

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبو بكر بلقايد - تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd- Tlemcen –

Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de MASTER en Génie civil

Spécialité : Structure

Thème

Étude et analyse statique non linéaire d'un bâtiment en béton armé.

Présentée Par :

Zirar Hamza Yacine

Benramdane Abdennour

Soutenu publiquement : le /06/2023, devant le jury composé de :

Prof. Matallah Mohammed

Université de Tlemcen

Président

Dr. Benmansour Nassima

Université de Tlemcen

Examinatrice

M^{me} Ghezali Sabah

Université de Tlemcen

Encadreur

M^{me}. Medjahed Amina

Université de Tlemcen

Encadreur

Année universitaire : 2022 – 2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

Avant toute chose, Nous exprimons notre gratitude envers Dieu le Tout-Puissant pour nous avoir octroyé la force, le courage et la détermination nécessaires pour accomplir cette tâche.

Nous exprimons nos sincères remerciements à nos encadreurs : Mme GHEZALI. S et Mme MEDJAHED. A, Pour leur encadrement, pour leur aide précieuse et surtout pour tous leurs conseils qui nous ont conduits à l'aboutissement de ce modeste travail.

Nous remercions également Mr le président du jury PROF. MATALLAH. MOHAMMED. et l'examinatrice Dr. BENMANSOUR. NASSIMA d'avoir accepté d'examiner notre travail.

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements ainsi que notre grande gratitude reconnaissance envers tous nos enseignants du département Génie Civil

DEDICASE

Je dédie ce projet de fin d'études :

*À mon binôme et frère " **Zirar Hamza Yacine** "*

*A **Mes parents**, qui ont sacrifié leurs vies pour notre bien, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.*

*A mon chère frère "**Adel**" et ma sœur "**Asma**"*

*A Tous **mes amis, connaissances** et tous ceux qui ont partagé ma joie en ce jour-ci.*

*A Tous **les enseignants** qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*

*A **Toute la promotion** de Génie civil 2022-2023*

BENRAMDANE ABDENNOUR

DEDICASE

Je dédie ce projet de fin d'études à toutes les personnes qui ont joué un rôle essentiel dans mon parcours académique et personnel :

*À mon binôme et frère, "**Benramdane Abdennour**"*

*À mes **parents**, qui ont sacrifié leur vie pour notre bien-être, et qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à ce stade de formation. Votre amour inconditionnel et votre confiance en moi ont été des piliers fondamentaux de ma motivation et de ma détermination.*

*À mon cher frère "**Abdillah**" et ma sœur "**kawter**"*

*À tous mes **amis** et ma familles "**ZIRAR**" et "**HADJOU**"*

*À tous les **enseignants** qui m'ont guidé vers la porte de la réussite. Votre expertise, votre disponibilité et vos conseils précieux ont été déterminants dans mon apprentissage et ma croissance académique.*

*Enfin, à toute la **promotion de Génie civil 2022-2023***

À vous tous, je dédie ce projet de fin d'études, symbole de notre collaboration, de notre soutien mutuel et de notre accomplissement commun.

Avec gratitude et reconnaissance

ZIRAR HAMZA YACINE

RESUME

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitations, il est composé d'un rez-de-chaussée plus six étages.

La structure est implantée à Sabra Wilaya de TLEMCEN. Cette région est classée en zone sismique I selon la réglementation sismique RPA99 version 2003.

D'une part ce travail qui nous a été confié, se compose d'une étude technique, c'est-à-dire d'analyser, dimensionner la structure, et en même temps appliquer les règles de construction en vigueur (RPA99 version 2003, BAEL91 modifié 99)

D'une autre part une analyse statique non linéaire est faite « Pushover » qui nous a permis de déterminer le point de performance, l'emplacement de ce point sur la courbe de capacité permettra de prédire le comportement réel du bâtiment dans le cas d'un séisme.

Mots clés : Modélisation, Sap2000, Zone sismique, analyse non linéaire, Pushover, Point de performance.

ABSTRACT

This project presents a detailed study of a reinforced concrete building for residential use, It is composed of a ground floor with six floors.

The structure is located in Sabra Wilaya de TLEMCEN. This region is classified as seismic zone I according to seismic regulations RPA99 version 2003.

On the one hand this work entrusted to us, consists of a technical study, that is to say to analyze, size the structure, and at the same time apply the construction rules in force (RPA99 version 2003, BAEL91 modified 99).

On the other hand a non linear static analysis is made "Pushover" which allows us to determine the performance point, the location of this point on the capacity curve will allow us to predict the real behavior of the building in the event of an earthquake.

Key words : Modelisation, Sap2000, Seismic zone, Nonlinear analysis, Pushover, Performance point.

الملخص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى خرساني مسلح للاستخدام السكني مكون من طابق أرضي بالإضافة إلى ستة طوابق الإصدار RPA992003 الهيكل في ولاية صبرة. تم تصنيف هذه المنطقة على أنها منطقة زلزالية 1 وفقاً للوائح الزلازل

من ناحية، يتكون هذا العمل الموكول إلينا من دراسة فنية، أي لتحليل الهيكل وحجمه، وفي نفس الوقت تطبيق قواعد البناء المعمول "Pushover" المعدل 99). من ناحية أخرى، يتم إجراء تحليل ثابت غير خطي (BAEL91، الإصدار 2003، RPA99) بها والذي يسمح لنا بتحديد نقطة الأداء، وسيسمح موقع هذه النقطة على منحنى السعة بالتنبؤ بالسلوك الحقيقي للمبنى في حالة حدوث زلزال.

الكلمات المفتاحية: المنطقة الزلزالية، التحليل غير الخطي، نقطة الأداء

SOMMAIRE

DEDICASE.....	I
RESUME	III
ABSTRACT.....	III
الملخص.....	III
SOMMAIRE.....	IV
LISTE DES FIGURES	IX
LISTE DES TABLEAUX.....	XI
LISTE DES ABREVIATION	XIII
INTRODUCTION GENERAL :	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....	2
1 Introduction :	3
2 Présentation de l'ouvrage :	3
2.1 Conception de l'ouvrage :	4
3 Les caractéristiques géotechniques du sol :	6
4 Caractéristiques mécaniques des matériaux :	6
4.1 Le béton :	6
4.1.1 La résistance de béton :	7
4.1.2 Module de déformation longitudinale du béton :	7
4.1.3 Déformation et contraintes de calcul [2] :	7
4.1.4 Coefficient de poisson :	9
4.1.5 Contrainte admissible de cisaillement :	9
4.2 Armatures (Aciers) :	9
4.2.1 Résistance caractéristique de l'acier :	10
4.2.2 Les contraintes limites :	10
5 Hypothèses de calcul :	11
5.1 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :	12
6 CONCLUSION :	12
Chapitre II : prédimensionnement et Descente de charges des éléments.....	13
1 Introduction :	14
2 Prédimensionnement des éléments structuraux :	14
2.1 Les planchers :	14
2.2 Prédimensionnement des poutres :	14
2.2.1 Les poutres principales :	14
2.2.2 Les poutres secondaires (Chaînages) :	15
2.2.3 La poutre palière :	16
2.3 Prédimensionnements des poteaux :	17
2.4 Les voiles :	19
3 Descente de charges :	20
3.1 Plancher terrasse inaccessible :	21
3.2 Plancher étage courant :	22
3.3 Maçonnerie.....	23
3.4 Les escaliers :	24
4 Conclusion :	25
Chapitre III : Etude des éléments secondaires.....	26

1	Introduction :	27
2	Etude de poutrelles :	27
2.1	Type de poutrelles :	27
2.2	Les charges de poutrelles :	28
2.3	Détermination des efforts internes :	29
2.4	Calcul ferrailage :	36
2.4.1	Ferrailage longitudinal	36
2.4.2	Ferrailage transversal	41
2.5	Résultats des efforts et moments des poutrelles :	42
2.6	Récapitulatif du ferrailage des poutrelles :	42
3	Etude de l'acrotère :	44
3.1	Sollicitation de l'acrotère :	44
3.2	Calcul ferrailage :	45
4	Etude des escaliers :	47
4.1	Détermination des moments et des réactions :	47
4.2	Calcul du ferrailage :	52
4.3	Schéma de ferrailage d'escalier :	55
5	Etude de poutre palière :	55
5.1	Evaluation des charges :	55
5.2	Calcul de ferrailage :	56
5.3	Ferrailages transversaux :	60
5.4	Ferrailage poutre palier :	61
6	Conclusion :	61
	Chapitre IV : Etude dynamique	62
1	Introduction :	63
2	Etude dynamique :	63
3	Présentation de logiciel « SAP2000 » :	63
4	Modélisation de la structure :	63
5	Méthode de calcul :	64
6	Méthode statique équivalente :	64
6.1	Principe :	64
6.2	Conditions d'application (selon le RPA) [3] :	65
6.3	L'évaluation de L'effort tranchant (V) à la base :	65
6.4	Estimation de la période fondamentale de la structure :	65
6.5	Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :	68
6.6	Facteur de qualité "Q" :	68
6.6.1	Conditions minimales sur les files de contreventement :	68
6.6.2	Redondance en plan :	69
6.6.3	Régularité en plan :	69
6.6.4	Centre de masse :	69
6.6.5	Centre de torsion :	70
6.6.6	Régularité en élévation :	71
6.6.7	Contrôle de la qualité (Q) :	71
6.7	Le poids total de la structure WT :	72
6.8	Détermination de l'effort tranchant V :	72
6.9	La force sismique F de chaque niveau :	73

