

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE**

UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

**FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT GENIE CIVIL**

**FILIERE : GENIE CIVIL
OPTION : STRUCTURES**



**Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique**

**Par : MIRA Hind
BENYATTOU Nada**

Intitulé :

**Etude et évaluation de la performance sismique d'une
structure mixte (portique +voile) en béton arme selon le
nouveau règlement parasismique algérienne (RPA 2024)
par la méthode dynamique modale spectrale**

Soutenu devant le jury composé de :

Mr. BENYAHIA.A	Université MOHAMED BOUDIAF - M'SILA	Président
Mr.MEKKI.L	Université MOHAMED BOUDIAF - M'SILA	Examineur
Mr. MENASRI Youcef	Université MOHAMED BOUDIAF - M'SILA	Encadreur
Mr. BELAGRAA Larbi	Université MOHAMED BOUDIAF - M'SILA	Co-Encadreur

Année 2025/2026

فَرِحِينَ بِمَا آتَاهُمُ اللَّهُ مِنْ فَضْلِهِ

الإهداء

بسم الله الرحمن الرحيم
"وَأَخِرُ دَعْوَاهُمْ أَنِ الْحَمْدُ لِلَّهِ رَبِّ الْعَالَمِينَ"

الحمد لله الذي أنار لنا درب العلم والمعرفة، ووفقنا لاجتياز هذه المرحلة، والصلاة والسلام على أشرف المرسلين سيدنا محمد صلى الله عليه وسلم
بعد سنوات من الاجتهاد والصبر، أ حمد الله الذي وفقني لإتمام هذا العمل المتواضع، راجية أن يكون ثمرة خير وبداية نجاح أكبر

أهدي ثمرة جهدي هذا إلى أعز الناس على قلبي إلى من كانا نور طريقي وسندي في الحياة،
إلى أبي الغالي الذي تعب واجتهد من أجل أن أصل إلى هذه المرحلة
وإلى أُمي الحبيبة التي كان دعاؤها يرافقني في كل خطوة
حفظهما الله وأدامهما نعمة في حياتي.

إلى أختي وإخوتي وإلى كل أفراد عائلتي
الذين غمروني بالمحبة والدعم والتشجيع طوال مسيرتي الدراسية.

وإلى كل صديقاتي،
اللواتي شاركنني أجمل اللحظات وأصعبها خلال سنوات الدراسة.

وفي الأخير، أهديه إلى نفسي
التي صبرت واجتهدت وتحملت كل الصعوبات حتى تصل إلى هذه اللحظة.

أسأل الله أن يوفقني في مستقبلي العلمي والمهني،
وأن يجعل هذا العمل فاتحة خير ونجاح.

ندى



فَرِحِينَ بِمَا آتَاهُمُ اللَّهُ مِنْ فَضْلِهِ

الإهداء

بسم الله الرحمن الرحيم

الحمد لله الذي يسر لي البدايات وأكمل لي النهايات وبلغني الغايات.
"وَأَخِرُ دَعْوَاهُمْ أَنِ الْحَمْدُ لِلَّهِ رَبِّ الْعَالَمِينَ"

بعد مسيرة دراسية حملت في طياتها التعب والمشقة، أقف اليوم على عتبة تخرجي، أجني ثمرة كفاحي، وأرفع قبعتي بكل
فخر واعتزاز.

لم تكن الطريق مفروشة بالورود، لكنها اكتملت بفضل الله، فله الحمد على ما أعان ويسر، ووفقني في البدايات وبلغني
النهاية بكرمه وجوده.

إلى من كانوا النور الذي أثار دربي، ومن غرسوا في داخلي القيم والمبادئ، وكانوا لي العون والسند:

إلى والدي العزيز، قدوتي ومصدر قوتي محمد

إلى والدتي الحنونة، نبع الحنان والدعاء الصادق مباركة

لكما كل الحب والامتنان، فيكما وصلت إلى هذا الإنجاز.

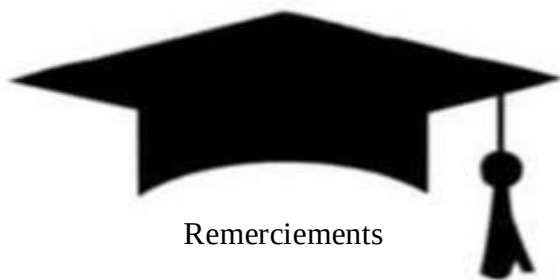
إلى أختي الوحيدة، نور العائلة وسندها، شكراً لوجودك وحبك ودعمك لي.

إلى إخوتي، أعز الناس بعد والدي، أنتم النعمة التي أفخر بها في حياتي، شكراً لمساندتكم لي ووقوفكم بجانبي.

إلى صديقاتي الغاليات، شكراً لكل لحظة كنتن فيها العون والسند، لأنكن جعلتن من التعب ذكرى جميلة، ومن التحدي فرصة
للنهوض.

هند





Remerciements

Avant toute chose, nous remercions Allah Tout-Puissant de nous avoir accordé la santé, l'énergie et la patience pour mener à bien ce travail.

Nous adressons nos vifs remerciements à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à l'élaboration de ce mémoire, et tout particulièrement à notre encadreur, Monsieur le Dr Menasri Youcef, pour son aide précieuse, ses conseils éclairés et ses critiques constructives, qui ont été indispensables à la réalisation de ce travail.

Nos remerciements s'adressent également à l'ensemble des enseignants qui ont assuré notre formation durant notre cursus.

Enfin, nous tenons à remercier les membres du jury pour l'honneur qu'ils nous ont fait en acceptant de participer à notre soutenance.



Résumé :

Ce projet s'inscrit dans le cadre d'une étude technique et d'ingénierie pour la réalisation d'un bâtiment d'habitation constitué d'un rez-de-chaussée et de quatre étages (R+4). Le site du projet est situé dans la wilaya de M'sila, classée en zone de forte sismicité (Zone IV) selon le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 2024**). La résistance structurelle et la stabilité globale du bâtiment sous l'effet des charges verticales et horizontales reposent sur un système structurel composé d'éléments porteurs (poutres, poteaux et voiles en béton armé). L'étude dynamique de la structure a été réalisée à l'aide du logiciel **ETABS**, en évaluant la force sismique par la méthode d'analyse spectrale (méthode modale spectrale). Enfin, l'étude a englobé le prédimensionnement géométrique précis et le calcul du ferrailage des différents éléments résistants, conformément aux réglementations en vigueur en Algérie (**CBA 93** et **BAEL 91 modifié 99**), tout en respectant les exigences complémentaires du **RPA 2024**.

Mots-clés : Béton armé, Règlement parasismique RPA 2024, Logiciel ETABS, Codes en vigueur BAEL 91, CBA 93.

ملخص:

يندرج هذا المشروع ضمن إطار دراسة تقنية وهندسية لإنجاز بناية سكنية تتكون من طابق أرضي بالإضافة إلى

أربعة طوابق (R+4)، تقع بولاية مسيلة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية الرابعة (Zone IV)

وفقاً للقواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA 2024) تركز المقاومة الهيكلية والاستقرار العام للبناية تحت تأثير الحمولات العمودية والأفقية على الجملة الإنشائية المكونة من العناصر الحاملة (العوارض، الأعمدة، والجدران القصية المصنوعة من الخرسانة المسلحة). وقد أجريت الدراسة الديناميكية للمنشأ بالاعتماد على برنامج ETABS، مع حساب القوة الزلزالية بواسطة طريقة تحليل طيف الاستجابة (طريقة الأنماط الطيفية). ختاماً، شملت الدراسة تحديد الأبعاد الهندسية الدقيقة وحساب تسليح مختلف العناصر المقاومة طبقاً للقوانين السارية في الجزائر (CBA 93) و BAEL 91 معدل 99 (بالتوافق مع متطلبات ملحق (RPA 2024).

الكلمات المفتاحية: الخرسانة المسلحة، القواعد المضادة للزلازل RPA 2024، برنامج ETABS، القوانين المعتمدة BAEL 91، CBA 93.

Abstract:

This project falls within the framework of a technical and engineering study for the construction of a residential building consisting of a ground floor plus four upper floors (R+4), located in the Wilaya of M'sila, which is classified under Seismic Zone IV.

In accordance with the Algerian Earthquake Resistant Regulations (RPA 2024), the structural resistance and overall stability of the building under the influence of vertical and horizontal loads are based on the structural system composed of the load-bearing elements (beams, columns, and shear walls made of reinforced concrete). The dynamic study of the structure was conducted using the ETABS software, with the seismic force calculated via the response spectrum analysis method (modal spectral method).

In conclusion, the study included determining the precise geometric dimensions and calculating the reinforcement of various resisting elements in accordance with the regulations in force in Algeria (CBA 93) and BAEL 91 amended 99 (in compliance with the requirements of the RPA 2024 addendum).

Keywords: Reinforced Concrete, Earthquake Resistant Regulations RPA 2024, ETABS Software, Approved Codes BAEL 91, CBA 93.

Sommaire

Introduction Générale	1
CHAPITER 01: Généralité Sur Le Séismes et Effets De Séisme	2
I.1 Généralité sur le séisme.....	3
I.1.1 Introduction.....	3
I.1.2 Description des séismes	3
I.1.3 Origine de séisme	4
I.1.4 Notion des failles	4
I.1.5 Caractéristiques d'un séisme	5
I.1.6 Classifications des séismes	6
I.1.7 Propagation des ondes sismiques	7
I.1.7.1 Ondes de volume	7
I.1.7.2 Ondes de surface.....	8
I.1.8 Mesure de l'importance d'un séisme	9
I.1.9 Classification des zones sismiques selon l’RPA2024	10
I.1.10 Conclusion	11
I.2 EFFETS DE SÉISME SUR LES STRUCTURES EN BÉTON ARMÉ.....	12
I.2.1 Introduction.....	12
I.2.2 L'action sismique	12
I.2.2.1 Effets de oscillations horizontales	13
I.2.2.2 Effets de oscillations verticales	14
I.2.2.3 Effets de Oscillations de torsion.....	15
I.2.3 Comportement d’un bâtiment lors d’un séisme.....	15
I.2.4 Déformation des bâtiments	16
I.2.5 Modes de rupture	17
I.2.5.1 Cisaillement alterné.....	18
I.2.5.2 Flambements des barres	18
I.2.5.3 Etage souple	19
I.2.5.4 Poteau court	19
I.2.5.5 Fissures en croix	20
I.2.5.6 Cisaillement des poteaux	20
I.2.5.7 Rotule plastique aux nœuds poteau-poutre	21
I.2.6 Conclusion	22
CHAPITER 02 : Méthode dynamique modale spectrale.....	23
II.1 Introduction.....	24
II.2 Principe	24
II.3 Modélisation	24
II.4 Présentation générale	24
II.5 Pulsations naturelles et modes propres	25
II.6 Etapes de calcul	25
II.7 Analyse modale	26
II.8 Nombre de modes à considérer	27

II.9 Combinaisons d'actions	28
II.10 Condition RPA2024.....	29
II.10.1 Spectre de réponse de calcul	29
II.11 Justification de l'interaction voile-portique.....	31
II.12 Conclusion	32
CHAPITER 03 : Modélisations et analyse numérique	33
III.1 Introduction	34
III.2 Présentation du Project	34
III.3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	34
III.4 Données De site	40
III.5 Eléments de la structure.....	40
III.5.1 Planchers	40
III.5.2 Poutres	40
III.5.3 Poteaux	40
III.5.4 Voiles.....	40
III.5.5 Escaliers.....	41
III.5.6 Acrotère	41
III.5.7 Maçonnerie.....	41
III.5.8 Revêtement.....	41
III.5.9 Balcons	41
III.6 Caractéristiques des matériaux.....	41
III.6.1 Béton.....	41
III.6.1.1 Dosage du béton	42
III.6.1.2 Résistance caractéristique du béton à la compression	42
III.6.1.3 Résistance caractéristique du béton à la traction	42
III.6.1.4 Module de déformation longitudinale	43
III.6.1.5 Module de déformation transversale	44
III.6.1.6 Contrainte limite	44
III.6.2 Acier	45
III.6.2.1 Résistance caractéristique de l'acier.....	45
III.6.2.2 Contraint limite de l'acier	45
III.6.2.3 Coefficient de scellement	46
III.6.2.4 Coefficient d'équivalence	46
III.6.2.5 Enrobage (protection de l'acier)	47
III.6.3 Actions et sollicitations	49
III.7 Règles du calcul	49
III.8 Conclusion.....	49
III.2 Pré dimensionnement des éléments	51
III.2.1 Planchers	51
III.2.1.1 Planchers à corps creux	51
III.2.1.2 Poutrelles.....	52
III.2.1.3 Dalle pleine	53
III.2.2 Escalier	54
III.2.3 Acrotère	54

III.3 Pré-dimensionnement des éléments principales	54
III.3.1 Poutre.....	54
III.3.1.1 Poutres principales.....	54
III.3.1.2 Poutres secondaires.....	54
III.3.2 Poteaux	55
III.3.3 Voiles.....	55
III.4 Évaluation et descente de charge	56
III.4.1 Évaluation des charges et surcharges	56
III.4.1.1 Planchers terrasse.....	56
III.4.1.2 Plancher étage courant.....	57
III.4.1.3 Dalle pleine (Balcon étage courant)	57
III.4.1.4 Dalle pleine (Balcon terrasse).....	58
III.4.1.5 Murs extérieur	58
III.4.1.6 Murs intérieurs	58
III.4.1.7 Escaliers	59
III.4.1.8 Acrotère	59
III.4.2 Descente de charge	60
III.4.2.1 Surcharge différentes selon la loi de dégression.....	60
III.5 Conclusion.....	61
III.3 ETUDE DES ELEMENTS PORTEURS	62
III.3.1 Introduction	62
III.3.2 Objectif de l'étude sismique.....	62
III.3.3 Modélisation de la structure	62
III.3.3.1 Introduction	62
III.3.3.2 Distribution de la structure.....	63
III.3.4 Application des forces sismiques par la méthode dynamique modale spectrale ..63	
III.3.4.1 Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalent selon RPA 2024.....	63
III.3.5 Combinaison des réponses modales	64
III.3.6 Estimation de la période fondamentale de la structure.....	64
III.3.7 Estimation empirique de la période fondamentale	65
III.3.7.1 Vérification du nombre de modes à considérer	65
III.3.8 Sens Justification vis-à-vis de l'effet (P- Δ).....	66
III.3.10 Comparaison entre structure portique et mixe	85
III.3.10.1 Remarque	85
III.3.11 Conclusion.....	85
III.4 Ferrailage des éléments porteurs.....	86
III.4.1 Ferrailage des poutres.....	86
III.4.2 Ferrailage des poteaux.....	93
III.4.3 Ferrailage des voiles.....	101
III.4.3.1 Prescriptions du RPA 2024 en Zone IV	101
III.4.3.2 Méthode de calcul (Méthode des contraintes)	102
III.4.3.4 Vérifications spécifiques	103
III.4.4 Justification de ferrailage des voiles.....	103

III.4.4.1 Ferrailages des voiles et des trumeaux.....	103
III.4.4.2 Ferrailages des éléments de rive	104
III.6 Conclusion.....	111
III.7 Etude de L'infrastructure.....	112
III.7.1 Classification des fondations.....	112
III.7.2 Justification pour le choix de type de fondation.....	112
III.7.3 Combinaisons d'actions	113
III.7.4 Vérification de la semelle filante.....	113
III.7.5 Vérification de la semelle isolée.....	114
III.8 Conclusion.....	118
III.8 Calcul des éléments secondaires.....	119
III.8.1 Escaliers.....	119
III.8.2 Calcul de ferrailage.....	119
III.9 Acrotère.....	120
III.9.1 Définition.....	120
III.9.2 Calcul des sollicitations.....	120
III.9.3 Calcul de Ferrailag.....	120
III. 9.4 Calcul de flexion simple.....	121
III. 9.5 Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 [1] A.5.1.1).....	121
III. 9.6 Vérification des contraintes à ELS.....	121
III.9.7 Conclusion.....	122
Conclusion général	123
Référence bibliographique	124
Annexe.....	125

Liste des notation

<i>A</i>	Coefficient d'accélération de zone.
<i>D</i>	Facteur d'amplification dynamique.
<i>E</i>	Action accidentelle.
<i>F</i>	Force concentrée.
<i>G</i>	Action permanente.
<i>I</i>	Moment d'inertie.
<i>L</i>	Longueur , portée.
<i>M</i>	Moment fléchissant.
<i>N</i>	Effort normal.
<i>Q</i>	Action d'exploitation ; Facteur de qualité.
<i>R</i>	Coefficient de comportement global de la structure.
<i>T</i>	Effort tranchant, période.
<i>V</i>	Force sismique totale.
<i>W</i>	Poids totale de la structure.
<i>Z</i>	Bras de levier.
<i>ELU</i>	Etat limite ultime.
<i>ELS</i>	Etat limite service.
<i>Ar</i>	Armature de réparation.
<i>Ast</i>	Section d'armature.
<i>Br</i>	Section réduite.
<i>Cp</i>	Facteur de force horizontal.
<i>CT</i>	Coefficient de période.
<i>Eb</i>	Module de déformation longitudinale du béton.
<i>Eij</i>	Module d'élasticité instantané.
<i>Es</i>	Module d'élasticité de l'acier
<i>Evj</i>	Module d'élasticité différé.
<i>I0</i>	Moment d'inertie de la section totale homogène.
<i>Ifi</i>	Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
<i>Ifv</i>	Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
<i>Ix , Iy</i>	Moment d'inertie.
<i>Lf</i>	Longueur de flambement.

M_0	Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
M_a	Moment en appuis.
M_t	Moment en travée.
M_u	Moment à l'état limite ultime.
M_{ser}	Moment à l'état limite service.
N_u	Effort normal pondéré aux états limites ultime.
N_{ser}	Effort normal pondéré aux états limites de service.
St	Espacement.
W_i	Poids au niveau « i ».
d	Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.
e	Epaisseur.
f	Flèche.
$\bar{f}$	Flèche admissible.
d'	Distance entre les armatures et la fibre neutre (armature sup)
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
f_i	Flèche due aux charges instantanées.
f_v	Flèche due aux charges de longue durée.
F_{bc}	Contrainte de calcul.
F_{cj}	Résistance à la compression du béton à (j) jour
F_{tj}	Résistance à la traction du béton à (j) jour.
f_{c28}	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.
f_{t28}	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours
i_x, i_y	Rayon de giration.
a	Position relative de la fibre neutre.
B	Coefficient de pondération
Λ	Elancement.
E	Déformation relative.
Φ	Diamètre des armatures.
H	Facteur de correction d'amortissement.
Θ	Coefficient d'application.
M_u	Moment ultime réduit.
γ_b	Coefficient de sécurité de béton.
γ_s	Coefficient de sécurité d'acier.

T_u	Contrainte de cisaillement.
$\bar{\tau}_u$	Contrainte ultime de cisaillement.
Σ_{bc}	Contrainte de béton.
Σ_{st}	Contrainte d'acier.
$\bar{\sigma}_b$	Contrainte admissible du béton.
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte admissible d'acier.
$\bar{\sigma}_{sol}$	Contrainte admissible du sol

Liste des figures

Figure I.1: Origine de du séisme.	4
Figure I.2: différents types de faille [9].	5
Figure I.3: origine des tremblements de terre [9].	6
Figure I.4: Représentation schématique des ondes P [12].	7
Figure I.5: Représentation schématique des ondes S [12].	8
Figure I.6: Représentation schématique des ondes R [12].	8
Figure I.7: Représentation schématique des ondes L [12].	9
Figure I.8: Zonage sismique de l' Algérie [17].	11
Figure I.9: Schéma d'une structure portique en béton armée typique [19].	12
Figure I.10 Composantes du mouvement sismique [21].	13
Figure I.11: Oscillations horizontales des constructions.	14
Figure I.12 Oscillations vertical.	14
Figure I.13 Oscillations de torsion.:	15
Figure I.14: Types du mouvement d'une structure de génie civil en cas du séisme.	16
Figure I.15: Les schémas illustrent des modes de déformation pour différents éléments [24].	16
Figure I.16: Excentrement entraînant un phénomène de torsion [25].	17
Figure I.17: absence d'armature transversale, le caillage alterné détruit-les sections.	18
Figure I.18: Effet De Niveau Souple (Séisme de Boumerdès, Algérie 2003) [28].	19
Figure I.19: Modes de défaillance dans les poteaux courts [30].	19
Figure I.20: Fissures en croix [31].	20
Figure I.2.13: Cas de poteaux courts sans protection – tous les poteaux sont cisailés [32].	20
Figure I.21: Rupture en zone nodale [32].	21
Figure I.22: Rotule dans le poteau [32].	21
Figure I.23: Rotule dans la poutre [32].	22
Figure II.1: Modes propres de vibration	26
Figure II.2: Exemple de spectre de réponse en accélérations	27
Figure II.3: Spectres de réponse élastique pour les sols des classes S_1 à S_4 selon RPA 30	30
Figure III.1: Vue en plan de RDC du bâtiment	35
Figure III.2: Vue en plan de l'étage courant du bâtiment	36
Figure III.3: Plan terrasse du bâtiment.	37
Figure III.4: Vue de la façade principale du bâtiment.	38
Figure III.5: Façade postérieure.	39
Figure III.6: Module de déformation instantané et différée	43
Figure III.7: Diagramme des contraintes du béton.	44
Figure III.8: Diagramme des contraintes limite du béton.	45
Figure III.9: Diagramme contraintes déformation de l'acier à l'ELU.	46
Figure III.10: Plancher à corps creux.	52
Figure III.11: Poutrelle.	53
Figure III .12: Schéma d'un escalier.	54
Figure III .13: Schéma statique de l'acrotère.	55
Figure III .14: Spécifications pour les nœuds poteaux-poutres.	58
Figure III.15: Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations.	58
Figure III .16: Composants d'un plancher terrasse en corps creux.	60
Figure III .9: Schéma statique de la descente de la charge.	65
Figure III.17 : Vue 3D de la structure.	71
Figure III.18 : Disposition des voiles dans le bâtiment	72
Figure III. 19 : Translation de bâtiment selon l'axe Y	77
Figure III.20 : Translation de bâtiment selon l'axe X.	77

Figure III.21 : Rotation de bâtiment autour de l'axe Z	78
Figure III.22: Spectre pour démarrage de modélisation	79
FigureIII.23 : déplacements étages Sens X-X	82
Figure III.24: déplacements étages Sens Y-Y	83
Figure III.25 :Moments fléchissant dans les poutre principale ELU	86
Figure III.26 :Moments fléchissant dans les poutre principale ELS	87
Figure III.27 :Moments fléchissant dans les portique principale ELA	88
Figure III.28 :Moments fléchissant dans les poutre secondaires ELU	89
FigureIII.29 : Moments fléchissant dans les poutre secondaires ELS	89
FigureIII.30 : Moments fléchissant dans les poutre secondaires ELA	90
Figure III.31: fenêtre des résultats de ferrailage de la poutre principale	92
Figure III.32: Schéma de ferrailage poutres principales.	93
Figure III.33:fenêtre des résultats de ferrailage de la poutres secondaires 1 (30.....	94
FigureIII.34: Schéma de ferrailage poutres secondaires 1.	95
Figure III.35 :fenêtre des résultats de ferrailage de la poutres secondaires 2	96
Figure III.36 : Schéma de ferrailage poutres secondaires 2.	97
Figure III.37 :fenêtre des résultats de ferrailage de la poteau (40 x40)(EXPERT	99
Figure III.38 : Schéma de ferraiage poteau.	100

Liste des tableaux

Tableau II.1: Coefficient d'accompagnement.....	28
Tableau II.2: coefficient d'accélération de zone A	29
Tableau II.3: valeurs du coefficient de comportement R	30
Tableau II.4: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique	30
Tableau II.5: Valeurs des Pondérations P_q	31
Tableau III.1: f_e en fonction du type d'acier	46
Tableau III.2 : charges Pour plancher terrasse (inaccessible).	60
Tableau III.3: charges pour plancher étage courant.	61
Tableau III.4: Évaluation des charges du balcon Etage Courant	61
Tableau III.5 : Charge de la dalle pleine (Balcon Terrasse).	62
Tableau III.6 : Evaluation des charges permanentes des mur extérieur.	62
Tableau III.7: Charge permanente des mur intérieurs.....	62
Tableau III.8: Evaluation des charges du palier	63
Tableau III.9: Evaluation des charges du Paillasse.	63
Tableau III.10: Evaluation des charges de l'acrotère.	64
Tableau III .11: Évaluation des poids propres des poteaux.....	66
Tableau III.12 : Descente de charge du poteau.	67
Tableau III.13: Valeurs du coefficient d'accompagnement Ψ , Pour la charge	73
Tableau III.14 : valeurs du coefficient CT	74
Tableau III.15 Les résultats de l'analyse modale trouvés par le ETABS	76
Tableau III .16: Centre de masse et centre de torsion	79
Tableau III.17 : Calcul de l'excentricité	80
Tableau III .18 : déplacements étages Sens X-X.....	81
Tableau V.19: déplacements étages Sens Y-Y.....	82
Tableau III.20 : Résultats des moment fléchissant des poutres.....	91
Tableau III. 21: Ferrailage des poutres principale	91
Tableau III.23 : Ferrailage des poutres secondaires 1	93
Tableau III .24: Ferrailage des poutres secondaires 2.....	95
Tableau III . 25 : Sollicitation (M, N,) Poteaux (40x40)	98
Tableau III .26: Ferrailage de Poteaux (40x40)	98

Introduction Générale :

Les séismes comptent parmi les phénomènes naturels les plus dévastateurs, engendrant régulièrement d'importantes pertes humaines et des dommages matériels considérables. En Algérie, la vulnérabilité du patrimoine bâti face aux secousses telluriques a été tragiquement mise en évidence par les séismes de Chlef (1980) et de Boumerdès (2003). Ces événements majeurs ont imposé une révision continue des règles de construction parasismique, aboutissant récemment à l'adoption de la nouvelle version réglementaire : le RPA 2024. Dans cette optique, notre travail de fin d'études s'intéresse à l'analyse approfondie et à l'évaluation du comportement sismique d'une structure mixte en béton armé (combinant portiques et voiles), conformément aux exigences strictes de ce nouveau règlement parasismique algérien (RPA 2024), en appliquant la méthode d'analyse dynamique modale spectrale.

L'objectif principal de cette recherche est de vérifier si la configuration structurelle envisagée répond aux critères de sécurité et de performance dictés par le RPA 2024. Il s'agit également d'analyser en détail la réponse dynamique globale du bâtiment (notamment les déplacements inter-étages, les efforts tranchants à la base ainsi que les périodes propres de vibration) et de confronter les résultats obtenus avec le spectre de réponse réglementaire.

La démarche méthodologique adoptée repose sur une modélisation numérique tridimensionnelle de la structure à l'aide d'un logiciel de calcul par éléments finis (ETABS 22). Une analyse modale spectrale est ensuite développée afin d'évaluer avec précision le comportement des éléments résistants sous l'effet du chargement sismique correspondant à la zone de sismicité retenue.

Enfin, ce mémoire est structuré en quatre chapitres distincts. Le premier chapitre introduit les concepts généraux liés aux séismes, à leurs origines, à la propagation des ondes sismiques ainsi qu'à leurs impacts sur les structures. Le deuxième chapitre est consacré aux fondements théoriques des méthodes d'analyse sismique, en insistant particulièrement sur la méthode modale spectrale et les exigences du RPA 2024. Le troisième chapitre présente la modélisation de notre structure mixte (portiques + voiles) et détaille les hypothèses fondamentales de calcul. Enfin, le quatrième chapitre est dédié à l'interprétation des résultats issus des simulations numériques et à l'évaluation globale des performances parasismiques du bâtiment.

CHAPITER 01 :
Généralité Sur Le Séismes et Effets De Séisme

I.1 Généralité sur le séisme :**I.1.1 Introduction :**

Le séisme est le risqué naturel majeur le plus meurtrier et qui cause le plus de dégâts. De 1994 à 2004, les séismes ont fait plus de 80 000 victimes dans le monde. Si le mécanisme du séisme est aujourd'hui mieux connu, tant du point de vue de son origine que de sa propagation, il reste encore un phénomène imprévisible [1].

Notre connaissance actuelle des phénomènes est telle que, s'il n'est pas possible de prédire l'instant où un séisme se produira en un lieu donné, il est possible d'identifier les zones à haut risque sismique et d'y construire en conséquence. Pour cela, il faut comprendre le mécanisme par un certain nombre de grandeurs directement utilisables par l'ingénieur [2].

La sismologie est la science qui consiste à détecter et à analyser les vibrations naturelles du sol ainsi que les signaux sismiques générés artificiellement.

I.1.2 Description des séismes :

Un séisme est un phénomène géologique qui se produit lorsqu'il y a une libération soudaine d'énergie dans la croûte terrestre. Cette énergie est générée par la rupture des roches le long d'une zone de faille, qui est une zone de fracture dans la croûte terrestre où les blocs de roches se déplacent les uns par rapport aux autres [3]. Lorsque les blocs de roches se déplacent, ils libèrent de l'énergie sous forme de vibrations qui se propagent à travers la Terre sous forme d'ondes sismiques. Ces ondes sismiques peuvent causer des mouvements de terrain, des effondrements, des glissements de terrain, des tsunamis et d'autres dommages aux bâtiments et aux infrastructures [4].

La classification des tremblements de terre repose sur leur magnitude, laquelle évalue la quantité d'énergie libérée lors du séisme. Cette évaluation se fait généralement à l'aide de l'échelle de Richter ou d'une autre échelle de magnitude. Les séismes peuvent provoquer des destructions très importantes, surtout lorsqu'ils surviennent à proximité de zones densément peuplées et insuffisamment préparées face à ce risque.

I.1.3 Origine de séisme :

Rappelons Un séisme est une rupture des roches de la croûte terrestre, un glissement brutal le long d'une faille sismique consécutif à une accumulation de contraintes au cours du temps. Lors de la rupture, l'énergie accumulée se libère soudainement et se disperse dans toutes les directions de l'espace, sous forme d'ondes. Le passage de ces ondes à la surface est alors

ressenti comme des vibrations du sol c'est le tremblement de terre. C'est ce glissement brutal qui va comprimer (ou dilater) et cisailer les roches environnantes. Ces compressions/cisaillements vont se propager de proche en proche dans les roches. C'est ce que l'on appelle les ondes sismiques. Donc, schématiquement, les failles sismiques sont à l'origine des séismes, qui eux-mêmes engendrent les ondes sismiques.

D'autres causes peuvent générer des séismes. Par exemple, à 50 km au large de Mayotte, de nombreux séismes se produisent depuis 2018. Leur origine est la naissance d'un nouveau volcan au fond de l'océan, à 3500m de profondeur. L'activité humaine peut également entraîner des mouvements sismiques [5].

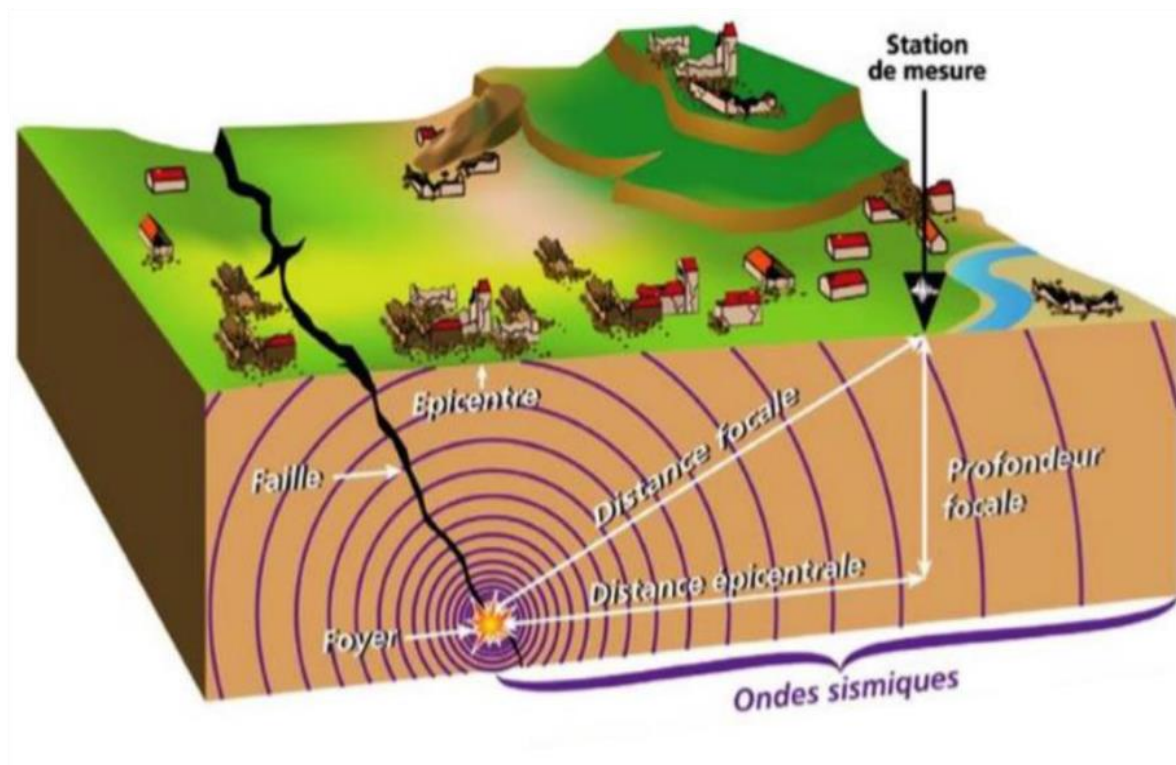


Figure I.1: Origine de du séisme.

I.1.4 Notion des failles :

Une faille est une fracture le long de laquelle deux compartiments de la croûte se sont déplacés de chaque côté l'un relativement à l'autre en parallèle à la fracture. La secousse d'un séisme se génère au foyer quand la zone de faille se rompt, c'est un processus qui prend quelques secondes ou au plus quelques minutes. Ensuite, les ondes sismiques libérées par la rupture de faille se propagent après la fin du mouvement de la faille et traversent le globe terrestre en 20 minutes environ [6].

- **Faille normale** : Elles sont définies par l'espacement d'un compartiment par rapport à un autre, qui résulte des contraintes de traction [7].
- **Faille inverse** : Dans le cas d'une faille inverse, l'un des deux blocs se déplace vers l'autre en raison d'une compression générale. Cela se traduit par un raccourcissement du bloc-diagramme [8].
- **Faille de décrochement** : Les failles entraînent un coulisement horizontal de deux blocs dans des directions opposées de chaque côté du plan de la faille, sous l'effet d'une contrainte de cisaillement [7].
- La figure ci-dessous illustre les différents types de failles :

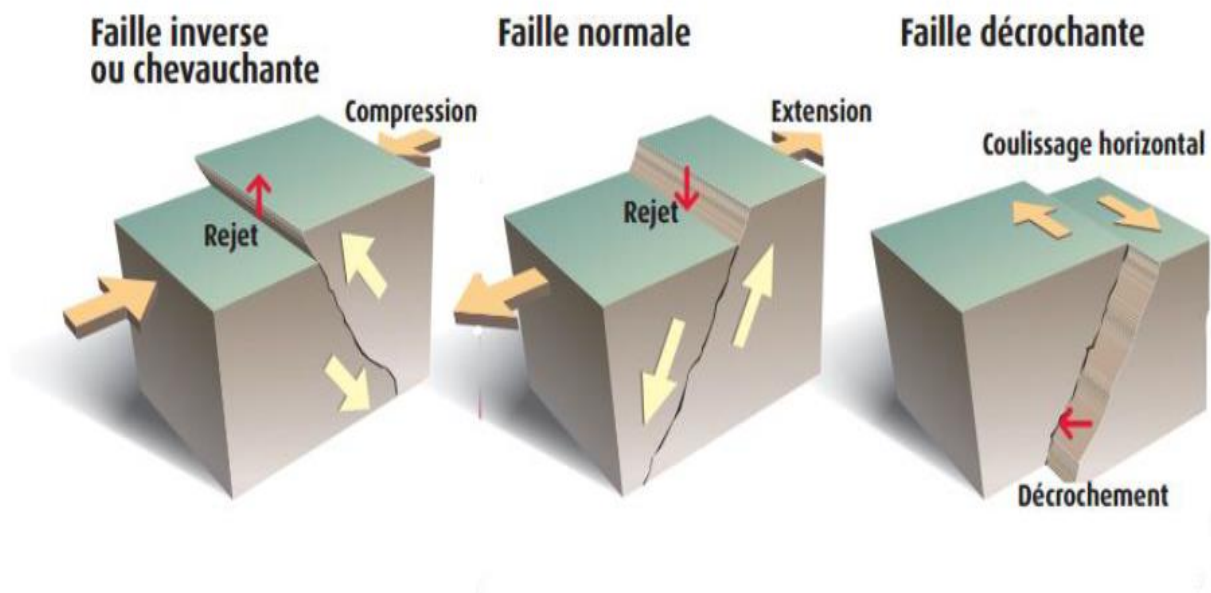


Figure 1.2: différents types de faille [9].

I.1.5 Caractéristiques d'un séisme:

On peut caractériser un séisme par différents paramètres :

- ❖ **Foyer (ou hypocentre)** : Le foyer d'un séisme est la région de la faille où commence la rupture et d'où partent les ondes sismiques. Les séismes qui génèrent des dégâts ont habituellement des foyers situés dans les cent premiers kilomètres de la lithosphère.
- ❖ **Magnitude (échelle de RICHTER)**: C'est une évaluation de l'énergie libérée au foyer.
- ❖ **Intensité I (échelle de MERCALLI)**: C'est une caractérisation de l'importance des effets matériels observés en surface et de la perception par la population.
- ❖ **Durée**: C'est un paramètre significatif dans les processus de fissurations et dégradations progressives des éléments d'une construction.

- ❖ **Épicentre géométrique:** Il représente la projection verticale du foyer sur la surface libre.
- ❖ **Distance focale:** Elle représente la distance qui sépare le site et le foyer.
- ❖ **Distance épicentrale:** C'est une distance qui sépare un site de l'épicentre géométrique [10].

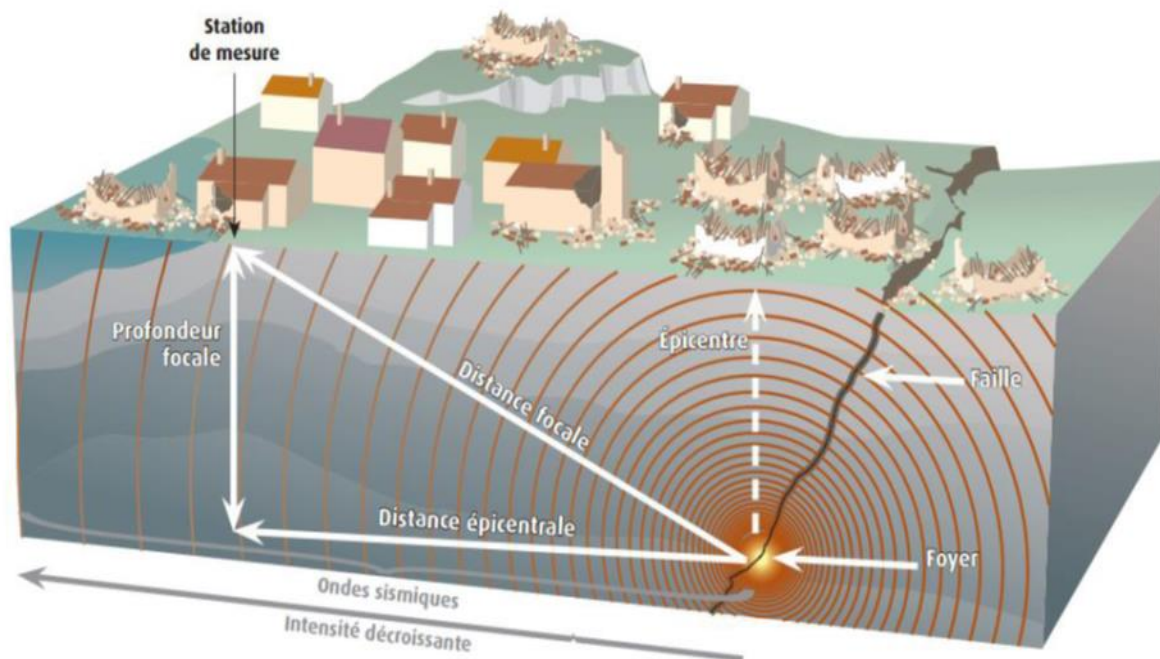


Figure I.3: origine des tremblements de terre [9].

I.1.6 Classifications des séismes:

On distingue trois classes de séismes, en fonction de la profondeur du foyer:

- ✓ **Les séismes superficiels:** qui se produisent à une faible profondeur, soit dans les premières dizaines de kilomètre ($<60\text{km}$), et qui se trouvent autant aux frontières divergentes.
- ✓ **Les séismes intermédiaires:** qui se produisent entre quelques dizaines de kilomètres de profondeur (60 à 300km), et se concentrent uniquement au voisinage des limites convergentes.
- ✓ **Les séismes profonds:** qui se produisent à des profondeurs pouvant atteindre les 700km, soit en pratique la base de l'asthénosphère, ce sont des séismes de grande

intensité, ils surviennent au niveau des zones de subduction et se sont les plus destructeurs [11].

I.1.7 Propagation des ondes sismiques:

On distingue deux principaux types d'ondes sismiques:

I.1.7.1 Ondes de volume: Elles prennent naissance dans le foyer et se propagent à l'intérieure de la terre sous deux forme:

- **Ondes primaires (P):** Sont des ondes de compression assimilables aux ondes sonores et qui se propagent dans tous les états de la matière, les particules se déplacent selon un mouvement avant-arrière dans la direction de la propagation de l'onde [12], Elles se propagent dans la croûte terrestre avec une vitesse de 6 à 8 km/s et s'accompagnent d'un changement de volume (compression et dilatation alternées) [13].