6.10	Justification de la sécurité :	74
6.10.1	Vérification de coefficient de comportement R :	74
6.10.2	Justification de l'effort normal réduit :	75
6.10.3	Justification vis-à-vis des déformations :	76
6.10.4	Justification vis à vis de l'effet P- Δ :	77
6.10.5	Justification vis à vis de la stabilité au renversement :	78
7	Conclusion :	79
Chapitre V : Etude des éléments structuraux		80
1	INTRODUCTION :	81
2	Etude des éléments structurants :	81
2.1	Les poteaux :	81
2.1.1	Combinaisons des charges :	81
2.1.2	Les sollicitations dans les poteaux :	81
2.1.3	Calcul du ferrailage :	83
2.1.4	Les armatures longitudinales :	83
2.1.5	Calcul des armatures transversales :	86
2.1.6	Schéma du ferrailage de poteaux :	89
2.2	Poutre principale :	90
2.2.1	Les sollicitations dans les Poutre principale :	90
2.2.2	Ferraillages des poutres principales :	90
2.2.3	Armatures longitudinales :	90
2.2.4	Armatures transversales ;	93
2.2.5	Ferraillages des poutres principales :	94
2.2.6	Schéma de ferraillages de la poutre principale :	95
2.3	Poutre secondaire :	95
2.3.1	Les sollicitations dans les Poutre secondaires :	95
2.3.2	Ferraillages des poutres secondaires :	95
2.3.3	Armatures longitudinales :	95
2.3.4	Armatures transversales	99
2.3.5	Ferraillages des poutres secondaires :	100
2.3.6	Schéma de ferraillages des poutres secondaire :	100
3	Etude des voiles :	101
3.1	Combinaisons de calcul :	101
3.2	Calcul des voiles :	101
3.3	Détermination des sollicitations :	103
3.4	Calcul du ferrailage suivant x-x :	103
3.4.1	Ferrailage vertical :	105
3.4.2	Ferrailage horizontal :	106
3.4.3	Calcul des espacements :	106
3.4.4	Vérification de cisaillement :	107
3.5	Calcul le ferrailage vertical et horizontal (sens y-y) :	107
3.5.1	Ferrailage vertical :	108
3.5.2	Ferrailage horizontal :	109
3.5.3	Calcul des espacements :	109
3.5.4	Vérification de cisaillement :	110
4	Conclusion :	110

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.....	111
1 Introduction :	112
2 Choix du type de fondation :	112
3 Les différents types de fondations :	112
4 Calcul de l'infrastructure :	113
4.1 Vérification des semelles isolées :	113
4.2 Calcul des Semelles isolée sous poteau :	113
4.2.1 Pré dimensionnement de la semelle :	114
4.2.2 Vérification de la stabilité	115
4.2.3 Vérification de la contrainte.....	115
4.2.4 Ferrailage de la semelle :	115
4.2.5 Calcul l'espacement des cadres :	116
4.2.6 Schéma du ferrailage de semelle isolée :	116
4.3 Calcul des semelles filantes sous deux poteaux et voile :	117
4.3.1 Dimensionnement :	117
4.3.2 Calcul hauteur de la semelle :	117
4.3.3 Calcul de la largeur élastique :	118
4.3.4 Vérification des contraintes sous la semelle :	119
4.3.5 Ferrailage des semelles filantes sous deux poteaux :	120
5 Conclusion :	121
Chapitre VII : Analyse statique non linéaire	122
1 INTRODUCTION :	122
2 Analyse statique non linéaire (PUSHOVER) :	123
3 But de l'analyse Pushover :	124
4 Principe de la méthode de "Pushover" :	124
5 Différents guides de l'analyse "Pushover" :	125
6 Hypothèses d'élaboration de la méthode (Pushover) :	125
7 Étapes de l'analyse pushover :	126
8 Courbe de capacité :	126
9 Application de l'analyse de "Pushover" sur notre structure à l'aide de logiciel SAP2000 :	127
9.1 Définition de comportement non linéaire des poteaux et des poutres avec les rotules plastiques :	127
9.2 Définition de comportement non linéaire des voiles :	131
9.3 Définition du chargement de l'analyse Push over :	133
9.3.1 Définition de l'analyse sous charges gravitaires :	133
9.3.2 Définition de l'analyse sous charges horizontales :	134
10 Résultat de l'analyse Push Over :	137
10.1 Courbe de capacité :	137
10.2 Le point de performance (ATC-40) [9] :	138
10.3 Les rotules plastiques :	140
10.4 Idéalisations bilinéaires de la courbe de capacité :	143
10.5 Degré de dégradation :	144
10.6 Détermination du facteur de comportement :	145
10.7 Raideur de la structure au point de performance " Kp " et indicateur de dégradation global de la structure " Id " :	146
10.8 Déplacement cible :	147

11	Conclusion :	149
	CONCLUSION GENERALE	150
	REFERENCE BIBLIOGRAPHIE	151

LISTE DES FIGURES

Figure I-1: Vue sur site.	4
Figure I-2: Plancher corps creux. [1].....	5
Figure I-3: L'escalier. [1].....	5
Figure I-4 : Diagramme contrainte- déformation de béton à l'ELU.	8
Figure I- 5: Diagramme de calcul à l'état limite de service	9
Figure I-6: Diagramme contrainte déformation de l'acier.	10
Figure II-1: Poutres principales.....	15
Figure II-2: Poutres secondaires	16
Figure II-3: Section supporté par le poteau le plus sollicité.....	17
Figure II-4: Coupe de voile en élévation [4].	20
Figure II-5: Coupe d'un plancher terrasse inaccessible. [1].....	21
Figure II- 6: Coupe d'un plancher intermédiaire à corps creux [1].....	22
Figure III-1: Schéma de ferrailage de poutrelle [5].....	43
Figure III-2: L'acrotère.....	44
Figure III-3: Ferrailage de l'acrotère.....	47
Figure III-4: Schéma du ferrailage d'escaliers (une volée)	55
Figure III-5: Moment ultime de la poutre palière.	56
Figure III-6: Effort tranchant ultime de la poutre palière.....	56
Figure III-7: Moment service de la poutre palière.	58
Figure III-8: Effort tranchant ultime de la poutre palière.	58
Figure III-9: Ferrailage de poutre palier.....	61
Figure IV- 1: Modèle 3D de la structure.	64
Figure IV- 2: disposition des voiles.	67
Figure V-1: Zone nodale.....	87
Figure V-2: ferrailage de poteaux.....	89
Figure V-3: Schéma de ferrailages de la poutre principale RDC.	95
Figure V-4: Coupe longitudinal du ferrailage des poutres secondaire.	100
Figure V-5: Cas d'un voile de section entièrement comprimé [5]	102
Figure V- 6: Cas d'un voile de section partiellement comprimée [5].	103
Figure VI-1: Schéma d'une semelle isolée.....	113
Figure VI- 2: Schéma du ferrailage de semelle isolée.....	116
Figure VI-3: semelle filante	118
Figure VI-4: modélisation de la semelle par sap2000.	119
Figure VI-5: Les sollicitations des semelle filant (M).....	120
Figure VI-6: Ferrailage pour semelle filant sous 2 poteaux et voile par logiciel SAP2000.....	121
Figure VII-1: Signification physique de la courbe de capacité [7].....	123
Figure VII-2: Endommagement [7]......	124

Figure VII-3: Point de performance [7].....	125
Figure VII-4: Système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés.....	126
Figure VII-5: Définition de diamètre de poteau.....	127
Figure VII-6: (a) ;(b) et (c) boîte de dialogue des données d'analyse Push Over avec SAP 2000.....	129
Figure VII-7: (a) ; (b) et (c) sont les boîtes de dialogue des données d'analyse. Push Over.....	130
Figure VII-8: Déclaration des rotules plastique.....	131
Figure VII-9: Affectation du non linéarité et attribution du ferrailage.....	132
Figure VII-10 : Définition des couches.....	133
Figure VII-11: Définition du chargement de l'analyse Pushover sous les charges. .	133
Figure VII-12: (a), (b), (c) Définition du chargement de l'analyse Push over (Sens x-x).....	134
Figure VII-13: Spectre de RPA =1 (sens x-x).....	135
Figure VII-14: Définition du chargement de l'analyse Push over (y-y).....	135
Figure VII-15: Spectre de RPA =1 (sens y-y).....	136
Figure VII-16: La boîte de dialogue de lancement l'analyse.....	136
Figure VII-17: Résultats de l'analyse Push over sens X-X et Y-Y.....	137
Figure VII-18: La Courbe de capacité spectrale (ATC 40) de la structure sens x-x.	138
Figure VII-19: La Courbe de capacité spectrale (ATC 40) de la structure sens y-y.	139
Figure VII-20: Idéalisations selon FEMA-356 sens (x-x) (y-y) [9].....	143