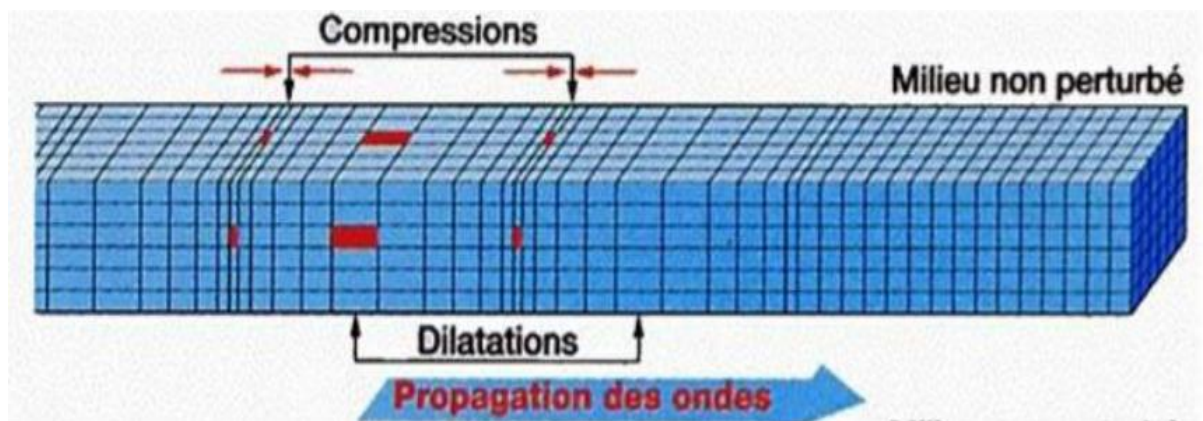


Figure I.4: Représentation schématique des ondes P [12].

- **Ondes Secondaires (S):** Sont des ondes de cisaillement qui ne se propagent que dans les solides, les particules oscillent dans un plan vertical, à angle droit par rapport à la direction de propagation de l'onde [12]. Ces ondes se déplacent avec une vitesse de 4 à 5 km/s provoquant un cisaillement sans changement de volume [14].

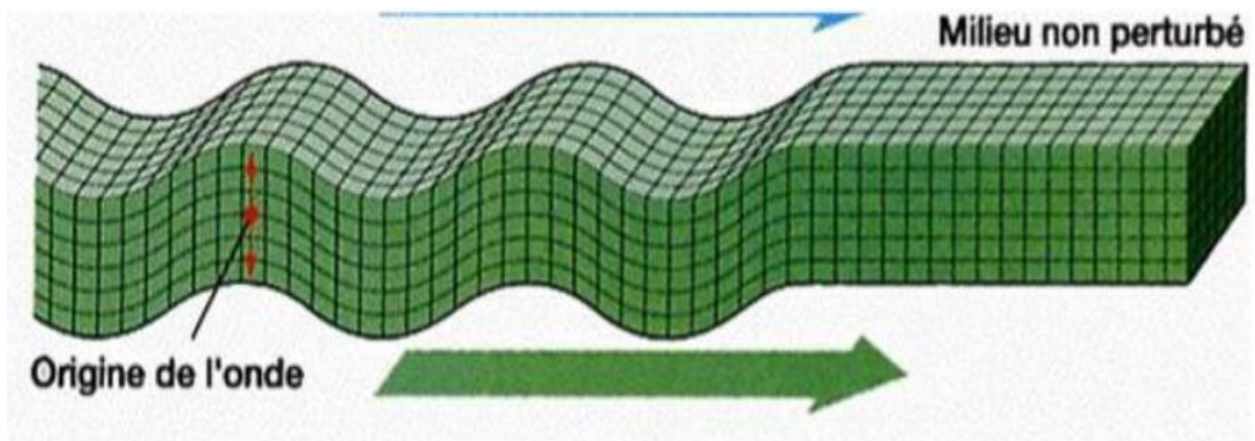


Figure I.5: Représentation schématique des ondes S [12].

I.1.7.2 Ondes de surface: Les ondes de volume qui arrivent à la surface de la terre donnant naissance à des ondes de surface de deux types:

- **Ondes de Rayleigh ou onde (R):** Sont assimilables à une vague, les particules du sol se déplacent selon une ellipse, créant une véritable vague qui affecte le sol lors des grands tremblements de terre [15].

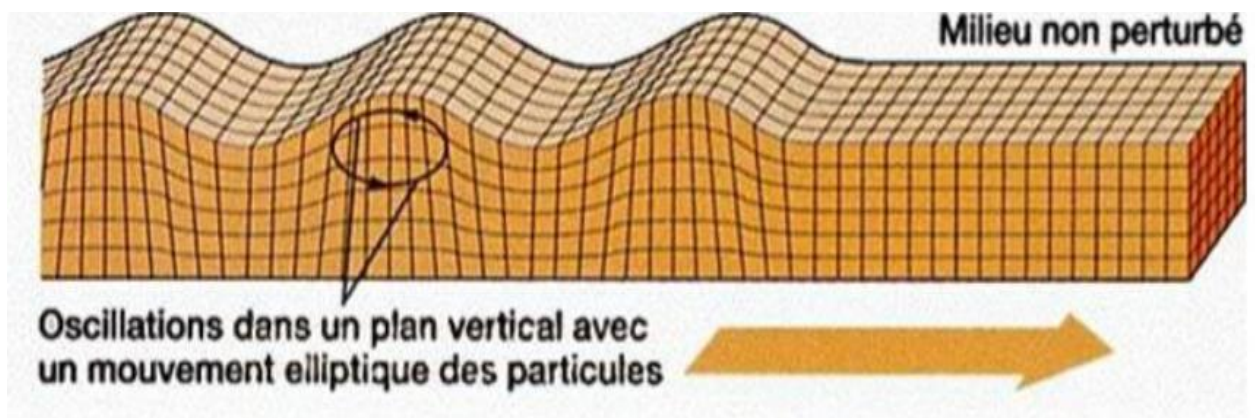


Figure I.6: Représentation schématique des ondes R [12].

- **Ondes de Love ou onde (L):** Sont des ondes de cisaillement, comme les ondes S, mais qui oscillent dans un plan horizontal. Elles impriment au sol un mouvement de vibration latéral [14]

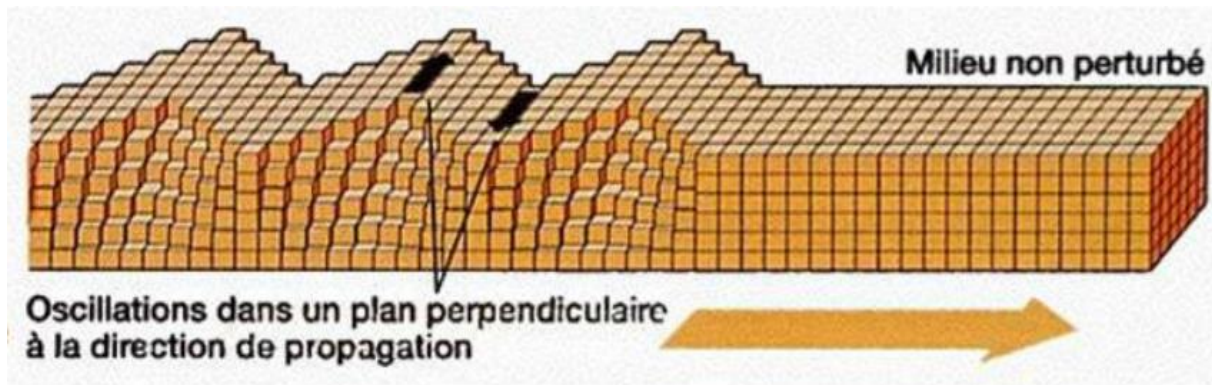


Figure I.7: Représentation schématique des ondes L [12].

Les ondes de cisaillement (S) et (L) sont plus dangereuses pour les constructions que les ondes (P) [13]

I.1.8 Mesure de l'importance d'un séisme:

Il est important de noter que chaque séisme est unique et afin de caractériser un événement, on se réfère généralement à l'une des deux grandeurs qui sont la magnitude et l'intensité.

❖ Magnitude (M):

La puissance d'un tremblement de terre correspond à l'énergie libérée pendant ce séisme. La puissance est exprimée grâce à une échelle des magnitudes créée par le géophysicien américain Charles Richter en 1935: « l'échelle de Richter ». C'est l'échelle la plus utilisée par les géologues. Cette échelle donne 8.9 (degré9) pour les grands tremblements de terre.

$$M = \text{Log}A + C\text{Log}\Delta + D \quad (1.1)$$

A: amplitude maximale.

C, D: coefficient de stations.

Δ : distance entre deux stations.

De par sa magnitude M (échelle de Richter), c'est une évaluation de la quantité d'énergie libérée au niveau du foyer du tremblement de terre. Cette échelle, définie en 1935, est basée sur le principe d'enregistrement des mouvements du sol effectué en un certain nombre de points d'observations situés à des distances quelconques de l'épicentre. A partir d'une étude statistique, nous avons établi une corrélation entre l'énergie libérée par un séisme et la magnitude [11].

❖ L'intensité:

L'intensité d'un séisme est définie en un lieu par rapport aux effets produits par ce séisme, qu'ils soient seulement observés ou ressentis par l'homme (réveil, chute d'objets, fissures ...) ou qu'ils aient causés des dégâts plus ou moins importants aux constructions.

L'intensité d'un séisme dépend du lieu d'observation des effets causés par le séisme. Elle décroît généralement lorsqu'on s'éloigne de l'épicentre du séisme mais varie aussi selon la structure géologique. Une forte intensité est souvent associée à des zones de roches molles (sable, vase, argile et remblais), alors qu'une faible intensité dans des zones de roches plus solides (grès).

Plusieurs échelles d'intensité ont été définies. Les plus utilisées sont l'échelle de Mercalli qui date de 1902 et qui a été modifiée en 1956 et l'échelle MSK créée en 1964, du nom des trois sismologues européens Medvedev, Sponheuer et Karnik. Ces deux échelles comportent douze degrés notés généralement en chiffres romains de I à XII. Le degré I correspond aux secousses les plus faibles, à peine ressenties, le degré XII aux secousses les plus fortes, celles ayant entraîné une destruction totale des bâtiments [16].

I.1.9 Classification des zones sismiques selon l'RPA2024:

Le territoire national est divisé en sept (07) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité, et qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit [17];

- Zone 0: Sismicité très faible.
- Zone I: Sismicité faible.
- Zone II: Sismicité faible à moyenne.
- Zone III: Sismicité moyenne.
- Zone IV: Sismicité moyenne à élevée.
- Zone V & VI: Sismicité élevée.

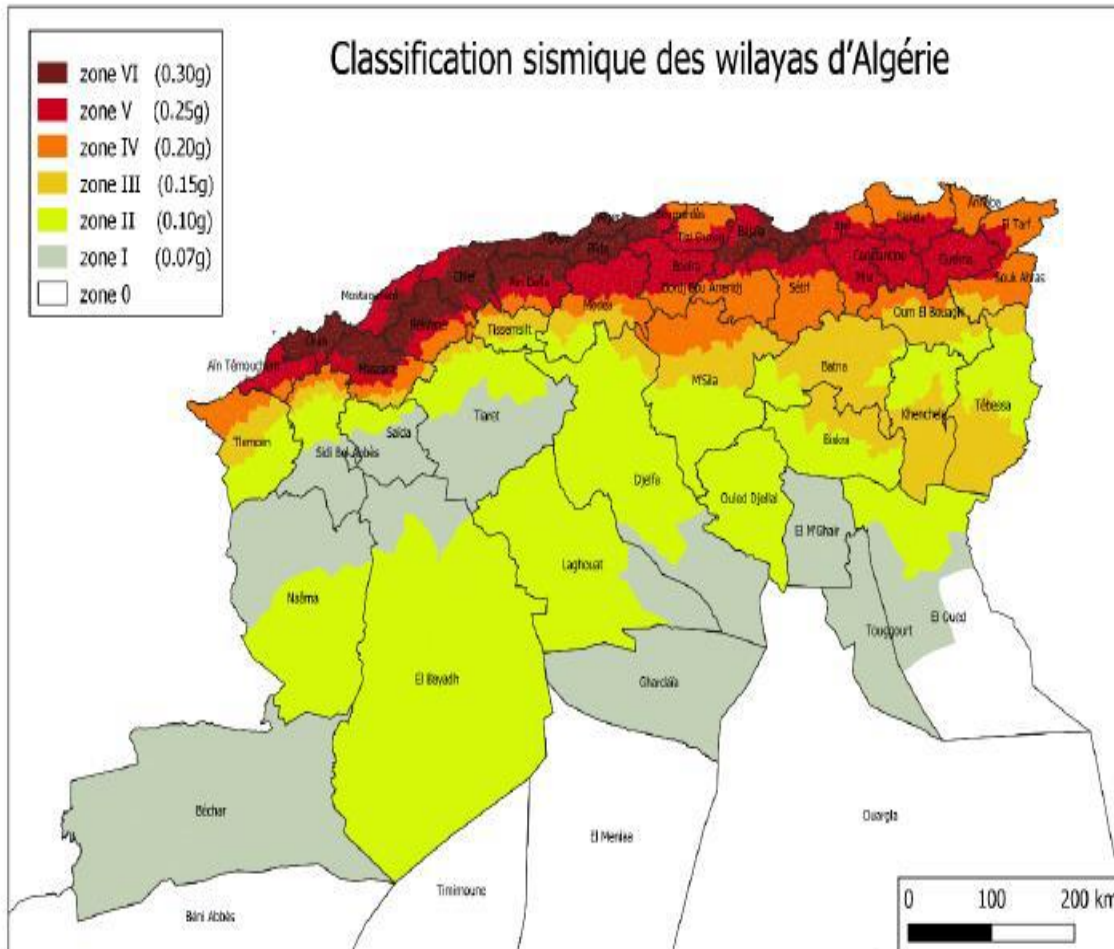


Figure I.8: Zonage sismique de l' Algérie [17].

I.1.10 Conclusion:

La conception d'ouvrages capables de résister, dans une marge de sécurité acceptable, aux secousses sismiques probables, nécessite une connaissance approfondie des caractéristiques du mouvement sismique.

L'évaluation de ces caractéristiques sur un site donné constitue la première étape du dimensionnement parasismique des structures. Cette démarche fait appel à plusieurs disciplines étroitement liées: la géologie, l'histoire, la sismologie, la géotechnique, les statistiques, etc.

I.2 EFFETS DE SÉISME SUR LES STRUCTURES EN BÉTON ARMÉ :

I.2.1 Introduction:

L'étude des dommages subis à la suite des tremblements de terre aux États-Unis (San Fernando 1971, Loma Prieta 1989, Northridge 1994), au Japon (Kobé 1995), au Canada

(Saguenay 1988), El Asnam 1980, Costa Rica 1991, Kocaeli 1999, Boumerdes 2003 a permis de mieux comprendre la nature des mouvements sismiques et d'identifier les faiblesses des structures et leur comportement. Avant de commencer à parler des effets du séisme sur les constructions (structures En béton armé), il nous est nécessaire d'expliquer d'abord l'action sismique et ses composantes, et voir la composante qui a le plus d'effets dommageables sur les constructions [18].

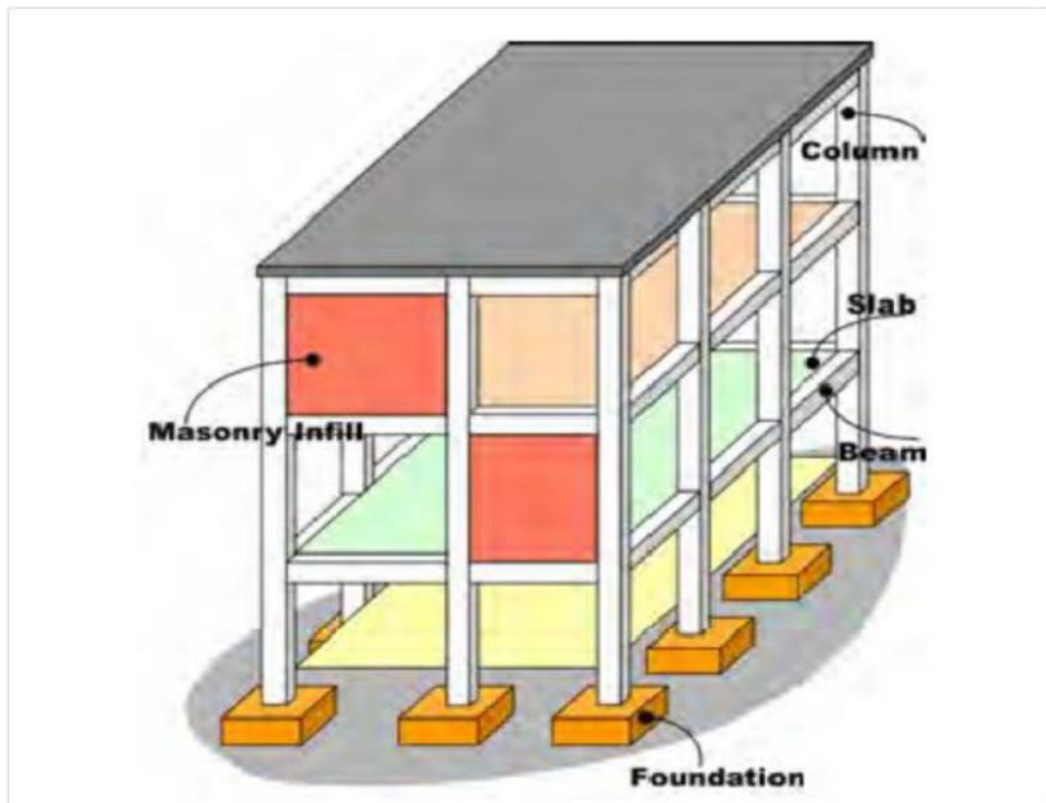


Figure I.9: Schéma d'une structure portique en béton armée typique [19].

I.2.2 L'action sismique:

Lorsqu'un tremblement de terre se produit, le bâti subit un choc qui est provoqué par trois actions différentes: horizontale, verticale et de rotation. La libération d'énergie au foyer du séisme qui entraîne la propagation d'ondes de compression et de cisaillement, est la cause de ces déplacements en surface.

Le mouvement sismique (ou action sismique) peut se décomposer en la somme d'une composante horizontale (suivant deux directions principales U_x et U_y) et d'une composante verticale U_z et des rotations (θ_x , θ_y , θ_z), (Figure I.2.1). Il est utile de savoir que la composante verticale est, à l'aplomb de l'épicentre égale à la composante horizontale [20].

Plus nous nous éloignons de cette épicerie, plus la composante verticale est moins importante par rapport à la composante horizontale, elle perd environ 50 à 70% de son influence. L'importance du mouvement vertical est souvent négligeable, car moins dommageable, que le mouvement horizontal.

Étant donné que les structures sont conçues pour supporter leur poids propre, la composante verticale de l'action sismique a généralement moins d'importance. En revanche, la composante horizontale est prépondérante et doit être privilégiée dans le dimensionnement des structures vis-à-vis des efforts horizontaux.

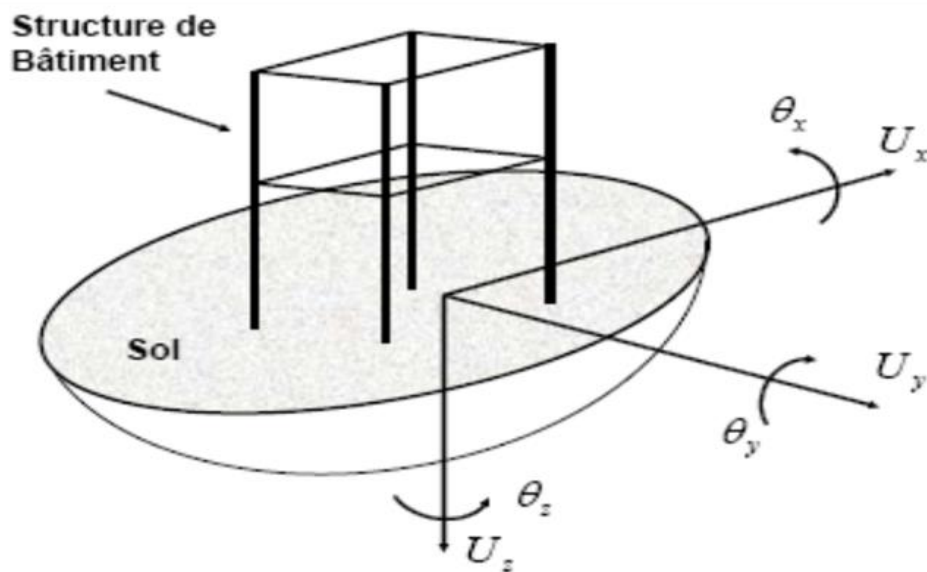


Figure I.10 Composantes du mouvement sismique [21].

I.2.2.1 Effets de oscillations horizontales:

Bien que les constructions soient contreventées pour résister au vent, lors des tremblements de terre, ce contreventement peut s'avérer insuffisant. Les règles parasismiques indiquent le contreventement minimal à assurer en zone sismique (Figure I.2.3) [22].

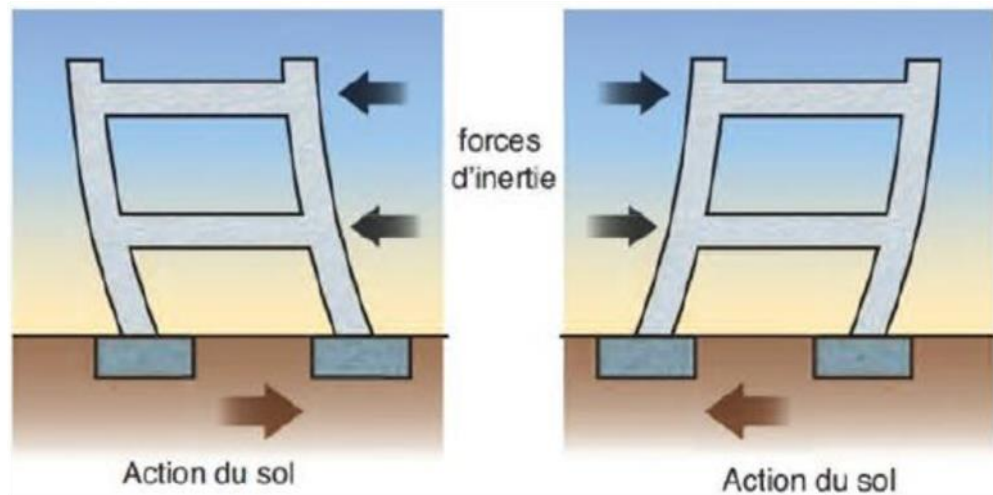


Figure I.11: Oscillations horizontales des constructions.

I.2.2.2 Effets de oscillations verticales:

Ces oscillations sont bien supportées par les constructions, car elles sont conçues pour résister aux charges gravitaires, qui sont verticales. Seuls les éléments pouvant subir des déformations verticales importantes en raison de leur flexibilité sont assez vulnérables:

Poutres de grande portée et balcons présentant un porte-à-faux de plus de deux mètres, plus Particulièrement lorsqu'ils sont lourds ou portent une masse à leur extrémité. Les Règles PSMI 89/92 limitent la portée des balcons à 1,50 m et les éventuelles masses à leurs extrémités (jardinières par exemple) à 200 kg/m de longueur (Figure I.2.4) [22].

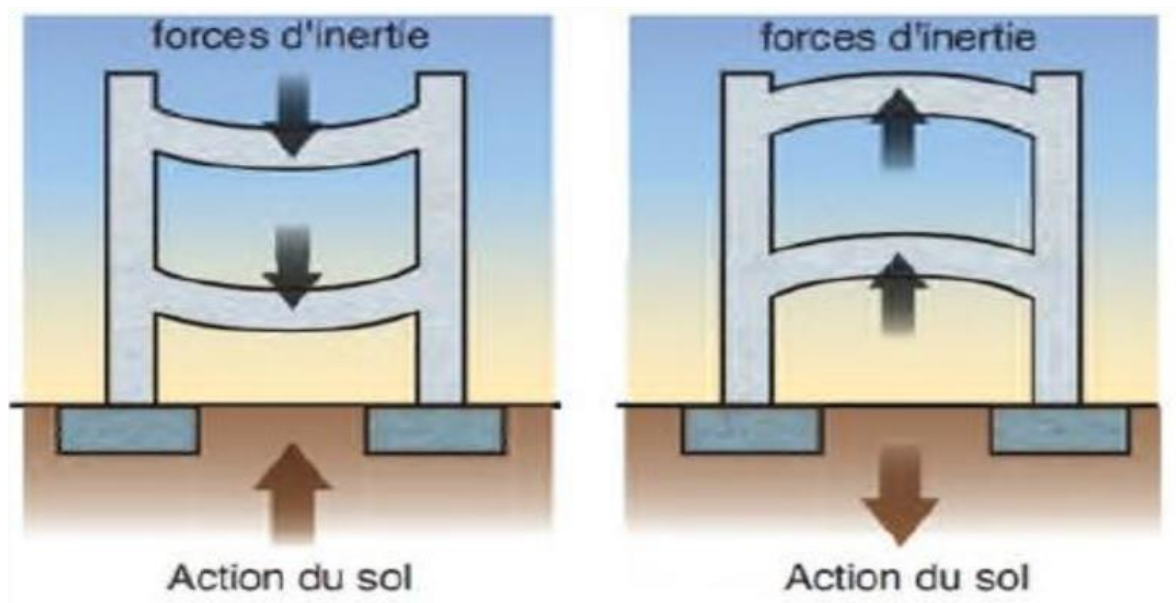


Figure I.12 Oscillations verticales.

I.2.2.3 Effets de Oscillations de torsion:

Les oscillations de torsion sont dues à la « mauvaise » conception des constructions, car le sol ne tourbillonne pas. Elles se produisent lorsque les murs de contreventement sont répartis d'une manière dissymétrique par rapport au centre de gravité d'un niveau, qui est en général proche du centre géométrique du plancher haut. Il s'agit d'un des phénomènes les plus destructeurs. Lors des tremblements de terre, les parties plus déformables des ouvrages vrillent autour des parties plus rigides (Figure I.2.5) [22].

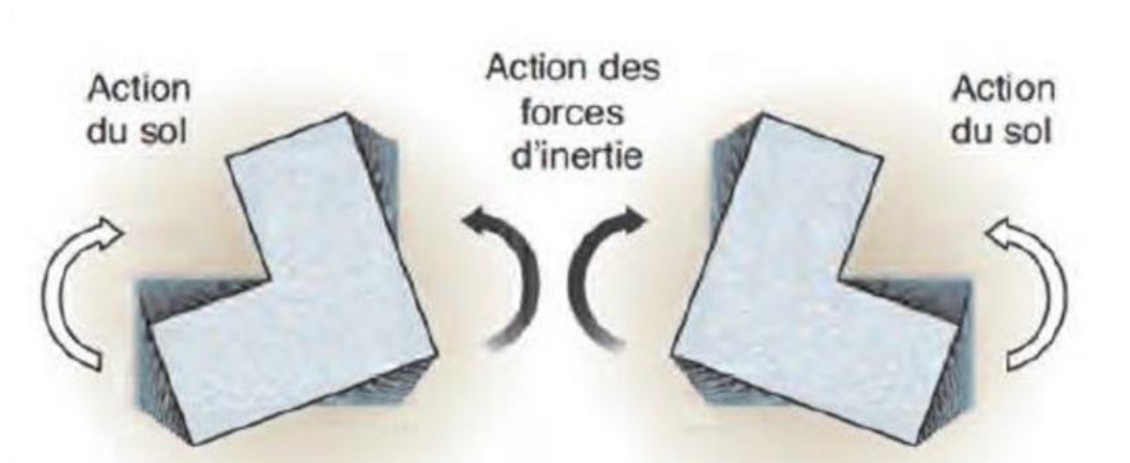


Figure I.13 Oscillations de torsion.

I.2.3. Comportement d'un bâtiment lors d'un séisme:

Les séismes se manifestent à la surface du sol par un va et vient rapide dans toutes les directions du plan horizontal, ainsi que dans le sens vertical, mais dans une mesure généralement moindre. Les constructions sont liées au sol au moins par leurs fondations. Le mouvement d'une structure de génie civil, et en particulier un bâtiment, peut se décomposer en 4 (voir Figure I.2.6) [23]:

- a- le déplacement relatif de la fondation;
- b- le basculement de la fondation (mouvement vertical) et torsion à la base (Mouvement horizontal);
- c- la torsion à la base;
- d- la torsion de la structure;

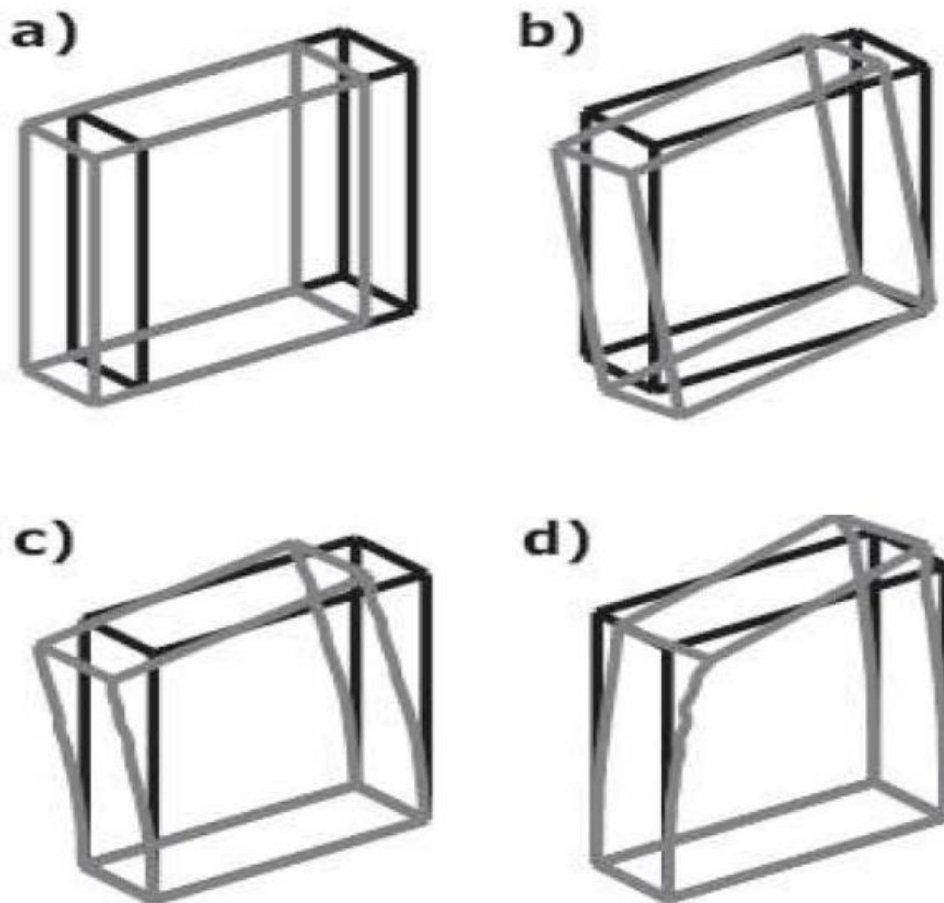


Figure I.14: Types du mouvement d'une structure de génie civil en cas du séisme.

I.2.4 Déformation des bâtiments :

Dans le domaine de la construction, tous les matériaux et l'élément subissent des déformations de différents types, Parmi les déformations pour différents éléments sont:

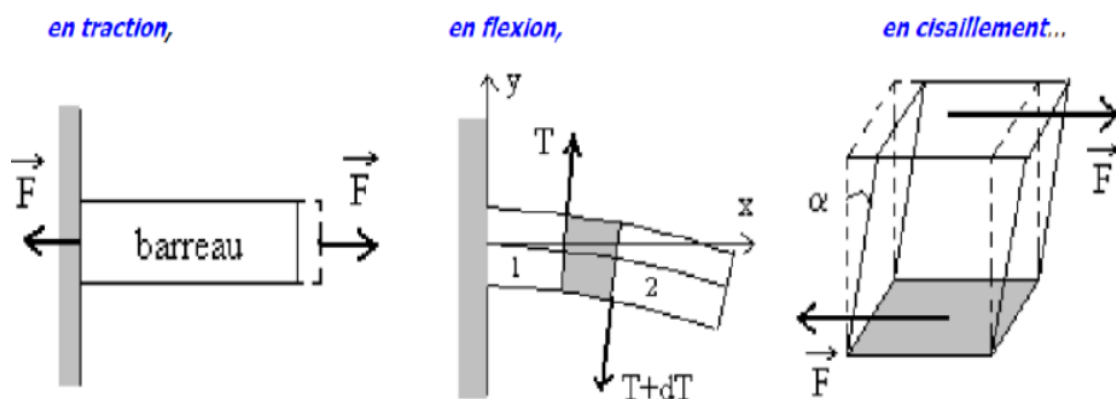


Figure I.15: Les schémas illustrent des modes de déformation pour différents éléments [24].

- ✚ **Traction:** Un élément soumis à un effort de traction subit aussi l'action de deux forces opposées qui ont pour conséquence un étirement du matériau.
- ✚ **Compression:** Un élément est soumis à un effort de compression lorsqu'il subit l'action de deux forces opposées qui ont pour conséquence un écrasement du matériau.
- ✚ **Torsion:** En plan, tout bâtiment possède un centre de masse M (centre de gravité de toutes les masses) où agit la résultante des forces d'inertie mises en jeu, un centre de résistance aux efforts horizontaux W (point d'application de la résultante des efforts internes résistants aux forces d'inertie horizontale selon les deux axes principaux et un centre de rigidité S (centre de torsion). Si le centre de résistance ne coïncide pas avec le centre de masse, le bâtiment subit une torsion autour du centre de rigidité lorsque survient un tremblement de terre.

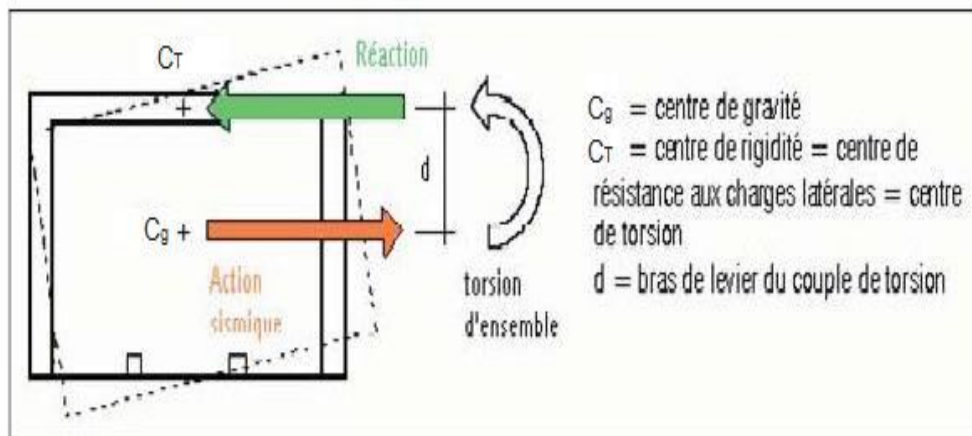


Figure I.16: Excentrement entraînant un phénomène de torsion [25].

I.2.5 Modes de rupture

Les conséquences directes des caractéristiques de comportement vis-à-vis des séismes de ce type de bâtiments est la favorisation de modes de rupture plutôt non ductiles combinant les modes de ruptures fragile dus au cisaillement; des barres longitudinales; flambements des barres sous des contraintes de compressions élevées; écrasement du béton et éclatement du béton d'enrobage; formations de rotules dans des régions imprévisibles augmentant le risque d'instabilité du bâtiment [26].

I.2.5.1 Cisaillement alterné:

L'expérience montre que les dégradations dues au cisaillement alterné de poutres ou de poteaux rendent les structures inutilisables ou causent leur effondrement. Les zones dégradées par le cisaillement alterné ont un aspect en "diabolo". (Voir Figure I.2.9). Ces dégradations

résultent des fissurations inclinées alternées à 45° en cas de cisaillement pur générées par l'alternance des mouvements de la structure. Cet ensemble de fissures croisées transforme le matériau béton en un amas de pierres disjointes, ce qui entraîne une perte totale de résistance et de raideur tant axiale que flexionnelle de l'élément structural [17].

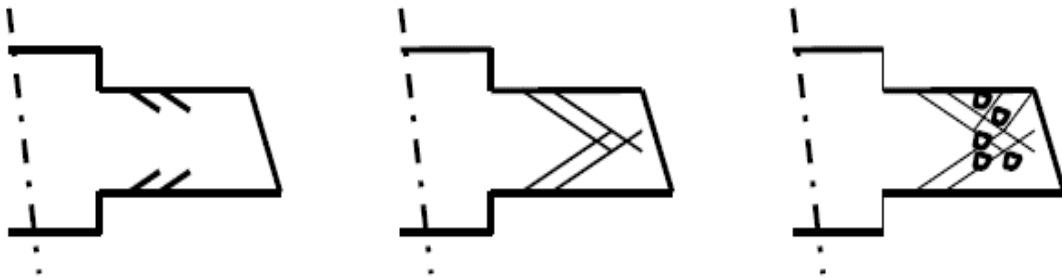


Figure I.17: *absence d'armature transversale, le cisaillement alterné détruit-les sections.*

I.2.5.2 Flambements des barres:

Une barre longitudinale d'un élément en béton comprimé est sujette au flambage. Le risque est accru si la contrainte dans la barre est plus élevée, ce qui est le cas dans les zones très sollicitées (flexion plastique, compression élevée). Le phénomène de flambage se produit si la barre est insuffisamment maintenue transversalement par des étriers trop espacés [17].

I.2.5.3 Etage souple:

La différence de rigidité entre le niveau souple et les autres étages cause l'effondrement de celui-ci et donc une fragilisation du bâtiment. La raison typique de cette différence de rigidité, est que souvent le rez de chaussée des immeubles est réservé aux commerces qui, pour économiser de l'espace, enlèvent les murs porteurs et les remplacent par des colonnes placées de telle sorte à optimiser la place. Mais cela perturbe la descente de charge d'un bâtiment car les éléments de stabilisations (ou porteurs) ne sont plus en leur prolongation. Il faut donc utiliser des dalles de transfert (poutres horizontales) pour que la descente de charge continue jusqu'aux fondations. Le rez de chaussée est alors plus vulnérable aux séismes, est lorsqu'il y a un séisme, il peut conduire au phénomène de l'étage souple (Figure I.2.10) [27].

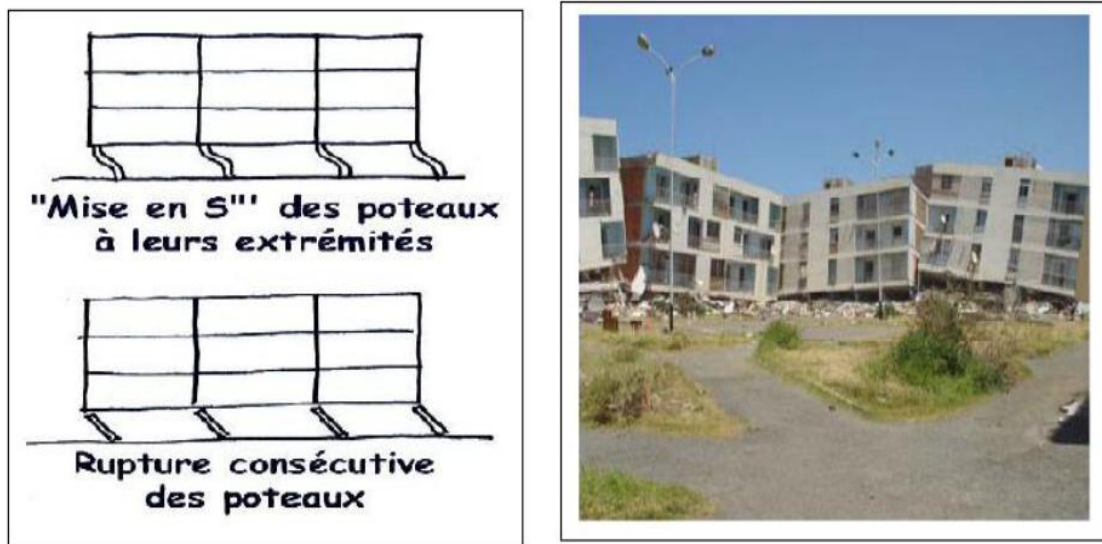


Figure I.18: Effet De Niveau Souple (Séisme de Boumerdès, Algérie 2003) [28].

I.2.5.4 Poteau court:

Les poteaux courts ou colonnes courtes sont des piliers verticaux à l'origine de ruptures brutales et d'effondrements de bâtiments, dus souvent à une mauvaise construction du bâtiment. Ces dispositifs cèdent pour des raisons diverses, la première étant que ces colonnes ont une faible déformabilité ainsi qu'un comportement très fragile. De plus, ces poteaux doivent supporter une charge très importante, et ne sont pas toujours bien adaptés pour supporter cette charge (Figure I.2.11) [29].

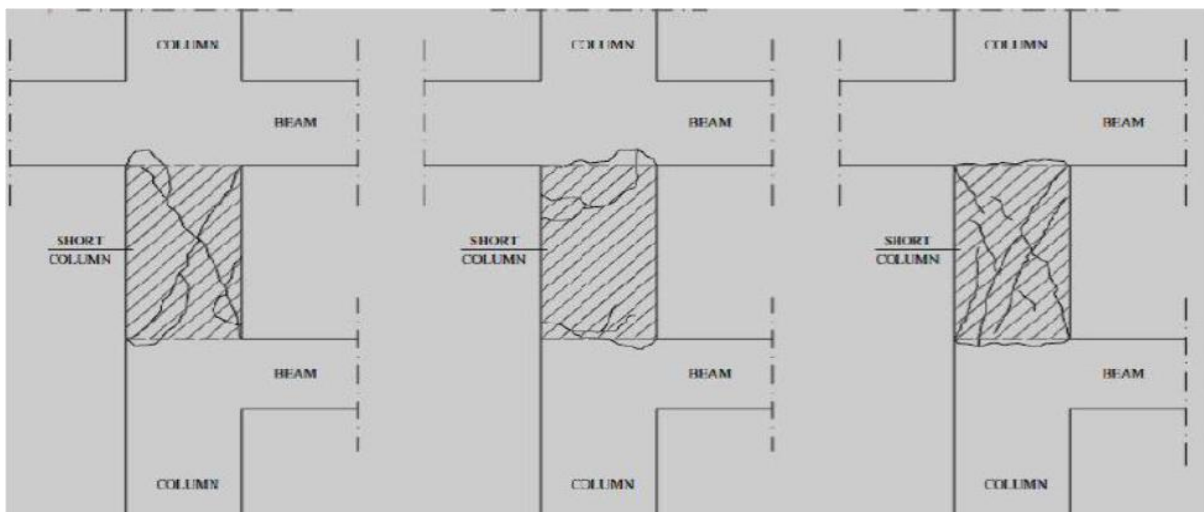


Figure I.19: Modes de défaillance dans les poteaux courts [30].

I.2.5.5 Fissures en croix:

Des fissures en forme de croix apparaissent principalement dans les murs en briques, en raison de leur faible résistance à la traction. Ce type de fissuration peut, dans certains cas, conduire à l'effondrement total du bâtiment. La forme caractéristique en croix s'explique par le fait que l'action sismique n'est pas unidirectionnelle: elle change de sens à plusieurs reprises au cours de la secousse.

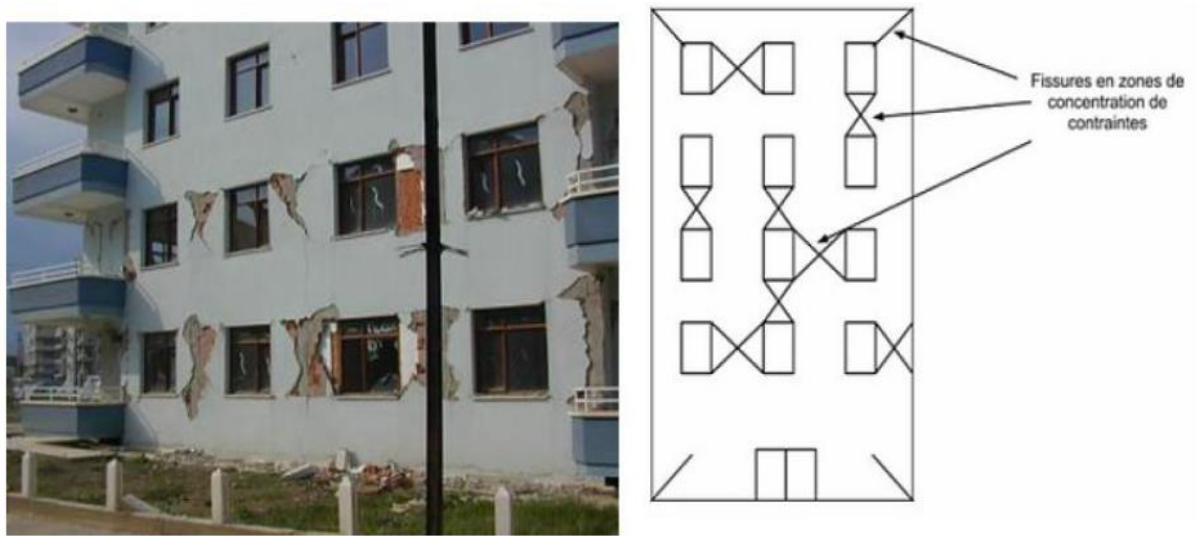


Figure I.20: Fissures en croix [31].

I.2.5.6 Cisaillement des poteaux:

Un joint sismique insuffisant entre deux bâtiments voisins peut entraîner leur collision lors d'un séisme. Cela génère des efforts de cisaillement importants dans les poteaux, pouvant gravement les endommager.



Figure I.2.13: Cas de poteaux courts sans protection – tous les poteaux sont cisailés [32].

I.2.5.7 Rotule plastique aux noeuds poteau-poutre:

Lors d'un séisme violent, les nœuds (intersections poteau-poutre) sont très sollicités et peuvent développer des rotules plastiques ou se rompre (Figure I.2.14, I.2.15) [32].



Figure I.21: Rupture en zone nodale [32].



Figure I.22: Rotule dans le poteau [32].



Figure I.23: Rotule dans la poutre [32].

I.2.6 Conclusion:

La défaillance des bâtiments à ossature en béton armé conduit souvent à des cas de dégâts spectaculaires. Les dégâts observés lors des derniers tremblements de terre offrent une expérience sur les défauts de conception typiques et sur les raisons des dégâts présentés à maintes reprises.

Le séisme de Boumerdes du 21 mai 2003 montre bien le mauvais comportement des bâtiments à portiques (poteaux + poutres) comportant des murs de remplissage.

La vulnérabilité sismique des ossatures en béton armé dépend de plusieurs facteurs, notamment la régularité de la structure, sa ductilité et la qualité d'exécution. Ces types de bâtiments se révèlent particulièrement sensibles aux charges latérales générées par les séismes.

CHAPTER 02:
Méthode dynamique modale spectrale

II.1 Introduction:

Pour le dimensionnement d'un système, la connaissance de la variation temporelle des efforts n'est pas obligatoirement nécessaire et seule la valeur maximale est requise. La méthode de calcul dite « modale spectrale » permet d'accéder, pour chaque mode, à cette grandeur. Dans la pratique, l'analyse spectrale est la méthode la plus utilisée pour le calcul au séisme. La simplicité de la définition du chargement (spectre de réponse de conception) qui représente une enveloppe des spectres de réponse des accélérogrammes typiques d'une région, a rendu cette méthode très appréciée par les projeteurs [33]

II.2 Principe:

Conformément aux dispositions du RPA 2024, l'analyse dynamique spectrale peut être adoptée dans tous les cas, notamment lorsque la méthode des forces statiques équivalentes ne peut pas être appliquée.

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

II.3 Modélisation:

a) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers Rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

b) Le modèle de bâtiment, à utiliser, doit représenter, au mieux, les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs. Dans le calcul des forces d'inertie sismiques (exemple: contribution des zones nodales et des éléments non-structuraux à la rigidité du bâtiment)

II.4 Présentation générale:

Pour le modèle à n degrés de liberté de l'équation d'équilibre peut s'écrire sous forme matricielle comme suite:

$$[M].\{\ddot{X}\} + [C].\{\dot{X}\} + [K].\{X\} = \{F(t)\} \quad (2.1)$$

Où : $[M]$ $[K]$ et $[C]$ sont les matrices de masse, de rigidité et d'amortissement de la

Structure. $[F_t]$ est le vecteur force extérieure et sont les vecteurs déplacement,

Vitesse et accélération du système.

II.5 Pulsations naturelles et modes propres:

Comme pour les systèmes à un degré de liberté, la première étape dans l'analyse des systèmes

À plusieurs degrés de liberté consiste à étudier les systèmes libres non amortis. Ce genre de Système sans amortissement ni de charge extérieure, qui est pratiquement inexistant, est utilisé Pour la détermination des pulsations naturelles et modes propres de la structure

$$[M].\{\ddot{X}\} + [K].\{X\} = 0 \quad (2.2)$$

II.6 Etapes de calcul:

1) Détermination des caractéristiques dynamiques de la structure: périodes et modes propres par la résolution de l'équation

$$[K - \omega^2 M] = 0 \quad (2.3)$$

Avec :

K : matrice de rigidité

M : matrice de masse

La résolution de cette équation fournit les valeurs des pulsations ω_i relatives aux 'n'

Modes de vibration.

A chaque pulsation propre ω_i correspond une forme propre ϕ_i tel que :

$$[K - \omega_i^2 M] \phi_i = 0 \quad (2.4)$$

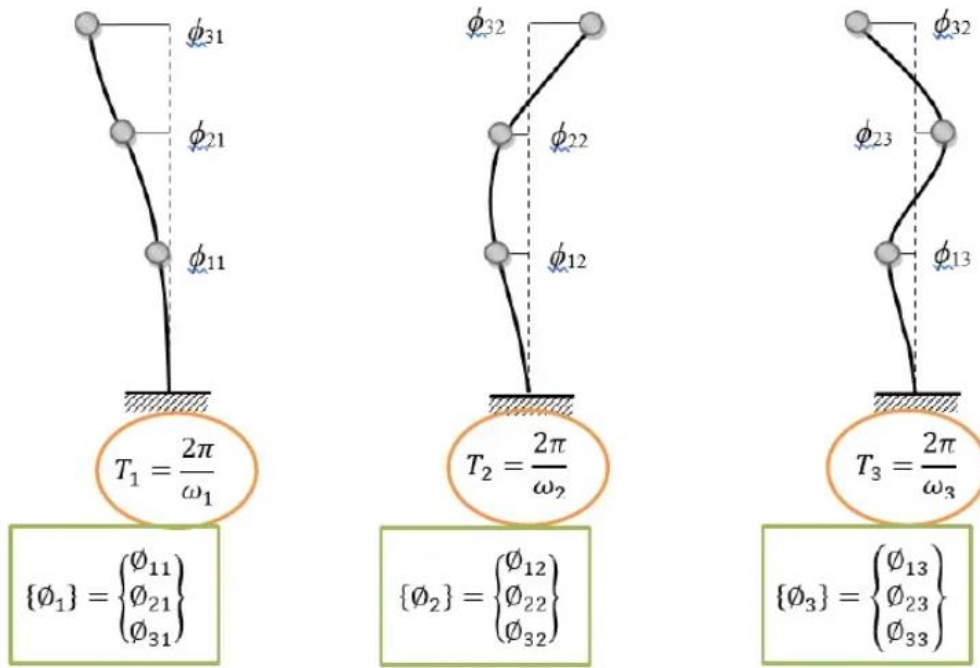


Figure II.1: Modes propres de vibration

2) Calcul du coefficient de distribution pour chaque mode n :

$$r_n = \frac{\sum_i m_i \phi_{ni}}{\sum_i m_i (\phi_{ni}^2)} \quad (2.5)$$

3) Evaluation de la force sismique appliquée au niveau n pour le mode i :

$$F_{in} = \frac{S_{ad}}{g} r_n \phi_{in} m_i \quad (2.6)$$

i: mode

n: niveau

m: masse de l'étage

II.7 Analyse modale:

Les analyses modales spectrales sont des outils d'analyse des Demandes induites dans les structures par un spectre de réponse d'un Mouvement de sol donné pour déterminer les quantités maximales des Réponses, (figure II .1), Les modèles d'analyse utilisés pour l'analyse modale spectrale sont des modèles linéaires élastiques basés sur les propriétés effectives des rigidités et sur un coefficient d'amortissement visqueux. C'est la méthode préférée pour de nombreux ingénieurs structuraux pour de Nombreuses raisons.

La première réside dans le fait que la méthode permet d'entreprendre une analyse statique latérale équivalente sous charges sismiques. En second lieu, elle permet une meilleure compréhension de l'influence de Chaque mode de vibration sur la réponse totale de la structure. Troisièmement, elle permet de déterminer de manière relativement aisée les forces de calcul dans chaque élément de la structure

Finalement, elle peut être utile pour l'évaluation appropriée de la fiabilité et de la sécurité des structures sous charges sismiques. La méthode des spectres de réponse n'est pas aussi exacte que la méthode d'analyse temporelle qui fait appel à un accélérogramme. Cependant, pour la plupart des structures les résultats obtenus en pratique sont généralement satisfaisants. L'autre limitation de la méthode réside dans le fait que les réponses maximales obtenues ne se produisent pas aux mêmes temps que ceux d'une analyse sismique temporelle. [34].

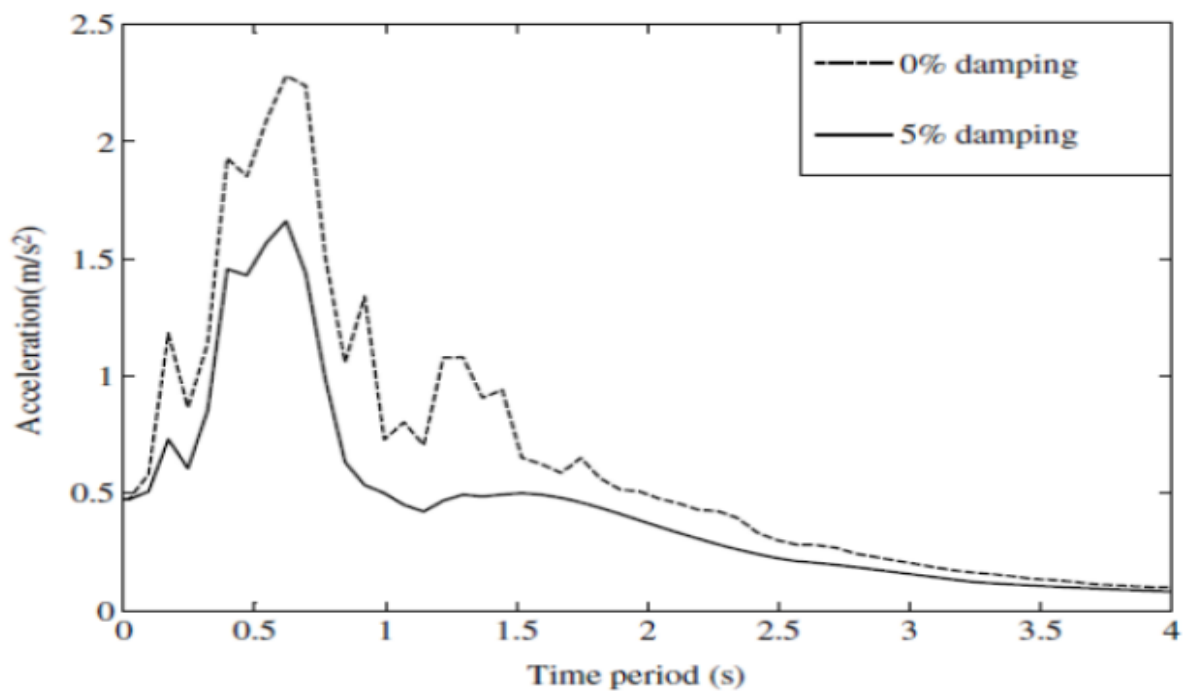


Figure II.2: Exemple de spectre de réponse en accélérations

II.8 Nombre de modes à considérer:

Dans le cas des structures modélisées selon deux directions horizontales perpendiculaires, le choix du nombre de modes de vibration à retenir dans chaque direction d'analyse doit satisfaire les conditions suivantes:

- A somme des masses modales effectives pour Les modes retenus, soit égale a90%, au Moins de la masse totale de la structure
- Ou que tous Les modes, ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse Totale de la structure, soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la Structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03), dans claque direction considérée.

II.9Combinaisons d'actions:

Dans l'approche de dimensionnement aux États Limites, l'effet sismique est classé parmi les actions accidentelles.

Pour l'évaluation des efforts internes et des déplacements de la structure, les combinaisons d'actions retenues sont les suivantes :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E_1 \\ G + \psi \cdot Q + E_2 \end{cases} \quad (2.7)$$

- **G** : charges permanentes
- **Q** : charges d 'exploitation, non pondérées
- **ψ** : Coefficient d 'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge D'exploitation et donne par le Tableau

Tableau II.1: Coefficient d'accompagnement

Cas	Type d'ouvrage	ψ
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.30
2	Bâtiments recevant du public temporairement : Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions, salles de classes, restaurants, dortoirs	0.40
3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs, ouvrages assimilés, bâtiment recevant des équipements médicaux critiques	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

II.10 Condition RPA2024:

II.10.1 Spectre de réponse de calcul :

$$\frac{S_{ad}}{g} = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & Si \quad 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & Si \quad T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & Si \quad T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \cdot \left[\frac{T_2 T_3}{T^2} \right] \right] & Si \quad T_3 \leq T < 4S \end{cases} \quad (2.8)$$

$\frac{S_{ad}}{g}(T)$: Spectre de calcul normalise par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur

R: coefficient de comportement de la structure

Q_F : Facteur de qualité

A: coefficient d'accélération de zone

Tableau II.2: coefficient d'accélération de zone A

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	-
I	Faible	0.07
II	Faible à moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.20
V	Elevée	0.25
VI	Elevée	0.30

R: coefficient de comportement de la structure

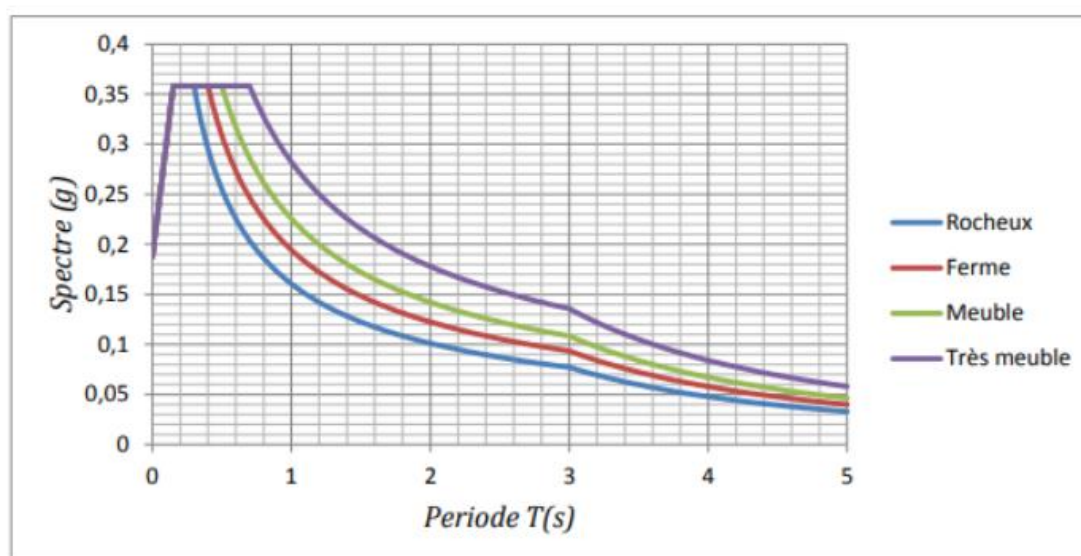
T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Tableau II.3: valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A) Structures en béton armé		
1	Système à ossature	5.5 ^(a)
2	Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature	5.5 ^(a)
3	Système à ossature ou mixte équivalent à ossature avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5 ^(a)
4	Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles	4.5 ^(b)
5	Système de contreventement constitué par des voiles	4.5 ^(b)
6	Système à ossature à noyau ou à effet noyau	3 ^(b)
7	Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes	3 ^(b)
8	Système en pendule inversé	2 ^(c)
9	Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé	1.5 ^(c)

Tableau II.4: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique

Spectre Type 1 (Zones IV, V et VI)	S	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
site S_1	1.00	0.10	0.40	2.0
site S_2	1.20	0.10	0.50	2.0
site S_3	1.30	0.15	0.60	2.0
site S_4	1.35	0.15	0.70	2.0

Figure II.3 : Spectres de réponse élastique pour les sols des classes S_1 à S_4 selon RPA

Q : Le facteur de qualité

$$Q_F = \sum_{q=1}^{q=i} P_q \quad (2.9)$$

Où :

- P_q : est la pondération à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".
- i : est le nombre total de pondérations dépendant de la catégorie concernée.

Les critères de qualité "q" à vérifier sont :

Critère, q	P_q	
	Observe	N/observe
1.Regularite en plan	0	0.05
2. Régularité en élévation	0	0.20
3. Conditions minimales sur le nombre étage	0	0.20
4. Conditions minimales sur les travées	0	0.10

Tableau II.5: Valeurs des Pondérations P_q .

II.11 Justification de l'interaction voile-portique :

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

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

II.12 Conclusion :

L'analyse dynamique modale par spectre de réponse constitue l'une des approches les plus fiables pour l'évaluation du comportement sismique des structures. Elle consiste à déterminer, pour chaque mode propre de vibration, la valeur maximale de la réponse correspondante à partir du spectre sismique, puis à combiner l'ensemble des contributions modales afin d'obtenir la réponse globale de la structure.

Cette méthode permet ainsi d'estimer les grandeurs extrêmes susceptibles d'apparaître sous l'effet du séisme, telles que les déplacements, les accélérations, les efforts internes ou les réactions d'appui, en utilisant des techniques de combinaison modale comme la règle SRSS ou la combinaison quadratique complète (CQC).

Les méthodes de calcul sophistiquées et, en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par les codes parasismiques modernes (RPA2024 v. 2024, P.S.92, et autres) dès lors que les structures considérées ne répondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale, régularité de

La distribution des masses et des raideurs, excentricité structurale). La dynamique des structures et l'analyse modale font partie intégrante de l'analyse de Signaux dynamiques. [35].

CHAPTER 03 :
Modélisations et analyse numérique

III.1 Introduction:

La conception d'une structure en béton armé est une tâche complexe qui sollicite des connaissances techniques rigoureuses afin d'aboutir à un ouvrage à la fois stable et optimisé sur le plan économique. C'est dans cette optique que s'inscrit notre projet de fin d'études. Ce chapitre introductif expose les bases théoriques indispensables et définit le cadre général de notre analyse. Notre étude se focalise sur le calcul complet d'un bâtiment d'habitation de type R+4. Pour ce faire, nous nous sommes référés aux règlements techniques en vigueur, notamment les règles BAEL 91 (révisées 99) [1] et CBA 93 [2] pour le béton armé, ainsi que le document technique réglementaire RPA 2024 pour la conception parasismique.

III.2 Présentation du project:

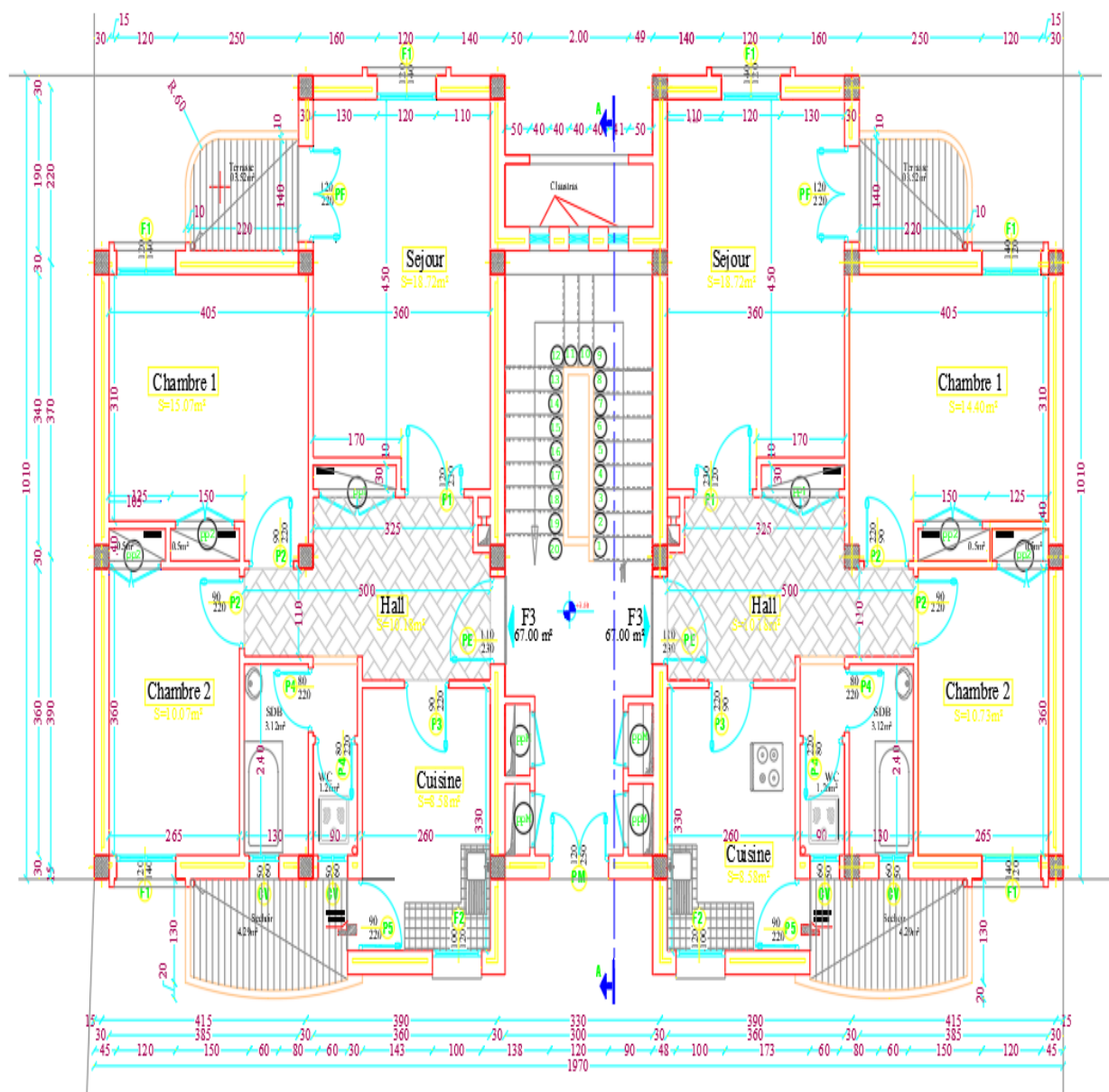
Le projet étudiant consiste à un bâtiment en béton arme (R+ 4) à usage d'habitation. Cette réalisation sera implantée dans la Wilaya de M'sila a la commun (A) de M'sila, qui est une zone de moyenne sismicité « zone IV » d'après les Règle Parasismiques Algériennes (RPA 99 version 2024).

III.3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

- Hauteur Total de Construction : 17m
- Hauteur de R.D.C: 3,4m
- Hauteur de Etage Courants : 3.4 m
- La Largeur Total de Construction : 10,1 m
- La longueur Total de Construction : 19,7 m

Les différentes vues et coupes de la structure sont illustrées par les cinq figures suivantes (de la Figure III.1 à Figure III.5) :

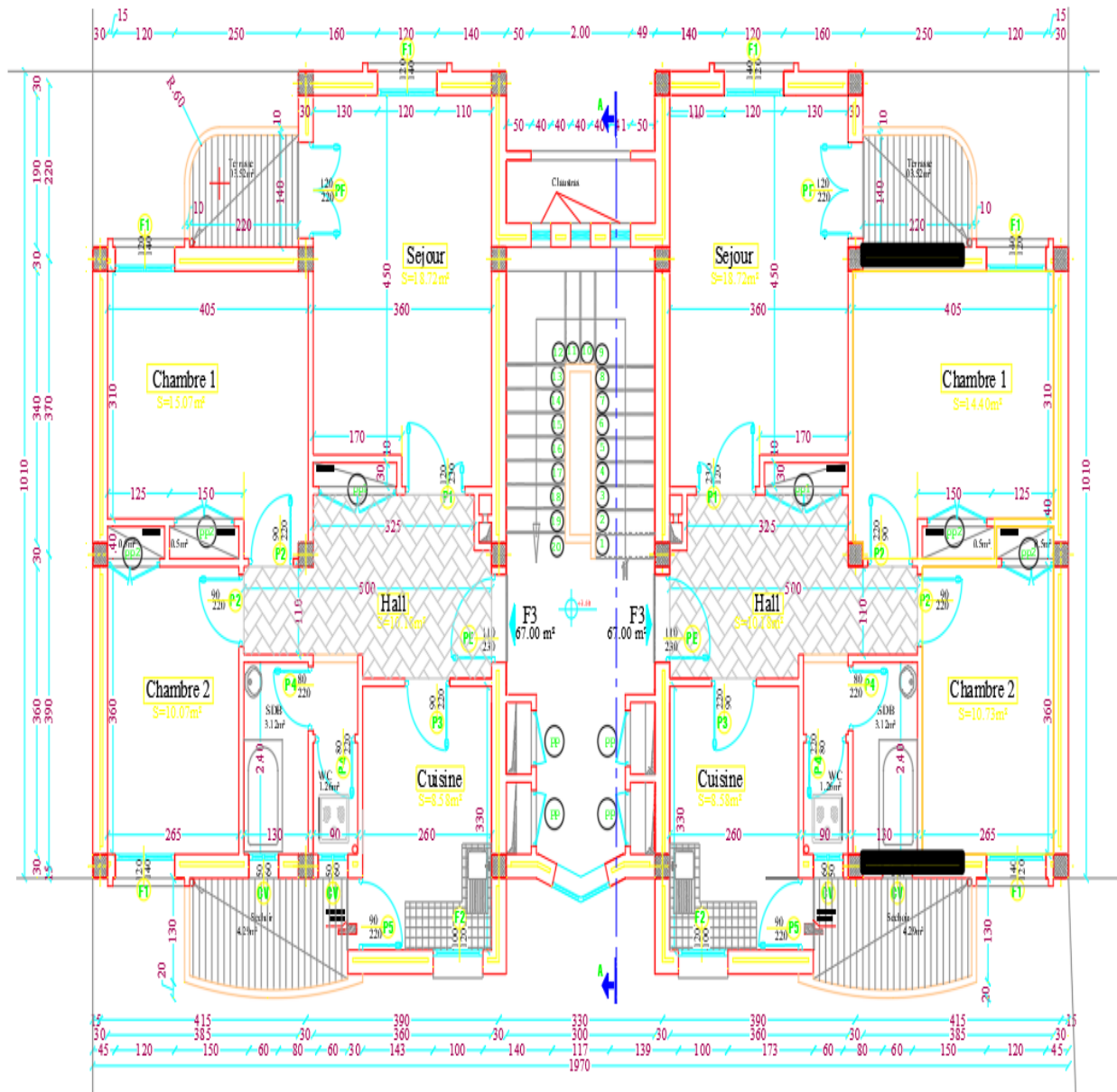
50 Logements Sociaux Participatifs à M'sila



Plan RDC /bloc A

Figure III.1: Vue en plan de RDC du bâtiment

50 Logements Sociaux Participatifs à M'sila



Plan Etage Courant/ bloc A

Figure III.2: Vue en plan de l'étage courant du bâtiment

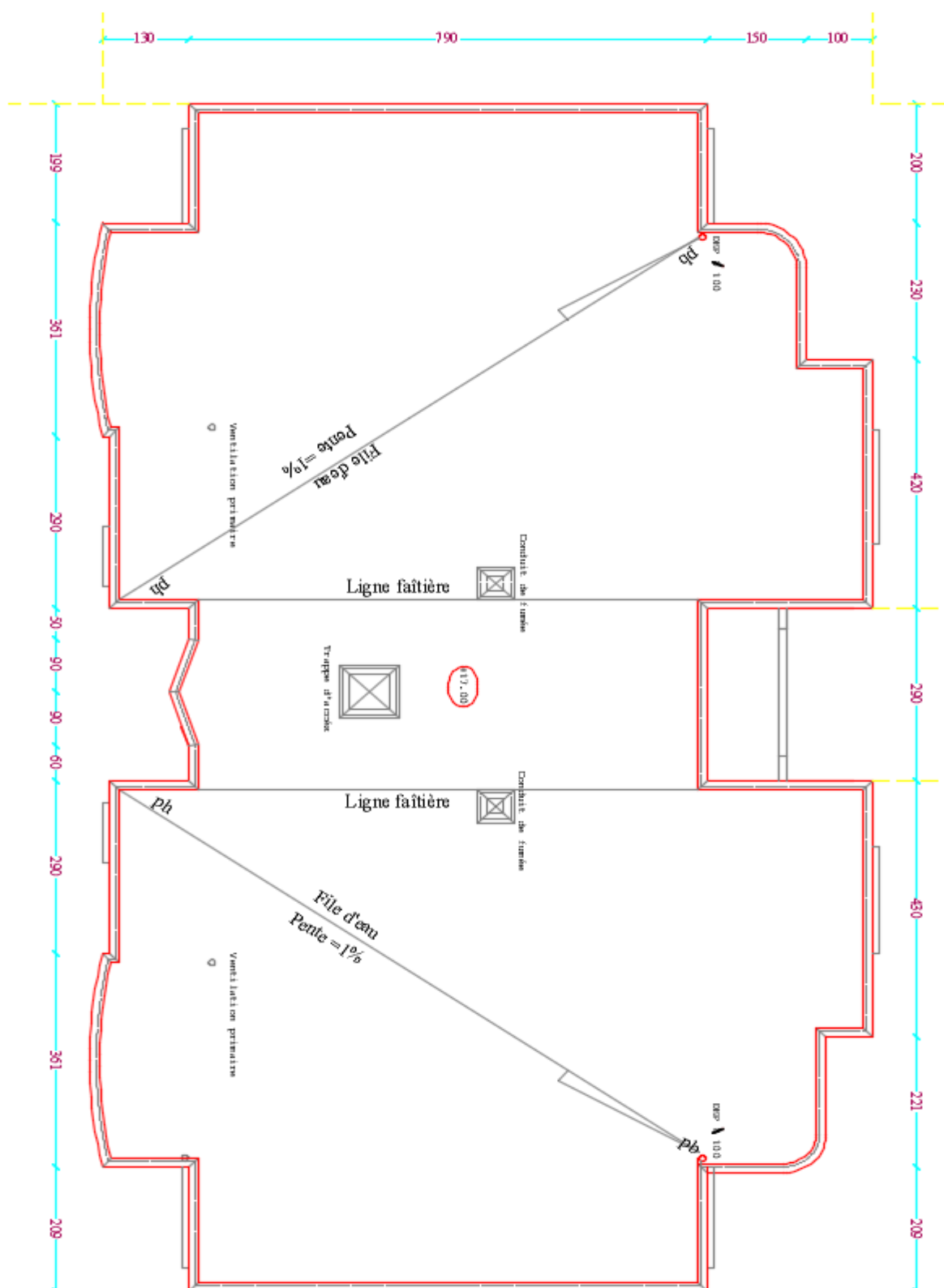


Figure III.3: Plan terrasse du bâtiment.

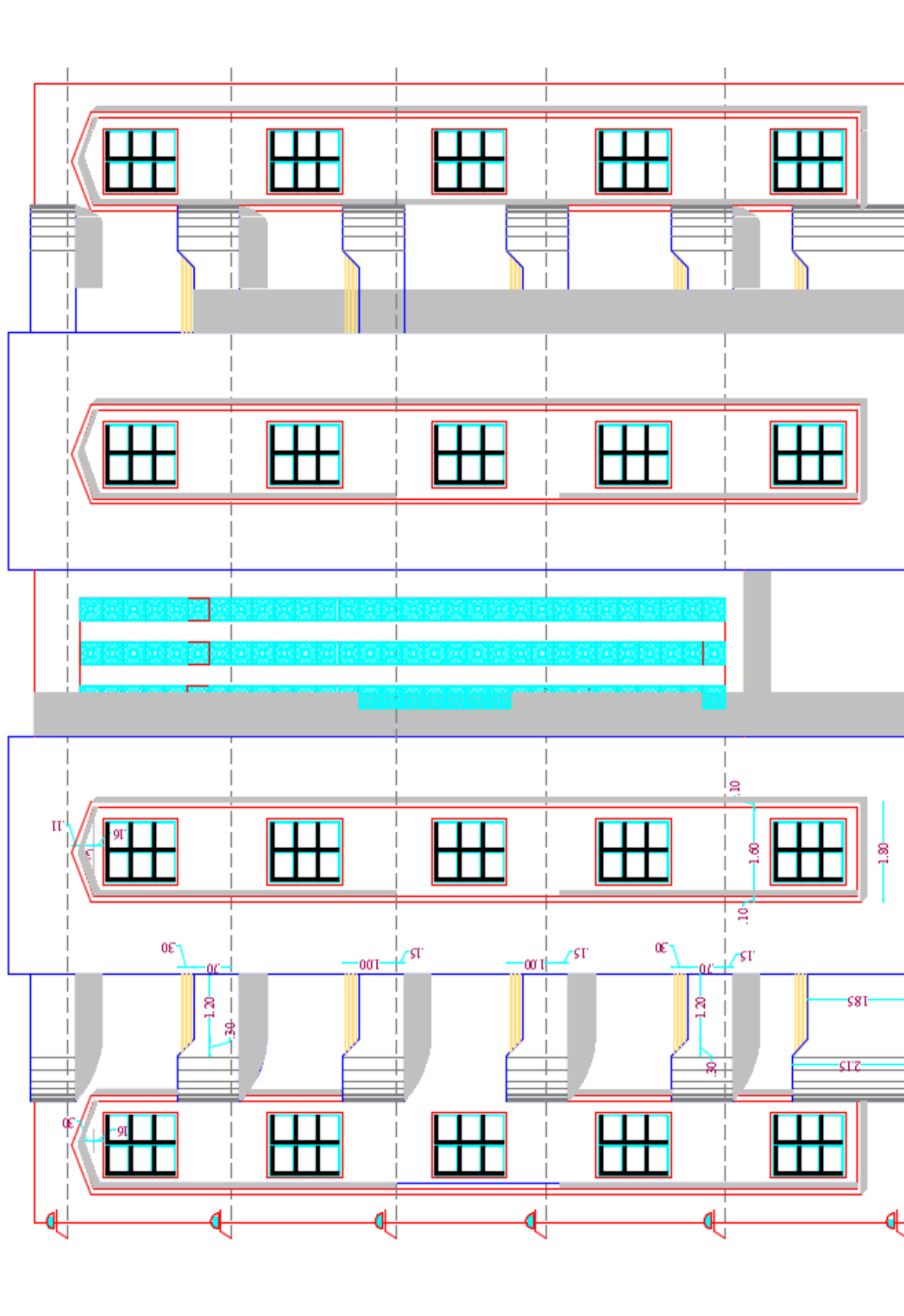


Figure III.4: Vue de la façade principale du bâtiment.



Figure III.5: Façade postérieure.

III.4 Données De site:

Le projet susmentionné est un bâtiment situé dans la Wilaya de Msila est classé en Zone IV (Selon RPA 99/2024). [17]

- Une zone a Levée sismicité (zone IV).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme un site Ferme S2.
- Contrainte admissible du sol selon le rapport de sol $\sigma_{adm}=1,46 \text{ bar}$

III.5 Eléments de la structure:

III.5.1. Planchers :

Les planchers sont des surfaces planes qui délimitent les étages d'un bâtiment, tout en soutenant les revêtements et les charges appliquées. Il existe deux types de planchers les planchers à corps creux et les dalles pleines en béton armé. Ces éléments remplissent également les fonctions suivantes :

Résistance mécanique : ils supportent leur propre poids ainsi que les charges supplémentaires, puis transmettent ces charges aux éléments porteurs de la structure.

Isolation : ils assurent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

III.5.2. Poutres :

Ce sont des éléments horizontaux soumis à une flexion plane, conçus pour supporter et transmettre les charges aux poteaux. On distingue deux types de poutres :

- Les poutres principales.
- Les poutres secondaires.

III.5.3. Poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé qui assurent la résistance des charges et des surcharges parviennent des poutres, et les transmettent ensuite aux fondations.

III.5.4. Voiles :

Ce sont des éléments rigides en béton armé, coulés sur place. Ils jouent un double rôle: d'une part, ils transfèrent les charges verticales, et d'autre part, ils garantissent la stabilité face aux charges horizontales.

III.5.5. Escaliers :

Ce sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulé sur place. Ces éléments assurent l'accessibilité d'un niveau à un autre.

III.5.6. Acrotère:

Cet élément intégré dans le plancher de la terrasse est destiné à protéger la jonction entre celui-ci et la pente contre les infiltrations d'eau pluviale, tout en assurant une fonction de garde-corps.

III.5.7. Maçonnerie:

La maçonnerie du bâtiment est composée de briques creuses de la manière suivante :

- **Les murs extérieurs** sont formés de deux parois de briques creuses, l'une de 10 cm et l'autre de 15 cm d'épaisseur, avec un espace d'air de 5 cm entre elles.
- **Les murs intérieurs** sont constitués d'une seule paroi de briques d'une épaisseur de 10 cm.

III.5.8. Revêtement:

Dans ce bâtiment, les travaux de revêtement comprennent :

- ❖ Un enduit en plâtre appliqué sur les plafonds.
- ❖ Un enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- ❖ Un revêtement en carrelage pour les planchers.
- ❖ Une étanchéité multicouche imperméable pour le plancher terrasse, afin de prévenir toute infiltration des eaux pluviales

III.5.9. Balcons:

Les balcons seront construits en dalle pleine et considérés comme des éléments secondaires.

III.6. Caractéristiques des matériaux:

Dans le cadre de cette étude, les propriétés des matériaux utilisés dans la construction seront définies en conformité avec les documents techniques suivants: les normes de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93[38], le règlement du béton armé aux états limites BAEL 91[1], ainsi que le règlement parasismique algérien RPA 99/2024[17].

III.6.1. Béton:

En génie civil, le béton représente le matériau de construction le plus employé. Il est obtenu à partir d'un mélange composé de ciment, de granulats (sable et gravillons) et d'eau de gâchage. L'ajout d'aciers, sous forme d'armatures placées de manière judicieuse pour reprendre les efforts de traction, donne naissance au béton armé. La résistance du béton est habituellement exprimée par sa valeur caractéristique en compression, déterminée à 28 jours, avec une résistance courante fixée à $f_{c28} = 25$ MPa.