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-1: Caractéristiques géométriques du bâtiment	3
Tableau I- 2: F_e en fonction du type d'acier.	10
Tableau I- 3: Les hypothèses de calcul.....	11
Tableau II- 1: descente de charge pour terrasse inaccessible.....	21
Tableau II- 2: descente de charge pour étage courant.	22
Tableau II- 3: Charge totale des murs extérieurs.	23
Tableau II- 4: Charge totale des murs intérieurs.	23
Tableau II- 5: descente de charge pour palier d'escaliers.	24
Tableau II- 6: descente de charge pour paillass d'escaliers.	24
Tableau III- 1: Charges et surcharges des poutrelles.....	28
Tableau III-2: Résultats des efforts et moments des poutrelles.	42
Tableau III-3: Récapitulatif du ferrailage des poutrelles.	42
Tableau III-4: les Sollicitations de l'acrotère.....	44
Tableau IV- 1: Périodes et factures de participation modale.....	67
Tableau IV-2 : L'excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion.	70
Tableau IV-3: Facteur de qualité.....	71
Tableau IV-4: Poids des différents niveaux (donné par le SAP2000).	72
Tableau IV-5: Les forces sismiques des différents niveaux pour $R=5$	73
Tableau IV-6: Vérification sens x-x.	74
Tableau IV-7: vérification sens y-y.....	75
Tableau IV-8: Effort Normal réduit.	76
Tableau IV-9: Vérification des déplacements x-x.....	76
Tableau IV-10: Vérification des déplacements y-y.....	77
Tableau IV-11: Vérification vis à vis de l'effet P- Δ sens x-x.	78
Tableau IV-12: Vérification vis à vis de l'effet P- Δ sens y-y.....	78
Tableau V-1: Sollicitations maximales à ELU.....	82
Tableau V-2: Sollicitations maximales accidentelles (G+Q \pm E).	82
Tableau V-3: Sollicitations maximales accidentelles à ELS.....	82
Tableau V-4: Sollicitations maximales accidentelles (0,8G \pm E).....	83
Tableau V-5: Sollicitations maximales.....	83
Tableau V-6: les Sollicitations du poteau RDC.....	84
Tableau V-7: Résultats de ferrailage des poteaux $N_{max} \rightarrow M_{corr}$	86
Tableau V-8: Résultats de ferrailage des poteaux (M max \rightarrow N corr).....	86
Tableau V-9: Ferrailage transversale des poteaux.....	88
Tableau V-10: Longueur de recouvrement des poteaux.....	88
Tableau V-11: La longueur de la zone nodale des poteaux.....	88
Tableau V-12: sollicitations maximales des poutres principales.....	90
Tableau V-13: Ferrailage des poutres principales de la structure.	94

Tableau V-14: sollicitations maximales des poutres secondaires.....	95
Tableau V-15: Ferrailage des poutres secondaire de la structure.....	100
Tableau V-16: Sollicitations des voiles.....	103
Tableau V-17: Ferrailage de voiles sens (x-x).....	107
Tableau V-18: Ferrailage de voiles sens (y-y).....	110
Tableau VI-1: les combinaisons d'action des poteaux.....	114
Tableau VI-2: : les dimensions et le ferrailage de chaque semelle.....	116
Tableau VI-3: Les sollicitation des deux poteaux et de voile.....	117
Tableau VI-4: les moments de la semelle (sap2000).....	120
Tableau VII-1: Les coordonnées du point de performance.....	139
Tableau VII-2: les résultats de FEME 356.....	144
Tableau VII-3: Equivalence entre l'indice de dommages et l'état de dommages ...	144
Tableau VII-4: Facteur de comportement.....	146
Tableau VII-5: Tableau récapitulatif.....	147
Tableau VII-6: Valeurs de coefficient C_0 [12].....	147
Tableau VII-7: Valeur de coefficient C_2 [12].....	148
Tableau VII-8: Déplacement cible.....	149

LISTE DES ABREVIATION

G : Action permanente.
Q : Action d'exploitation.
RPA : le règlement parasismique Algérien.
E : Action accidentelle.
 $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton.
 σ_{bc} : Contrainte du béton.
 $\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'acier.
 σ_{st} : Contrainte d'acier.
 η : Contrainte admissible de cisaillement.
 η : Contrainte ultime de cisaillement.
 ζ_{bc} : Déformation du béton en compression.
 f_{bc} : Contrainte de calcul.
 f_{cj} : Résistance à la compression.
 f_{tj} : Résistance à la traction.
 f_{c28} : Résistance caractéristique a 28jours.
 F_e : Limite élastique d'acier.
 E_{ij} : Déformations instantanées.
 E_{vi} : Déformations différées.
 ν : Coefficient de poisson.
 e_p : Epaisseur.
 e : Excentricité.
 h_e : Hauteur libre d'étage.
 A_{st} : Section d'armature.
 A_r : Armature de répartition.
 S_t : Espacement entre cadre.
 γ_b : Coefficient de sécurité de béton.
 γ_s : Coefficient de sécurité d'acier.
 θ : Coefficient d'application.
C.N.F : Condition de non fragilité.
C.N.V : Condition non vérifié.
C.V : Condition vérifié.
 η : Facteur de correction d'amortissement.
 I_x, I_y : Moment d'inertie.
 i_x, i_y : Rayon de giration.
 μ : Moment ultime réduit.
 α : Position relative de la fibre neutre.
 z : Bras de levier.

d: Distance séparent entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.
d' : Distance entre les armatures et la fibre neutre.
C_p : Facteur de force horizontal.
λ : L'élançement mécanique des poteaux.
B_r : Section réduite.
M_u : Moment fléchissant à l'état limite ultime.
M_s : Moment fléchissant à l'état limite service.
M_t : Moment en travée.
M_a : Moment en appuis.
T : Période propre.
T_u : Effort tranchant ultime.
T : Effort tranchant.
T : La période fondamentale de la structure.
V : Effort tranchant à la base
N : Effort normal.
g : Largeur de marche (giron).
A : Coefficient d'accélération de zone.
D : Facteur d'amplification dynamique.
ξ% : Le pourcentage d'amortissement.
R : Coefficient de comportement global de la structure.
Q : Facteur de qualité.
W_T : Poids total de la structure.
W_i : Poids sismique au niveau « i ».

C_t : Coefficient de période.
β: Coefficient de pondération.
L_f: Longueur de flambement.
f: Flèche admissible.
λ_g : L'élançement géométrique.
(a ; b) : Dimensions du poteau.
ρ_a : Coefficient correcteur.
φ_l: Diamètre d'une barre d'acier longitudinal.
φ_t: Diamètre d'une barre d'acier transversale.
S_t: Espacement.
ELU : Etat limite ultime.
ELS : Etat limite service.
K : Coefficient de raideur du sol. .
δe: déplacement élastique.
δu: déplacement ultime.
μ : Facteur de ductilité de la structure.

β_0 : coefficient d'amplification spectrale.
FEMA : Federal Emergency Mana

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERAL :

Au cours des dernières années, le monde a été témoin de séismes de différentes intensités qui ont entraîné de lourdes pertes tant en vies humaines qu'en termes de dégâts matériels. Les structures en béton armé ont été particulièrement touchées et ont montré une résistance insuffisante lors de ces catastrophes, soulignant ainsi la nécessité d'évaluer et de déterminer les dommages subis par ces structures.

Face à l'insuffisance des méthodes linéaires élastiques classiques, les chercheurs ont développé de nouvelles méthodes de conception sismique, parmi lesquelles l'analyse « Push-over » est la plus utilisée et la plus simple. Cette analyse repose sur un calcul non linéaire en poussée progressive, en supposant que la réponse de la structure est contrôlée par le premier mode de vibration.

L'objectif de notre travail est de réaliser deux étapes essentielles : tout d'abord, une étude détaillée d'une structure en béton armé constituée de RDC plus 6 étages d'habitation en respectant les réglementations et les recommandations en vigueur à savoir le RPA99V2003, le BAEL et le CBA93, plus le document technique réglementaire D.T.R BC2.2. Ensuite, l'analyse dynamique non linéaire de cette même structure par la méthode statique non linéaire en poussée progressive « Pushover ».

Notre travail est structuré comme suit :

- ❖ Le premier chapitre consiste à la présentation du bâtiment, la description des différents éléments ainsi qu'au choix des matériaux à utiliser ;
- ❖ Le deuxième chapitre consacré au prédimensionnement des éléments structuraux ;
- ❖ Le troisième chapitre traite le calcul des éléments secondaires (poutrelles escalier, l'acrotère) ;
- ❖ Le quatrième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment réalisé par le logiciel SAP2000 ;
- ❖ Le calcul des ferrailages des éléments structuraux fondé sur les résultats du logiciel SAP2000 est l'objet du cinquième chapitre ;
- ❖ Dans le sixième chapitre nous avons fait le choix des fondations qui convient aux caractéristiques du site ainsi qu'au poids de la structure ;
- ❖ Afin d'assurer la résistance du bâtiment et connaître le point de performance on a fait l'analyse sismique par la méthode PUSHOVER qui permet d'évaluer étape par étape le comportement réel de la structure.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

1 Introduction :

Le secteur de la construction en béton armé est en constante évolution, présentant ainsi une grande importance pour l'économie nationale. Pour cette raison, les ingénieurs civils doivent constamment s'adapter aux nouvelles techniques afin d'améliorer le comportement des structures et garantir la sécurité des personnes.

La reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

2 Présentation de l'ouvrage :

Le projet qui fait objet de notre mémoire consiste à faire une étude génie civil d'un bâtiment à usage d'habitation de forme L, composé de six étages (R+6), comprenant des éléments de contreventement. Cette structure est située dans la commune de SEBRA, dans la wilaya de TLEMCEM, une zone de sismicité faible (zone I) selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003). Étant donné que sa hauteur totale ne dépasse pas 48 mètres, le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2).

Tableau I-1 : Caractéristiques géométriques du bâtiment

Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	
La surface totale de bâtiment	332,165 m ²
Longueur totale du bâtiment	24.60 m
Largeur totale du bâtiment	17.40 m
Hauteur totale du bâtiment	21.42 m
Hauteur d'étage	3.06 m



Figure I-1: Vue sur site.

2.1 Conception de l'ouvrage :

♣ Ossature :

L'aptitude d'un bâtiment à résister aux forces horizontales générées par le vent, les tremblements de terre ou d'autres causes est garantie par l'utilisation des voiles et des portiques par interaction mixte (Voiles - Portiques).

Le choix du système de contreventement doit être effectué en prenant en compte les critères suivants : la fiabilité, la capacité de dissipation d'énergie face aux effets sismiques et le comportement dynamique des fondations du sol.

♣ Plancher :

Tous les planchers sont réalisés en corps creux de type (16+5). Ce type de plancher est constitué de poutrelles en béton armé espacées de 65cm, de corps creux en béton expansé (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur en béton par treillis soudé.

Le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique (multicouches) et une pente moyenne pour l'écoulement des eaux pluviales. De plus, les alvéoles offrent une bonne isolation thermique et phonique, ainsi qu'une meilleure résistance aux charges et aux vibrations, ce qui en fait un choix optimal pour les bâtiments résidentiels et commerciaux de grande hauteur

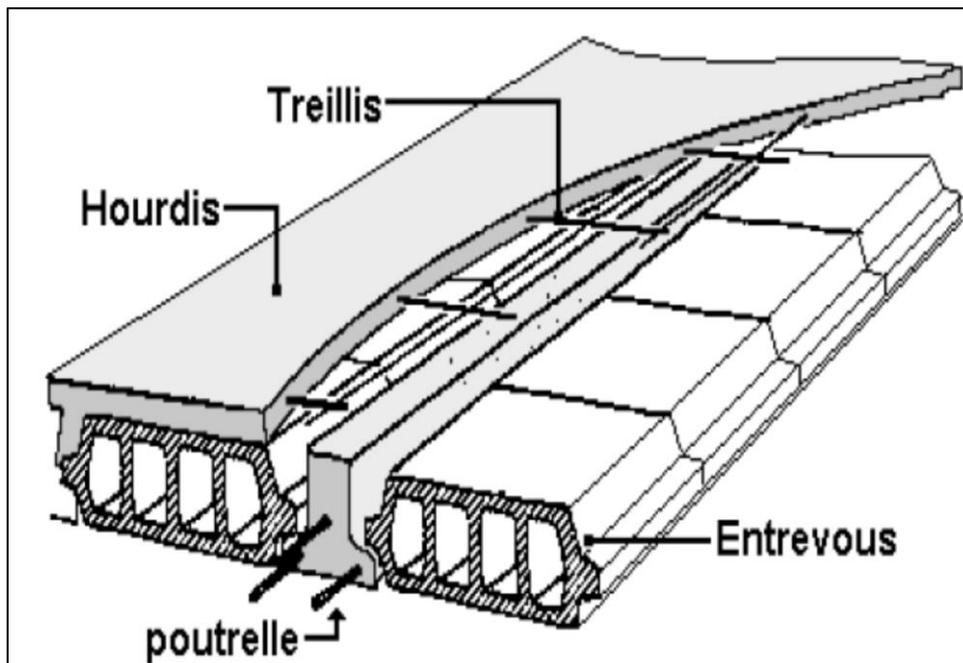


Figure I-2: Plancher corps creux. [1]

♣ Escaliers :

Les escaliers sont des structures composées d'une série de marches en béton reliées par des paliers. Il est généralement utilisé pour fournir un accès vertical à différents niveaux d'un bâtiment. Les escaliers en béton sont connus pour leur durabilité et leur résistance, ainsi que pour leur capacité à supporter des charges lourdes. Ils peuvent être conçus dans une variété de styles et de tailles pour répondre aux besoins esthétiques et fonctionnels des projets de construction. On a un seul type d'escalier : escalier simple à deux volées.

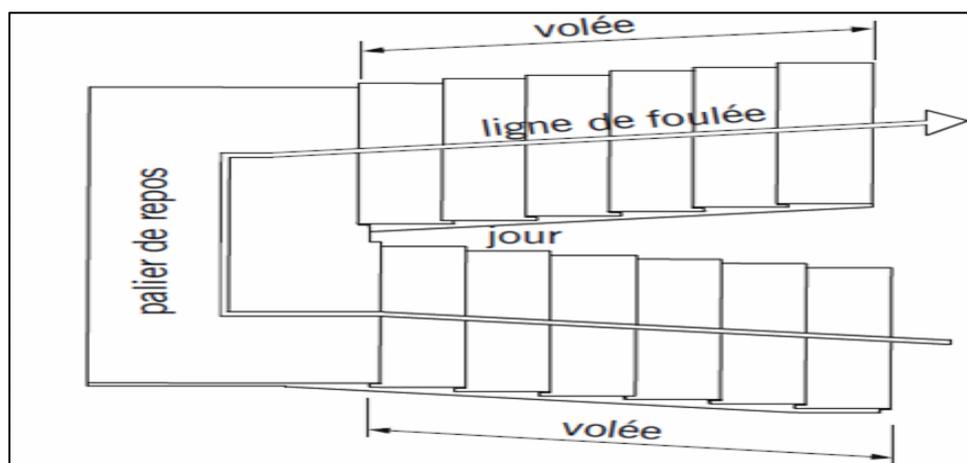


Figure I-3: L'escalier. [1]

♣ **Maçonnerie :**

- ❖ Mur extérieur double parois composé de :
 - Brique creuse extérieure d'épaisseur 15 cm ;
 - L'âme d'air d'épaisseur 5 cm (isolant thermique et acoustique) ;
 - Brique creuse intérieure d'épaisseur 10 cm.
- ❖ Mur intérieur est composé de briques creuses d'épaisseur 10 cm avec un enduit à l'intérieur de 2 cm d'épaisseur.

♣ **Poteau, poutre, voile :**

- Réalisé en béton armé.

♣ **Revêtements :**

Les revêtements de bâtiment sont constitués par :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.

♣ **Isolation :**

La protection acoustique de l'ouvrage est assurée par la combinaison du vide de corps creux et de la masse du plancher. En revanche, pour les murs extérieurs, l'isolation acoustique est garantie par la présence d'un vide d'air entre les deux parois ainsi que par la réduction des ponts thermiques durant la construction.

♣ **Acrotère :**

Un acrotère est un élément de construction verticale, souvent situé sur les bords d'une terrasse inaccessible, réalisé en béton armé de hauteur variant entre 60 cm et d'épaisseur de 10 cm.

3 Les caractéristiques géotechniques du sol :

D'après le rapport géotechnique, le terrain d'implantation de ce bâtiment immobilière a une contrainte admissible σ de 1.8 bar et de type S2 (sol ferme), On suppose la stabilité est assurée par des semelles superficielles (semelles isolées + semelles filantes) avec un ancrage de 1.80 m.

4 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

4.1 Le béton :

Le béton est un matériau de construction couramment utilisé en génie civil. Il est composé de ciment, d'eau, de granulats (sable, gravier, etc.) et parfois d'adjuvants. Il est mélangé de manière à obtenir une pâte homogène qui est ensuite coulée dans des coffrages pour former les éléments de structure tels que les fondations, les murs, les poteaux, les poutres et les dalles. Le béton est apprécié pour ses propriétés

de résistance à la compression et de durabilité, ce qui le rend adapté à une large gamme d'applications dans le domaine de la construction.

4.1.1 La résistance de béton :

Le béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression du béton f_{cj} à « j » jours d'âge est déterminée à partir d'essais de compression axiale. On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité f_{c28} . Si une charge est appliquée sur du béton qui a moins de 28 jours, sa résistance à la compression doit être calculée différemment selon les règles BAEL 91 (article 2-1-11).

- **Compression :**

- Pour $f_{c28} \leq 40$ MPA :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,46 + 0,93j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour $f_{c28} \geq 40$ MPA :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

Pour le présent projet, on adoptera $f_{c28} = 25$ MPA .

- **Traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations (Art 2-1-12 BAEL 91)

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,006 f_{c28} & \text{si } f_{c28} < 60 \text{ MPA} \end{cases}$$

Pour $f_{c28} = 25$ MPA $\rightarrow f_{tj} = 2,1$ MPA

4.1.2 Module de déformation longitudinale du béton :

- Module instantané : $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$
- Module différé : $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$

4.1.3 Déformation et contraintes de calcul [2] :

- **Etat limite ultime en compression « ELU » :**

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole- rectangle, et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangle.

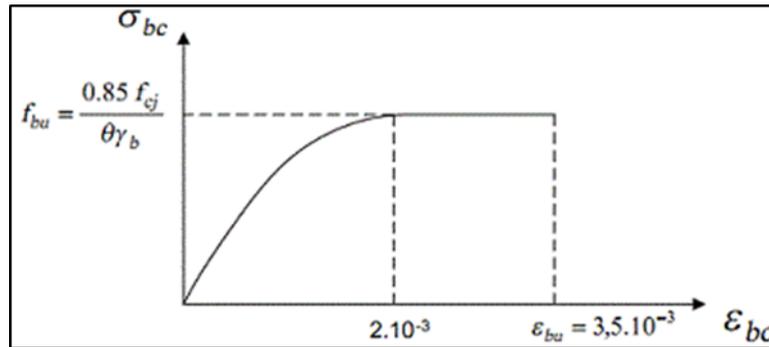


Figure I-4 : Diagramme contrainte- déformation de béton à l'ELU.