III.6.1.1. Dosage du béton :

La masse volumique d'un mètre cube de béton se situe entre 2200 kg/m³ et 2400 kg/m³

III.6.1.2. Résistance caractéristique du béton à la compression :

Elle sera prise à 28 jours de temps de durcissement du béton notée f_{c28} , dans notre projet on prend $f_{c28} = 25$ MPa pour $j \leq 28$. La résistance caractéristique à la compression est définie comme suit: [37]

$$F_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.8j} F_{c28} : \text{pour } F_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

(BAEL37, art A.2.1,11)

$$F_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} F_{c28} : \text{pour } F_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

III.6.1.3. Résistance caractéristique du béton à la traction:

La résistance du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression, elle est définie par la relation suivante : [37]

$$F_t = 0.6 + 0.06 F_{cj}$$

(BAEL91, art A.2.1,12)

$$F_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

III.6.1.4. Module de déformation longitudinale :

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

- **Module de déformation instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égal à: [37]

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{\frac{1}{3}} \text{ (MPa)} \quad \text{(BAEL91, art A.2.1,12)}$$

Pour $f_{cj} = 25$ MPa on a $E_{ij} = 32164.2$ MPa

- **Module de déformation différée:**

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage et retrait). [37]

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

(BAEL91, artA.2.1,22)

Pour $f_{cj} = 25\text{Mpa}$ on a $E_{vj} = 10818.87\text{Mpa}$

Contraint normal

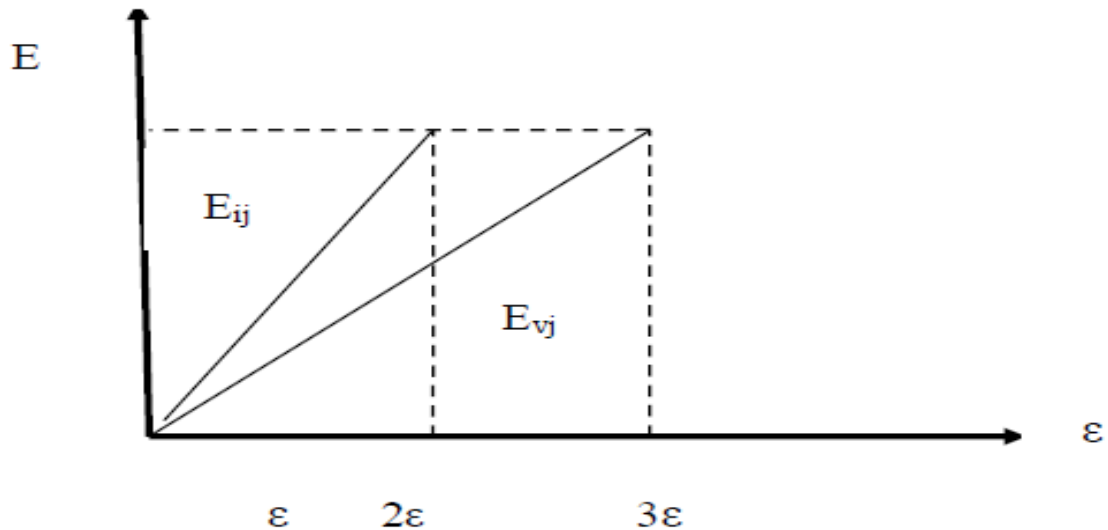


Figure III.6: Module de déformation instantané et différée

III.6.1.5. Module de déformation transversale

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(2V + 1)} \text{ (module de glissement)}$$

Avec:

E : Module de Young.

v : Coefficient de poisson.

$$G_{ELS} = 18493.45$$

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

$$V = \frac{\text{Déformation transversal}}{\text{Déformation longitudinl}}$$

$$V = \frac{\frac{\Delta d}{\Delta l}}{\frac{\Delta l}{l_0}} = \frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_l}$$

Pour le calcul des sollicitations (à l'ELS), le coefficient de poisson est pris égal à 0.

Pour le calcul des déformations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0.2.

III.6.1.6. Contrainte limite:

A. Etat limite ultime:

- **Contrainte ultime de compression:**

Pour le calcul à l'ELU on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant:

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta_{\gamma b}}$$

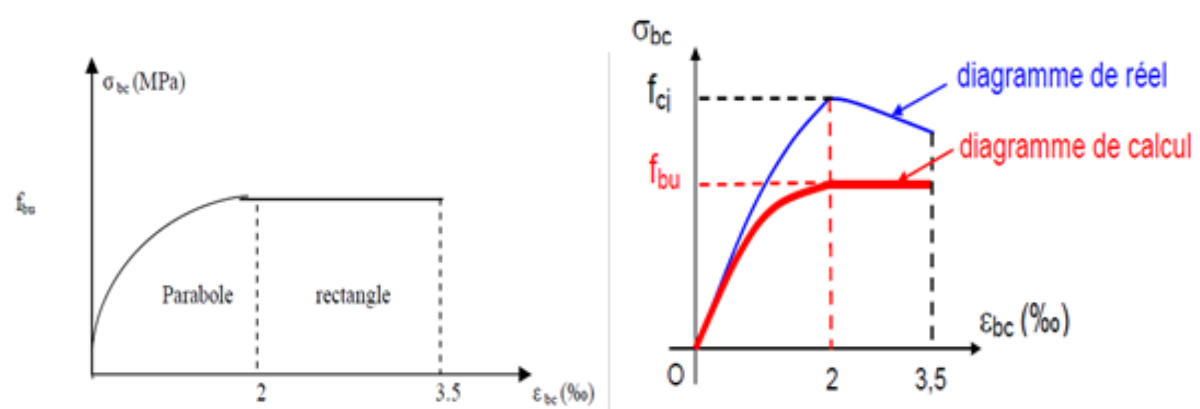


Figure III.7: Diagramme des contraintes du béton.

f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité:

$\gamma_b = 1.5$ en situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1.2$ en situations accidentelles.

θ : dépend de la durée d'application des charges.

$\theta = 1$: lorsque la durée probable d'application des charges considérées est supérieure à 24 heures.

$\theta = 0.9$: lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0.85$: lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

Dans notre cas on $\theta = 1$.

$f_{bu}=14.17$ MPa pour: $\gamma_b=1,5$.

$f_{bu}=17.71$ MPa pour: $\gamma_b=1,2$.

- **Contrainte ultime de cisaillement**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par: $\tau \leq \tau_{adm}$

$\tau_{adm} = \min (0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa})$ pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_{adm} = \min (0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa})$ pour la fissuration préjudiciable ou bien très préjudiciable.

Dans notre cas on a $f_{c28}=25$ MPa donc:

$\tau_{adm}= 3.33$ MPa fissuration peu nuisible.

$\tau_{adm} = 2.5$ MPa fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

B. Etat limite de service

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

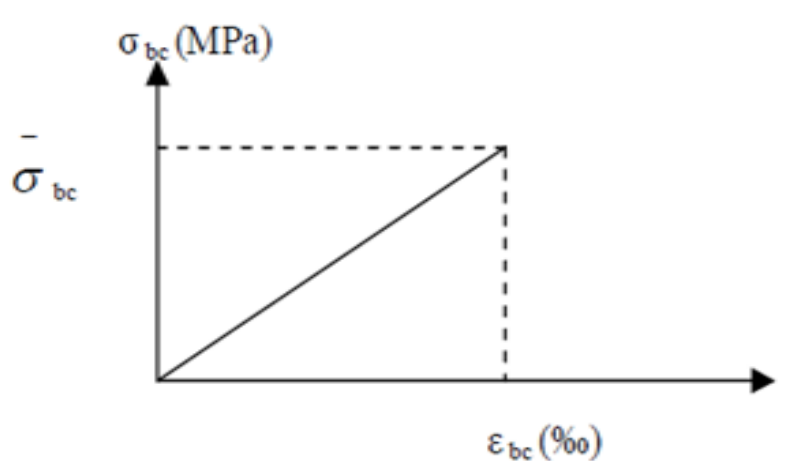


Figure III.8: Diagramme des contraintes limite du béton.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

III.6.2. Acier:

L'acier est un alliage composé principalement de fer et d'un faible pourcentage de carbone. Il joue un rôle essentiel dans l'absorption des efforts de traction, de cisaillement et de torsion. On distingue deux catégories principales d'acier:

- Aciers doux ou mi-durs: contenant entre 0.15 % et 0.25 % de carbone.
- Aciers durs: contenant entre 0.25 % et 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est généralement estimé à $E_s = 200\,000\text{ MPa}$

III.6.2.1. Résistance caractéristique de l'acier:

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité: f_e

Principales armatures utilisées

Tableau III.1: f_e en fonction du type d'acier

Désignation	FeE400
Fe (MPa)	400

Nous avons choisi FeE400 MPA

III.6.2.2. Contraint limite de l'acier :

❖ ELU [39]

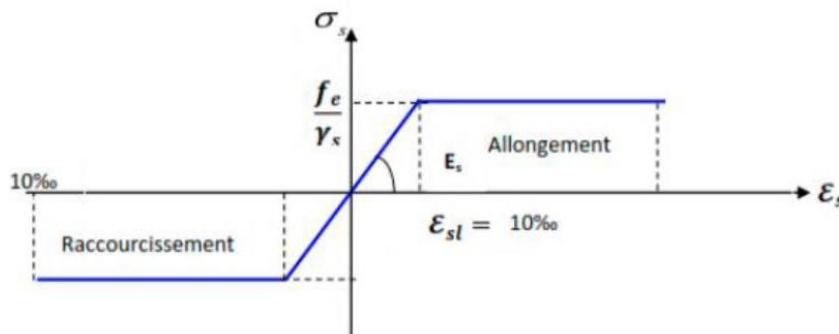


Figure III.9: Diagramme contraintes déformation de l'acier à l'ELU.

$\gamma_s = 1.15$ pour une situation durable

$\gamma_s = 1$ pour une situation accidentelle

ϵ_s = Allongement relatif

$E_s = 210\,000\text{ MPa}$

Pour notre cas:

$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow$ pour situation durable.

$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \rightarrow$ situation accidentelle.

❖ ELS :

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine:

• **Fissuration peu nuisible : (BAEL91 A.4.5,32) [37]**

Cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est pas nécessaire ($\bar{\sigma}_s = f_e$).

▪ **Fissuration préjudiciable : (BAEL91 A.4.5,33) [37]**

Cas des éléments exposés aux intempéries

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}} \right) \text{ MPa}$$

▪ **Fissuration très préjudiciable: (BAEL91 A.4.5,34)**

Cas des éléments exposés à un milieu agressif

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} (0.5 f_e; 90 \sqrt{\eta * f_{tj}}) \text{ MPa}$$

η : coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les ronds lisses

$\eta = 1.3$ pour les fils dont le diamètre $< 6 \text{ mm}$

$\eta = 1.6$ pour les hauts adhérences (HA)

▪ **Fissuration peu nuisible: $\bar{\sigma}_s = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$ pour les combinaisons accidentelles**

Fissuration préjudiciable:

• Pour $\eta = 1$ les ronds lisses

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} * 235; 110 \sqrt{1 * 2.1} \right) = \text{Min} (156.67; 159.41) = 156.67 \text{ MPa}$$

• $\eta = 1.6$ pour les hauts adhérences (HA)

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} * 400; 110 \sqrt{1.6 * 2.1} \right) = \text{Min} (266.67; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

» **Fissuration très préjudiciable:**

• Pour $\eta = 1$ les ronds lisses

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}(0.5 * 235 ; 90 \sqrt{1 * 2.1}) = \text{Min}(117.5; 130.42) = 117.5 \text{ MPA}$$

• $\eta = 1.6$ pour les hauts adhérences (HA)

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}(0.5 * 400; 90 \sqrt{1.6 * 2.1}) = \text{Min}(200; 164.97) = 164.97 \text{ MPA}$$

III.6.2.3. Coefficient de scellement: (BAEL91.Art A-6.1.21)

$\psi_s = 1$; Pour les ronds lisses.

$\psi_s = 1.5$; Pour les hautes adhérences.

III.6.2.4. Coefficient d'équivalence (C.B.A.93.art.A.4.5.1)

Le coefficient d'équivalence noté « n » avec :

$$n = E_s / E_b = 15$$

n : Coefficient d' équivalence

III.6.2.5. Enrobage (protection de l'acier) :

L'enrobage des armatures désigne la distance entre la surface du béton et l'armature la plus proche (comme les cadres, étriers, épingles, armature de peau, etc.). Il doit être suffisant pour assurer la protection de l'acier contre la corrosion, garantir une résistance au feu adéquate et permettre une bonne transmission des efforts d'adhérence. Ainsi, les exigences suivantes en matière d'enrobage doivent être respectées :

- ❖ $C \geq 5 \text{ cm}$: pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou au brouillard salin.
- ❖ $C \geq 5 \text{ cm}$: pour les éléments en contact avec des liquides (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- ❖ $C \leq 5 \text{ cm}$: pour les parois situées dans des locaux. [39]

Alors :

$$C = 2.5 \text{ cm}$$

III..6.3. Action et sollicitation :

III.6.3.1. Actions :

a) Actions permanentes (G) :

Les actions permanentes sont caractérisées par une intensité stable ou légèrement variable au fil du temps. Elles incluent :

- ✓ Le poids propre de la structure.
- ✓ Le poids des équipements fixes, comme les cloisons dans les bâtiments ou les machines dans les constructions industrielles.
- ✓ Le poids des poussées exercées par les terres ou la pression des liquides. Les déformations imposées à la structure.

b) Actions variables (Q) :

Les actions variables se caractérisent par une intensité qui fluctue considérablement au fil du temps. Elles incluent notamment :

- ✓ Les charges d'exploitation.
- ✓ Les charges climatiques, telles que la neige et le vent.
- ✓ Les effets thermiques.

c) Actions accidentelles (f_a):

Il s'agit de phénomènes qui surviennent de manière rare et ont une durée d'effet limitée, tels que :

- ✓ Les chocs.
- ✓ Les séismes
- ✓ Les explosions.
- ✓ Les feux.

d) Combinaisons de calcul :

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

❖ Situations durables :

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

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

❖ Situations accidentelles :

- $G+0.3Q \pm Ex \pm 0.3Ey$
- $G+0.3Q \pm 0.3Ex \pm Ey$
- $G+0.3Q \pm Ex \pm 0.3Ey \pm 0.3Ez$
- $G+0.3Q \pm 0.3Ex \pm Ey \pm 0.3Ez$
- $G+0.3Q \pm 0.3Ex \pm 0.3Ey \pm Ez$
- $G +0.3Q \pm 1.3Ex$
- $G +0.3Q \pm 1.3Ey$
- $G +0.3Q \pm RQF Ex$
- $G +0.3Q \pm RQF Ey$
- $G +0.3Q \pm 1.4Ex$ • $G +0.3Q \pm 1.4Ey$

III.6.3.2. Sollicitation:

Les sollicitations correspondent aux forces (telles que l'effort normal, l'effort tranchant, le moment de flexion et le moment de torsion) générées par une combinaison d'actions spécifiques.

III.7. Règles du calcul:

Nous utilisons pour l'étude de ce projet les règlements suivants:

- 1-les règles parasismiques algériennes (RPA 2024).
- 2-charges permanentes et surcharges (DTR-BC-2-48).
- 3-les règlements de béton armé aux états limites (BAEL 91).

III.8.Conclusion

La bonne performance d'une construction dépend en grande partie de la bonne tenue individuelle de chacun de ses composants. Cela nous pousse à examiner soigneusement chaque élément, en veillant à assurer sa propre stabilité, ce qui garantira, par conséquent, la stabilité globale de l'édifice. Lorsque tous les éléments de la structure auront été étudiés séparément,

nous passerons à la deuxième étape, qui concerne le bâtiment dans son ensemble. La première étape consiste à réaliser un pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux, ce qui fera l'objet du chapitre suivant.

III.2 Pré dimensionnement des élément

III.1 Introduction:

Le prédimensionnement est très important, son but est de déterminer une épaisseur Économique afin d'éviter un surplus d'acier et du béton.

III.2 Pré dimensionnement des élément secondaires:

III.2.1 Planchers :

Le plancher est une plate-forme généralement plane, qui sert à séparer entre deux niveaux et à transmettre aussi les charges et les surcharges, qui lui sont directement appliquées, aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, Thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes. Pour le bâtiment fait l'objet de notre étude, deux types de planchers vont être utilisés

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

III.2.1.1 Planchers à corps creux :

L'épaisseur des planchers de type corps creux doit satisfaire la condition de la flèche suivante D'après le C.B.A.93 [B.6.8.2.4]: [38]

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

h_t : Épaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L_{max} : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$$L_{max} = 4.30 \text{ m}$$

$$h_t \geq \frac{400}{22.5}$$

$$h_t \geq 17.77$$

Donc on adopte : $h_t = 20 \text{ cm}$ (Une dalle de compression de 4 cm et des Corps creux de 16 cm).

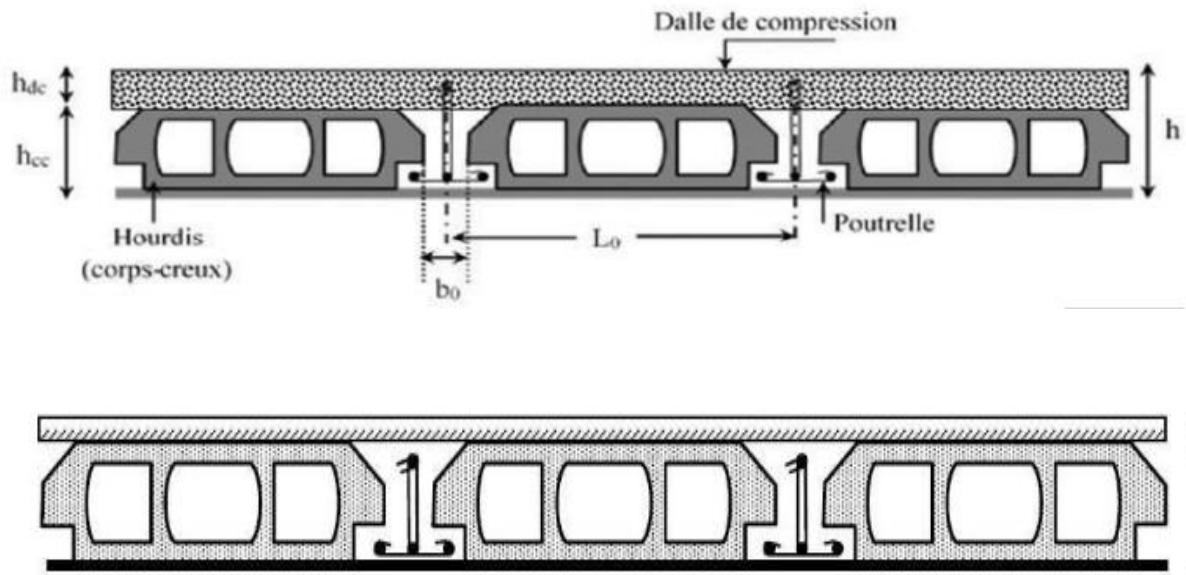


Figure III.10: Plancher à corps creux.

III.2.1.2. Poutrelles:

Le dimensionnement des poutrelles se fait comme illustrent les étapes suivantes :

$$h_t = 20 \text{ cm.}$$

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h_t = (08 \text{ à } 12)$$

On adopte : $b_0 = 10 \text{ cm.}$

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

$$b_1 \geq \min \left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_{max}}{10} \right)$$

Avec :

L_x : représente la distance entre poutrelles ($L_x = 55 \text{ cm}$).

L_{max} : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ($L_{max} = 430 \text{ cm}$).

$$L_x = b - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$b_1 \geq \min \left(\frac{55}{2}; \frac{430}{10} \right) = \min (27.5; 43)$$

On adopte :

$$b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

Pour la verification :

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(27.5) + 10 = 65 \text{ cm.}$$

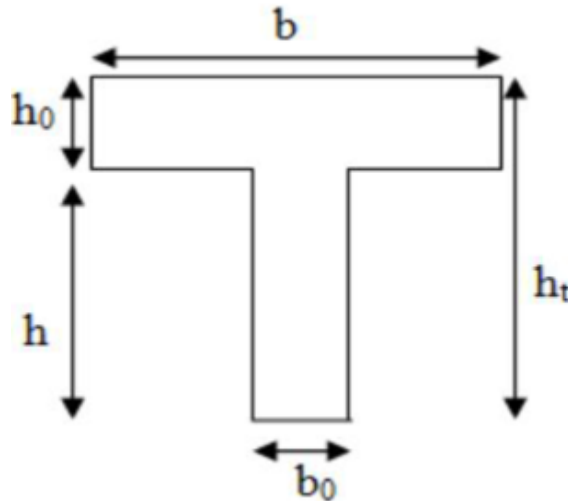


Figure III.11: Poutrelle

III.2.1.3. Dalle pleine:

C'est une plaque en béton armé qui peut reposer sur deux, trois ou 4 appuis soit des poutres, Poutrelles ou des murs. Son épaisseur est déterminée selon les conditions ci-après : [39]

a) Résistance au feu

- $e = 7$ cm : pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11$ cm : pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17.5$ cm : pour quatre heures de coupe-feu.

b) Résistance à la flexion

Les conditions qui doivent être vérifiées dépendent de nombre des appuis :

- Pour une dalle sur un seul appui

$$e \geq \frac{L_x}{20}$$

- Dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$$

Dans notre projet nous avons trois types de dalle :

- Reposant sur un seul appui $L_x = 0.84$ m

$$e \geq 2.4$$

- Reposant sur deux appuis $L_x = 1.43 \text{ m}$

$$4.09 < e < 4.77$$

- Reposant sur trois appuis $L_x = 1.83$

$$3.66 < e < 4.58$$

Afin de satisfaire les deux conditions, on adopte une épaisseur de 15 cm .

III.2.2 Escalier :

L'escalier est un élément important dans une construction, il permet d'assurer la circulation entre les différents étages du bâtiment. Il peut être réalisé en plusieurs matériaux tels que le béton armé, l'acier ou le bois, selon le type de structure et les besoins du projet.

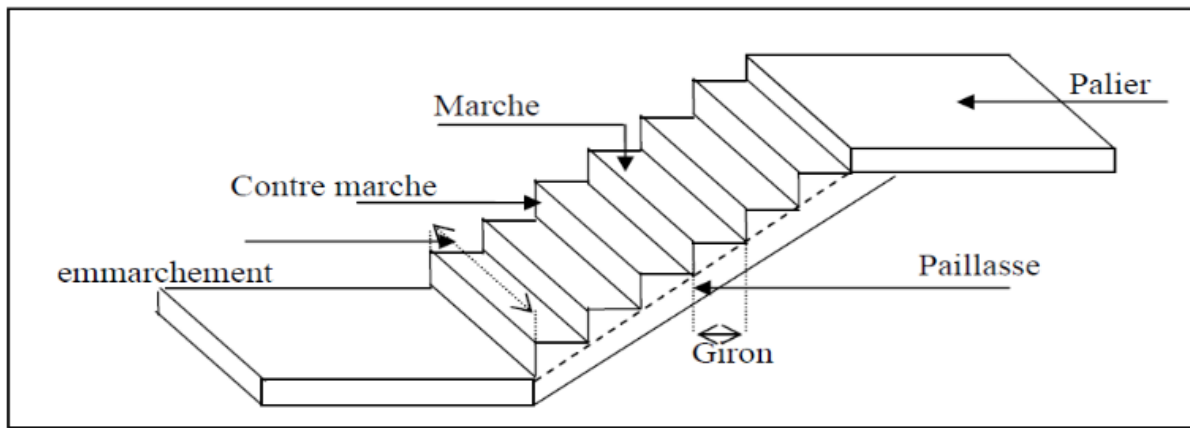


Figure III.12: Schéma d'un escalier.

Pour le dimensionnement des marches (g) et les contre marche (h) on utilise la formule de BLONDEL : $59 < g + 2h < 64$. [5]

III.2.3 Acrotère:

L'acrotère est un élément en béton armé fixé dans la dalle. Il supporte son propre poids ainsi que des efforts horizontaux. Il sert principalement à protéger les personnes au niveau de la terrasse et à éviter les chutes.

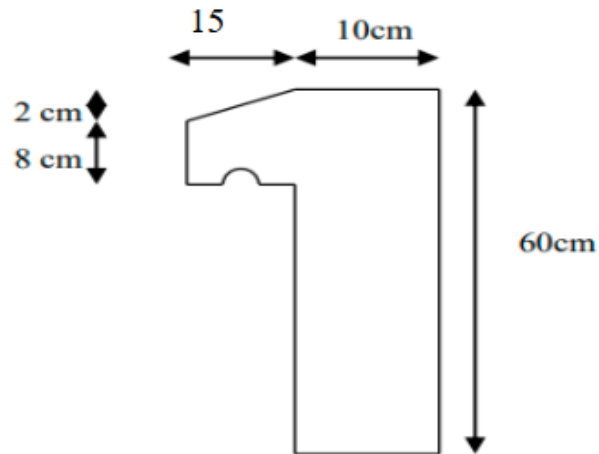


Figure III.13: Schéma statique de l'acrotère.

III.3 Prédimensionnement des élément principales :

III.3.1 Poutre :

Les poutres sont des éléments en béton armé de section ($b \times h$) qui assurant la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles). Le prédimensionnement des poutres est effectué selon le BAEL 91 [1] et en satisfaisant les conditions de RPA99 version 2024. [17]

III.3.1.1. Poutres principaux :

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

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

Avec :

h_t : hauteur de la poutre.

L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L_{max} = 4.30m$)

$$\frac{430}{15} \leq h_t \leq \frac{430}{10}$$

$28.66 \leq h_t \leq 34$ donc on adopte : $h = 40$ $b = 30$

Vérification:

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2024) [17] comme la suite :

$b \geq 25cm \rightarrow b = 30cm > 25cm \dots \dots \dots$ vérifiée.

$h \geq 30\text{cm} \rightarrow h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \dots \dots \dots$ vérifiée.

$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \dots \dots \dots$ vérifiée.

Les conditions du RPA sont vérifiées donc on adopte pour la poutre principale une section de $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

III.3.1.2. Poutres secondaires :

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

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

Avec :

h_t : hauteur de la poutre.

L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L_{max} = 3.90$)

$$\frac{390}{15} \leq h_t \leq \frac{390}{10}$$

$$26 \leq h_t \leq 39$$

Donc on adopte : **$h=35 \text{ cm}$, $b=30 \text{ cm}$**

Vérification :

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art: 7.5.1 RPA 99 version 2024) [3]

$b \geq 25\text{cm} \rightarrow b = 30\text{cm} > 25\text{cm} \dots \dots \dots$ vérifiée.

$h \geq 30\text{cm} \rightarrow h = 35\text{cm} > 30\text{cm} \dots \dots \dots$ vérifiée

$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{35}{30} = 1.17 < 4 \dots \dots \dots$ vérifiée.

Les conditions du RPA sont vérifiées donc on adopte pour la poutre secondaire une section de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

III.3.2. Poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, Rectangulaire ou circulaire.

En plus des armatures longitudinales (verticales) qui s'ajoutent à la résistance du béton à La compression, on dispose aussi des armatures transversales qui relient les armatures Longitudinales entre elles et évitent le flambement du poteau.

Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaire doivent répondre aux conditions du RPA 2024 :

$$\text{Min}(b ; h) \geq 30\text{cm}$$

$$\text{Min}(b ; h) \geq \frac{h}{20}$$

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

On propose : $(40 \times 40) \text{cm}^2$ RDC et (1,2,3,4eme étages)

Vérification : (RPA99 /V2024-art-7.4.1)

$$\bullet \text{Min}(b; h) \geq 30\text{cm} \rightarrow \text{Min}(40; 40) = 40 > 30\text{cm} \dots\dots \text{CV}$$

$$\bullet \frac{l_{cl}}{20} = \frac{340-40}{20} = 15 \rightarrow \text{Min}(40; 40) = 40 > 15 \dots\dots \text{CV}$$

$$\bullet \frac{40}{40} = 1 \rightarrow 0.25 < 1 < 4 = > \dots\dots \text{CV}$$

Les trois condition signalées ci-dessus sont vérifiées, donc on admit les dimension des poteaux rectangulaires tels que: $b=40$, $h=40$

III.3.3 Voiles :

Les voiles sont des éléments de contreventement rigides en béton armé constitués par une série de murs porteurs pleins coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'une autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

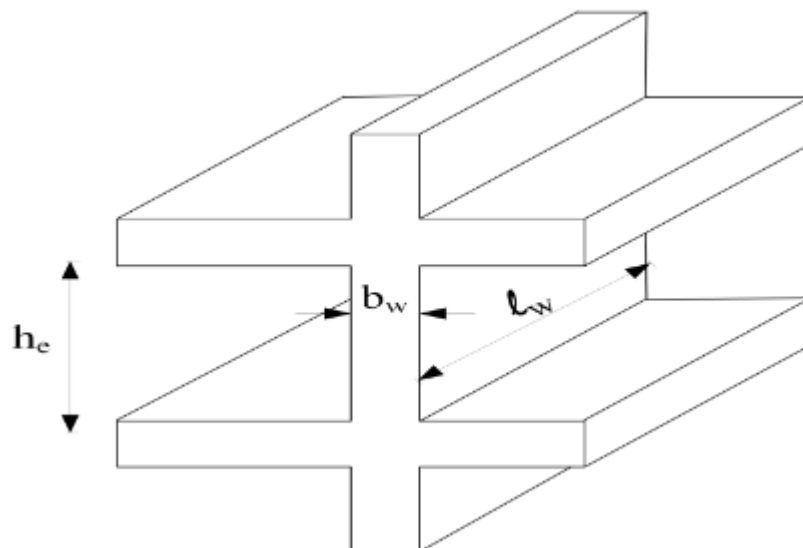


Figure III.14: Spécifications pour les nœuds poteaux-poutres

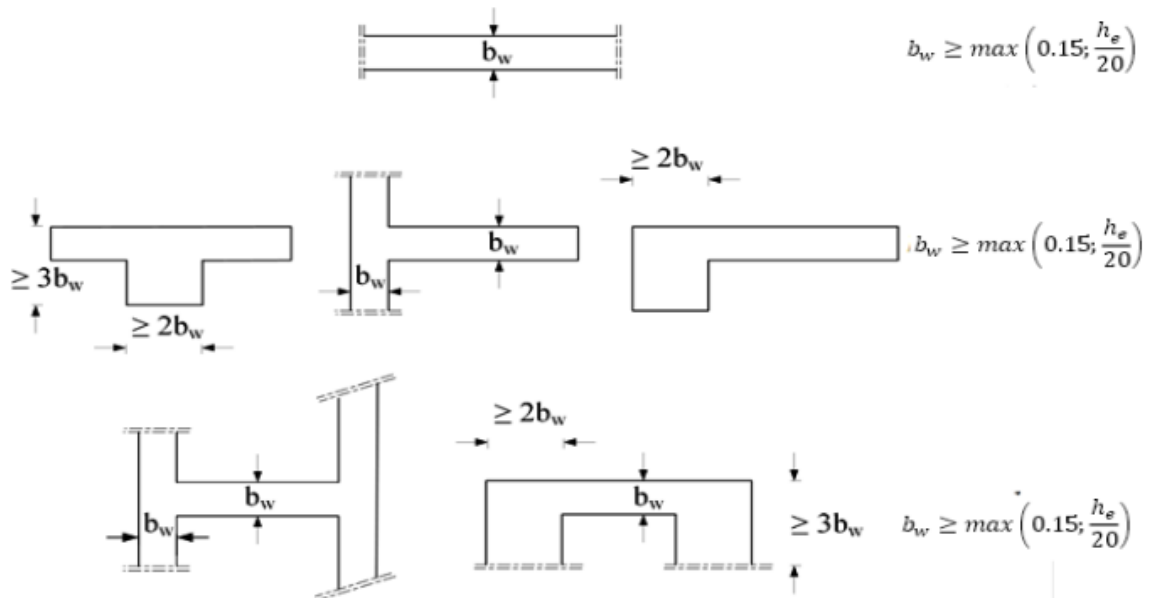


Figure III.15: Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations

D'après l'article 7.7.1 du R.P.A99 version 2024 [17] les dimensions minimales doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} L_w \geq \max\left(\frac{h_e}{3}, 4b_w, 1m\right) \\ b \geq \max\left(0.15, \frac{h_e}{20}\right) \end{cases}$$

Avec :

L_w : longueur du voile.

h_e : Hauteur libre d'étage.

A partir de la hauteur d'étage $H = m$, et la rigidité aux extrémités on a :

La hauteur libre d'étage $h_e = H - h_{poutre} = 3.40 - 0.40 = 3m$

$$\frac{h_e}{20} = \frac{300}{20} = 15cm$$

$$b_w \geq \max(15 ; 15) \rightarrow b_w \geq 15 \text{ cm}$$

On adopte :

$b_w = 20cm$ pour R.D.C et étage courant.

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement, la largeur minimale doit être:

$$L_w \geq \max\left(\frac{h_e}{3}; 4b_w; 1 \text{ m}\right) \text{ (donc on adopte : } L_w \geq 100 \text{ cm)}$$

On a : $L_w = 120 \text{ cm}$ Cv.

III.4 Évaluation et descente de charge :

III.4.1 Évaluation des charges et surcharges :

Le calcul des charges et surcharges est effectué selon DTR B.C.2.2[39], les tableaux suivants résument les différents résultats obtenus :

III.4.1.1 planchers terrasse :

La terrasse comprend une partie accessible et un autre non accessible. Elle est réalisée en plancher à corps creux, avec plusieurs couches de protection au-dessus. Ces couches sont inclinées pour permettre l'évacuation des eaux de pluie.

Elles comprennent le gravillon, l'étanchéité, la forme de pente, l'isolation thermique ainsi que d'autres couches.

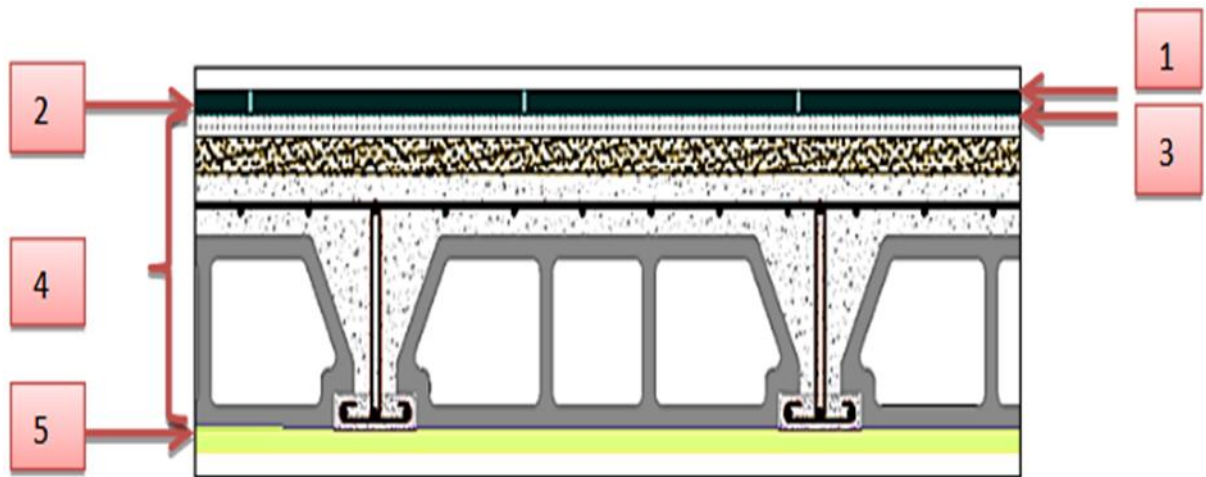


Figure III.16: Composants d'un plancher terrasse en corps creux.

Tableau III.2 : charges Pour plancher terrasse (inaccessible).

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
1	couche de gravier	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	beton en forme de pente	0.12	22	2.64

4	Isolation thermique	0.04	1	0.04
5	Dalle en corps creux (16+4)	0.2	14	2.8
6	Enduit plâtre	0.02	10	0.20

La charge permanente $G = 6.65 \text{ KN}$

La charge d'exploitation (terrasse accessible) $Q = 1 \text{ KN}$

III.4.1.2 Plancher étage courant :

Les plancher des étages courant sont en corps creux.

Tableau III.3: charges pour plancher étage courant.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Charges (KN/m^2)
1	Revêtement Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en corps creux	0.2	14	2.8
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloison de séparation interne	0.01	100	1

La charge permanente $G = 5.2 \text{ KN}$

La charge d'exploitation $Q = 1.5 \text{ KN}$

III.4.1.3 Dalle plane (Balcon Etage courant)

Tableau III.4: Évaluation des charges du balcon Etage Courant

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
1	Revêtement Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lite de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36

La charge permanente G = 5.31 kN

La charge d'exploitation Q = 3.5 kN

III.4.1.3 Dalle pleine (Balcon terrasse)

Tableau III.5 : Charge de la dalle pleine (Balcon Terrasse).

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
1	protection en gravillon	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique	0.04	1	0.04
4	plancher dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
6	Formede pente	0.12	22	2.64

La charge permanente G = 7.60 kN

La charge d'exploitation Q = 3.5 kN

III.4.1.5 Murs extérieur

Tableau III.6 : Evaluation des charges permanentes des mur extérieur.

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Enduit de ciment (extérieur)	0.02	22	0.44
2	Brique creux 15	0.15	9	1.35
3	Lame d'aire	0.05	/	/

4	Brique creux 10	0.1	9	0.9
5	Enduit plâtre (intérieure)	0.015	10	0.15

La charge permanente $G=2.84$ kN

III.4.1.6 Murs intérieurs:

Tableau III.7: Charge permanente des mur intérieurs

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Charges (KN/m^2)
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
2	Brique creuse	0.1	9	0.9
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.2

La charge permanente $G = 1.2$

III.4.1.7 Escaliers

I.Palier

Tableau III.8: Evaluation des charges du palier.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Charges (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.18	25	4.5
5	Enduit de ciment	0.02	10	0.2

La charge permanente $G = 5.90$ kN

La charge d'exploitation $Q = 2.5$ kN

II.Paillasse

Tableau III.9: Evaluation des charges du Paillasse.

N°	Eléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Charges (KN/m^2)
1	Carrelage	Horizontale	0.02	22	0.44
		Verticale	0.02	22	0.22
2		Horizontale	0.02	20	0.4

	Mortier de pose	Verticale	0.02	20	0.2
3	Lit de sable		0.02	18	0.36
4	Marche		0.15	25	3.93
5	Paillasse		0.08	25	2
6	Enduit ciment		0.22	10	0.23
7	Gardes corps		/	/	0.6

La charge permanente $G = 8.38 \text{ kN}$

La charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ kN}$

III. 4.1.8 Acrotère:

Tableau III.10: Evaluation des charges de l'acrotère.

N°	Eléments	Charges (KN/m^2)
1	Enduit de ciment extérieur	0.27
2	Poids propre de l'acrotère	1.84
3	Enduit de ciment intérieur	0.27

Charge permanente total $G=2.38 \text{ kN}$

III.4.2 Descente de charge:

III.4.2.1 Surcharge différentes selon la loi de dégression:

Sous terrasse Q_0 .

Sous étage 1 $Q_0 + Q_1$.

Sous étage 2 $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$.

Sous étage 3 $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

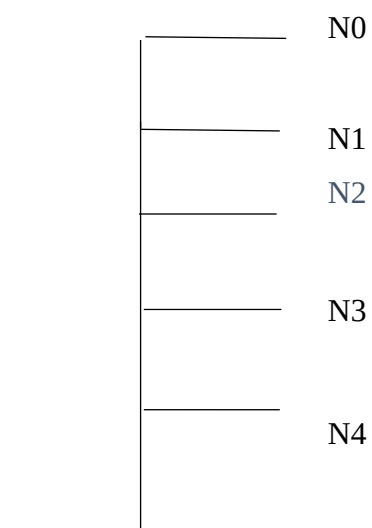
Sous étage 4 $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.

Sous étage n $Q_0 + \frac{3+n}{2.n}$

$2.n (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Pour $n \geq 5$

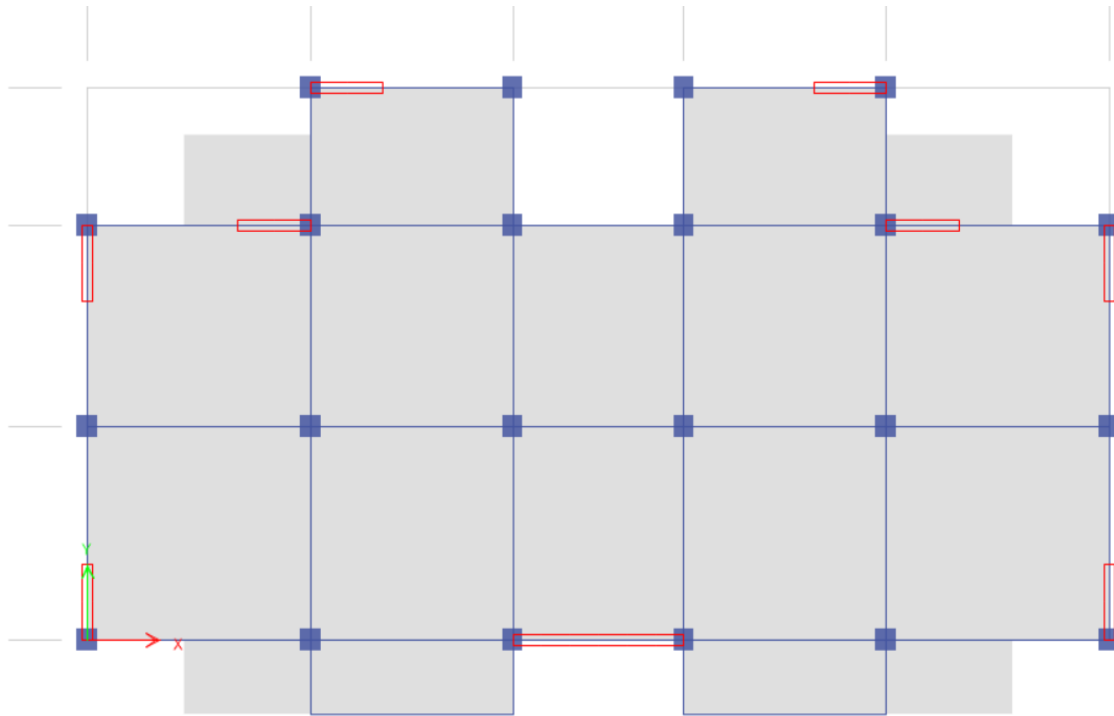
Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m^2)
4	$Nq_1 = q_0 + q_1$	1.00

3	$N_{q2}=q_0+0.95 (q_1+q_2)$	2.50
2	$N_{q3}=q_0+0.90 (q_1+q_2+q_3)$	3.85
1	$N_{q4}=q_0+0.85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	5.05
RDS	$N_{q5}=q_0+0.80 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	6.10



FigureIII .9 : Schéma statique de la descente de la charge.