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \theta} \quad [\text{MPA}]$$

Avec :

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\% \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\%$

ε_{bc} : La déformation du béton à la compression.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.

γ : Coefficient de sécurité $\begin{cases} 1,5 \text{ cas général} \\ 1,15 \text{ cas accidentel} \end{cases}$

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

$\begin{cases} f_{bu} = 14,17 \text{ MPA} & \text{pour } \gamma = 1,5 \\ f_{bu} = 18,48 \text{ MPA} & \text{pour } \gamma = 1,15 \end{cases}$

θ : Facteur de 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.

- **Etat limite service de résistance « ELS » :**

Ce concept se réfère à l'équilibre entre les charges réelles appliquées sur la structure et les charges calculées en respectant les limites de contraintes, en supposant que le matériau se déforme dans la plage élastique. En d'autres termes, il s'agit d'assurer que les sollicitations réelles sur la structure restent dans les limites de résistance élastique du matériau.

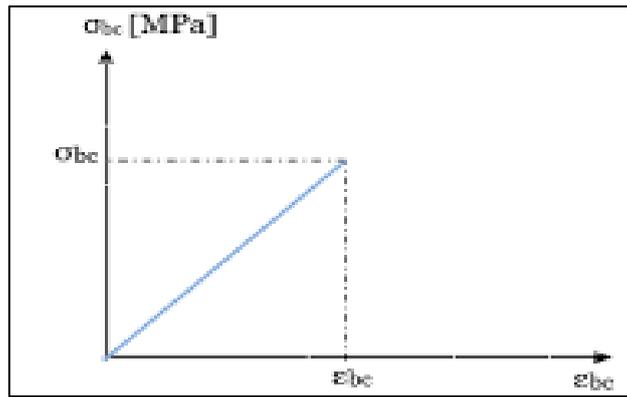


Figure I- 5: Diagramme de calcul à l'état limite de service

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

Avec : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$

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

4.1.4 Coefficient de poisson :

$\nu = 0$ Pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré (à l'ELU).

$\nu = 0,2$ Pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré (à l'ELS).

4.1.5 Contrainte admissible de cisaillement :

$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right)$ Fissuration peu préjudiciable.

$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right)$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

La contrainte de cisaillement maximale qu'une section en béton peut supporter est déterminée en fonction de l'effort tranchant ultime $[T_u]$ qu'elle subit.

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

Avec : b : Largeur de la section.

d : Hauteur utile ($d = 0,9h$)

4.2 Armatures (Aciers) :

L'acier est un alliage métallique composé principalement de fer et de carbone dont la teneur en masse se situe généralement entre 0,02% et 2%. Dans le domaine de la construction, l'acier est livré sous forme d'éléments préfabriqués prêts à être assemblés avec d'autres matériaux. Son adaptabilité et sa modularité en font un matériau clé de la construction contemporaine.

4.2.1 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 I- 1: F_e en fonction du type d'acier.

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes Adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés a haut adhérence
Désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
F_e [MPA]	215	235	400	500	500	500

- Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400

4.2.2 Les contraintes limites :

- Etat limite ultime (ELU) :

Les contraintes de calcul (σ_s) à l'ELU des armatures longitudinales et transversales sont données en fonction des déformations (ε_s) des aciers par le diagramme suivant :

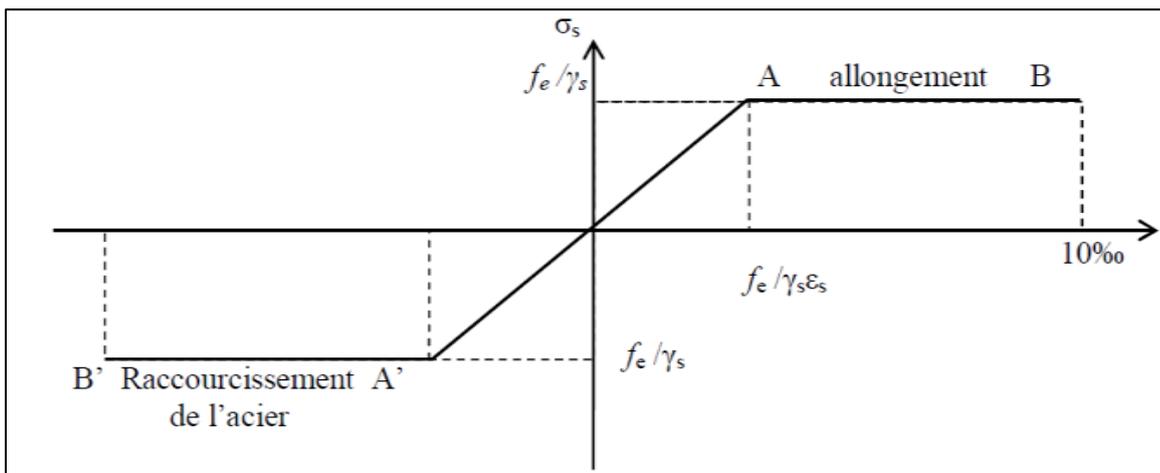


Figure I-6: Diagramme contrainte déformation de l'acier.

$$\sigma = \frac{F_e}{\gamma_s} \quad \varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec :

σ_s : Coefficient de sécurité

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \text{ cas de situations durable où transitoire.} \\ \gamma_s = 1 \text{ cas de situations accidentelles.} \end{cases}$$

- Etat limite de service « ELS » :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : σ_{st} pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min (2/3 F_e; 110\eta\sqrt{f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min (1/2 F_e; 90\eta\sqrt{f_{tj}})$

η : Coefficient de fissuration

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses (RL).} \\ \eta = 1.6 \text{ pour les armatures à hautes adhérence} \\ \text{(HA)} \end{array} \right.$$

5 Hypothèses de calcul :

Tableau I- 2: Les hypothèses de calcul

Matériaux	Caractéristiques mécaniques	Valeurs (MPa)
Béton	La résistance du béton à la compression à 28 jours (f_{c28})	25
	La résistance du béton à la traction à 28 jours (f_{t28})	2,1
	Contrainte dans le béton à l'accidentel (f_{bc})	18,48
	Le module d'élasticité instantané (E_{ij})	32000
	Le module d'élasticité différé (E_{vj})	400
	Contrainte dans le béton à ELU (f_{bc})	14,17
	Contrainte dans le béton à ELS (σ_{bc})	15
Acier	La limite élastique des armatures longitudinales (F_e)	400
	La limite élastique des armatures transversales (F_e)	235
	La limite élastique des treillis soudés (F_e)	400
	Module d'élasticité (E_s)	21000

5.1 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

❖ Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1.35G + 1.5Q$$

❖ Etat limite de service :

La combinaison d'action est la suivante : $G + Q$

❖ Cas sismique :

- $G + Q \pm E$
- $G + Q \pm 1,2E$
- $0,8G \pm E$

Avec :

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme

6 CONCLUSION :

Ce chapitre est dédié à la présentation générale de notre projet, y compris les normes et réglementations applicables, ainsi que les caractéristiques des matériaux à utiliser et les conditions géotechniques à prendre en compte. Il vise à offrir une vision d'ensemble de l'ensemble du projet, en décrivant les différentes étapes et les facteurs clés à prendre en compte pour assurer sa réussite.

Chapitre II : prédimensionnement et Descente de charges des éléments

1 Introduction :

Prévoir les dimensions des éléments d'une structure est une étape cruciale dans tout projet de génie civil pour déterminer les charges subies par chaque élément et prévenir les sections économiques des éléments résistants, en conformité avec les règles **CBA93** et **RPA99V2003**. Cette démarche implique notamment le prédimensionnement des poutres, poteaux, acrotères et voiles en fonction des caractéristiques des charges appliquées sur la structure.

2 Prédimensionnement des éléments structuraux :

2.1 Les planchers :

Pour l'épaisseur du plancher h_t on utilise la condition de flèche admissible du **BAEL91** :

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

Avec :

L_{max} : La plus grande portée entre axe des poutres secondaires (chaînages).

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{4,70}{22,5}$$

On opte pour un plancher de (16 + 5) $h_t = 21$ cm

D'où l'épaisseur de corps creux est de 16cm et l'épaisseur de la dalle de compression est de 5cm.

2.2 Prédimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments structurels en béton armé conçus pour supporter des charges horizontales dans les bâtiments. Elles sont caractérisées par leur section transversale en forme de rectangle ($b \times h$) et sont généralement disposées perpendiculairement aux murs porteurs pour assurer la stabilité et la résistance de l'ensemble de la structure.

Il existe deux types de poutres : **poutres principales** et **poutres secondaires**.

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \text{Et} \quad 0,3h \leq b \leq 0,7h$$

L_{max} : Distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.

h: Hauteur de la poutre.

$$\text{Selon RPA} \left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ \min(b; h) \geq 25cm \\ 0,25 \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

2.2.1 Les poutres principales :

Ont pour rôle de supporter les charges provenant des poutrelles et de les transmettre aux poteaux qui les soutiennent. Elles assurent ainsi la liaison entre les différents poteaux et contribuent à la stabilité de la structure.

$$L = 590cm \quad \frac{590}{15} \leq h \leq \frac{590}{10} \quad 39,33 \leq h \leq 59$$

On prend : $h = 40$ cm

$$h = 40\text{cm} \quad 0,3h \leq b \leq 0,7h \quad 12 \leq b \leq 28$$

On prend : $b = 30\text{cm}$

$$\text{Selon RPA} \begin{cases} 30\text{cm} \geq 20\text{cm} & C.V \\ \min(30; 40) = 30 \geq 25\text{cm} & C.V \\ 0,25 \leq \frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 & C.V \end{cases}$$

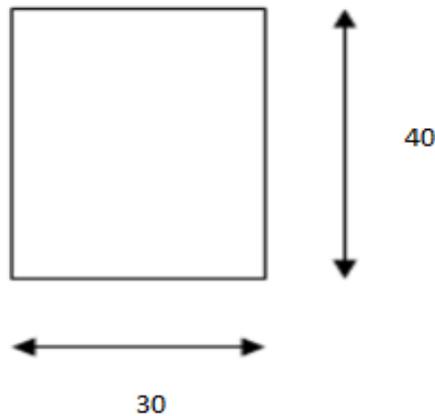


Figure II-1: Poutres principales.