Poteau le plus sollicitée :



Surface afférente :

$$S = (1.45+1.75) (1.65 +1 .75) = 10.88\text{m}^2$$

Charges et surcharges

Plancher terrasse :

- $G=10.88 \times 6.65 = 72.35 \text{ KN}$

- $Q= 10.88 \times 1 = 10.88 \text{ KN}$

Plancher étage courant :

- $G=10.88 \times 5 .2 = 62 .66 \text{ KN}$

- $Q= 10.88 \times 1.5 = 18.07 \text{ KN}$

Les poutres :

- $G_{pp} = 3.2 \times 0.3 \times 0.4 \times 25 = 9.6 \text{ KN}$

- $G_{ps} = 3.4 \times 0.3 \times 0.35 \times 25 = 8.925 \text{ KN}$

Poteau :

$$G_{pot} = s \times 25 \times h_e$$

Tableau III .11 : Évaluation des poids propres des poteaux

Étage	Section de Poteau (cm)	La surface du poteau (S)	Poids de Poteau
RDC 1 ^{ème} - 2 ^{ème} - 3 ^{ème} - 4 ^{ème}	40×40	0.16	$0.16 \times 25 \times 3.4 = 13.6$

Tableau III.12 : Descente de charge du poteau.

Niveau	Éléments	G(KN)	Q(KN)
N ₀	Plancher terrasse	72.35	1 x10.88
	$G_{pp}(30 \times 40) cm^2$	9.6	
	$G_{ps}(30 \times 35) cm^2$	8.925	
	Poteau (40 x40) cm^2	13.6	
	Total	105.075	10.88
N ₁	Venant N ₀	105.075	(1.5 x10.88)+10 .88
	Plancher étage	62.66	
	$G_{pp}(30 \times 40) cm^2$	9.6	
	$G_{ps}(30 \times 35) cm^2$	8 .925	
	Poteau (40x 40) cm^2	13.6	
	Total	199.86	27.2
N ₂	Venant N ₁	199.86	(1.5 x10.88)+(0.95 x27.2)
	Plancher étage	62.66	
	$G_{pp}(30 \times 40) cm^2$	9.6	
	$G_{ps}(30 \times 35) cm^2$	8 .925	
	Poteau (40x40) cm^2	13.6	
	Total	294.645	42.16
N ₃	Venant N ₂	294.645	(1.5 x10.88)+(0.90 x42.16)
	Plancher étage	62.66	
	$G_{pp}(30 \times 40) cm^2$	9.6	
	$G_{ps}(30 \times 35) cm^2$	8 .925	
	Poteau (40x40) cm^2	13.6	
	Total	389.43	54.26

N ₄	Venant N ₃	389.43	(1.5 x10.88)+(0.85 x54.26)
	Plancher étage	62.66	
	G _{pp} (30 x 40)cm ²	9.6	
	G _{ps} (30 x 35)cm ²	8.925	
	Poteau (40x 40) cm ²	13.6	
	Total	484.215	62.441

Vérifications nécessaires

• Poteau RDC :

L'effort normal ultime :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 484.215 + 1.5 \times 62.441 = 747.351 \text{ kN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime

Nu de 10 % tel que : $N_u = 1.10 \times (1.35G + 1.5Q)$.

$$\text{Donc } N_u = 1.10 \times 747.351 = 822.08 \text{ KN.}$$

Vérification à la compression simple :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \quad \text{Avec : B : Section de béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \rightarrow B \geq \frac{288.68 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.019 \text{ m}^2$$

$$\text{On a : } B = 0.123 \text{ m}^2$$

$$B = 0.123 \text{ m}^2 > 0.019 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification au flambement :

D'après le BAEL91 et le règlement parasismique algérien v 2024 on doit vérifier ce qui suit :

$$N_u \leq \alpha \times \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s}$$

$$B_r \leq \frac{N_u}{\alpha \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{B_r \times \gamma_s} \right)}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s : Coefficient de sécurité des aciers.

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ.

$$\alpha \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On calcule l'élancement : $\lambda = \frac{L_f}{i}$

L_f : Longueur de flambement.

L_0 : Longueur de poteau.

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie $I = \frac{bh^3}{12}$

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 3.4 = 2.38 \text{ m}$$

$$B = 0.123$$

$$I = 2.13 \times 10^{-3}$$

$$i = \sqrt{\frac{2.13 \times 10^{-3}}{0.123}} = 0.13$$

$$\lambda = \frac{2.38}{0.13} = 18.30 < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{18.30}{35} \right)^2} = 0.88$$

$$\alpha = 0.80$$

D'après le règlement parasismique algérien v 2024 :

$A_s = 0.8\% \times Br \dots \dots \dots$ Zones I et II

$A_s = 0.9\% \times Br \dots \dots \dots$ Zone III

$A_s = 1.0\% \times Br \dots \dots \dots$ Zones IV, V et VI

$$B_r \geq \frac{747.351 \times 10^{-3}}{0.80 \left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{1 \times 400}{100 \times 1.15} \right)}$$

$$B_r \geq 0.040 \text{ m}^2$$

Nous avons :

$$Br = (40 - 2) \times (40 - 2) \times 10^{-4} = 0.144 \text{ m}^2$$

$0.144 \text{ m}^2 > 0.040 \text{ m}^2$ donc le poteau ne risque pas de flamber

III.5 Conclusion :

Au terme de cette étape, nous avons procédé au prédimensionnement de l'ensemble des éléments structuraux en nous basant sur les règlements en vigueur. Il est important de

souligner que les dimensions et les sections obtenues ici ne sont que provisoires. Elles seront validées ou ajustées ultérieurement à la lumière de l'étude dynamique et des vérifications nécessaires, ce qui constituera l'objet principal du cinquième chapitre.

III.3 ETUDE DES ELEMENTS PORTEURS

III.3.1 Introduction :

L'Algérie connaît une activité sismique importante, ce qui nécessite de porter une attention particulière à l'analyse des structures. Il est donc essentiel de vérifier qu'en cas de séisme, les déformations restent limitées et que les déplacements ne dépassent pas les valeurs admissibles.

Un séisme correspond à une libération soudaine de l'énergie accumulée dans les roches, due aux mouvements des différentes parties de la croûte terrestre. Lorsque les contraintes deviennent trop importantes, l'équilibre est rompu, ce qui engendre des ondes sismiques se propageant dans toutes les directions jusqu'à la surface du sol. Ces mouvements peuvent être amplifiés au niveau des structures et provoquent le déplacement de leurs appuis. Cette amplification dépend principalement des caractéristiques de la structure ainsi que de la nature du sol.

Dans ce cadre, il est important d'étudier le comportement dynamique de la structure objet de ce projet de fin d'études.

III.3.2 Objectif de l'étude sismique :

L'objectif principal de l'étude dynamique est de déterminer les caractéristiques dynamiques propres d'une structure mixte (portiques + voiles) en béton armé, notamment ses modes propres, ses périodes d'oscillation et ses déformées, dans le cadre d'une vibration libre non amortie (VLNA). Cette tâche est souvent complexe en raison du comportement tridimensionnel de la structure. C'est pourquoi on utilise des modélisations numériques permettant de simplifier le problème. La résolution de l'équation du mouvement d'une structure réelle est difficile à réaliser manuellement. L'utilisation d'un logiciel de calcul par éléments finis, tel que ROBOT, SAP2000 ou ETABS, constitue une approche efficace pour déterminer ces caractéristiques dynamiques et évaluer la réponse de la structure sous sollicitations sismiques, conformément aux exigences du RPA 2024.

III .3.3 Modélisation de la structure :

III.3.3.1 Introduction

ETABS est un logiciel utilisé en génie civil pour le calcul et l'analyse des structures. Il permet de modéliser les bâtiments en 3D et d'étudier les efforts internes, les déplacements ainsi que le comportement global de la structure. Dans ce travail, ETABS a été utilisé pour modéliser le bâtiment étudié, définir les matériaux et appliquer les charges permanentes, variables ainsi que les charges sismiques selon la réglementation en vigueur. L'analyse obtenue permet de vérifier la stabilité de la structure et sa conformité avec le règlement parasismique (RPA 2024).

➤ III.3.3.2 Distribution de la structure

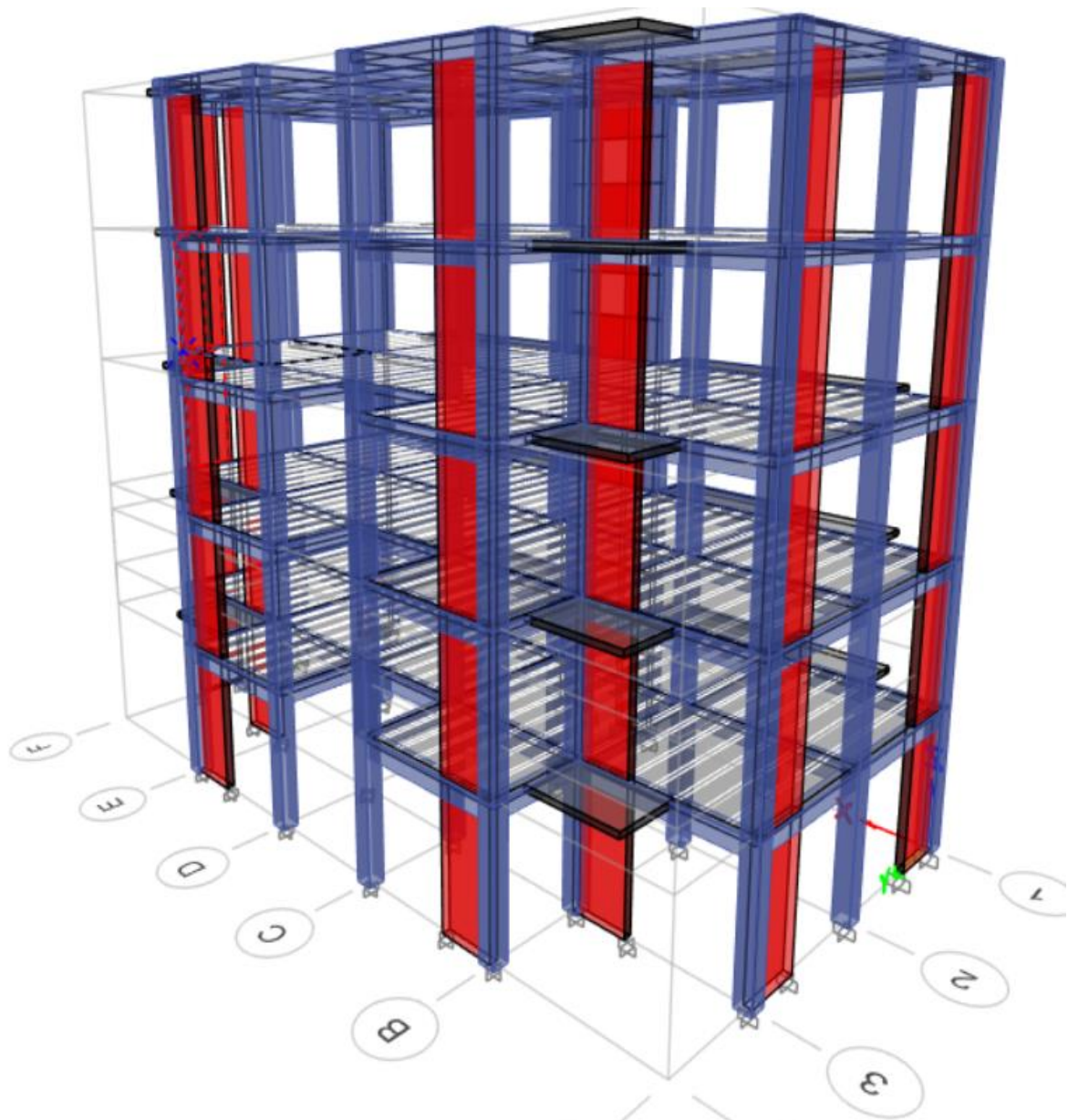


Figure III.17 : *Vue 3D de la structure*

J'ai choisi les emplacements des voiles en veillant à la symétrie et à la proximité entre le centre de masse et le centre de torsion. Cette approche permet d'éviter les effets de torsion et d'assurer un comportement équilibré de la structure sous séisme

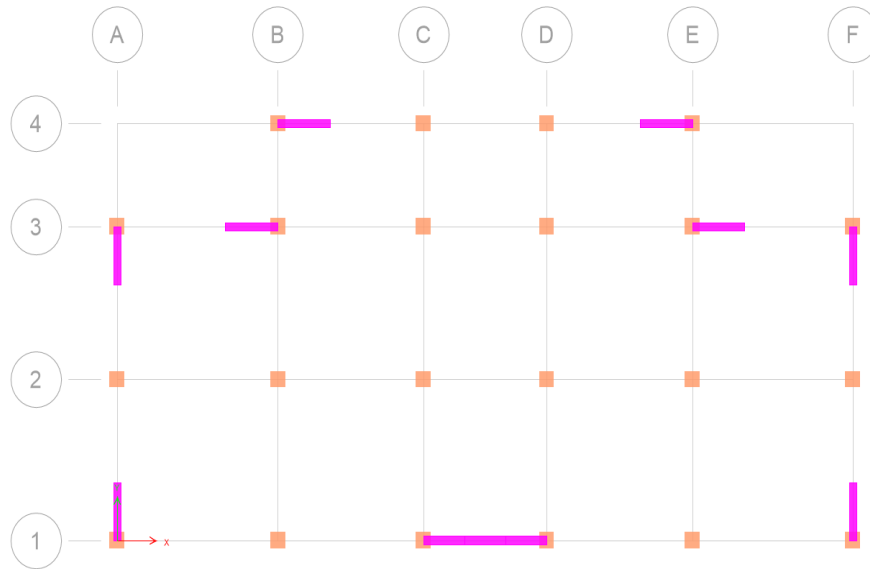


Figure III.18 : *Disposition des voiles dans le bâtiment*

III.3.4 Application des forces sismique par la méthode dynamique modal spectral

III.3.4.1 Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalent selon RPA 2024

$$V_{ST} = \lambda \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W \quad (5.1)$$

Avec :

$\frac{S_{ad}}{g} (T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée

λ : Coefficient de correction

$\lambda = \begin{cases} 0.85 & \text{si } T_0 \leq (2 \cdot T_2) \text{ si le bâtiment a plus de 2 niveaux.} \\ 1, & \text{autrement} \end{cases}$

W : Poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau <<i>>

$W = \sum_{i=1}^n W_i$ n étant le nombre de niveaux

$W_i = W_{Gi} + \psi W_{Qi}$ Pour tout niveau i de la structure.

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

Ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Tableau III.13: Valeurs du coefficient d'accompagnement Ψ , Pour la charge d'exploitation

Cas	Type d'ouvrage	Ψ
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.30
2	Bâtiments recevant du public temporairement Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions, salles de classes, restau- rants, dortoirs	0.40
3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs, ouvrages assimilés, bâtiment recevant des équipements médicaux critiques	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus us	0.60

III.3.5 Combinaison des réponses modales

- ❖ Les réponses de deux modes de vibration, "i" et " j" successifs, sont considérées comrne indépendantes si les valeurs des périodes qui leur sont associées diffèrent de plus de 10%.
- ❖ Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par Eqn. (5.2):

$$F = \pm \sqrt{\sum_i^k F_i^2} \quad (5.2)$$

Avec:

F : effet de J'action sismique considérée

F_i : valeur modale de F, selon le mode "i"

K : nombre de modes retenus

III.3.6 Estimation de la période fondamentale de la structure

La période fondamentale de la structure peut être évaluée de diverses manières :

1. La valeur de la période fondamentale (T_0) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T_{\text{empirique}} = C_T (h_N)^{3/4} \quad (5.3)$$

Avec :

$T_{\text{empirique}}$ [unite en s] : période fondamentale

h_N [unite en m] : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage

Tableau III.14 : valeurs du coefficient C_T

Cas	Système de contreventement	C_T
1	Ossatures spatiales en béton arme sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques spatiaux en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Ossature en portiques en béton arme ou en acier avec remplissage, en maçonnerie	0.050
4	Autres types de structures	0.050

III.3.7 Estimation empirique de la période fondamentale

Dans cette partie il est nécessaire de signaler que l'ensemble des calculs sont réalisés selon les instructions du règlement parasismique algérien. Ainsi, les valeurs rapportées dans les tableaux par la suite, sont prélevés soit d'après les résultats de logiciel ETABS ou d'après les calculs manuels réalisés.

Sol ferme (S2)	S	T1	T2	T3
	1.20	0.10 s	0.50 s	2 s

$$T_{\text{analytique}(y)} = 0.55 \text{ s}$$

$$T_{\text{empirique}} = C_T \cdot (h_N)^{3/4} = 0.05(17)^{0.75}$$

$$T_{\text{empirique}} = 0.42 \text{ s}$$

$$T=1.3T_{emprique} = 1.3 \times 0.42 = 0.55s$$

$$T_{emprique} < T_{analytique} < 1.3T_{emprique}$$

$$0.42 < 0.55$$

$$T_0 = T_{emprique} = 0.42s$$

Calcul de la force sismique totale

$$\lambda = 0.85 \rightarrow 0.42 s < 2 \times 0.55 = 1.1 s$$

$$W_i = W_{Gi} + \psi W_{Qi}$$

$$W_{Gi} = 11330.9285$$

$$W_{Qi} = 1626.065$$

$$\psi=0.3$$

$$W_i = 11818.748$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = A..I.S \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \quad T_1 \leq T < T_2$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = 0.20 \times 1.20 \times 1 \left[2.5 \frac{1.05}{4.5} \right] = 0.140$$

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W = 0.85 \times 0.140 \times 11818.748$$

A	I	S	Q_F	R
0.20	1	1.20	1.05	4.5

$$V_{statique}(X) = V_{statique}(Y) = 1406.47 \text{ kN}$$

III.3.7.1 Vérification du nombre de modes à considérer

D'après le RPA99/version2024, Le nombre de modes de vibration de translation, à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que :

- La somme des masses modales, effectives pour les modes retenus, soit égale à 90%, au moins, de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes, ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure, soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03), dans chaque direction considérée.

$$K \geq 3 \cdot \sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.2s \quad (5.4)$$

- Les résultats de l'analyse modale de notre projet sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.15 Les résultats de l'analyse modale trouvés par le ETABS

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0,556	0%	76%	0	0%	76%
2	0,421	74%	0%	0	74%	76%
3	0,385	0%	0%	0	74%	76%
4	0,151	0%	14%	0	74%	90%
5	0,108	16%	0%	0	90%	90%
6	0,098	1%	0%	0	91%	90%
7	0,066	0%	6%	0	91%	96%
8	0,049	5%	0%	0	97%	96%
9	0,042	0%	0%	0	97%	96%
10	0,036	0%	3%	0	97%	99%
11	0,03	2%	0%	0	99%	99%
12	0,024	0%	1%	0	99%	100%

Mode	Period(s)	Frequency Cyc/sec	CircFreq Rad/sec	Eigenvalue rad ² /sec ²
1	0,556	1,799	11,3006	127,704
2	0,421	2,374	14,9157	222,4791
3	0,385	2,597	16,3166	266,2328
4	0,151	6,628	41,6442	1734,235
5	0,108	9,302	58,4471	3416,069
6	0,098	10,228	64,2632	4129,756
7	0,066	15,127	95,0426	9033,1
8	0,049	20,541	129,0644	16657,61
9	0,042	23,804	149,5665	22370,13
10	0,036	27,771	174,4903	30446,85
11	0,03	33,611	211,1823	44597,96

12	0,024	41,555	261,0988	68172,6
----	-------	--------	----------	---------

III.3.7.2 Résultats graphiques des modes:

- Le mode 1 est un mode de translation selon l'axe Y ça période est de s.

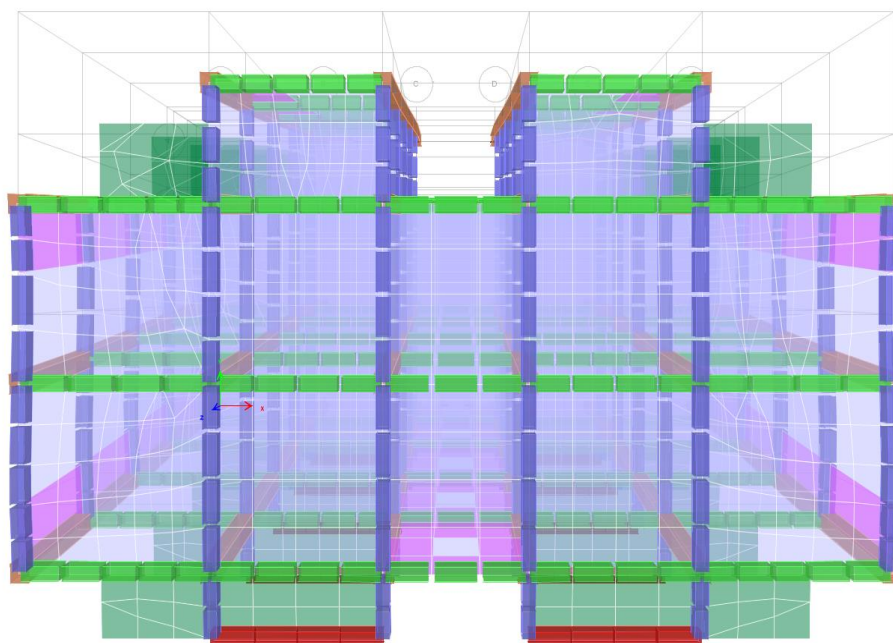


Figure III. 19 : Translation de bâtiment selon l'axe Y

- Le mode 2 est un mode de translation selon l'axe X ça période est de s

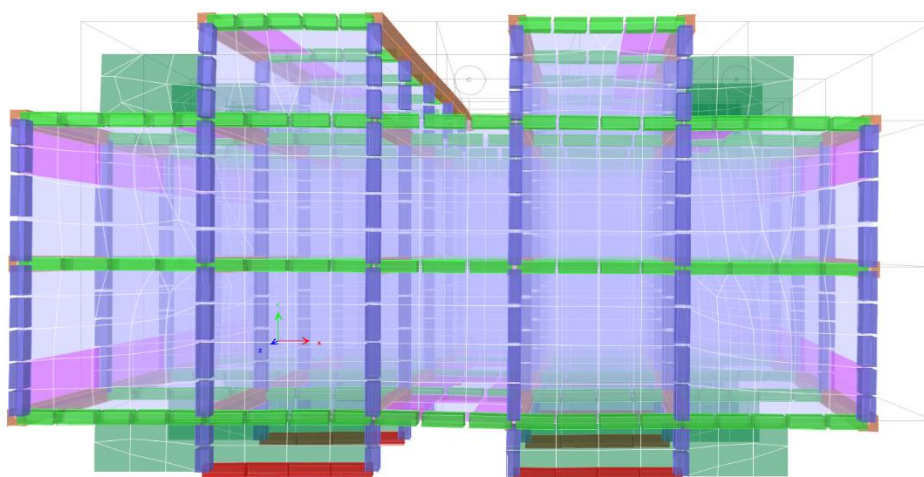


Figure III.20 : Translation de bâtiment selon l'axe X.

- Le mode 3 est un mode de rotation autour de l'axe Z ça période est de s.

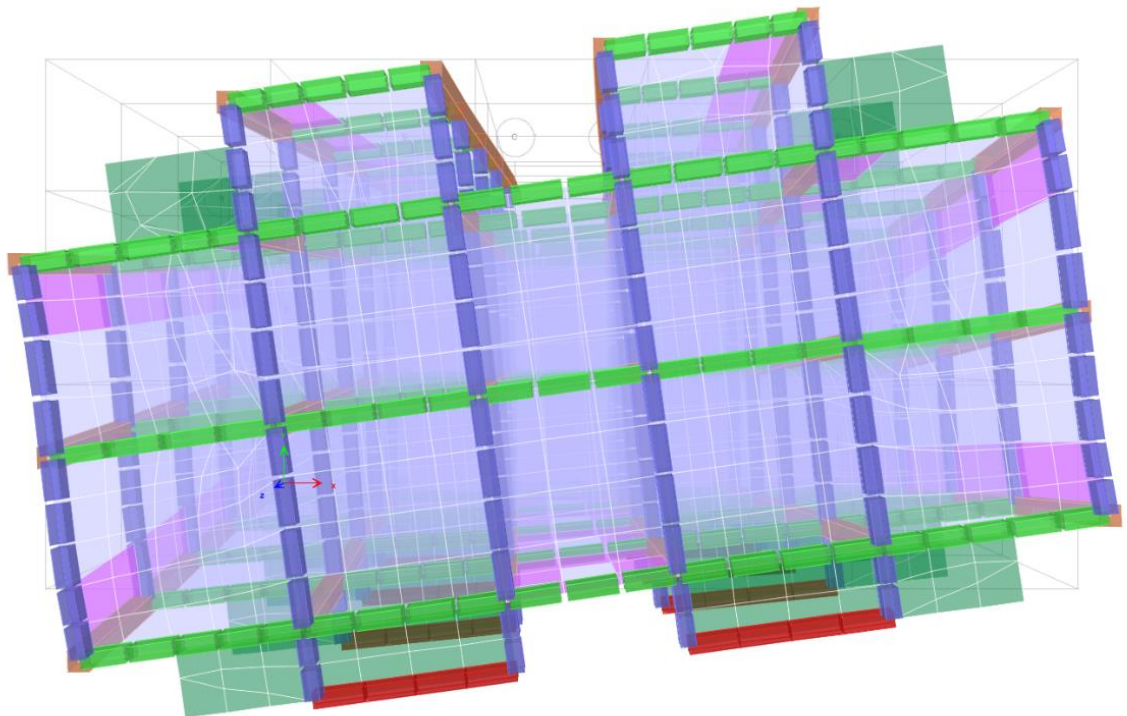


Figure III.21 : Rotation de bâtiment autour de l'axe Z

Vérifications des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismiques a la base, V_d obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques V_s donnée par Eqn. (5.1) pour une valeur de la période fondamentale T_0 (cf. § 5.4.2).

Si ($V_d > 0.8V_s$), il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, etc.) dans le rapport ($\frac{0.80V_s}{V_d}$).

$$V_d > 0.8V_s$$

Sens X	$V_{xd} = 1241,68 > 80\%V_x = 1125,14$	Condition Vérifiée
Sens Y	$V_{yd} = 1138,29 > 80\%V_y = 1020,66$	Condition Vérifiée

➤ Spectre de calcul

- Verifications sismique par regles parasismiques algerienne (RPA2024)

A	I	S	Qf	R	T1	T2	T3
0,20	1,00	1,20	1,05	4,50	0,10	0,50	2,00

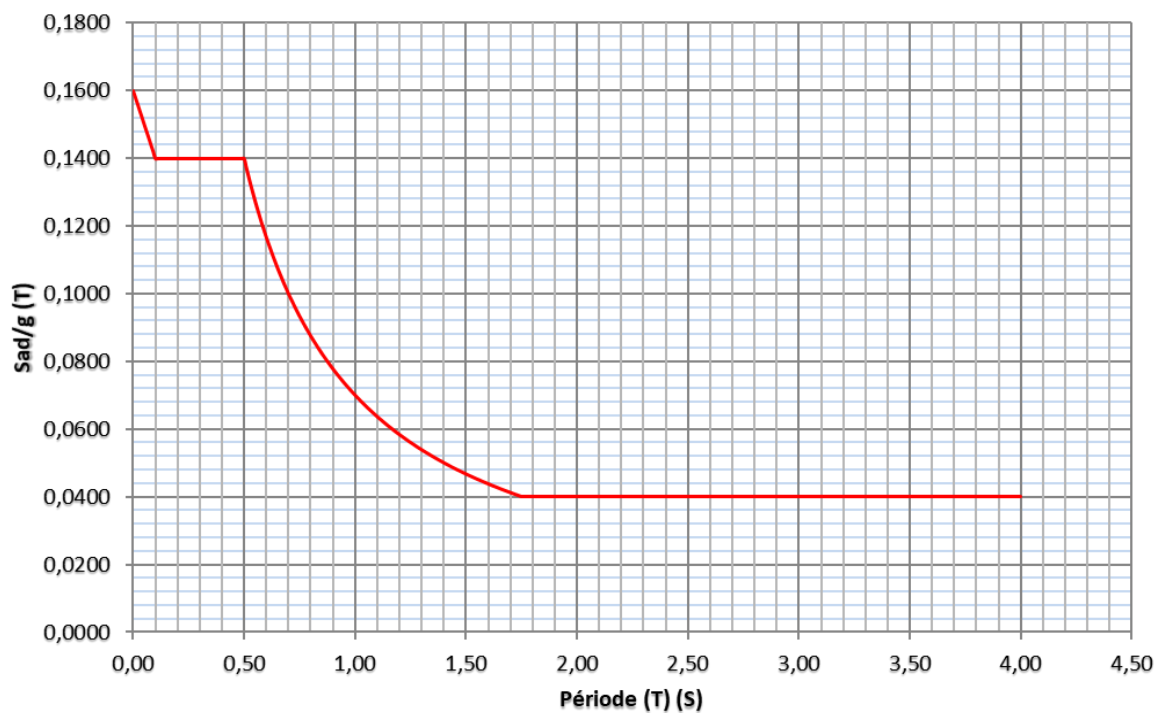


Figure III.22: Spectre pour démarrage de modélisation

Vérifications sismiques par règles parasismiques algérienne (RPA 2024)

➤ Centre de masse et centre de torsion

Tableau III .16 : Centre de masse et centre de torsion

Plancher	X_G	Y_G	X_R	Y_R
RDC	9.85	4.19	9.84	4.44
1 ^{er} Etage	9.85	4.33	9.84	4.24
2 ^{er} Etage	9.85	4.33	9.84	4.01
3 ^{er} Etage	9.85	4.33	9.84	4.04
4 ^{er} Etage	9.85	4.33	9.84	5.08

➤ Calcul d'excentricité

Tableau III.17 : Calcul de l'excentricité

Plancher	L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle	
RDC	0.01	0.25	0.49	0.22
1 ^{er} Etage	0.01	0.09	0.49	0.21
2 ^{er} Etage	0.01	0.32	0.49	0.20
3 ^{er} Etage	0.01	0.29	0.49	0.20
4 ^{er} Etage	0.01	0.75	0.49	0.25

Classification du système de contreventement :

Suivant la direction x :

	Fx Poteaux (kN)	Fx Voiles (kN)
Efforts tranchants	210.54	1032.14
Pourcentage (%)	17	83

Fx sur les voiles représente plus de 20% de la charge total horizontal.

Le système de contreventement suivant la direction x est classé comme n système n° 4-

Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles

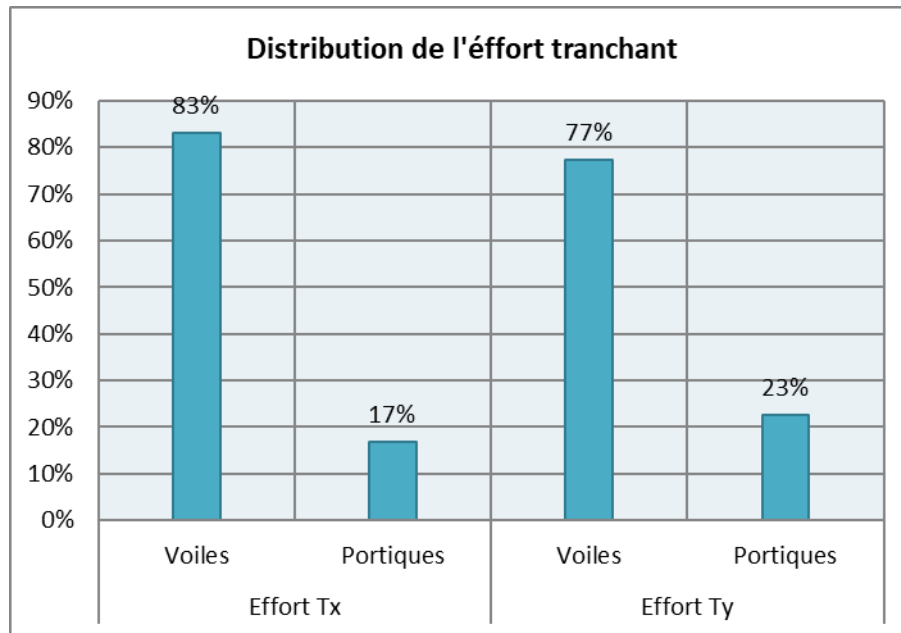
Suivant la direction Y :

	Fy Poteaux (kN)	Fy Voiles (kN)
Efforts tranchants	257.76	880.53
Pourcentage (%)	23	77

Fx sur les voiles représente plus de 20% de la charge total horizontal.

Le système de contreventement suivant la direction x est classé comme n système n° 4-

Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles



➤ **Calcul de déplacements**

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

$$\delta = \frac{R}{Q_F} \cdot \delta_{ek} \quad (5.5)$$

Où :

δ_{ek} : Déplacement élastique dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement

Q_F : Coefficient de qualité

Le déplacement relatif, au niveau "k" par rapport au niveau "k - 1", est égal à

$$\Delta k = \delta_K - \delta_{K-1} \quad (5.6)$$

Tableau III .18 : déplacements étages Sens X-X

Plancher	U_x	δ_{ek}	$\delta_{k(m)}$	$\Delta k_{(m)}$	R	H	Constatation
RDC	0.002	0.0087	0.0087	0.037	4.50	3.4	C - V
1 ^{er} Etage	0.008	0.0261	0.017	0.074	4.50	6.8	C - V
2 ^{er} Etage	0.014	0.0465	0.020	0.087	4.50	10.2	C - V
3 ^{er} Etage	0.019	0.0667	0.020	0.086	4.50	13.6	C - V
4 ^{er} Etage	0.024	0.0850	0.018	0.078	4.50	17	C - V

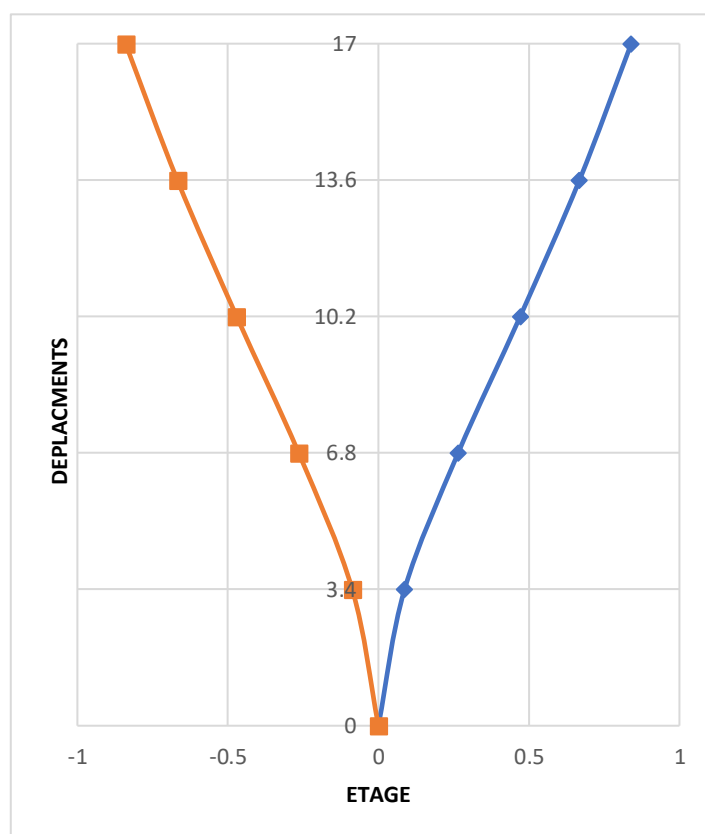


Figure III.23 : déplacements étages Sens X-X

Tableau V.19: déplacements étages Sens Y-Y

Plancher	U_y	δ_{ek}	$\delta_{k(m)}$	$\Delta k_{(m)}$	H	R	Constatation
RDC	0.002	0.0037	0.014	0.006	3.4	4.50	C - V
1 ^{er} Etage	0.006	0.011	0.030	0.012	6.8	4.50	C - V
2 ^{er} Etage	0.010	0.0186	0.032	0.014	10.2	4.50	C - V
3 ^{er} Etage	0.015	0.0246	0.029	0.012	13.6	4.50	C - V
4 ^{er} Etage	0.019	0.0291	0.024	0.010	17	4.50	C - V

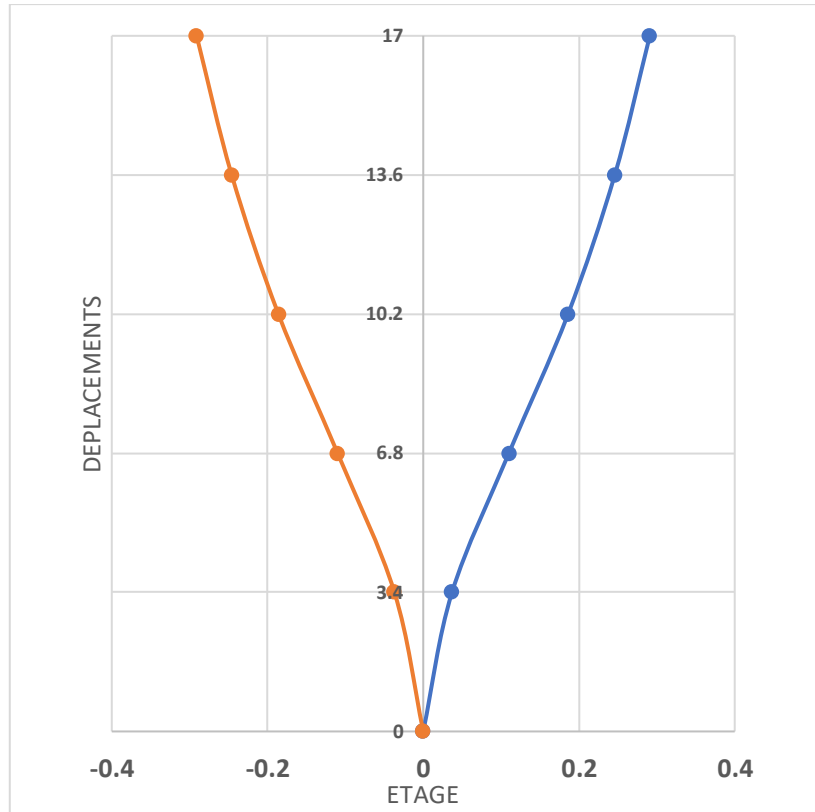


Figure III.24: déplacements étages Sens Y-Y

III.3.8 Sens Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ)

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

$$\theta_k = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot H_K} \leq 0.10 \quad (5.8)$$

Avec :

Δ_K Défini comme :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k»,

$$(P_K = \sum_{i=K}^n (G_i + \psi Q_i))$$

V_K : effort tranchant d'étage au niveau "k" : $V_K = \sum_{i=K}^n F_i$

Δ_K : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : hauteur du niveau « k ». Selon la valeur de θ_k , il convient de considérer que :

- Si $(0.10 \leq \theta_K \leq 0.20)$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte, de manière approchée, en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre

par le facteur $\left(\frac{1}{1-\theta_K}\right)$

- Si $(\theta_K \geq 0.20)$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Donc : $\theta < 0.10$, on peut négligés l'effet du 2° ordre (ou effet P- Δ) dans tous les niveaux du bâtiment.

Sens x

Etage	W (KN)	H (m)	R/Qf	Δx (cm)	Vx (KN)	θx	Condition X	1/(1- θx)
1	11818.75	3.4	4.29	0.373	1241.68	0.0104	OK	0.00
2	9459.26	3.4	4.29	0.746	1171.10	0.0177	OK	0.00
3	7093.90	3.4	4.29	0.874	1016.98	0.0179	OK	0.00
4	4728.54	3.4	4.29	0.866	777.22	0.0155	OK	0.00
5	2363.18	3.4	4.29	0.784	438.42	0.0124	OK	0.00

Sens y

Etage	W (KN)	H (m)	R/Qf	Δy (cm)	Vy (KN)	θy	Condition X	1/(1- θx)
1	11818.75	3.4	4.29	0.609	1138.29	0.0186	OK	0.00
2	9459.26	3.4	4.29	1.290	1074.88	0.0334	OK	0.00
3	7093.90	3.4	4.29	1.410	928.20	0.0317	OK	0.00
4	4728.54	3.4	4.29	1.260	701.12	0.0250	OK	0.00
5	2363.18	3.4	4.29	1.029	392.85	0.0182	OK	0.00

➤ Vérification de l'effort normal réduit

L'article (7-4-3) du RPA (version 2024) exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton. Cette vérification s'effectue par la formule

suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times F_{c28}} \leq 0.35 \quad (5.11)$$

Où :

N : est l'effort normal maximal, B est la section du poteau et Fc28 représente la résistance caractéristique du béton.

	Output Case	Nd (KN)	Bc (Cm²)	Fc28(Mpa)	V ≤0.35	Observation
Poteaux 40x40	G+0.3Q+Ex+0.3Ey	580	1600	25	0.0145	Condition Vérifiée

III.3.10 Comparaison entre structure portique et mixe

	Mixe							
	Déplacement		Déplacement Enter étage		Moments fléchissant		Effort tranchant	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
RDC	0.087	0.142	0.087	0.142	1241.6791	1138.2887	14065.4024	14450.263
1 ^{er} Etage	0.261	0.443	0.174	0.301	928.2039	1074.8815	10305.2029	11350.263
2 ^{er} Etage	0.465	0.772	0.204	0.329	1016.9809	928.2039	6756.706	7482.5661
3 ^{er} Etage	0.667	1.066	0.202	0.294	1171.0997	701.1184	3677.5675	4100.3462
4 ^{er} Etage	0.85	1.306	0.183	0.24	1241.6791	392.8466	1335.6785	1490.6305

	Portique							
	Déplacement		Déplacement Enter étage		Moments fléchissant		Effort tranchant	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
RDC	0.419	0.432	0.419	0.432	1015.2927	1037.3247	12368.5704	1299.575
1 ^{er} Etage	1.005	1.046	0.586	0.614	937.016	957.2373	8979.3676	8772.5805
2 ^{er} Etage	1.518	1.591	0.513	0.545	790.4003	808.7844	5849.4718	5699.0751
3 ^{er} Etage	1.999	0.408	0.481	-1.183	588.9074	605.6868	3177.7597	3081.7558
4 ^{er} Etage	2.24	0.241	0.241	-0.167	325.7158	338.2976	1150.2118	1107.4337

III.3.10.1 Remarque :

Système mixte (portiques + voiles), qui induit une atténuation notable des déplacements globaux et inter-étages comparativement à une configuration en portiques seuls. L'apport de raideur latérale des voiles limite ainsi drastiquement les déformations de la structure.

En contrepartie, cette rigidification se traduit par une augmentation de l'effort tranchant à la base et des moments sismiques globaux. Ce comportement démontre une mobilisation optimale du contreventement, garantissant une reprise efficace des sollicitations dynamiques et une stabilité accrue de l'ouvrage.

III.3.10 Conclusion

Les résultats de cette étude dynamique confirment la conformité globale du bâtiment, qui démontre une capacité de rétention et de résistance optimale vis-à-vis des sollicitations extérieures, notamment sous l'action du séisme réglementaire. La stabilité de l'ouvrage reste néanmoins tributaire d'un ferrailage rigoureux, exécuté en stricte conformité avec les dispositions constructives et les exigences du code parasismique en vigueur

III.4.1 Résultat sollicitations éléments porteurs :

III.4.1.1 Moments fléchissant dans les poutres principale:

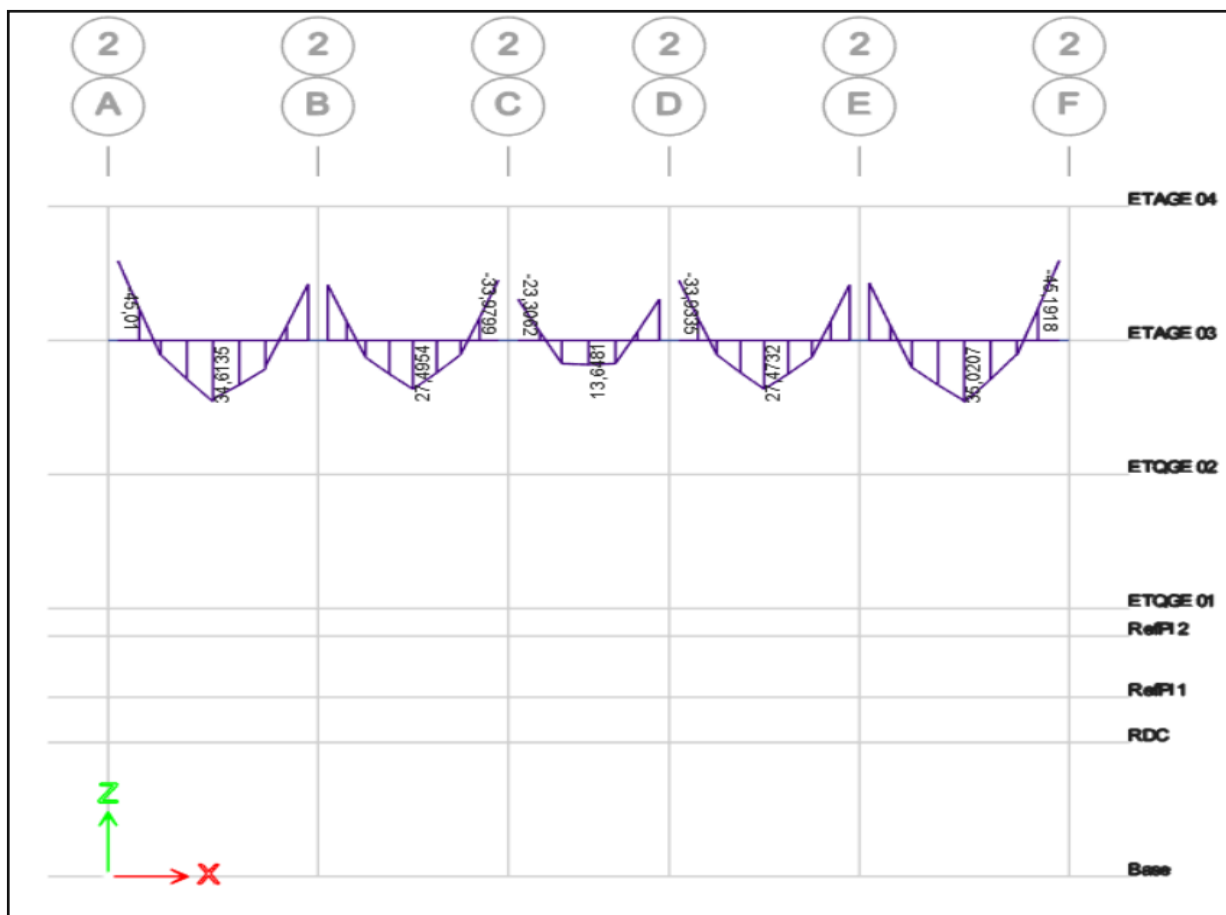


Figure III.25 : Moments fléchissant dans les poutre principale ELU

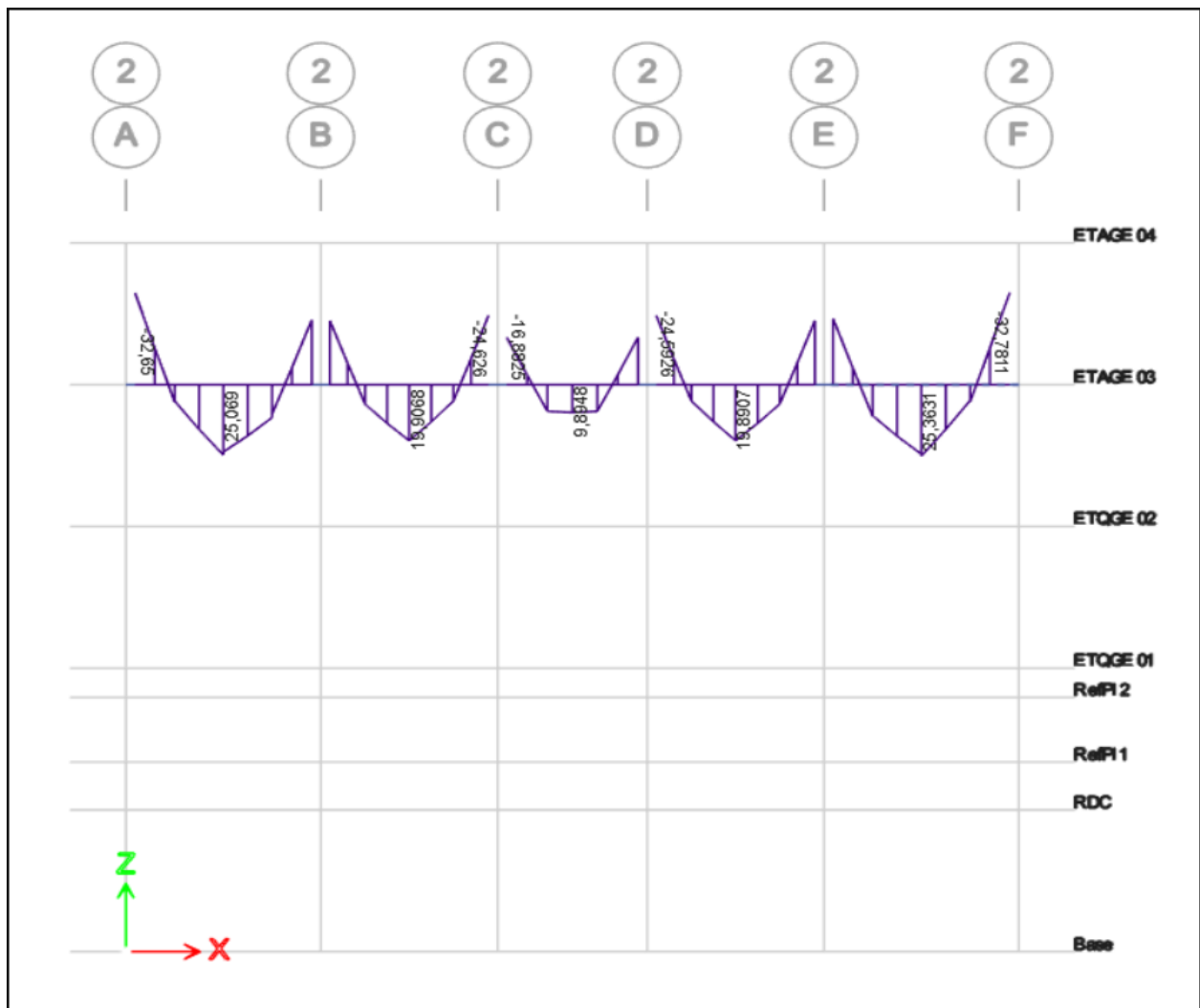


Figure III.26 : Moments fléchissant dans les poutre principale ELS

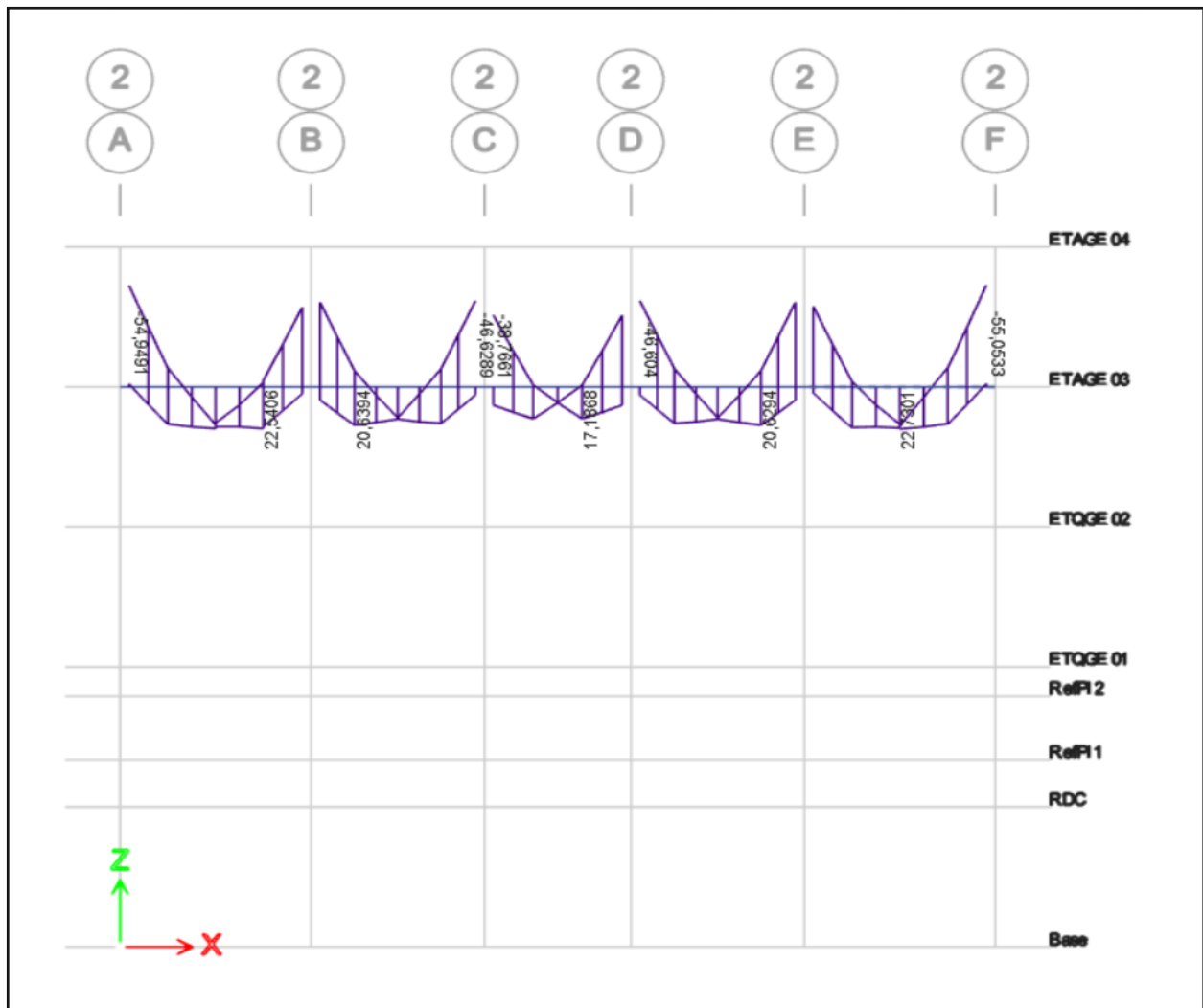


Figure III.27 :Moments fléchissant dans les portique principale ELA

III.4.1.2 Moments fléchissant dans les poutres secondaires:

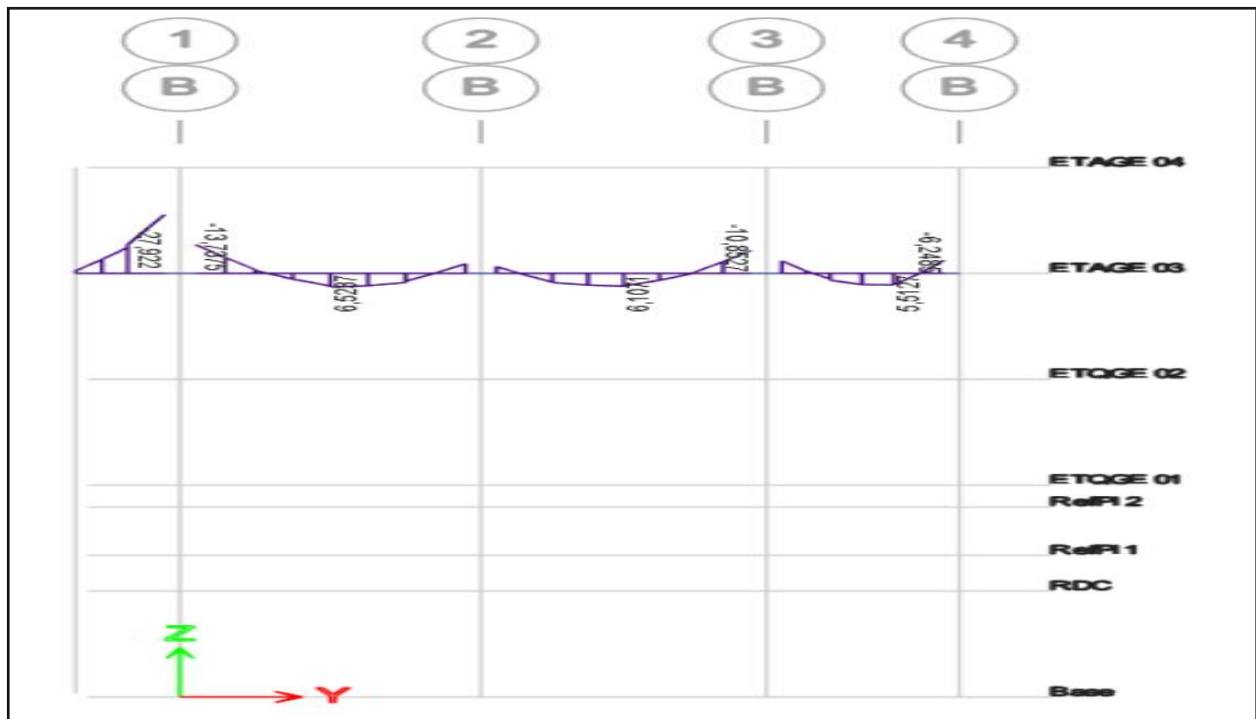


Figure III.28 : Moments fléchissant dans les poutre secondaires ELU

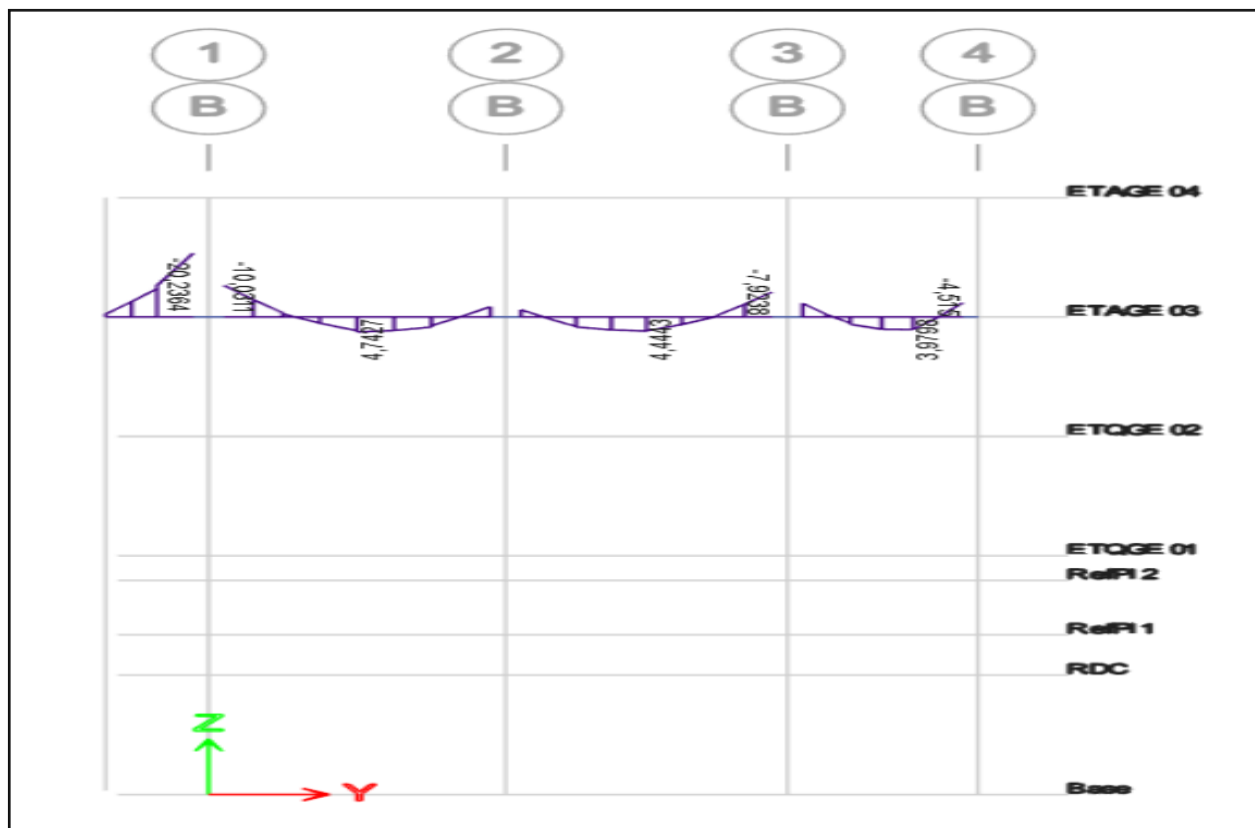


Figure III.29 : Moments fléchissant dans les poutre secondaires ELS

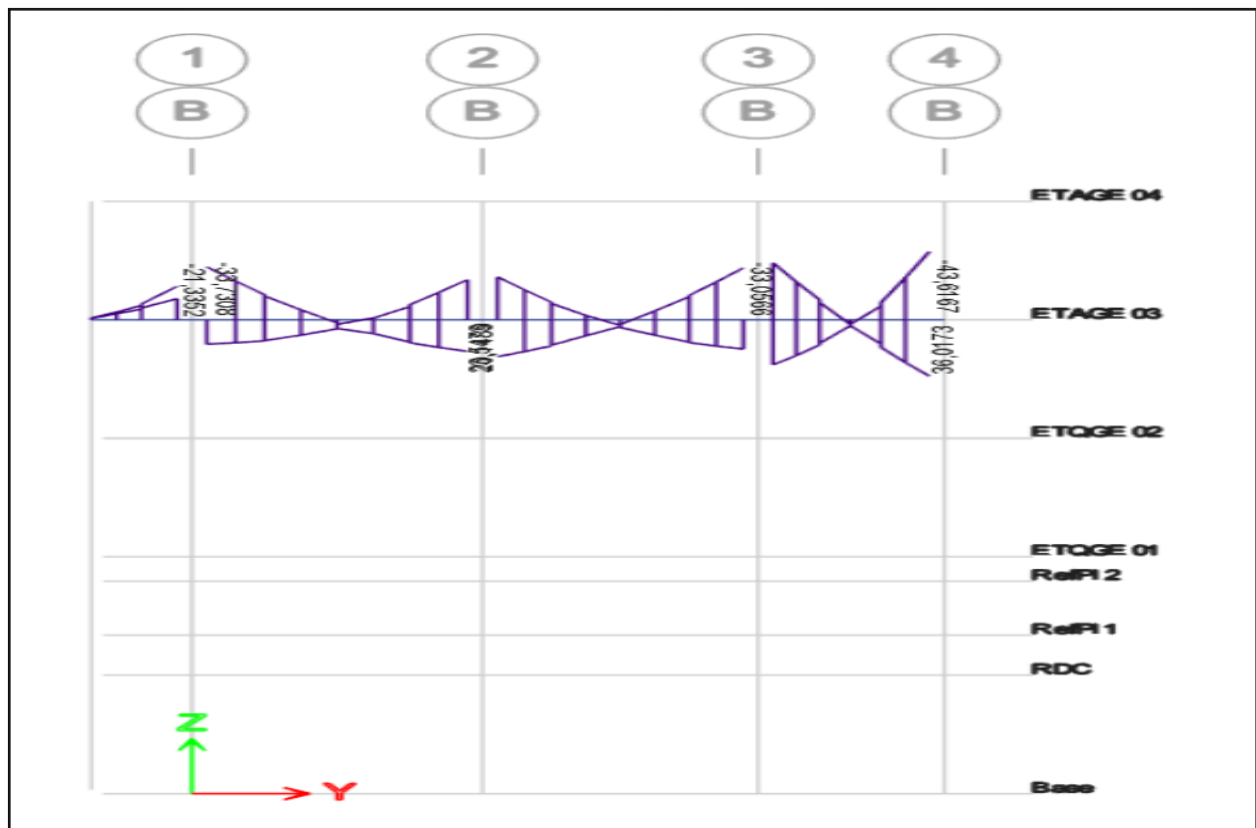


Figure III.30 : Moments fléchissant dans les poutres secondaires ELA

III.5 Ferrailage des éléments porteurs :

III.5.1 Ferrailage des poutres

Ferrailage des poutres Les poutres sont des éléments horizontaux de section rectangulaire sollicités en flexion simple. Leur ferrailage (longitudinal et transversal) est calculé pour résister aux moments fléchissants et aux efforts tranchants les plus défavorables, tout en respectant les dispositions constructives du RPA 2024.

Recommandations du RPA99/2024 (Art 7.5.2) [3].

Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5%, c'est-à-dire $A_{min} = 0.5\%(b \times h)$
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de
 - ✓ 4% en zone courante.
 - ✓ 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 60ϕ en zones V

Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_{t \min} = 0.003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suite ;

Dans les zones critiques

$$s = \min(h/4; 24\phi_t; 17.5 \text{ cm}; 6\phi_l)$$

h : hauteur de la poutre

ϕ_t : diamètre des armatures de confinement

ϕ_l : diamètre minimal des barres longitudinales

En dehors de la zone critique

$$s' \leq h/2$$

avec :

$$s' = \min(h/4; 12\phi_l) \text{ si les armatures comprimées sont nécessaires}$$

- La valeur de diamètre $\emptyset$ est le plus petit diamètre utilisé.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Tableau III.20 : Résultats des moment fléchissant des poutres
(Vérification selon RPA 2024).

Traitee	Section	Position	M_{ELU} (kN*m)	M_{ELS} (kN*m)	M_{ELA} (kN*m)
Poutre Principale	(30 x40)	Travée	43.31	31.68	63.12
		Appuis	-54.60	-39.60	-81.11
Poutre Secondaire 1	(30 x35)	Travée	13.82	10.02	86.45
		Appuis	-30.72	-22.42	-101.74
Poutre Secondaire 2	(30 x35)	Travée	9.39	6.87	46.23
		Appuis	-30.51	-22.29	-51.84

a) poutres principales (30*40):

Tableau III. 21: Ferrailage des poutres principale

Type	Section	Position	Combinaison	M_{ELA} (kN*m)	$A_{adoptée}$ (kN*m)
------	---------	----------	-------------	---------------------	-------------------------

P.P	(30 x40)	Travée	G+0.3Q+E1	63.12	3T14
		Appuis		-81.11	3T12+3T12

The screenshot shows the 'EXPERT BA - Flexion simple' software interface. The 'Calcul' tab is active. Under 'Charges (kN*m)', the results for ELU, ELS, and ELA are displayed. The 'Résultats' section shows the calculated reinforcement areas $A_{s1} = 4.5$ cm² and $A_{s2} = 5.8$ cm². The 'Section (cm)' section shows dimensions $b = 30.0$ and $h = 40.0$, both marked as 'Bloquée'. The 'CALCULER' button is visible at the bottom right.

Charges (kN*m)	ELU	ELS	ELA
M_{max}	43.31	31.68	63.12
M_{min}	-54.60	-39.60	-81.11

Résultats
$A_{s1} = 4.5$ cm ² $A_{s2} = 5.8$ cm ²
% d'armatures $\rho =$
Valeurs réglementaires
% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0.11$ %
% d'armatures maximum $\rho_{max} = N/A$

Section (cm)
$b = 30.0$ ☒ Bloquée
$h = 40.0$ ☒ Bloquée
$d_1 = 3.0$ $d_2 = 3.0$

Figure III.31: fenêtre des résultats de ferrailage de la poutre principale
(30 x40)(EXPERT BA)

Remarque importante :

Bien que le calcul théorique sous sollicitations donne une section d'acier faible ($A_{th} < A_{min}$), nous avons adopté une section minimale conformément aux exigences du RPA 2024(Art 7.5.2.1).

Pour une section de (30*40), le taux minimal de 0,5% impose :

$$A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6\text{cm}^2$$

Sections d'Acier :

Section théorique

$$A_{s1} = 4.5 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Section théorique

$$A_{s2} = 5.8 \text{ (cm}^2\text{) Espacement}$$

(Zone nodale)

$$S \leq \min \left(\frac{h}{4}, 24\phi_t, 17.5cm, 6\phi_l^{min} \right)$$

$$S \leq \min \left(\frac{40}{4}, 24 \times 0.8, 17.5, 6 \times 1.2 \right) = \min(10, 19.2, 17.5, 7.2) = 7.2cm$$

(Zone courante)

$$s' \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20cm \rightarrow \text{On adopte : } s' = 15cm$$

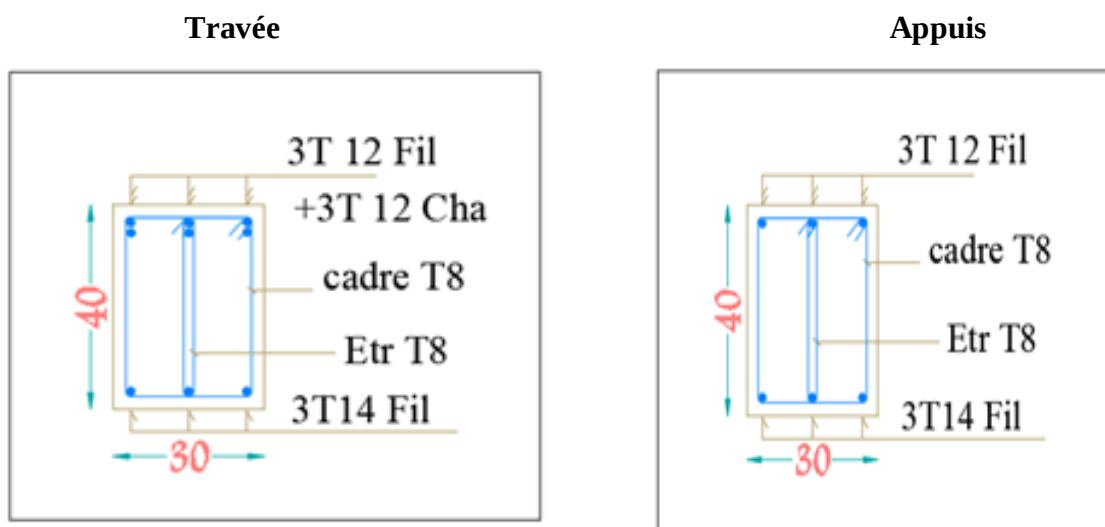


Figure III.32: Schéma de ferrailage poutres principales.

Espaceement (15cm ,7cm)

b) poutres secondaires 1 (30*35):

Tableau III.23 : Ferrailage des poutres secondaires 1

Type	Section	Position	Combinaison	M _{ELA} (kN*m)	A _{adoptée}
P.S	(30 x35)	Travée	G+0.3Q+E1	86.45	3T12+3T14
		Appuis		-101.74	3T14+3T14

EXPERT BA - Flexion simple

Général | Calcul | Vérification | Expert | Flèche

Charges (kN*m)

ELU : $M_{max} = 13.82$ $M_{min} = -30.72$

ELS : $M_{max} = 10.02$ $M_{min} = -22.42$

ELA : $M_{max} = 86.45$ $M_{min} = -101.74$

Prise en compte des armatures comprimées ☒

Résultats

$A_{s1} = 7.2$ cm² $A_{s2} = 8.7$ cm²

% d'armatures $\rho = 1.66$ %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0.12$ %

% d'armatures maximum $\rho_{max} = N/A$

☐ Dispositions sismiques

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 30.0 ☒ Bloquée

h = 35.0 ☒ Bloquée

$d_1 = 3.0$ $d_2 = 3.0$

CALCULER Note

Quitter Amatures... Préférences... Aide A propos...

Figure III.33: fenêtre des résultats de ferrailage de la poutres secondaires 1
(30 x35)(EXPERT BA)

Remarque importante :

Bien que le calcul théorique sous sollicitations donne une section d'acier faible ($A_{th} < A_{min}$),

nous avons adopté une section minimale conformément aux exigences du RPA 2024 (Art 7.5.2.1).

Pour une section de (35*30), le taux minimal de 0,5% impose :

$$A_{min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 7.2$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 8.7$ (cm²)

Espacement

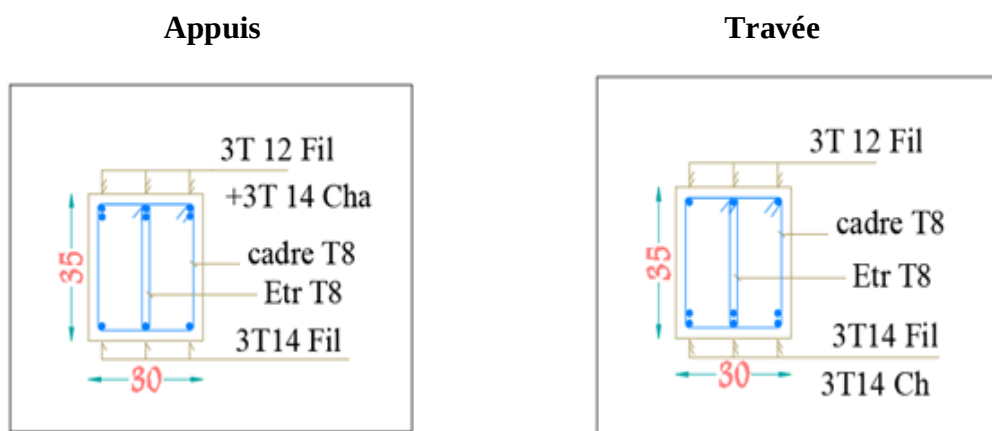
(Zone nodale)

$$S \leq \min \left(\frac{h}{4}, 24\phi_t, 17.5cm, 6\phi_l^{min} \right)$$

$$S \leq \min \left(\frac{35}{4}, 24 \times 0.8, 17.5, 6 \times 1.2 \right) = \min(8.75, 19.2, 17.5, 7.2) = 7.2cm$$

(Zone courante)

$$s' \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5cm \rightarrow \text{On adopte : } s' = 15cm$$



FigureIII.34: Schéma de ferrailage poutres secondaires 1.

Espacement (15cm ,7cm)

c) Poutres secondaires 2 (30*35) :

TableauIII .24 : Ferrailage des poutres secondaires 2

Type	Section	Position	Combinaison	$M_{ELA}(kN * m)$	$A_{adoptée}$
P.S	(30 x35)	Travée	G+0.3Q+E1	46.23	2T14+1T12
		Appuis		-51.84	3T14

EXPERT BA - Flexion simple

Général Calcul Vérification Expert Flèche

Charges (kN·m)

ELU : $M_{\max} = 9.39$ $M_{\min} = -30.51$

ELS : $M_{\max} = 6.87$ $M_{\min} = -22.29$

ELA : $M_{\max} = 46.23$ $M_{\min} = -51.84$

Prise en compte des armatures comprimées ☒

Résultats

$A_{s1} = 3.8$ cm² $A_{s2} = 4.3$ cm²

% d'armatures $\rho = 0.84$ %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{\min} = 0.12$ % ☐ Dispositions sismiques

% d'armatures maximum $\rho_{\max} = N/A$

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 30.0 ☒ Bloquée

h = 35.0 ☒ Bloquée

d₁ = 3.0 d₂ = 3.0

CALCULER Note

Quitter Amatures ... Préférences ... Aide A propos...

Figure III.35 :fenêtre des résultats de ferrailage de la poutres secondaires 2
(30 x35)(EXPERT BA)

Remarque importante :

Bien que le calcul théorique sous sollicitations donne une section d'acier faible ($A_{th} < A_{\min}$), nous avons adopté une section minimale conformément aux exigences du RPA 2024 (Art 7.5.2.1). Pour une section de (30*35), le taux minimal de 0,5% impose :

$$A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 3.8 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{s2} = 4.3 \text{ (cm}^2\text{)}$

Espacement

(Zone nodale)

$$S \leq \min \left(\frac{h}{4}, 24\phi_t, 17.5 \text{ cm}, 6\phi_t^{\min} \right)$$

$$S \leq \min\left(\frac{35}{4}, 24 \times 0.8, 17.5, 6 \times 1.2\right) = \min(8.75, 19.2, 17.5, 7.2) = 7.2cm$$

(Zone courante)

$$s' \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5cm \rightarrow \text{On adopte : } s' = 15cm$$

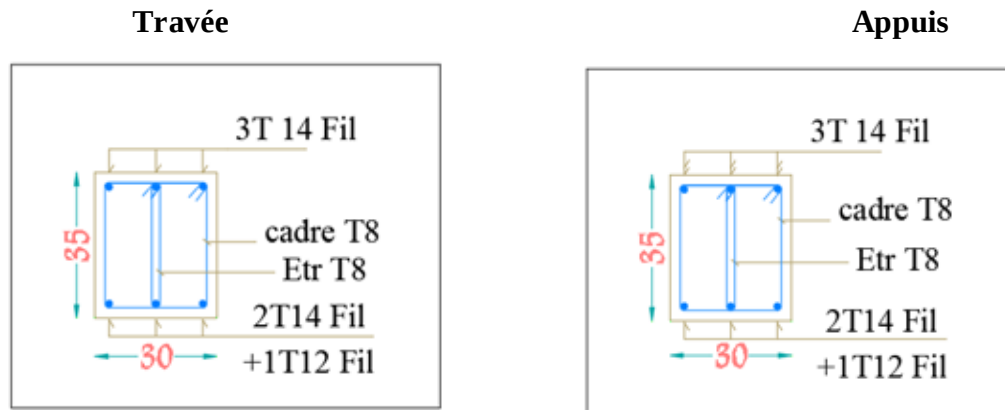


Figure III.36 : Schéma de ferrailage poutres secondaires 2.

Espacement (15cm ,7cm)

III.5.2 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant, le calcul se fait donc à la **flexion composée**. Les sections d'acier sont déterminées selon les combinaisons les plus défavorables issues de **ETABS**, tout en respectant les prescriptions du **RPA99 / Version 2024**.

Armatures longitudinales

La section d'acier sera calculée pour les trois différentes combinaisons suivantes :

- N max et M (correspondant)
- N min et M (correspondant)
- M max et N (correspondant)
- M min et N (correspondant)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence

➤ Pourcentage minimal de RPA

$$A_{s\min} = 1\%bh \text{ en zone IV}$$

$$A_{s\min} = 0.01 \times 40 \times 40 = 16cm^2$$

- Pourcentage maximal de RPA
- 4% en zone courante $A_{s\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$
- 8% en zone recouvrements $A_{s\max} = 0.08 \times 40 \times 40 = 128\text{cm}^2$
- Le diamètre minimum est : $\phi 12 \text{ mm}$
- La longueur minimale des recouvrements est de : 60ϕ en zones IV
- La distance entre les barres verticales, dans une face du poteau, ne doit pas dépasser 15 cm en zones IV

Résultat des sollicitations

Les efforts (M,N) obtenus avec le logiciel ETABS 22 pour les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau III . 25 : Sollicitation (M, N,) Poteaux (40x40)

	Combinaison	N (kN)	M (kN*m)
1	ELU	1079.82	2.61
2	ELU	114.95	-12.86
3	ELU	130.21	12.13
4	ELS	784.33	1.87
5	ELS	84.23	-9.37
6	ELS	95.53	8.80
7	ELA	818.05	-27.07
8	ELA	222.77	-85.01
9	ELA	165.20	76.95

Tableau III .26: Ferrailage de Poteaux (40x40)

Type	Section	Combinaison	N (kN)	M (kN*m)	$A_{adoptée}$
Poteaux	(40x40)	ELA	818.05	-85.01	8T16

EXPERT BA - Flexion composée

Général | Calcul | Vérification | Expert | Interaction N / M

Charges (kN, kN*m)

	Type de sollicitation	N	M
2	ELA	222,77	-85,01
3	ELA	165,20	76,95
4	ELS	784,33	1,37
5	ELS	84,23	-9,37
6	ELS	95,53	8,80
7	FIII	1079,82	2,61

Calculé en
☐ Poutre ☒ Poteau

Résultats

$A_{s1} = 3.4$ cm² $A_{s2} = 3.4$ cm²

% d'armatures $\rho = 0.42$ %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0.40$ % ☐ Dispositions sismiques

% d'armatures maximum $\rho_{max} = 5.00$ %

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 40.0 ☒ Bloquée

h = 40.0 ☒ Bloquée

d₁ = 3.0 d₂ = 3.0

CALCULER

Quitter | Armatures ... | Préférences ... | Aide | A propos...

Figure III.37 : fenêtre des résultats de ferrailage de la poteau (40 x 40)(EXPERT BA)

Calcul de l'espacement des armatures transversales (Zone IV)

D'après le RPA 2024, l'espacement S des cours d'armatures transversales est défini comme suit :

En Zone Nodale:

$$S \leq \min(10\phi_l^{min}, 15cm) \rightarrow S \leq \min(10 \times 1.4, 15cm) = 14cm$$

On adopte: $S = 10cm$

En Zone courante:

$$S' \leq 15\phi_l^{min} \rightarrow S' \leq 15 \times 1.4 = 21cm \rightarrow \text{On adopte : } S' = 15cm$$

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 3.8$ (cm²) **2T12+1T14** Section théorique $A_{s2} = 3.8$ (cm²) **2T12+1T14**

Section minimum $A_{s \min} = 6.4$ (cm²) Section maximum $A_{s \max} = 80.0$ (cm²)

Vérification salon RPA 2024

section minimale RPA 2024 en cm ²			
	zone IV ,V et VI	A	B
Poteau	1	0,40	0,40
Poutre	0,5	0,30	0,35

zone IV ,V et VI
16.00

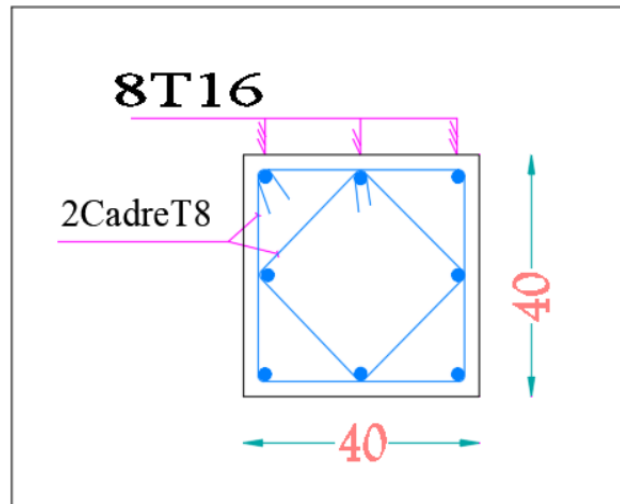


Figure III.38 : Schéma de ferraiage poteau.

III.5.3 Ferrailage des voiles

Les voiles sont soumis à des forces verticales « charges permanentes et surcharges d'exploitations » et à des forces horizontales « séisme ». Leur ferrailage s'effectuera selon le règlement CBA.93 [3] et règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché D.T.R : B.C.2.42 [7]. Les vérifications sont a faite selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2024 [4]. Ils sont sollicités à la flexion composée avec effort tranchant ramenant aux sollicitations suivantes :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action séismique.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes ; d'exploitations et la charge sismique.

On devra disposer les armatures suivantes :

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

III.5.3.1 Prescriptions du RPA 2024 en Zone IV

Vu que notre structure est implantée en **Zone IV** (sismicité très élevée), les voiles doivent satisfaire à des conditions géométriques et de ferrailage strictes :

Épaisseur minimale (a) : L'épaisseur minimale du voile doit vérifier la condition suivante :

$$a \geq \max(20\text{cm}; \frac{h_e}{20}) \quad (6.1)$$

Où h_e est la hauteur libre de l'étage. En Zone IV, pour des raisons de stabilité au flambement local et pour assurer un bon confinement du béton, on adopte une épaisseur minimale de **a = 20 cm**.

Pourcentage minimal d'armatures (A_{min}):

Globalement (Section totale) : Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales (verticales) et transversales (horizontales) sur toute la surface de la section de béton est fixé à **0.25%**

$$(A_{min} = 0.0025 \times b \times h).$$

En zone de rive (Raidisseurs) : Les armatures verticales de rive (placées aux extrémités du voile dans les zones tendues) doivent respecter un taux minimal de **0.30%**.