2.2.2 Les poutres secondaires (Chaînages) :

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

$$L = 510\text{cm} \quad \frac{510}{15} \leq h \leq \frac{510}{10} \quad 34 \leq h \leq 51$$

On prendre : $h = 35\text{cm}$

$$h = 35\text{cm} \quad 0,3h \leq b \leq 0,7h \quad 10,5 \leq b \leq 24,5$$

On prendre : $b = 30\text{cm}$

$$\text{Selon RPA} \begin{cases} 30\text{cm} \geq 20\text{cm} & C.V \\ \min(30; 35) = 30 \geq 25\text{cm} & C.V \\ 0,25 \leq \frac{h}{b} = 1,16 \leq 4 & C.V \end{cases}$$

PP : Poutre principale

PS : Poutre secondaire

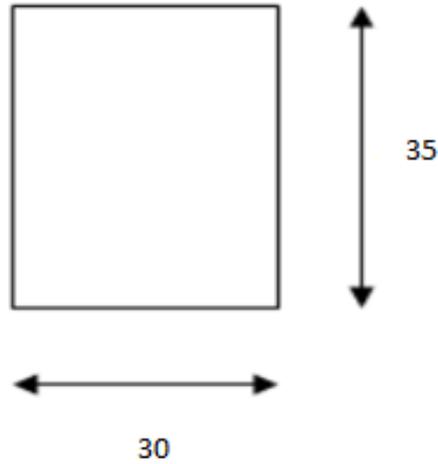


Figure II-2: Poutres secondaires

2.2.3 La poutre palière :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Avec L : Distance maximale entre nœud d'appuis = 320cm

h : Hauteur de poutre palière.

$$21,33 \leq h \leq 32 \quad (cm)$$

On prend $h = 30cm$

- La largeur de la poutre secondaire :

$$\begin{aligned} 0.3h &\leq b \leq 0.7h \\ 0.3 \times 30 &\leq b \leq 0.7 \times 30 \\ 9 &\leq b \leq 21 \end{aligned}$$

Donc on prend $b = 30 cm$

Vérification des conditions imposée par le **RPA V 2003** :

$$\begin{cases} \min(b; h) \geq 25 & \min(30; 30) > 25c \dots\dots\dots C.V \\ \min(b; h) \geq \frac{h_e}{20} & 30 > 15,3 cm \dots\dots\dots C.V \\ 0,25 < a/b < 4 & 0,25 < 1 < 4 \dots\dots\dots C.V \end{cases}$$

2.3 Prédimensionnements des poteaux :

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

- Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du **RPA99/V2003** :
 - $\text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ cm}$ zone 1.
 - $\text{Min}(a, b) \geq h_e/20$.
 - $1/4 < a/b < 4$.

Avec :

b : La largeur du poteau.

h : Hauteur du poteau.

h_e : Hauteur libre d'étage.

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

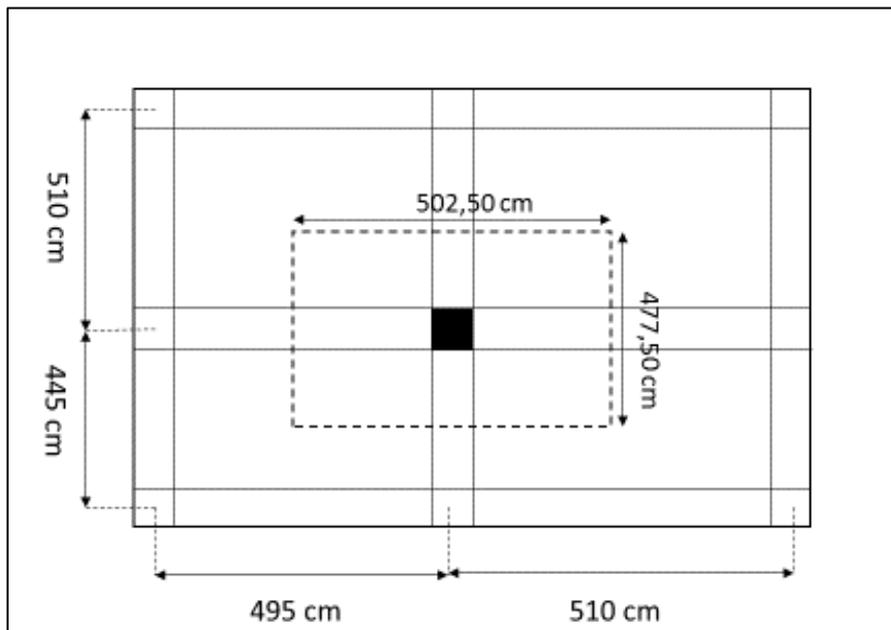


Figure II-3: Section supportée par le poteau le plus sollicité.

La surface supportée par le poteau le plus défavorable :

$$S = 502,50 \times 477,50 = 23,994 \text{ cm}^2$$

On suppose une charge moyenne de $1 \text{ (t/m}^2\text{)}$ par étage.

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

Avec :

N_u : Effort normal ultime

Q : Charge moyenne répartie de 1 t/m^2

n : Nombre d'étage + RDC = 11

Donc :

$$N_u = 1 \times 23,994 \times 7 = 223.08 \text{ t}$$

$$N_u = 1,679 \text{ MN}$$

- Selon les règles du **B.A.E.L 91**, l'effort normal ultime « Nu » doit vérifier la relation suivante :

$$B_r \geq \frac{N_u \cdot \beta}{\frac{f_{bc}}{0,9} + \left(\frac{0,85 \cdot F_e}{100 \cdot \gamma_s} \right)}$$

- **Br** : Section réduite du poteau
 $B_r = (a - 0,02) (-0,02) \text{ m}^2 = (a - 0,02)$ (Poteau carré)
 - **fe = 400MPa** : Contrainte limite élastique des aciers ; →
 - **β** : Coefficient de correction dépendant de l'élançement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :
 -
- $$\beta = 1 + 0,2(\lambda/35) \text{ si } \lambda \leq 50.$$
- $$\beta = 0,85\lambda^2/1500 \text{ si } 50 < \lambda < 70$$

On se fixe un élançement mécanique λ = 35 pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : β = 1,2 ;

- γ_s = 1,15 (cas général);
- $f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPA}$
 γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que ;
 γ_b = 1,5 (Situation durable).

$$B_r \geq \frac{1 \times 1,2}{\frac{14,17}{0,9} + \left(\frac{0,85 \times 400}{100 \times 1,15} \right)} = 0,10777 \text{ m}^2 = 1077,7 \text{ cm}^2$$

$$B_r \geq (a - 0,02) : (\text{poteau carré}) \quad a \geq \sqrt{B_r} + 2 \quad a \geq \sqrt{1077,7} + 2$$

Donc : $a \geq 34,829 \text{ cm}$

On prend **a = b = 45cm**

- Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003) :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \min(a; b) \geq 25cm & 40cm > 25cm \dots\dots CV \\ \min(a; b) \geq \frac{h_e}{20} & 40 > \frac{30,6}{20} = 1,53 \dots\dots CV \\ 0,25 \leq \frac{a}{b} \leq 4 & 0,25 < 1 < 4 \dots\dots CV \end{array} \right.$$

- Vérification du poteau au flambement :

- Calcul de moment d'inertie :

$$a = b ; I_x = I_y = a^4/12 = 0,45^4 / 12 = 2,133 \times 10^{-3} m^4$$

- Rayon de giration i_x, i_y :

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I}{a \times b}} = \sqrt{\frac{2,133 \times 10^{-3}}{0,45 \times 0,45}} = 0,10264 m^2$$

- Elancements mécanique (x, y) :

•

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142 m \text{ (Encastré/articulé)}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i} = \frac{2,142}{0,10264} = 20,869 < 50$$

2.4 Les voiles :

Un voile désigne un élément de structure vertical en béton armé qui sert à assurer la stabilité et la résistance d'un bâtiment vis-à-vis les efforts horizontaux. Les voiles sont généralement utilisés pour les murs porteurs, les murs de soutènement ou les murs de façade. Ils peuvent être préfabriqués ou coulés en place sur le chantier. Les voiles sont caractérisés par leur hauteur, leur épaisseur et leur résistance, qui dépendent des charges qu'ils sont appelés à supporter.

Selon le **RPA99V2003** [3], Il faut que les dimensions des voiles de contreventements vérifient les conditions suivantes :

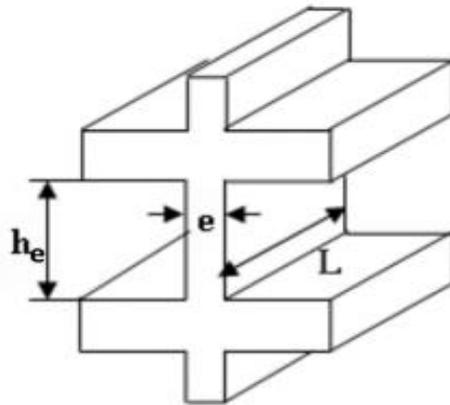


Figure II-4: Coupe de voile en élévation [4].

Avec

L: Longueur du voile.

e: Epaisseur du voile.

h_e : Hauteur d'étage.

$$\begin{cases} e \geq \frac{h_e}{20} & e \geq 15\text{cm} \\ L \geq 4e \end{cases} \quad \text{Pour les voiles à bout libres}$$

$$h_e = h - 40 = 306 - 40 = 266 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{266}{20} = 13,33 \quad \text{on prendre } e = 15\text{cm}$$

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

$$L \geq 4e \quad \text{avec } L_{\min} \geq 80\text{cm}$$

$$L \geq 4 \times 15 = 60 \quad \text{on prendre } L = 115\text{cm}$$

3 Descente de charges :

L'étape de descente de charges dans un projet de génie civil consiste à déterminer les charges qui s'appliquent à chaque élément de la structure, afin de pouvoir les dimensionner correctement jusqu'au sol, qui est l'élément porteur principal. Pour ce faire, il convient de se référer au document technique DTR.BC.22 [4], qui définit deux types de charges :

- G : charge permanente qui représente le poids mort ;
- Q : charge d'exploitation ou la surcharge

3.1 Plancher terrasse inaccessible :

❖ Charge permanente (G) :

Tableau II- 1: Descente de charge pour terrasse inaccessible.

N :	Matériaux	Epaisseur (m)	Le poids volumiques (KN/m ³)	Charges permanant (KN/m ²)
1	Protection gravillon	0,04	20	08
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente	0,1	22	2,2
4	Isolation thermique	0,04	4	0,16
5	Plancher à corps creux	0,21	-	2,90
6	Enduit en ciment	0,02	10	0,2

Charge permanente totale :

$$G = 6,38 \text{ KN/m}^2$$

❖ Charge d`exploitation (Q) :

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

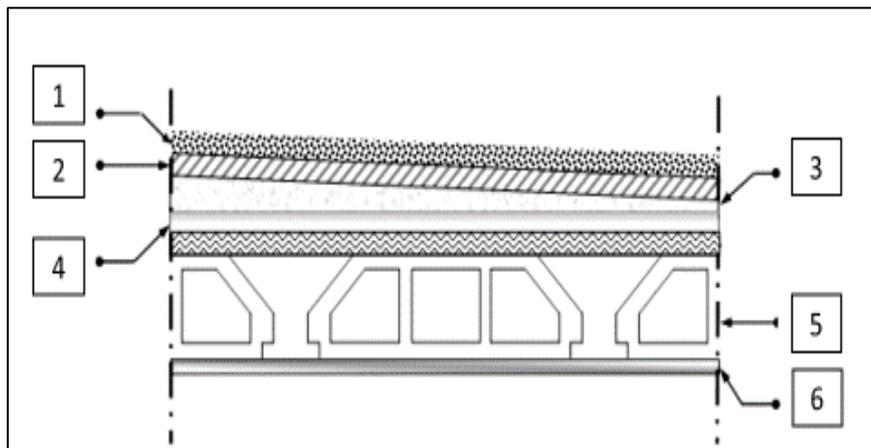


Figure II-5: Coupe d'un plancher terrasse inaccessible. [1]

3.2 Plancher étage courant :

❖ Charge permanente (G) :

Tableau II- 2: Descente de charge pour étage courant.

N :	Matériaux	Epaisseur (m)	Le poids volumiques (KN/m^3)	Charges permanent (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de Pose	0,02	20	0,40
3	Lit de Sable	0,02	18	0,36
4	Plancher a corps creux	0,21	-	2,90
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
6	Closions légères	0,1	-	1,1

Charge permanente totale :

$$G = 5,36 \text{ KN/m}^2$$

❖ Charge d`exploitation (Q) :

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

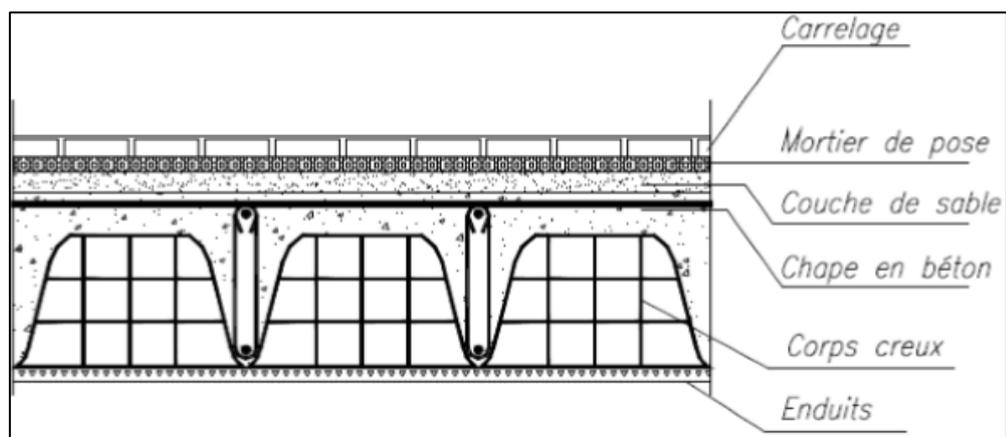


Figure II- 6: Coupe d'un plancher intermédiaire à corps creux [1].

3.3 Maçonnerie

- Murs extérieurs :

❖ Charge permanente (G) :

Tableau II- 3: Charge totale des murs extérieurs.

N :	Matériaux	Epaisseur (m)	Le poids volumiques (KN/m^3)	Charges permanant (KN/m^2)
1	Enduit extérieur en ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,15	9	1,35
3	L'âme d'aire	0,05	-	-
4	Brique creuse	0,10	9	0,90
5	Enduit intérieur de ciment	0,02	10	0,20

Charge permanente totale : $G = 2,81 KN/m^2$

Murs intérieurs (séparation) :

❖ Charge permanente (G) :

Tableau II- 4: Charge totale des murs intérieurs.

N :	Matériaux	Epaisseur (m)	Le poids volumiques (KN/m^3)	Charges permanant (KN/m^2)
1	Enduit extérieur en plâtre	0,02	10	0,20
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
3	Enduit intérieur	0,02	10	0,20

Charge permanente totale : $G = 1,30 KN/m^2$

3.4 Les escaliers :

- Palier :

❖ Charge permanente (G) :

Tableau II- 5: Descente de charge pour palier d'escaliers.

N :	Matériaux	Epaisseur (m)	Le poids volumiques (KN/m ³)	Charges permanant (KN/m ²)
1	Poids propre	0,15	25	3,75
2	Carrelage	0,02	17	0,34
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Couche de sable	0,02	18	0,36
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36

Charge permanente totale : $G = 5.21 \text{ KN/m}^2$

❖ Charge d'exploitation (Q) :

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

- Paillasse :

❖ Charge permanente (G) :

Tableau II- 6: Descente de charge pour paillais d'escaliers.

N :	Matériaux	Epaisseur (m)	Le poids volumiques (KN/m ³)	Charges permanant (KN/m ²)
1	Poids propre de paillasse	0,15	25/cos 31,05	4,37
2	Carrelage horizontal	0,02	17	0,34
3	Carrelage vertical	0,02	20	0,40
4	Mortier de pose	0,02	17(0,17/0,3)	0,19
5	Mortier de pose vertical	0,02	20(0,17/0,3)	0,23
6	Carde corps métallique	-	-	0,60
7	Enduit en ciment	0,17/2	25	2,125
8	Poids propre de marches	0,02	18/cos 31,05	0,42

Charge permanente totale :

$$G = 8,42 \text{ KN/m}$$

❖ Charge d'exploitation (Q) :

$$Q = 2,5 \text{ N/m}$$

4 Conclusion :

Ce chapitre a été consacré à la détermination du pré-dimensionnement et de la descente des charges pour les différents éléments de la structure, en tenant compte des réglementations en vigueur telles que le DTR, CBA, BAEL et RPA99V2003. Les calculs effectués nous ont permis de choisir et vérifier les dimensions adéquates pour chaque élément, afin de garantir la sécurité et la solidité de la structure. Donc les sections adoptées sont les suivantes :

Poutres :

Poutres principales (30 * 40) cm².

Poutres secondaire (30 * 35) cm².

Poutres palière (30 * 30) cm².

Voiles de la structure (e = 15 cm).

Poteaux :

RDC + 1 er étage : (45 * 45) cm².

2eme étage et 3émeétage : (40 * 40) cm².

4eme étage et 5émeétage : (35 * 35) cm².

Terrasse : (30 * 30) cm².

Chapitre III : Etude des éléments secondaires.

1 Introduction :

La construction est constituée d'éléments classés en deux catégories : les éléments principaux et les éléments secondaires. Les éléments principaux contribuent directement aux contreventements, tandis que les éléments secondaires sont porteurs mais ne contribuent pas significativement à la résistance sismique. Ce chapitre vise à calculer les dimensions des éléments suivants :

- Les planchers à corps creux,
- Les balcons à dalle pleine,
- Les escaliers,
- Les poutres de chaînage
- L'acrotère

Les calculs seront réalisés en conformité avec les réglementations DTR, CBA, BAEL et RPA99V2003.