Espacement maximal des barres (S) :

En zone courante : L'espacement des barres verticales et horizontales ne doit pas dépasser :

$$S \leq \min(2a; 20\text{cm}) \rightarrow 20\text{cm}$$

En zone nodale (Extrémités) : Les barres verticales doivent être resserrées avec un espacement maximal de **15cm**.

III.5.3.2 Méthode de calcul (Méthode des contraintes)

Pour déterminer le ferrailage vertical, on utilise la méthode des contraintes élastiques en considérant une section homogène. Les contraintes aux extrémités du voile sont données par la formule générale de la flexion composée :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{B} \pm \frac{M.v}{I} \quad (6.2)$$

Selon les signes des contraintes obtenues sous les combinaisons accidentelles ($G + Q \mp E$ ou $0.8G + E$) trois cas de figures peuvent se présenter :

Section entièrement comprimée ($\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 > 0$) : La section ne comporte pas de zone tendue. On applique le ferrailage minimal réglementaire.

Section entièrement tendue ($\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 < 0$) : Toute la section est soumise à la traction.

Section partiellement tendue (σ_1 et σ_2 de signes opposés) : C'est le cas le plus fréquent. La longueur de la zone tendue L_t est alors déterminée géométriquement par la formule :

$$L_t = L \cdot \left(\frac{\sigma_{tension}}{\sigma_{tension} + \sigma_{compression}} \right) \quad (6.3)$$

Les armatures verticales dans la zone tendue (L_t) sont calculées pour reprendre la totalité de l'effort de traction résultant.

REPERAGE DES VOILE ET POSITION CHAQUE VOILE

voile	L (cm)	Epaisseur e (cm)	niveau
V1	20	330	Taux les étage
V3	20	120	Taux les étage

III.5.3.4 Verifications specifiques

Sollicitations normales Outre Les verifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'eviter ou limiter le risque de rupture fragile (en flexion composee), sous sollicitations d'ensemble dues au seisme, l'effort normal de compression de calcul des voiles est limite par la condition suivante:

$$(V_d = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}}) \leq 0.40 \quad (6.3)$$

Ces limites sont a respecter dans les verifications sous combinaisons sismiques reglementaires.

Les symboles ont les memes significations qu 'au § 7.1.3.

Niveaux	La section adoptée (cm ²)		$N_d(kN)$	$f_{c28}(Mpa)$	Observation
	b(cm)	h(cm)			
V1	330	20	855.648	25	Vérifiée
V3	120	20	831.8682	25	Vérifiée

III.5.5 JUSTIFICATION DE FERRAILLAGE DES VOILES

III.5.5.1 Ferrailages des voiles et des trumeaux

➤ Dispositions generales

Les trumeaux et Les voiles seront calcules en flexion composee avec effort tranchant. L'effort normal de compression de calcul est li mite par la prescription d' Eqn. (7. 11).

Moyennant la satsfaction des conditions de dimensionnement fix ees au § 7.7.1, regles de beton arme en vigueur; en outre le calcul des voiles et des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les:

- Les voiles e lances correspondent a ($(h_w/l_w) > 2.0$): le diagramme de moment flechissant

de calcul, en fonction de la hauteur, est donne par une enveloppe lineaire, du diagramme du moment flechi ssant obtenu par le calcul de structure, deplacee verticalement (decalage de traction) d' une distance egale a la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile (cf. Figure (7. 13)).

- Les voiles courts correspondent a ($(h_w/l_w) > 2.0$).

- Les voiles de grandes dimensions correspondent a $((h_w/l_w) > 2/3)$ (cf. Annexe D).

III.5.5.2 Ferrailages de éléments de rive :

Le béton situé aux extrémités des voiles (élément de rive) est confiné sur une longueur, l_c , mesurée à partir du bord du voile jusqu'au point correspondant à une déformation critique du béton prise égale à $\varepsilon_{cn} = 0.35\%$ (cf. Figure(7.16)).

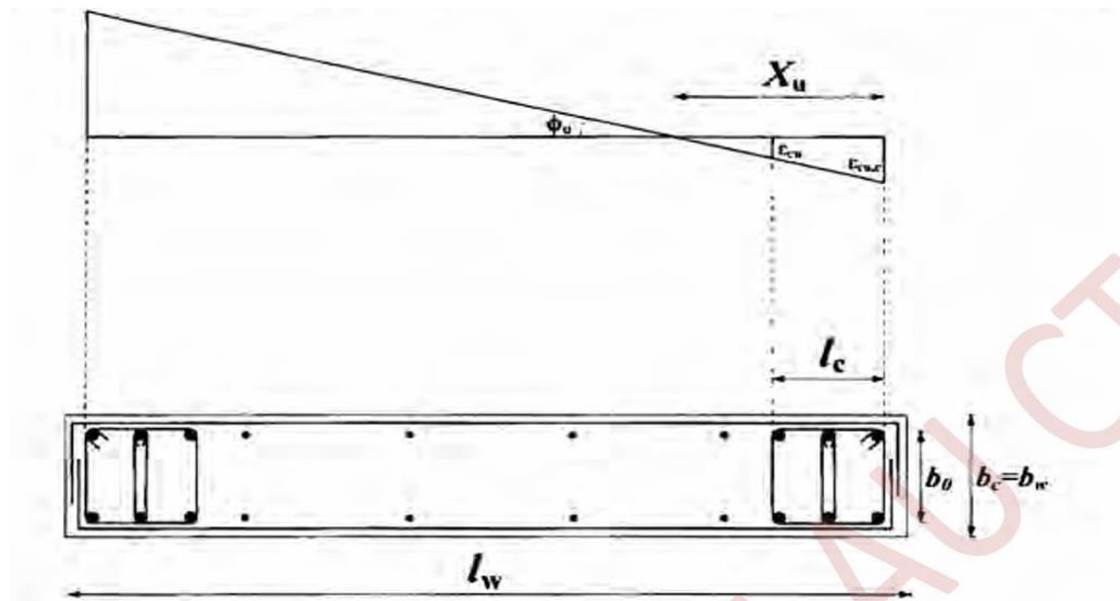


Figure 7.16: Eléments de rives pour les voiles

La longueur, l_c , de l'élément de rive doit respecter la condition :

$$l_c \geq \max(0.15l_w; 1.5b_w)$$

Avec

- l_w : longueur du voile
- b_w : largeur de lame du voile

$$V_1(330 \times 20)cm \quad l_c \geq \max(0.15l_w; 1.5b_w) = \max(0.15 \times 330; 1.5 \times 20) \\ = \max(49.5; 30)$$

On prend $l_c = 50cm$

$$V_3(120 \times 20)cm \quad l_c \geq \max(0.15l_w; 1.5b_w) = \max(0.15 \times 120; 1.5 \times 20) \\ = \max(18; 30)$$

On prend $l_c = 30cm$

L1=330cm

DONNE POUR CALCUL LE FERRAILLAGE DES VOILLES

R.P.A 2024

Vers 1.5.1



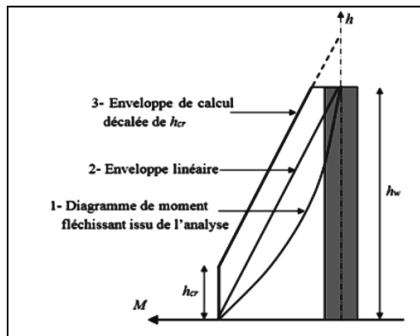
N étages	h_w (m)	h_e (m)	l_w (m)	b_w (m)	$d_{1,2}$ (cm)	F_{c28} (Mpa)	F_e (Mpa)	γ_b	γ_s
5	17,00	3,00	3,30	0,20	2,50	25,00	400,00	1,20	1,00
Type de système									
5- Système de contreventement constitué par des voiles									
Qf	T0 (s)	T2 (s)	N_{imax} [KN]	R	Type de voile				
1,05	0,42	0,50	855,64	4,50	VOILES ELANCES				
ENVELOPPE DE CALCUL POUR LES MOMENTS FLECHISSANT									
Il est nécessaire de modifier les moments fléchissants résultant du calcul de structure									
ENVELOPPE DE CALCUL POUR LES EFFORTS TRANCHANTS									
Il n'est pas nécessaire de modifier les efforts tranchants résultant du calcul de structure									

Niveau	H_i [m]	N_i [KN]	M_i [KN.m]	T_i [KN]
0	0,00	-855,65	1777,78	387,5712
1	3,40	-750,88	1479,65	589,0749
2	6,80	-570,7	733,075	400,8327
3	10,20	-391,72	274,797	252,1917
4	13,60	-208,65	122,14	73,5785
5	17,00	-72,777	31,7453	72,1907

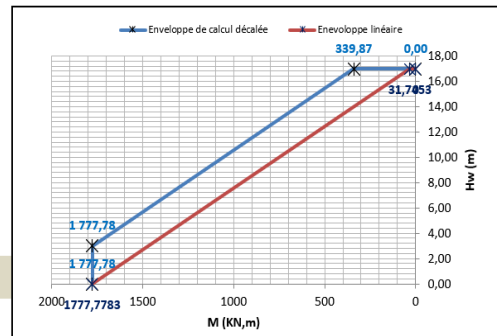
ENVELOPPE DE CALCUL POUR LES MOMENTS FLECHISSANT

R.P.A 2024

Vers 1.5.1



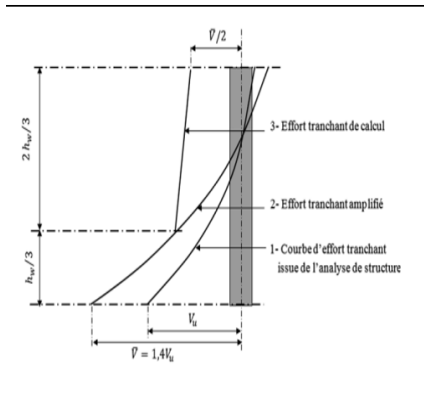
Nombre d'étages	5
h_e (m)	3,00
l_w (m)	3,30
h_w (m)	17,00
Moment à la base	1777,78
Moment au sommet	31,75
$h_{critique}$ (m)	3
H_i [m]	5,00
M_i [KN.m]	1572,36



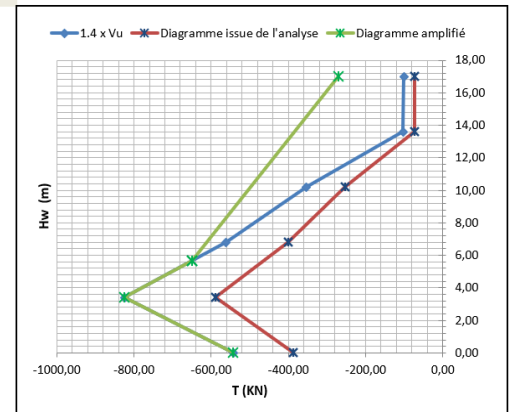
ENVELOPPE DE CALCUL POUR LES EFFORTS TRANCHANTS

R.P.A 2024

Vers 1.5.1



Nombre d'étages	5
Hi [m]	6,12
Ti [KN]	-633,90

[illegible]

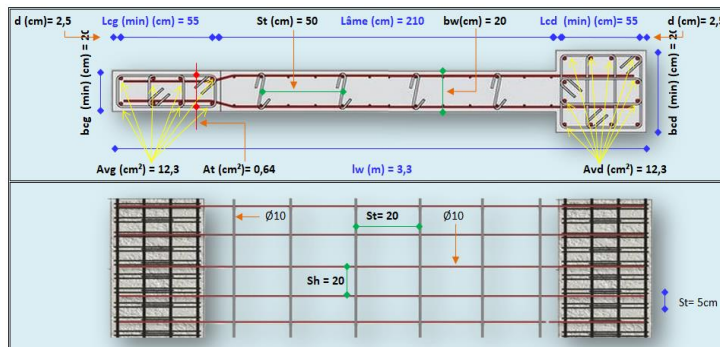
FERRAILLAGE DES VOILLES DE LA ZONE CRITIQUE

R.P.A 2024 [Vers 1.5.1](#)



DONNEES																
h_u (m)	l_u (m)	b_u (m)	d_{12} (cm)	F_{225} (Mpa)	Fe (Mpa)	γ_b	γ_s	h_{tr} (m)	R	Q_u	T_0 (s)	T_2 (s)	N (KN)	M_{ED} (KN.m)	$\hat{V}$ (KN)	M_{ED} (KN.m)
3,00	3,30	0,20	2,50	25,00	400,00	1,20	1,00	3,00	4,50	1,05	0,42	0,50	855,65	1777,78	387,57	2869,02

ELEMENT DE RIVE GOUCHE	
$\varnothing_{\min}$ (cm)	1,40
Av_{cat} (cm ²)	12,30
Lc_{choisi} (cm)	55,00
$b_{c-choisi}$ (cm)	20,00
Lc_g (min) (cm)	50,00
b_{c_g} (min) (cm)	20,00
b_0 (cm)	15,00
$Av_{\min}$ (cm ²)	6,00
Av_j (cm ²)	10,66
Avg (cm ²)	12,30
St_{max} (cm)	5,00
Ag (cm ²)	1200,00
Ac (cm ²)	825,00
A_t (cm ²)	0,64



ELEMENT DE RIVE DROITE	
ϕ_{min} (cm)	1,40
AV_{alc} (cm ²)	12,30
lc_{choisi} (cm)	55,00
lc_{chois} (cm)	20,00
Lc_d (min) (cm)	50,00
bc_d (min) (cm)	20,00
b_0 (cm)	15,00
AV_{min} (cm ²)	6,00
Av (cm ²)	10,66
Av_d (cm ²)	12,30
St_{max} (cm)	5,00
Ag (cm ²)	1200,00
Ac (cm ²)	825,00
A_s (cm ²)	0,64

CONDITIONS DE DUCTILITE LOCALE

ELEMENT DE RIVE GAUCHE

Vd (kN)	0,05
F _{yd} /F _{cd}	19,20
ω _v	0,08
γ _u	57,20
V _{nc} (cm ²)	247500,00
V _{st} (cm ²)	6880,34
E _{cu}	0,0035
μ _e	4,94
α _n	0,77
α _s	0,80
α	0,61
E _{cu,c}	0,04
E _{sy}	0,0020
ω _{ad}	0,5337
ω _{ad} (min)	0,0269
L _{c,calcul} (cm)	51,65

Condition vérifiée

ELEMENT GAUCHE

n	8
bi (cm)	12,00
L (cm)	236,00
φ _l (cm)	0,80
N _{nbr}	58
St (cm)	5,00
bc (cm)	20,00
b ₀ (cm)	15,00
hc (cm)	60,00
h ₀ (cm)	55,00

The diagram illustrates the cross-section of a reinforced concrete beam. It shows a rectangular section with a width 'bi' and an effective depth 'h0'. The total height is 'hc'. The effective length is 'L'. The number of bars is 'n', and the bar diameter is 'φl'. The spacing between bars is 'St'. The bar spacing is 'bc'. The bar spacing is 'b0'. The bar spacing is 'bc

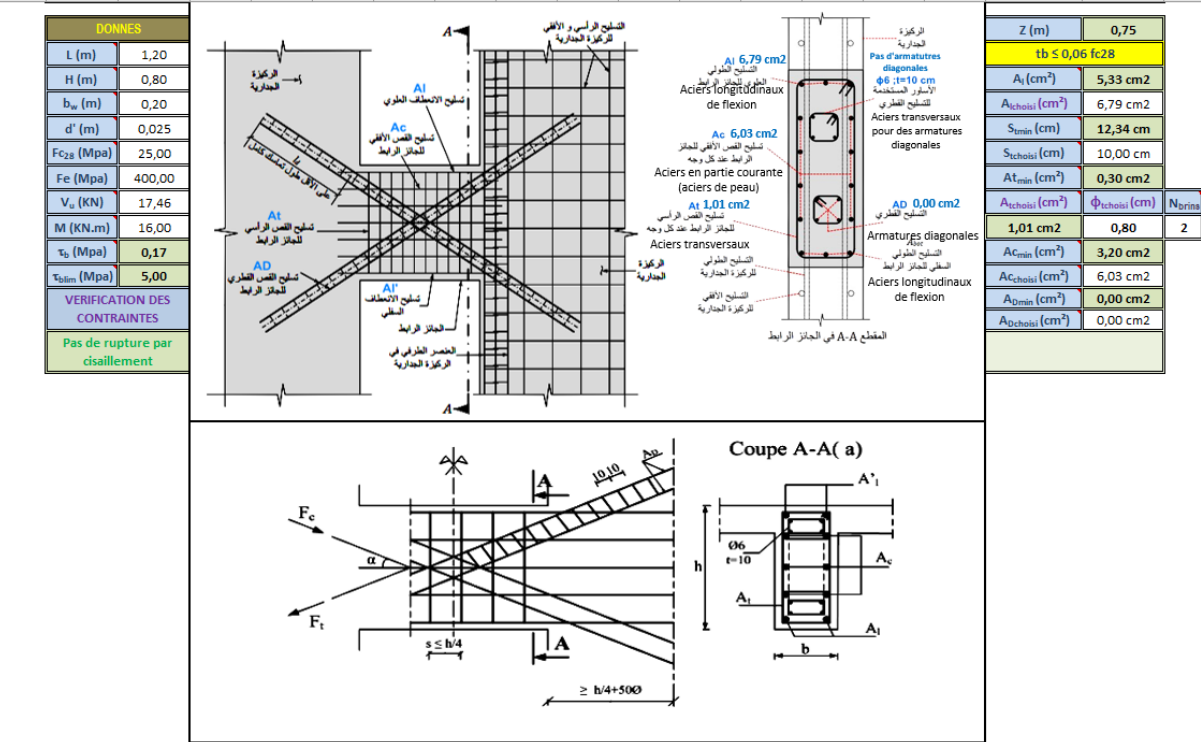
L'AME			
L'AME (aciers verticaux)		L'AME (aciers horizontaux)	
ϕ_l (cm)	1,00	ϕ_l (cm)	1,00
Sv_choisi (cm)	20,00	Sh_choisi (cm)	20,00
Sv_max (cm)	25,00	Sh_max (cm)	25,00
ϕ_{lmin} (cm)	0,80	Z (cm)	270,00
ϕ_{lmax} (cm)	2,50	ϕ_{lmax} (cm)	2,50
Avmin (cm ²)/e=20cm	0,80	Ahmin (cm ²)/e=20cm	1,00
Asv (cm ²)/L=210cm	17,28	Ash (cm ²)/h=300cm	23,56
τ_b (MPa) = 0,65 < τ_{adm} (MPa) = 5		Condition vérifiée	

R.P.A 2024 Vers 1.5

L'AME (Zone supérieure)			
L'AME (aciers verticaux)		L'AME (aciers horizontaux)	
ϕ_l (cm)	1,00	ϕ_l (cm)	1,00
Stchoisi (cm)	20,00	Stchoisi (cm)	25,00
ϕ_{lmax} (cm)	2,00	ϕ_{lmax} (cm)	2,00
Stmax (cm)	25,00	Stmax (cm)	25,00

Niveau	H _i [m]
0	0,00
1	3,40
2	6,80
3	10,20
4	13,60
5	17,00

FERRAILLAGE DES LINTEAUX



L2=120cm

DONNE POUR CALCUL LE FERRAILLAGE DES VOILES

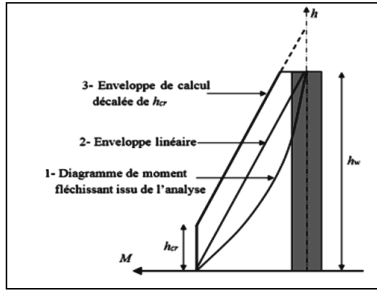
N étages	h _w (m)	h _e (m)	l _w (m)	b _w (m)	d _{1,2} (cm)	F _{c28} (Mpa)	Fe (Mpa)	Y _b	Y _s
5	17,00	3,00	1,20	0,20	2,50	25,00	400,00	1,20	1,00
Type de système									
5- Système de contreventement constitué par des voiles									
Qf	T0 (s)	T2 (s)	N _{imax} [KN]	R	Type de voile				
1,05	0,42	0,50	831,87	4,50	VOILES ELANCES				
ENVELOPPE DE CALCUL POUR LES MOMENTS FLECHISSANT									
Il est nécessaire de modifier les moments fléchissants résultant du calcul de structure									
ENVELOPPE DE CALCUL POUR LES EFFORTS TRANCHANTS									
Il n'est pas nécessaire de modifier les efforts tranchants résultant du calcul de structure									

Niveau	H _i [m]	N _i [KN]	M _i [KN.m]	T _i [KN]
0	0,00	-831,868	-168,9814	-473,0829
1	3,40	-524,206	-84,0516	-201,7512
2	6,80	-364,429	-89,2986	-165,8491
3	10,20	-271,776	-71,3698	-103,3834
4	13,60	-160,158	-41,6283	-47,033
5	17,00	-137,744	-41,6283	-114,1381

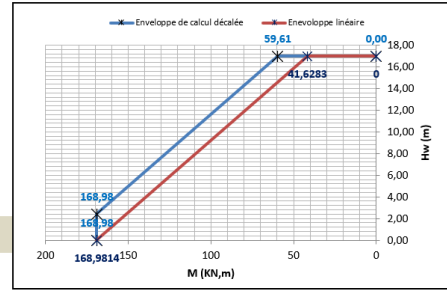
ENVELOPPE DE CALCUL POUR LES MOMENTS FLECHISSANT

R.P.A 2024

Vers 1.5.1



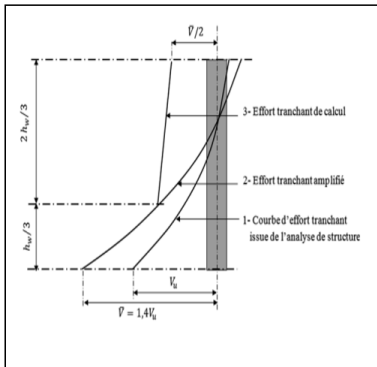
Nombre d'étages	5
h _e (m)	3,00
l _w (m)	1,20
h _w (m)	17,00
Moment à la base	-168,98
Moment au sommet	-41,63
h _{critique} (m)	2,4
H _i [m]	5,00
M _i [KN,m]	149,50



ENVELOPPE DE CALCUL POUR LES EFFORTS TRANCHANTS

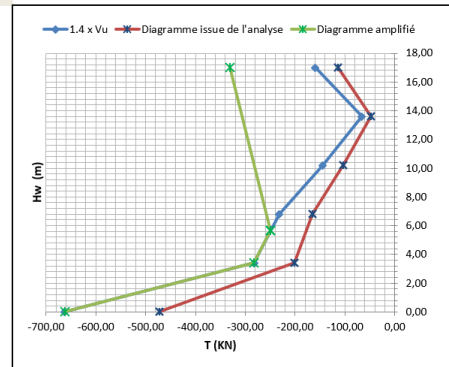
R.P.A 2024

Vers 1.5.1



Nombre d'étages	5
H _i [m]	6,12
T _i [KN]	-252,23

Niveau	H _i Cumulées [m]	T _i [KN]
0	0,00	-473,08
1	3,40	-201,75
2	6,80	-165,85
3	10,20	-103,38
4	13,60	-47,03
5	17,00	-114,14



FERRAILLAGE DES VOILES DE LA ZONE CRITIQUE

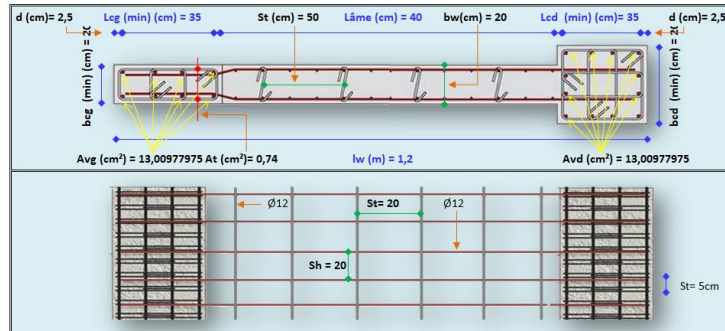
R.P.A 2024

Vers 1.5.1



DONNEES														
h _a (m)	l _w (m)	b _w (m)	d _{1,2} (cm)	F _{ctd} (Mpa)	F _{ed} (Mpa)	γ _b	γ _s	h _{cr} (m)	R	Q _t	T ₀ (s)	T ₂ (s)	N (KN)	M _{ED} (KN,m)
3,00	1,20	0,20	2,50	25,00	400,00	1,20	1,00	2,40	4,50	1,05	0,42	0,50	831,87	168,98

ELEMENT DE RIVE GAUCHE	
Ø _{min} (cm)	1,20
AV _{calc} (cm ²)	9,05
LC _{choisi} (cm)	35,00
bc _{choisi} (cm)	20,00
LC _g (min) (cm)	30,00
bc _g (min) (cm)	20,00
b ₀ (cm)	15,00
AV _{min} (cm ²)	4,00
AV _j (cm ²)	13,01
Avg (cm ²)	13,01
St _{max} (cm)	5,00
Ag (cm ²)	800,00
Ac (cm ²)	525,00
A _c (cm ²)	0,74



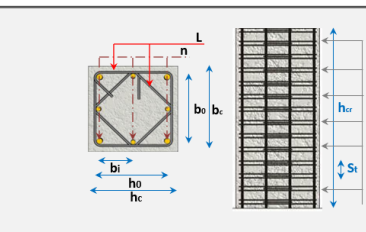
ELEMENT DE RIVE DROITE	
Ø _{min} (cm)	1,20
AV _{calc} (cm ²)	9,05
LC _{choisi} (cm)	35,00
bc _{choisi} (cm)	20,00
LC _g (min) (cm)	30,00
bc _g (min) (cm)	20,00
b ₀ (cm)	15,00
AV _{min} (cm ²)	4,00
AV _j (cm ²)	13,01
Avd (cm ²)	13,01
St _{max} (cm)	5,00
Ag (cm ²)	800,00
Ac (cm ²)	525,00
A _c (cm ²)	0,74

L'AME			
L'AME (aciers verticaux)		L'AME (aciers horizontaux)	
ϕ_l (cm)	1,20	ϕ_l (cm)	1,20
$S_{v\text{choisi}}$ (cm)	20,00	$S_{h\text{choisi}}$ (cm)	20,00
$S_{v\text{max}}$ (cm)	25,00	$S_{h\text{max}}$ (cm)	25,00
$\phi_{l\text{min}}$ (cm)	0,80	Z (cm)	80,00
$\phi_{l\text{max}}$ (cm)	2,50	$\phi_{l\text{max}}$ (cm)	2,50
$A_{v\text{min}}$ (cm ²)/e=20cm	0,80	$A_{h\text{min}}$ (cm ²)/e=20cm	0,80
A_{sv} (cm ²)/L=40cm	4,52	A_{sh} (cm ²)/h=240cm	27,14
τ_b (MPa) = 2,19 < τ_{adm} (MPa) = 5		Condition vérifiée	

CONDITIONS DE DUCTILITE LOCALE

ELEMENT DE RIVE GAUCHE	
v_d (KN)	0,14
F_{yd}/F_{cd}	19,20
ω_v	0,09
γ_u	36,80
V_{nc} (cm ²)	126000,00
V_d (cm ²)	4254,47
ϵ_{cu}	0,0035
μ_e	0,33
α_n	0,63
α_s	0,77
α	0,49
$\epsilon_{cu,c}$	0,04
ϵ_{sy}	0,0020
ω_{wd}	0,6483
$\omega_{wd}(\text{min})$	-0,0590
$L_{e,\text{calcul}}$ (cm)	33,15
Condition vérifiée	

ELEMENT GAUCHE	
n	8
b_l (cm)	12,00
L (cm)	184,00
ϕ_l (cm)	0,80
Nnbr	46
St (cm)	5,00
bc (cm)	20,00
bo (cm)	15,00
hc (cm)	40,00
ho (cm)	35,00



ELEMENT DROITE	
n	8
b_l (cm)	12,00
L (cm)	184,00
ϕ_l (cm)	0,80
Nnbr	46
St (cm)	5,00
bc (cm)	20,00
bo (cm)	15,00
hc (cm)	40,00
ho (cm)	35,00

ELEMENT DE RIVE DROITE	
v_d (KN)	0,14
F_{yd}/F_{cd}	19,20
ω_v	0,09
γ_u	36,80
V_{nc} (cm ²)	126000,00
V_d (cm ²)	4254,47
ϵ_{cu}	0,0035
μ_e	0,33
α_n	0,63
α_s	0,77
α	0,49
$\epsilon_{cu,c}$	0,04
ϵ_{sy}	0,0020
ω_{wd}	0,6483
$\omega_{wd}(\text{min})$	-0,0590
$L_{e,\text{calcul}}$ (cm)	33,15
Condition vérifiée	

FERRAILLAGE DES VOILLES DE LA ZONE SUPERIEURE

R.P.4 2024 Vers 1.5.1



L'AME (Zone supérieure)					
L'AME (aciers verticaux)			L'AME (aciers horizontaux)		
ϕ_l (cm)	1,00		ϕ_l (cm)	1,00	
St_{choisi} (cm)	20,00		St_{choisi} (cm)	25,00	
$\phi_{l\text{max}}$ (cm)	2,00		$\phi_{l\text{max}}$ (cm)	2,00	
St_{max} (cm)	25,00		St_{max} (cm)	25,00	

					ELEMENTS DE RIVE			L'AME					
Niveau	H _i [m]	N _i [KN]	M _i [KN.m]	T _i [KN]	A _{sv} (cm ²)	A _{vmin} (cm ²)	Choix des barres	Avmin (cm ²) e = 20 cm	Choix des barres n HA10/e= 20 cm	Ah (cm ²)	Ahmin (cm ²) e = 25 cm	Choix des barres n HA10/e= 25 cm	Zone
0	0,00												Zone critique(déjà calculée)
1	3,40												Zone critique(déjà calculée)
2	6,80	-364,43	136,02	165,85	0,00	3,50	8HA12 = 9.05	0,80	2HA10=1,57cm ²	1,30	1,00	2HA10=1,57cm ²	Au-dessus de la zone critique
3	10,20	-271,78	110,55	103,38	0,37	3,50	8HA12 = 9.05	0,80	2HA10=1,57cm ²	0,81	1,00	2HA10=1,57cm ²	Zone supérieure
4	13,60	-160,16	85,08	47,03	0,96	3,50	8HA12 = 9.05	0,80	2HA10=1,57cm ²	0,37	1,00	2HA10=1,57cm ²	Zone supérieure
5	17,00	-137,74	59,61	114,14	0,19	3,50	8HA12 = 9.05	0,80	2HA10=1,57cm ²	0,89	1,00	2HA10=1,57cm ²	Zone supérieure

III.6 Conclusion

L'application de toutes les exigences de l'étude dynamique (RPA) reste une tâche délicate, car les contraintes architecturales limitent souvent la liberté du concepteur.

Après plusieurs variantes de calcul, nous avons retenu la disposition actuelle des voiles qui a présenté les meilleurs résultats dynamiques.

Le prédimensionnement des éléments porteurs (poteaux et poutres) ainsi que l'emplacement des voiles ont été dictés principalement par la condition d'interaction voile-portique.

Une fois cette interaction vérifiée, les autres critères du RPA se sont avérés conformes, notamment la période fondamentale, le taux de participation des masses, les déplacements et l'effet $P - \Delta$.

En conclusion, les résultats de cette étude dynamique montrent que la structure de notre bâtiment est bien équilibrée. Le respect des règles de l'art lors du ferrailage assurera la bonne résistance de l'ouvrage face aux séismes.

III.7 Etude de L'infrastructure

Introduction

L'infrastructure regroupe tous les éléments de la structure qui assurent le transfert des charges et des surcharges de la superstructure vers le sol. Ce transfert peut se faire directement par des fondations superficielles, comme les semelles ou les radiers, ou par l'intermédiaire de pieux lorsque les caractéristiques du sol l'exigent. Le choix et le dimensionnement de l'infrastructure sont donc très importants, car ils permettent d'assurer une bonne répartition des charges, une assise stable de l'ouvrage et de garantir sa stabilité.

III.7.1 Classification des fondations

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir ses charges dans le sol suivant l'importance de ces derniers ainsi que la résistance du terrain.

- Les fondations superficielles sont des types de fondation plus adaptées au site dont les couches superficielles possèdent une capacité portante suffisante à l'implantation de l'ouvrage. On distingue des semelles isolées, filantes et des radiers généraux.
- Les fondations profondes et semi profondes sont des types de fondation utiles aux sites présentant une profondeur assez grande du bon sol ou des terrains avec des couches superficielles constituées de rempli avec une faible capacité portante. On distingue des puits et des pieux.

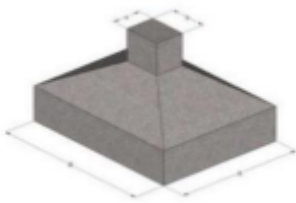


Figure III.39 : Semelle isolée.

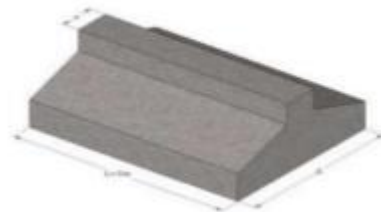


Figure III.40 : Semelle filante

III.7.2 Justification pour le choix de type de fondation

Le choix de type de fondations dépend de plusieurs paramètres tels que :

- Les caractéristiques de sol.
- Type de la structure.
- La charge transmise au sol

- L'aspect économique

III.7.3 Combinaisons d'actions

D'après la réglementation, les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes

$$\text{D'après le RPA99 /2024} \begin{cases} G + 0.2Q \pm 1.4 Ex \\ G + 0.2Q \pm 1.4 Ey \end{cases}$$

III.7.4 Vérification de la semelle filante

On suppose que la force axiale empêchant la superstructure vers les fondations est appliquée au centre de gravité (C.D.G) des fondations. Nous devons vérifier la condition suivante

$$\frac{N}{S_s} \leq \sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{\sigma_{sol}} \leq S_s$$

σ_{sol} : contrainte de sols

N : effort normale appliqué sur la fondation à l'ELS

Ss : surface de la fondation

 Interface De Calcul Et Dessin De Semelles Filantes Rigides Sous Poteaux ...

Nom du Fichier Resultat Nombre de Semelles à traiter (max = 9)

Semelle N° Nom de la semelle: Nombre de poteaux Aide

Contrainte du sol Coté poteau (ST) Debord gauche Debord droit

Poteau	1	2	3	4	5	6	7
Coté (SL)	0.4	0.4	0.4	0.4			
N (ELS)	60.56	23.72	23.71	60.53			
N (ELU)	82.90	32.48	32.47	82.87			
Mt (ELU)	0.75	0.016	0.015	0.75			
L. Travée	0.7	0.7	0.7				
Mt appui	-22.40	-4.347	-4.348	-22.39			
Mt travée	-6.819	0.117	-6.818				OK

Resultats :

Epaisseur semelle

Hauteur poutre de rigidité

Largeur semelle

Longueur semelle

Contrainte maximale

Contrainte moyenne

Valeurs à retenir

Epaisseur de la semelle

Hauteur poutre de rigidité

Largeur de la semelle

Aciers Lit Superieur Nervure

1er Lit Filant T

2éme Lit Filant ☐

Aciers en travée ☐

Aciers Lit Inferieur Nervure

1er Lit Filant T

2éme Lit Filant ☒

Aciers sous poteaux ☐

Appui

C.A.T

C.A.C

C.C.B

Travée

S - C

Sauvegarde Fichier Resultats

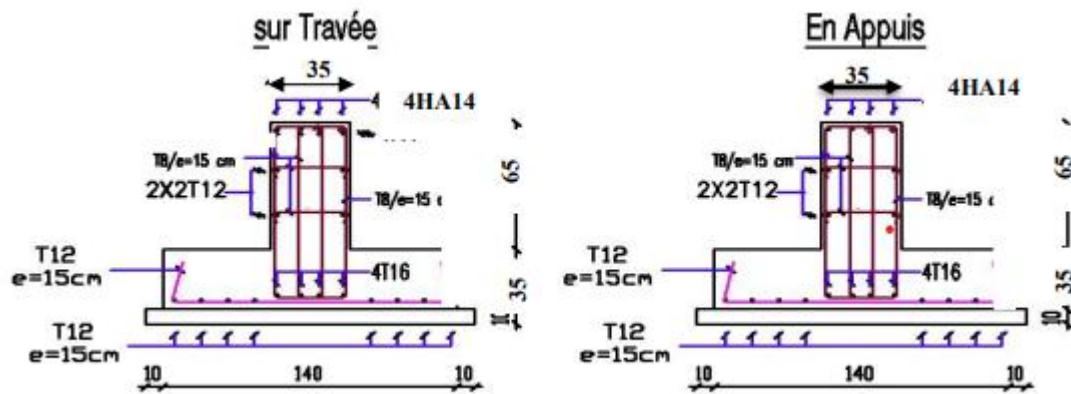


Figure III.41 : Schéma de ferrailage de semelle filante

III.7.5 Vérification de la semelle isolée

Nous allons procéder à une 1^{ere} vérification soit

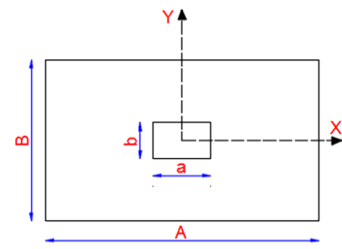
$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$$

N : L'effort normal transmis

S : Surface d'appuis de la semelle

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol

SEMELLE S1



	Réactions		
	N (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)
ELU	1079.8222	2.6068	-1.8277
ELS	784.3335	1.8739	-1.3257
G+0.3Q-1.4E1	502.2444	-38.4988	-11.8121
G+0.3Q-1.4E1	502.2444	-38.4988	-11.8121
G+0.3Q+1.4E1	543.2371	-11.5364	-33.8435
G+0.3Q+1.4E1	543.2371	-11.5364	-33.8435
G+0.3Q+1.4E2	829.6915	14.5655	31.547
G+0.3Q+1.4E2	829.6915	14.5655	31.547
G+0.3Q-1.4E2	870.6842	41.5278	9.5156
G+0.3Q-1.4E2	870.6842	41.5278	9.5156

Vérification des contraintes du sol "Sens X"

	Diagramme	σ moyenne (Bar)	Vérification
ELU	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.81	OK
ELS	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.44	OK
G+0.3Q-1.4E1	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.09	OK
G+0.3Q-1.4E1	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.09	OK
G+0.3Q+1.4E1	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.17	OK
G+0.3Q+1.4E1	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.17	OK
G+0.3Q+1.4E2	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.54	OK
G+0.3Q+1.4E2	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.54	OK
G+0.3Q-1.4E2	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.56	OK
G+0.3Q-1.4E2	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.56	OK

Vérification des contraintes du sol "Sens_Y"			
	Diagramme	σ moyenne (Bar)	Vérification
ELU	$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.82	OK
ELS	$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.44	OK
G+0.3Q-1.4E1	$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.13	OK
G+0.3Q-1.4E1	$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.13	OK
G+0.3Q+1.4E1	$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.14	OK
G+0.3Q+1.4E1	$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.14	OK
G+0.3Q+1.4E2	$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.51	OK
G+0.3Q+1.4E2	$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.51	OK
G+0.3Q-1.4E2	$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.60	OK
G+0.3Q-1.4E2	$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.60	OK

SEMELLE S2

	Réactions		
	N (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)
ELU	918.2443	-1.3419	1.4791
ELS	668.6309	-0.9773	1.0754
G+0.3Q-1.4E1	602.8152	14.5993	29.7321
G+0.3Q-1.4E1	588.9163	-16.3441	-27.8361
G+0.3Q+1.4E1	602.8152	14.5993	29.7321
G+0.3Q+1.4E1	588.9163	-16.3441	-27.8361
G+0.3Q+1.4E2	606.5534	46.745	9.8942

G+0.3Q+1.4E2	585.1781	-48.4898	-7.9983
G+0.3Q-1.4E2	606.5534	46.745	9.8942
G+0.3Q-1.4E2	585.1781	-48.4898	-7.9983

Vérification des contraintes du sol "Sens_X"			
	Diagramme	σ moyenne (Bar)	Vérification
ELU	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.84	OK
ELS	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.45	OK
G+0.3Q-1.4E1	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.40	OK
G+0.3Q-1.4E1	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.38	OK
G+0.3Q+1.4E1	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.40	OK
G+0.3Q+1.4E1	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.38	OK
G+0.3Q+1.4E2	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.37	OK
G+0.3Q+1.4E2	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.34	OK
G+0.3Q-1.4E2	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.37	OK
G+0.3Q-1.4E2	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.34	OK

Vérification des contraintes du sol "Sens_Y"			
	Diagramme	σ moyenne (Bar)	Vérification
ELU	$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.84	OK
ELS	$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.45	OK
G+0.3Q-1.4E1	$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.38	OK
G+0.3Q-1.4E1	$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.36	OK
G+0.3Q+1.4E1	$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.38	OK
G+0.3Q+1.4E1	$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.36	OK
G+0.3Q+1.4E2	$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.44	OK
G+0.3Q+1.4E2	$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.41	OK
G+0.3Q-1.4E2	$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.44	OK
G+0.3Q-1.4E2	$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.41	OK

SEMELLE S3

Réactions			
	N (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)
ELU	499.492	-2.1895	9.1843

ELS	365.3774	-1.5906	6.6576
G+0.3Q-1.4E1	243.2132	-20.2641	-18.508
G+0.3Q-1.4E1	429.3719	17.4765	29.989
G+0.3Q+1.4E1	259.8693	-60.8929	-1.5823
G+0.3Q+1.4E1	412.7158	58.1053	13.0632
G+0.3Q+1.4E2	243.2132	-20.2641	-18.508
G+0.3Q+1.4E2	429.3719	17.4765	29.989
G+0.3Q-1.4E2	259.8693	-60.8929	-1.5823
G+0.3Q-1.4E2	412.7158	58.1053	13.0632

Vérification des contraintes du sol "Sens_X"			
	Diagramme	σ moyenne (Bar)	Vérification
ELU	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.80	OK
ELS	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.42	OK
G+0.3Q-1.4E1	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.13	OK
G+0.3Q-1.4E1	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.70	OK
G+0.3Q+1.4E1	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.10	OK
G+0.3Q+1.4E1	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.58	OK
G+0.3Q+1.4E2	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.13	OK
G+0.3Q+1.4E2	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.70	OK
G+0.3Q-1.4E2	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.10	OK
G+0.3Q-1.4E2	$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.58	OK

Vérification des contraintes du sol "Sens_Y"			
	Diagramme	σ moyenne (Bar)	Vérification
ELU	$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.77	OK
ELS	$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.39	OK
G+0.3Q-1.4E1	$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.14	OK
G+0.3Q-1.4E1	$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.64	OK
G+0.3Q+1.4E1	$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.36	OK
G+0.3Q+1.4E1	$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.77	OK
G+0.3Q+1.4E2	$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.14	OK
G+0.3Q+1.4E2	$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.64	OK
G+0.3Q-1.4E2	$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.36	OK
G+0.3Q-1.4E2	$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme Trapèzoidal	1.77	OK

III.7.6 Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape très importante dans le calcul d'ouvrage. Le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol, ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure. Pour notre structure le type de fondation choisie est les semelles filantes.

III.8 Calcul des éléments secondaires

III.8.1 Escaliers

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment. Notre bâtiment comporte un seul type d'escaliers

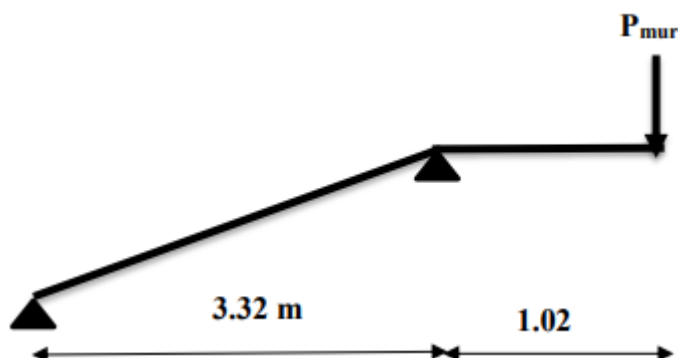


Figure III. 42 : Schéma statique

Tableau III. 27 : Combinaisons des charges l'escalier

Combinaisons	ELU	ELS
Palier (KN/ml)	11.72	8.4
Palliasse (KN/ml)	15.06	10.88
Mur extérieure	5.63	4.17

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant compte les types d'appuis sur lesquels elle repose. Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes

. - La méthode R.D.M.

Tableau III. 28 : Récapitulatif des sollicitations

	Réactions		$M_{\max}$ (KN.m)	M_a (KN.m) $0.50M_{\max}$	M_t (KN.m) $0.85M_{\max}$	$T_{\max}$ (KN)
	R_A	R_B				
ELU	21.43	46.15	15.25	7.63	12.96	28.57
ELS	15.46	33.40	10.98	5.49	9.33	/

III.8.2 Calcul de ferrailage

Le calcul se fait en flexion simple sur une bande de 1 mètre avec fissuration peu préjudiciable.

1. Armatures longitudinales

Si $\mu < \mu_{AB} = 0,186$ ($\hat{A}_s = 0$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)

Avec : $\sigma_s = 348$ MA ; $f_{bu} = 14,17$ MPa.

Tableau III. : Ferrailage des escaliers

Section	M_u (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α	Z	A_s (cm ²)	$A_{s \min}$	A_s Adopté (cm ²)
appui	7.63	100	16.2	0,021	0,027	0,977	1.37	1.95	3T10=2.36
travée	12.96	100	16.2	0,035	0,045	0,961	2.35	1.95	4T12=4.52

2. Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

- En appui : $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59 \text{ cm}^2$. On adopte 3T10 = 2.36cm²
- En travée : $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$. On adopte 3T10 = 2.36cm²

❖ Espacement des barres

- Armatures longitudinales : **St ≤ min (3h ; 33cm)**

En appui: **St = 33 cm**

En travée : **St = 25 cm**

- Armatures de répartition : **St ≤ min (4h ; 45cm)**

St = 33cm

- Calcul le moment fléchissant à ELS

- Calcul de (f_{gv} et f_{gi}) dus par la charge permanente : G

$$\text{Palier G} = 5.90 \text{ KN/m}^2 ; \text{paillasse G} = 8.38 \text{ KN/m}^2 ; M_0 = \frac{q_{eq} l^2}{8} ; q_{eq} = \frac{q_{pa} \times l_{pa} + q_{ps} \times l_{ps}}{l_{ps} + l_{pa}}$$

$$M_0 = 18.35 \text{ KN.m} ; M_{ser} = 18.35 \times 0.85 = 15.59 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times 15.59 \times 10^6 (162 - 40.5)}{12223.14 \times 10^4} = 232.45 \text{ Mpa}$$

$$u = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0027 \times 232.45 + 2.1} = 0.20$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times 53782.14}{1 + (7.77 \times 0.20)} = 23163.80 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 53782.14}{1 + (3.10 \times 0.20)} = 36518.73 \text{ cm}^4$$

$$f_{gi} = \frac{M L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{15.59 \times (4.34 \times 10^3)^2 \times 10^6}{10 \times 32164.2 \times 23163.80 \times 10^4} = 3.94 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{15.59 \times (4.34 \times 10^3)^2 \times 10^6}{10 \times 10818.87 \times 36518.73 \times 10^4} = 7.43 \text{ mm}$$

- Calcul de f_{ji} : la charge Permanente :(pois propre du béton seul G₀)

$$\text{Palier} = 4.50 \text{ KN/ml} ; \text{paillasse} = 5.93 \text{ KN/ml} ; M_0 = 13.17 \text{ KN.m} ; M_{ser} = 11.19 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M(d-y)}{I} = 166.84 \text{ MPa}$$

$$u = 1 - \frac{1,75.f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 0.05$$

$$I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i u} = 42607.38 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M.L^2}{10.E_i.I_{fi}} = 1.53 \text{ mm}$$

- Calcul de f_{pi} du par la charge (G+Q)

Palier = 8.60KN/m² ; paillasse=13.24KN/mm ; M₀=24.24KN.m ; M_{ser}=20.60KN.m

$$\sigma_s = \frac{15.M(d-y)}{I} = 307.15 \text{ MPa}$$

$$u = 1 - \frac{1,75.f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 0.32$$

$$I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i u} = 16968.89 \text{ cm}^4$$

$$f_{pi} = \frac{M.L^2}{10.E_i.I_{fi}} = 7.10 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = (7.43 - 1.53) + (7.10 - 3.94) = 9 \text{ mm} \leq \bar{f} = 9 \text{ mm} \dots \text{CV}$$

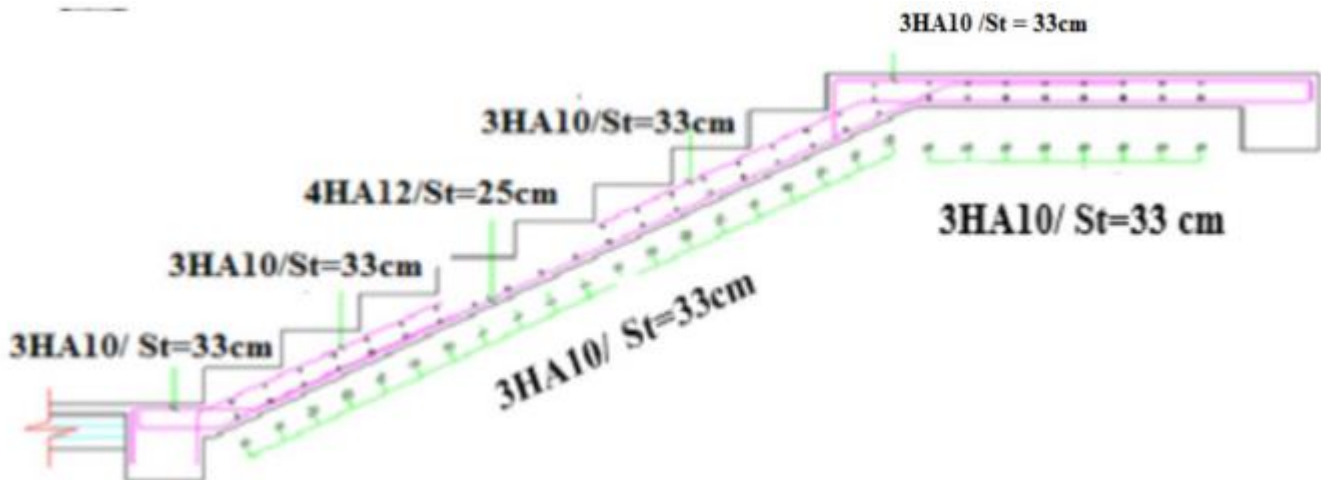


Figure III. 43 : Schéma de ferrailage d'escalier.

III.9 Acrotère

III.9.1 Définition

L'acrotère est un élément en béton armé entourant le plancher terrasse. Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. Le calcul s'effectue en flexion composée pour une bande de 1ml et sous une charge permanente représentant le poids propre de la console et une charge d'exploitation de 100 kg/m² due au poids de la main courante

Evaluation des Charges

Poids propre de l'acrotère : $G = 2.38 \text{ KN/ml}$

Surcharge (la main courante) : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

III.9.2 Calcul des sollicitations

➤ Etat limite ultime (E.L.U)

G : effort qui stabilise l'acrotère donc il n'y a pas de majoration de la charge permanente.

- Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1,35 G = 1,35 \times 2.38 = 3.21 \text{ KN/ml}$
- Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$
- L'effort tranchant dû à Q : $T_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

➤ Etat limite de service (E.L.S)

- Effort normal de compression dû à G : $N_s = G = 2.38 \text{ KN/ml}$
- Moment de renversement dû à Q : $M_s = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$
- L'effort tranchant dû à Q : $T_s = Q = 1 \text{ KN}$

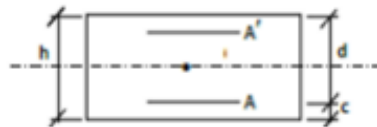
III.9.3 Calcul de Ferrailag

- Le calcul de l'acrotère se fait pour une bande unitaire c'est-à-dire de 1m de largeur.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable, en plus l'élément est exposé aux intempéries donc l'enrobage (c) est pris égale à 2 cm.
- Le calcul consiste à étudier une section rectangulaire à la flexion composée.

$$h = 10 \text{ cm};$$

$$b = 100 \text{ cm};$$

$$d = h - c = 8 \text{ cm}.$$



III.9.4 Calcul de flexion simple

- **Moment fictif (M_{fic})**

$$M_{fic} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{fic} = 0.9 + 3.21 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = \mathbf{0.996 \text{ KN.m}}$$

$$\mu_{fic} = \frac{M_{fic}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.996 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.17} = \mathbf{0.011 \text{ (Moment réduite fictif)}}$$

$\mu_{fic} = 0,011 < \mu_{AB} = 0,186$ donc ($A_s' = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)

$$\alpha_{fic} = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \mathbf{0,014}$$

$$Z_{fic} = d(1 - 0,4\alpha_{fic}) = \mathbf{7.96 \text{ cm}}$$

$$A_{sfic} = \frac{M_{fic}}{Z_{\sigma_s}} = \frac{0.996 \times 10^6}{79.6 \times 348} = 36 \text{ mm}^2 = \mathbf{0.36 \text{ cm}^2}$$

Donc les armatures au flexion composé A_s sont :

$$A_s = A_{sfic} - \frac{N_u}{\sigma_s} = \mathbf{27 \text{ mm}^2}$$

III.9.5 Vérification de l'effort tranchant (BAEL91 [1] A.5.1.1)

On doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

τ_u : Contrainte de cisaillement ultime de calcul.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte de cisaillement ultime admissible.

Nous avons une fissuration préjudiciable, d'où :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

$$\tau_u = 0.019 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.019 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires (pas de risque de cisaillement)

III.9.6 Vérification des contraintes à ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

Pour le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (C. B. A93 A4.5.2) [2].

Pour l'acier : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$ (C. B. A A. 4.5.3.3) [2].

➤ Calcul σ_{bc} et σ_{st}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_{ser}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y_{ser})$$

I : le moment d'inertie de la section homogène réduit

$$I = \frac{b y_{ser}^3}{3} + 15 [A_s (d - y_{ser})^2 + A_s' (y_{ser} - d')^2]$$

y_{ser} : distance entre l'axe neutre et le fibre la plus comprimée (supérieur)

Les données sont :

$$N_{ser} = 2.38 \text{ KN}$$

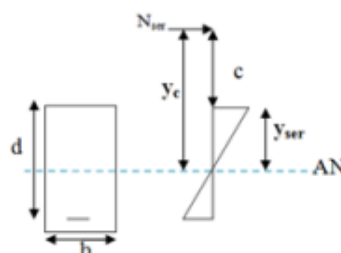
$$M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$(A_s)' = 0$$

$$A_s = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 8 \text{ cm}$$



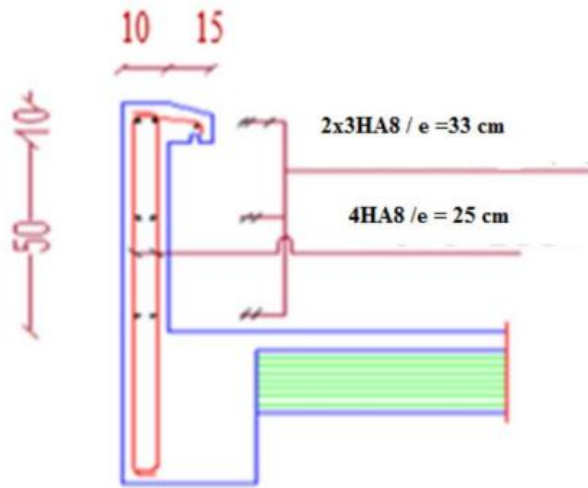


Figure III. 44: Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.9.7 Conclusion

Le but est de déterminer les sections d'acier nécessaires afin de reprendre les différentes charges revenant aux éléments secondaires. Ces éléments ont été étudiés et ferrailés conformément aux règles CBA et RPA 99 version 2024 comme auparavant détaillé.

Conclusion général :

Conclusion général:

L'évaluation des performances parasismiques de cette structure mixte (portiques + voiles), menée conformément aux nouvelles directives du RPA 2024, valide l'efficacité de ce système face aux sollicitations dynamiques.

L'analyse modale spectrale développée sous ETABS confirme la conformité globale de l'ouvrage : les indicateurs cinématiques, notamment les dérives inter-étages, ainsi que les sollicitations internes restent rigoureusement en deçà des seuils admissibles fixés par la réglementation. Cette réponse structurelle met en évidence le rôle complémentaire des éléments de contreventement : les voiles en béton armé brident efficacement les déplacements latéraux par leur raideur, tandis que les portiques assurent la ductilité nécessaire à une redistribution optimale de l'énergie sismique.

Sur le plan académique et professionnel, ce travail de fin d'études a constitué un jalon essentiel pour assimiler la logique de modélisation numérique et maîtriser l'interaction des codes réglementaires (BAEL 91, CBA 93 et RPA 2024).

En définitive, la rigueur appliquée à la conception de ce projet démontre que le strict respect des règles parasismiques demeure le seul gage de sécurité et de pérennité pour le bâti, particulièrement dans des contextes de forte sismicité comme la wilaya de M'Sila (Zone IV).

Bibliographique références

Bibliographique références

- [1] **Alp’Géorisques** 2004; Document d’information, le ministère de l’Écologie et du Développement durable, direction de la Prévention des pollutions et des bisques, sousdirection de la Prévention des risques majeurs; Paris.
- [2] **BENLAALA Nawel**, Université Mohamed Khider – Biskra. Influence de l’interaction sol structure sur la réponse sismique des bâtiments.
- [3] ZEGHICHI, L., A. Merzougui, and B. Mezghiche, Lecture dans le règlement parasismique algérien, 2005.
- [4] VU, T.K., Incidence de la torsion sur la résistance sismique de bâtiments courants avec diaphragmes horizontaux rigides. Application aux structures en bois, Université Blaise Pascal- Clermont-Ferrand II, 2011.
- [5] [public.resif.fr /geophysique pour tous/sismologie/origine et effets des seisme](http://public.resif.fr/geophysique_pour_tous/sismologie/origine_et_effets_des_seisme)
- [6] CHEN C.W-F., SCAWTHORN C. Earthquake engineering handbook. Kyoto University, Japan: CRCP, 2002, 1512 p. ISBN: 9780849300684
- [7] LANSEUR, H., A. Aggaoua, and N. Belhamdi, Étude De La Réponse Sismique De Structures Par Analyse Modale Spectrale Et Analyse Dynamique Par Accélérogrammes Générés À Partir Du Spectre De Réponse Élastique Du Rpa99/2003, Université abderrahmane mira Bejaïa, 2012.
- [8] Youcef, M. (2009). Évaluation de Vulnérabilité Sismique des Bâtis Existants « Structure portique en béton armé » (Mémoire de Magister, GUELMA).
- [9] Ministère de l’Écologie du Développement durable et de l’Énergie., LES SÉISMES. Collection Prévention des risques naturels, juillet 2012.
- [10] Étude de l’incidence de la torsion sur la résistance sismique des bâtiments en béton armé - Analyse statique non-linéaire -
- [11] Garcia Jean-François INSA strasbourgue rapport final de PFE mars juillet 2007.«Elaboration d’une méthode d’évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments ».

- [12] GHALEB, M. W., & ALMWALD, A. M. (2020). EVALUATION DE PERFORMANCE PARASISMIQUES D'UNE STRUCTURE PORTIQUE EN BA RENFORCE PAR CHEMISAGE EN BETON ARME (Doctoral dissertation, Univ M'sila).
- [13] BENLAALA, N. (2012). Influence de l'interaction sol structure sur la réponse sismique des bâtiments (Doctoral dissertation, Université Mohamed Khider Biskra)
- [14] Menasri, Y. (2009). Thème: Évaluation de Vulnérabilité Sismique des Bâtis Existants «Structure portique en béton armé»
- [15] IMENE, C. (2017). Interaction sol-fondation d'un PIPO (Doctoral dissertation, UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF-M'SILA).
- [16] Les séismes (Juin 2004), risques naturels majeurs, le ministère de l'Écologie et du Développement durable.
- [17] REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 2024
- [18] Menasri Yousef, Évaluation de Vulnérabilité Sismique des Bâtis Existants « Structure portique en béton armé », mémoire de magister, université de Guelma 2009.
- REGLES PARASISMIQUE ALGERIENNES RPA 2024.
- [19] Menasri Yousef, Approche de la Vulnérabilité Sismique des Structures Portiques en Béton Armé –Cas Bâtis Algériens-, Doctorat en sciences, université de Guelma 2018.
- [20] BELMOUDEN Y, LESTUZZI P., Evaluation De La Vulnérabilité Sismique Des Bâtiments Existants En Suisse, École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) ENAC-IS-IMAC, EPFL, Rapport de Recherche, 28 Avril 2006.
- [21] Y. BELMOUDEN., Analyse spectrale non itérative des oscillateurs simples sous l'action des tremblements de terre, Bulletin de l'Institut Scientifique, Rabat, section Sciences de la Terre, 2004, n°26, 1-10.
- [22] David Lozach, 2011, Béton et construction parasismique, Conception parasismique et maisons individuelles, Centre d'information sur le ciment et ses applications.
- [23] PELLISSIER V., Evaluation de stratégies pour la gestion du risque sismique du

bâtiment, Thèse de doctorat Lausanne, EPFL 2004.

[24] Document d'information à l'usage du constructeur - VOLUME 3 Conçu par Mme

Patricia BALANDIERLE SEISME ET LES BATIMENTSP ourquoi il ne suffit

pas qu'un bâtiment soit « costaud » pour résister aux séismes.

[25] Bouamrène Nouredine. Tellal lamouri. 2019 Etude dynamique comparative des bâtiments avec un spectre De réponse réel et réglementaire sis la région de Boumerdès. Mémoire de master en génie civil université akli mohand oulhadje-bouira

[26] PLUMIER André., Évaluation et réduction du risque sismique en Belgique dans le cadre de l'Eurocode 8, SSTC (Services fédéraux des affaires Scientifiques, Techniques et Culturelles), Université de Liège ,2002.

[27] Bath Allen, carparelli hadrien, cavallo dylan Les bâtiments parasismiques Comment les bâtiments parasismiques résistent-ils aux séismes.

[28] V. DAVIDOVICI., Séisme de Boumerdes 21 mai 2003, Rapport préliminaire Ministère de l'Habitat 8 juin 2003.

[29] Menasri.S, Approche probabiliste de l'endommagement sismique d'un bâtiment existant en béton armé par l'analyse statique non linéaire et l'utilisation des courbes de fragilités (Modèle HAZUS), Mémoire master, Université M'sila 2015.

[30] G.G. Penelis, and A. J. Kappos," Earthquake Resistant Concrete Structures. E & FN SPON - Chapman & Hall, London, UK. 1997.

[31] Lestuzzi, P. (2008). Séismes et construction : éléments pour non-spécialistes. PPUR presses polytechniques.

[32] Abdelghani SEGHIR, Séminaire organisé par SAVOIR PLUS, 26-27 juin 2007 à Béjaia Les journées techniques et scientifiques du bâtiment et de la construction, Séisme de Boumerdes du 21 Mai 2003, Pathologie de construction et dommages sismiques.

[33] Bourahla N. Réponse sismique modal-spectrale des systèmes à plusieurs degrés de liberté [en ligne]. Scribe. Disponible sur :

<https://www.scribd.com/document/550506612/Chapitre-1-Modalo-spectrale> [Consulté le 09/04/2026]

[34] DOUFFI Youcef, [2016/2017], Influence du nombre de modes et du type de combinaison sur la réponse sismique

[35]DAHMANI, Souhaib et RAHMANI, Djamel. Analyse dynamique de la réponse d'une structure. Thèse de doctorat

[36] AKTAŞ ENGİN T., **Finite Element Analysis of a Deep Excavation: A Case Study**, Middle East Technical University, Graduate School of Natural and Applied Sciences, Master of Science Thesis in Civil Engineering, July 2019.

[37] Regles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93

[38] Regles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93

[39] ATAMNA Ahmed Louai et BOUCHECHE Oussama " Etude d'un Bâtiment (R + 5) avec Contreventement mixte'Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila ,Année Universitaire : 2022-2023

ANNEXE

POTEAU 40×40

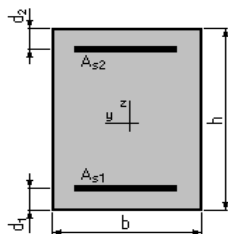
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

 $b = 40.0$ (cm) $h = 40.0$ (cm) $d_1 = 3.0$ (cm) $d_2 = 3.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	1079.82	2.61
2.	ELU	114.95	-12.86
3.	ELU	130.21	12.13
4.	ELS	784.33	1.87
5.	ELS	84.23	-9.37
6.	ELS	95.53	8.80
7.	ELA	818.05	-27.07
8.	ELA	222.77	-85.01
9.	ELA	165.20	76.95

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 3.4$ (cm²)Section minimum $A_{s\min} = 6.4$ (cm²)théorique $\rho = 0.42$ (%)minimum $\rho_{\min} = 0.40$ (%)Section théorique $A_{s2} = 3.4$ (cm²)Section maximum $A_{s\max} = 80.0$ (cm²)maximum $\rho_{\max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 1079.82 (kN) M = 2.61 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.28 Pivot: C
 Position de l'axe neutre: $y = 68.5$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 17.0$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.00$ (‰)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2.67$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 347.8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU N = 114.95 (kN) M = -12.86 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 11.29 Pivot: B
 Position de l'axe neutre: $y = 27.8$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 25.9$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 1.16$ (‰)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.50$ (‰)
 Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 232.7$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 347.8$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELU N = 130.21 (kN) M = 12.13 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 11.19 Pivot: B
 Position de l'axe neutre: $y = 30.6$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 24.7$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.73$ (‰)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.50$ (‰)
 Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 145.1$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 347.8$ (MPa)

Cas N° 4: Type ELS N = 784.33 (kN) M = 1.87 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3.15
 Position de l'axe neutre: $y = 607.5$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 17.2$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4.8$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 71.1$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0$ (MPa)

Cas N° 5: Type ELS N = 84.23 (kN) M = -9.37 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 11.17
 Position de l'axe neutre: $y = 29.7$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 27.1$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1.3$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 2.4$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 17.3$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0$ (MPa)

Cas N° 6: Type ELS N = 95.53 (kN) M = 8.80 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 11.46
 Position de l'axe neutre: $y = 34.4$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 25.5$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1.3$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 0.8$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 17.7$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0$ (MPa)

Cas N° 7: Type ELA N = 818.05 (kN) M = -27.07 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3.31 Pivot: C
 Position de l'axe neutre: $y = 42.9$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 19.8$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.00$ (‰)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.33$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 400.0$ (MPa)

Cas N° 8: Type ELA N = 222.77 (kN) M = -85.01 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.03 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 5.3$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 34.9$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1.68$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 400.0$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 146.1$ (MPa)

Cas N° 9: Type ELA N = 165.20 (kN) M = 76.95 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 4.5$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 35.2$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1.40$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 400.0$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 94.4$ (MPa)

Vérification de Section en Flexion Composée

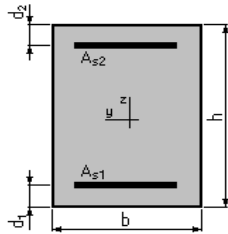
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 40.0$ (cm)
 $h = 40.0$ (cm)
 $d_1 = 3.0$ (cm)
 $d_2 = 3.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique	$A_{s1} = 3.8$ (cm ²)	2T12+1T14	Section théorique	$A_{s2} = 3.8$ (cm ²)	2T12+1T14
Section minimum	$A_{s\min} = 6.4$ (cm ²)		Section maximum	$A_{s\max} = 80.0$ (cm ²)	
théorique	$\rho = 0.47$ (%)				
minimum	$\rho_{\min} = 0.40$ (%)		maximum	$\rho_{\max} = 5.00$ (%)	

4. Excentricité des charges:

Excentricité: $e_z = 0.0$ (cm)

5. Résultats:

Capacités limites:

	N (kN)	M (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	2530.32	0.00
Etat Limite de Service	2570.54	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	3259.72	0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU **N = 2530.32 (kN)** **M = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: C
 Position de l'axe neutre: $y = + \text{infini}$
 Bras de levier: $Z = 17.0$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.00$ (‰)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 347.8$ (MPa)

Etat ELS **N = 2570.54 (kN)** **M = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00
 Position de l'axe neutre: $y = + \text{infini}$

Bras de levier: $Z = 17.0$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 15.0$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 225.0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0$ (MPa)

Etat ELA **N = 3259.72** **(kN)** **M = 0.00** **(kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: C
 Position de l'axe neutre: $y = + \text{infini}$
 Bras de levier: $Z = 17.0$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.00$ (‰)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 400.0$ (MPa)

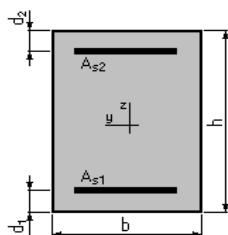
Expertise de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa) **Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 40.0$ (cm)
 $h = 40.0$ (cm)
 $d_1 = 3.0$ (cm)
 $d_2 = 3.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique	$A_{s1} = 3.8$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 3.8$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 6.4$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 80.0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.47$ (%)		

minimum $\rho_{\min} = 0.40 (\%)$

maximum $\rho_{\max} = 5.00 (\%)$

4. Efforts appliqués:

Cas N°	N (kN)	M (kN*m)
1.	784.33	1.87
2.	84.23	-9.37
3.	95.53	8.80

5. Résultats:

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS **N = 784.33 (kN)** **M = 1.87 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 3.17
 Position de l'axe neutre: $y = 611.6 \text{ (cm)}$
 Contrainte du béton:
 comprimée: $\sigma_{bc} = 4.7 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite du béton:
 comprimée: $0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 70.6 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0 \text{ (MPa)}$

Cas N° 2: Type ELS **N = 84.23 (kN)** **M = -9.37 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 11.98
 Position de l'axe neutre: $y = 30.0 \text{ (cm)}$
 Contrainte du béton:
 comprimée: $\sigma_{bc} = 1.3 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite du béton:
 comprimée: $0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 2.3 \text{ (MPa)}$
 comprimée: $\sigma_s' = 17.1 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0 \text{ (MPa)}$

Cas N° 3: Type ELS **N = 95.53 (kN)** **M = 8.80 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 11.79
 Position de l'axe neutre: $y = 34.6 \text{ (cm)}$
 Contrainte du béton:
 comprimée: $\sigma_{bc} = 1.3 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite du béton:
 comprimée: $0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 0.8 \text{ (MPa)}$
 comprimée: $\sigma_s' = 17.5 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0 \text{ (MPa)}$

Section minimale RPA 2024 en cm ²					
	zone let II	zone III	zone IV ,V et VI	A	B
Poteau	0.8	0.9	1	0.40	0.40

zone let II	zone III	zone IV ,V et VI
12.80	14.40	16.00

ALORS

8T16

POUTRE 30×40

Calcul de Section en Flexion Simple

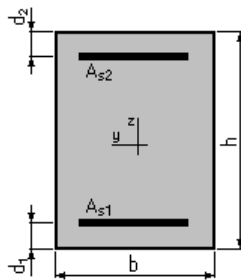
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 30.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 40.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 3.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 3.0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	43.31	-54.60
Etat Limite de Service	31.68	-39.60
Etat Limite Ultime (Accidentel)	63.12	-81.11

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 4.5 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 5.8 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 1.3 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0.93 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0.11 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 43.31$ (kN*m) $M_{\min} = -54.60$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.26 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 4.6$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 35.1$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1.43$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 347.8$ (MPa)
 comprimée: $\sigma'_s = 100.4$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 31.68$ (kN*m) $M_{\min} = -39.60$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.91
 Position de l'axe neutre: $y = 10.8$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 33.4$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5.6$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 203.3$ (MPa)
 comprimée: $\sigma'_s = 60.8$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \lim} = 400.0$ (MPa)

Cas ELA $M_{\max} = 63.12$ (kN*m) $M_{\min} = -81.11$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 4.4$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 35.2$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1.34$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 400.0$ (MPa)
 comprimée: $\sigma'_s = 85.0$ (MPa)

Vérification de Section en Flexion Simple

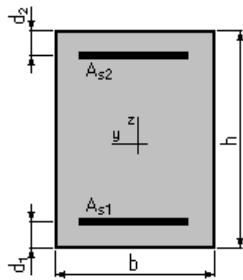
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 30.0 \text{ (cm)}$
 $h = 40.0 \text{ (cm)}$
 $d_1 = 3.0 \text{ (cm)}$
 $d_2 = 3.0 \text{ (cm)}$

3. Armatures:

Section théorique	$A_{s1} = 4.6 \text{ (cm}^2\text{)}$	3T14 Fil	Section théorique	$A_{s2} = 6.8 \text{ (cm}^2\text{)}$	3T12 Fil+3T12Ch
Section minimum	$A_{s \min} = 3.9 \text{ (cm}^2\text{)}$		Section maximum	$A_{s \max} = 27.8 \text{ (cm}^2\text{)}$	
théorique	$\rho = 1.03 \text{ (\%)}$				
minimum	$\rho_{\min} = 0.35 \text{ (\%)}$		maximum	$\rho_{\max} = 2.31 \text{ (\%)}$	

Moments limites:

	$M_{\max} \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} \text{ (kN*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	56.31	-82.07
Etat Limite de Service	62.46	-90.69
Etat Limite Ultime (Accidentel)	65.05	-94.74

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 56.31 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -82.07 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 5.1 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 34.9 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1.61 \text{ (\%)}_0$
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}_0$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 347.8 \text{ (MPa)}$
 comprimée: $\sigma'_s = 134.3 \text{ (MPa)}$

Etat ELS $M_{\max} = 62.46 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -90.69 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00
 Position de l'axe neutre: $y = 11.6 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 33.1 \text{ (cm)}$
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 12.1 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 400.0 \text{ (MPa)}$
 comprimée: $\sigma'_s = 134.6 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \lim} = 400.0 \text{ (MPa)}$

Etat ELA $M_{\max} = 65.05 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -94.74 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 4.9 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 35.0 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1.53 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 400.0$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 118.6$ (MPa)

Expertise de Section en Flexion Simple

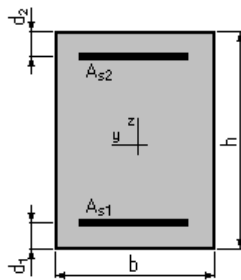
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 30.0$ (cm)
 $h = 40.0$ (cm)
 $d_1 = 3.0$ (cm)
 $d_2 = 3.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique	$A_{s1} = 4.6$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 6.8$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 3.9$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s \max} = 27.8$ (cm ²)
théorique	$\rho = 1.03$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.35$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 2.31$ (%)

4. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite de Service	31.68	-39.60

5. Résultats:

Cas ELS	$M_{\max} = 31.68$ (kN*m)	$M_{\min} = -39.60$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	2.29	
Position de l'axe neutre:	$y = 11.6$ (cm)	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 5.3$ (MPa)	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 174.7$ (MPa)	
comprimée:	$\sigma_s' = 58.8$ (MPa)	

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0$ (MPa)

POUTRE 30×35 1

Calcul de Section en Flexion Simple

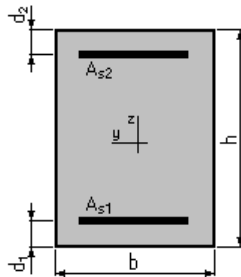
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 30.0$ (cm)
 $h = 35.0$ (cm)
 $d_1 = 3.0$ (cm)
 $d_2 = 3.0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	13.82	-30.72
Etat Limite de Service	10.02	-22.42
Etat Limite Ultime (Accidentel)	86.45	-101.74

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 7.2 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 8.7 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 3.4 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \max} = 24.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 1.66 \text{ (\%)}\text{}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0.35 \text{ (\%)}\text{}$	maximum	$\rho_{\max} = 2.29 \text{ (\%)}\text{}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 13.82 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -30.72 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 2.90 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 5.3 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 29.9 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1.97 \text{ (\%)}\text{}$
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}\text{}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 347.8 \text{ (MPa)}$
 comprimée: $\sigma'_s = 169.7 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 10.02 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -22.42 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 4.42
 Position de l'axe neutre: $y = 11.1 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 28.3 \text{ (cm)}$
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 3.2 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 90.5 \text{ (MPa)}$
 comprimée: $\sigma'_s = 35.0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \lim} = 400.0 \text{ (MPa)}$

Cas ELA $M_{\max} = 86.45 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -101.74 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 5.2 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 29.9 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1.93 \text{ (\%)}\text{}$
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}\text{}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 400.0 \text{ (MPa)}$
 comprimée: $\sigma'_s = 162.5 \text{ (MPa)}$

Vérification de Section en Flexion Simple

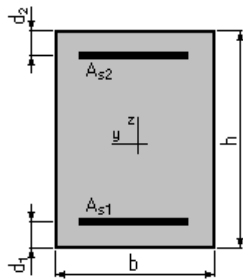
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 400.0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 30.0 \text{ (cm)}$
 $h = 35.0 \text{ (cm)}$
 $d_1 = 3.0 \text{ (cm)}$
 $d_2 = 3.0 \text{ (cm)}$

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 8.0 \text{ (cm}^2\text{)}$ **3T12fil+3T14ch** Section théorique
 $A_{s2} = 9.2 \text{ (cm}^2\text{)}$ **3T14fil+3T14ch**

Section minimum $A_{s \min} = 3.4 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section maximum $A_{s \max} = 24.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
 théorique $\rho = 1.79 \text{ (\%)}$
 minimum $\rho_{\min} = 0.35 \text{ (\%)}$ maximum $\rho_{\max} = 2.29 \text{ (\%)}$

Moments limites:

	$M_{\max} \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} \text{ (kN*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	82.48	-94.68
Etat Limite de Service	91.95	-105.27
Etat Limite Ultime (Accidentel)	95.14	-109.15

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 82.48 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -94.68 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 5.3 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 29.9 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 2.00 \text{ (\%)}_0$
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}_0$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 347.8 \text{ (MPa)}$
 comprimée: $\sigma'_s = 174.8 \text{ (MPa)}$

Etat ELS $M_{\max} = 91.95 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -105.27 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00
 Position de l'axe neutre: $y = 11.2 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 28.3 \text{ (cm)}$
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 14.4 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 400.0 \text{ (MPa)}$
 comprimée: $\sigma'_s = 158.3 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \lim} = 400.0 \text{ (MPa)}$

Etat ELA $M_{\max} = 95.14 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -109.15 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 5.3 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 29.9$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1.97$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 400.0$ (MPa)
 comprimée: $\sigma'_s = 169.6$ (MPa)

Expertise de Section en Flexion Simple

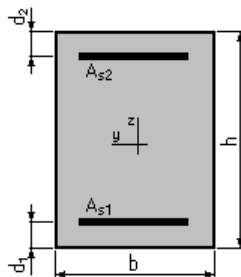
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 30.0$ (cm)
 $h = 35.0$ (cm)
 $d_1 = 3.0$ (cm)
 $d_2 = 3.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 8.0$ (cm²)
 Section minimum $A_{s \min} = 3.4$ (cm²)
 théorique $\rho = 1.79$ (%)
 minimum $\rho_{\min} = 0.35$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 9.2$ (cm²)
 Section maximum $A_{s \max} = 24.0$ (cm²)
 maximum $\rho_{\max} = 2.29$ (%)

4. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite de Service	10.02	-22.42

5. Résultats:

Cas ELS	$M_{\max} = 10.02$ (kN*m)	$M_{\min} = -22.42$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	4.68	
Position de l'axe neutre:	$y = 11.2$ (cm)	

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 3.1$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 85.5$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 33.7$ (MPa)
 Contrainte

POUTRE 30×35 2

Calcul de Section en Flexion Simple

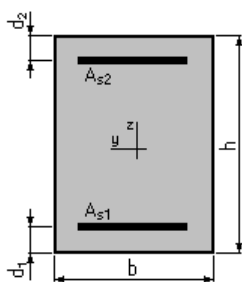
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 30.0$ (cm)
 $h = 35.0$ (cm)
 $d_1 = 3.0$ (cm)
 $d_2 = 3.0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	9.39	-30.51
Etat Limite de Service	6.87	-22.29
Etat Limite Ultime (Accidentel)	46.23	-51.84

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 3.8 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 4.3 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 1.1 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0.84 \text{ (\%)}\text{)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0.12 \text{ (\%)}\text{)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 9.39 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -30.51 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.47 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 3.8 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 30.5 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1.33 \text{ (\%)}\text{)}$
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}\text{)}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 347.8 \text{ (MPa)}$
 comprimée: $\sigma'_s = 53.8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 6.87 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -22.29 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 2.22
 Position de l'axe neutre: $y = 8.8 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 29.1 \text{ (cm)}$
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4.5 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 180.1 \text{ (MPa)}$
 comprimée: $\sigma'_s = 44.8 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \lim} = 400.0 \text{ (MPa)}$

Cas ELA $M_{\max} = 46.23 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -51.84 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 3.5 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 30.6 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1.24 \text{ (\%)}\text{)}$
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}\text{)}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 400.0 \text{ (MPa)}$
 comprimée: $\sigma'_s = 37.0 \text{ (MPa)}$

Vérification de Section en Flexion Simple

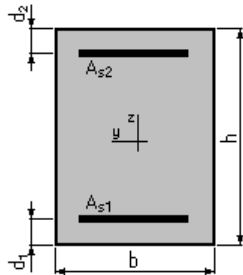
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0 \text{ (MPa)}$ **Acier:** $f_e = 400.0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées

- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 30.0 \text{ (cm)}$
 $h = 35.0 \text{ (cm)}$
 $d_1 = 3.0 \text{ (cm)}$
 $d_2 = 3.0 \text{ (cm)}$

3. Armatures:

Section théorique	$A_{s1} = 4.2 \text{ (cm}^2\text{)}$ (2T14+1T12)FIL	Section théorique	$A_{s2} = 4.6 \text{ (cm}^2\text{)}$ 3T14 Fil
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 1.1 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0.92 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0.12 \text{ (\%)}$		

Moments limites:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	44.28	-48.41
Etat Limite de Service	48.91	-53.48
Etat Limite Ultime (Accidentel)	51.20	-55.97

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\text{max}} = 44.28$ (kN*m) $M_{\text{min}} = -48.41$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 3.9$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 30.4$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 1.39$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 347.8$ (MPa)
 comprimée: $\sigma'_s = 65.0$ (MPa)

Etat ELS $M_{\text{max}} = 48.91$ (kN*m) $M_{\text{min}} = -53.48$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
 Position de l'axe neutre: $y = 9.0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 29.0$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 10.4$ (MPa)
 Contrainte limite: $0.6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 400.0$ (MPa)
 comprimée: $\sigma'_s = 104.2$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0$ (MPa)

Etat ELA	$M_{\max} = 51.20$	(kN*m)	$M_{\min} = -55.97$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1.00		Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	$y = 3.7$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 30.5$	(cm)		
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 1.30$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10.00$	(‰)		
Contrainte de l'acier:				
tendue:	$\sigma_s = 400.0$	(MPa)		
comprimée:	$\sigma'_s = 49.0$	(MPa)		

Expertise de Section en Flexion Simple

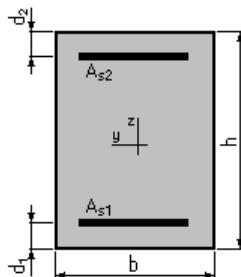
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 30.0$ (cm)

$h = 35.0$ (cm)

$d_1 = 3.0$ (cm)

$d_2 = 3.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 4.2$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 1.1$ (cm²)

théorique $\rho = 0.92$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.12$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 4.6$ (cm²)

4. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite de Service	6.87	-22.29

5. Résultats:

Cas ELS	$M_{\max} = 6.87$ (kN*m)	$M_{\min} = -22.29$ (kN*m)
----------------	--	--

Coefficient de sécurité:	2.39	
Position de l'axe neutre:	$y = 9.0$	(cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 4.3$	(MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 15.0$	(MPa)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 167.1$	(MPa)
comprimée:	$\sigma_s' = 43.4$	(MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0$	(MPa)