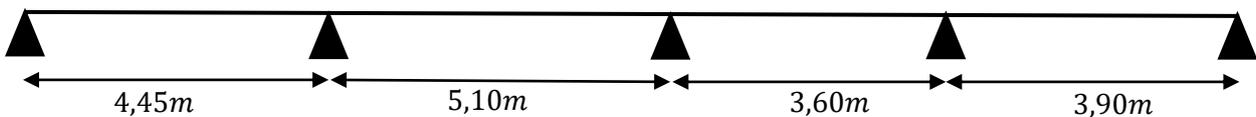
2 Etude de poutrelles :

Les poutrelles en génie civil sont conçues comme des éléments porteurs horizontaux de section en T. Elles sont calculées comme des poutres continues et disposées perpendiculairement aux poutres principales. Leur rôle est de supporter les charges transmises par les dalles et de les répartir sur les poteaux, Les poutrelles sont soumises à la flexion simple et au cisaillement, pour cela il existe trois méthodes de calcul d'après le B.A.E.L 91 :

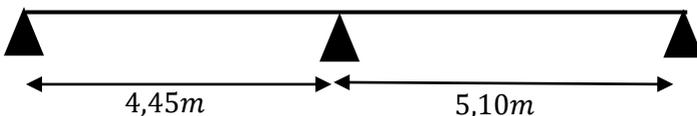
- La méthode Forfaitaire.
- La méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.

2.1 Type de poutrelles :

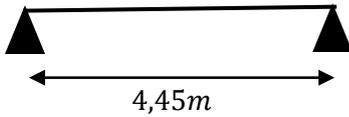
❖ Type 1 :



❖ Type 2 :



❖ Type 3 :



2.2 Les charges de poutrelles :

❖ **ELU (Étage courant) :**

$$q_u = 1,35(b \times G) + 1,5(b \times Q)$$

$$q_u = 1,35(0,65 \times 5,36) + 1,5(0,65 \times 1,5)$$

$$q_u = 6,165 \text{ kn/ml}$$

❖ **ELS (Étage courant) :**

$$q_s = b(G \times Q)$$

$$q_s = 0,65(5,36 \times 1,5)$$

$$q_s = 4,459 \text{ kn/ml}$$

❖ **ELU (Terrasse inaccessible) :**

$$q_u = 1,35(b \times G) + 1,5(b \times Q)$$

$$q_u = 1,35(0,65 \times 6,38) + 1,5(0,65 \times 1)$$

$$q_u = 6,573 \text{ kn/ml}$$

❖ **ELS (Étage courant) :**

$$q_s = b(G \times Q)$$

$$q_s = 0,65(6,38 \times 1)$$

$$q_s = 6,573 \text{ kn/ml}$$

Tableau III- 1: Charges et surcharges des poutrelles.

Plancher	G (kn/m ²)	Q (kn/m ²)	b (m)	Combinaisons	
				ELU $Q_u = (1.35G + 1.5Q) \times b$	ELS $Q_s = (G + Q) \times b$
RDC + Étage courant	5,36	1,5	0.65	6,165	4,459
Terrasse inaccessible	6,38	1	0.65	6,573	4,797

2.3 Détermination des efforts internes :

Nous allons calculer les efforts internes pour l'étage courant de type 2 en utilisant la méthode des trois moments. Les autres étages seront calculés directement à l'aide du logiciel SAP2000.

L'équation des trois moments s'écrit :

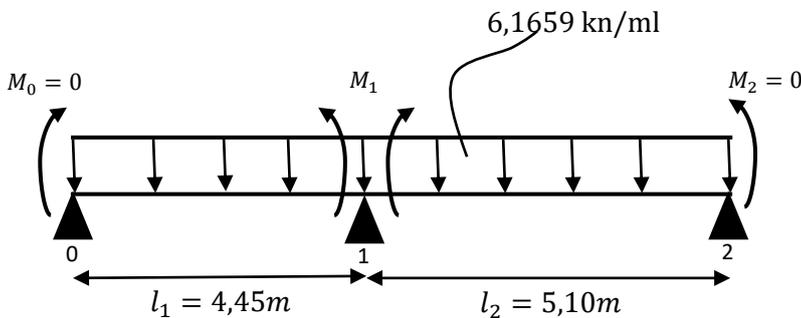
$$M_{i-1} l_i + 2(l_i + l_{i+1}) M_i + M_{i+1} l_{i+1} + 6 \theta_{i0} = 0$$

Avec : $\theta_i = R_{ig} + R_{id}$

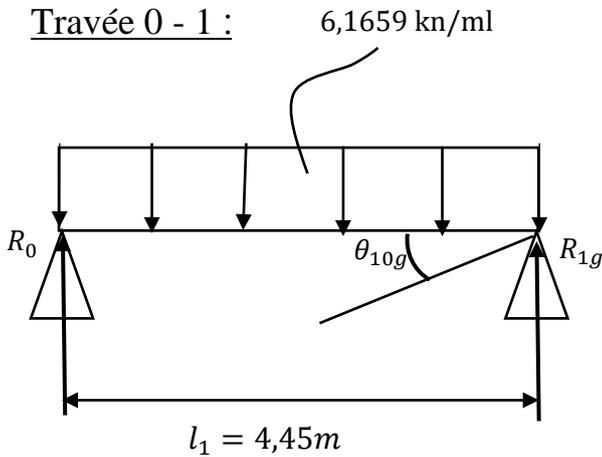
Degré d'hyperstaticité = le nombre d'appuis intermédiaires.

D.H = 1

ELU (RDC + étage courant) :



Travée 0 - 1 :

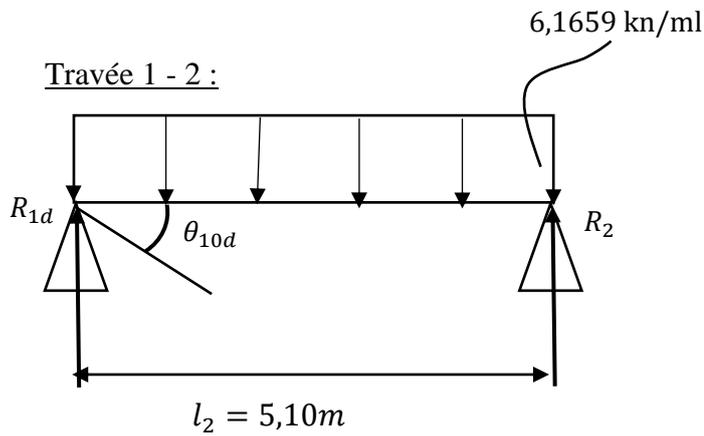


$$\theta_{10} = R_{10g} + R_{10d}$$

$$\theta_{10g} = \frac{1}{EI} \int (M.m) dx$$

$$\theta_{10g} = \frac{1}{EI} \left(\frac{ql_1^2}{8} \times 1 \times \frac{l_1}{3} \right) = \frac{1}{EI} \left(\frac{6,1659 \times 4,45^3}{24} \right)$$

$$\theta_{10g} = \frac{22,639}{EI}$$



$$\theta_{10d} = \frac{1}{EI} \left(\frac{ql_2^2}{8} \times 1 \times \frac{l_2}{3} \right) = \frac{1}{EI} \left(\frac{6,1659 \times 5,10^3}{24} \right)$$

$$\theta_{10d} = \frac{34,079}{EI}$$

$$\theta_{10} = R_{10g} + R_{10d} = \frac{34,079 + 22,639}{EI}$$

$$\theta_{10} = \frac{56,718}{EI}$$

$i = 1 :$

$$19,1 \times M1 + 6EI \cdot \theta_{10} = 0$$

$$19,1 \times M1 + 6 (56,718) = 0$$

$$M1 = \frac{-6 \times 56,718}{19,1} \quad M1 = -22,69 \text{ KN.m}$$

• $0 \leq x \leq 4,45 :$

$$\Sigma F/y = R_0 + R_{1g} = ql_1$$

$$R_0 + R_{1g} = 27,438 \text{ kn}$$

$$\Sigma M_{/0} = 0 \quad M_1 - q \frac{l_1^2}{2} + R_{1g} \times l_1 = 0$$

$$R_{1g} = \frac{q \frac{l_1^2}{2} - M_1}{l_1} = \frac{6,1659 \times \frac{4,45^2}{2} + 17,81}{4,45}$$

$$R_{1g} = 17,721 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_{/1} = 0 \quad M_1 + q \frac{l_1^2}{2} - R_0 \times l_1 = 0$$

$$R_0 = \frac{q \frac{l_1^2}{2} + M_1}{l_1} = \frac{6,1659 \times \frac{4,45^2}{2} - 17,81}{4,45}$$

$$R_{1g} = 9,717 \text{ KN}$$

Vérification :

$$R_0 + R_{1g} = 9,717 + 17,721 = 27,438$$

- $0 \leq x \leq 4,45 :$

$$M_f(X) = R_0 \cdot X - q \frac{X^2}{2}$$

$$M_f(X) = 9,717 \cdot X - 6,1659 \cdot \frac{X^2}{2}$$

$$\begin{cases} M_f(0) = 0 \\ M_f(4,45) = -17,81 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$T(X) = q \cdot X - R_0 = 0 \rightarrow X = \frac{R_0}{q} = \frac{9,717}{6,1659} \rightarrow X = 1,576$$

$$M_f(1,576) = 7,656 \text{ KN.m}$$

- $0 \leq x \leq 5,10 :$

$$R_2 + R_{1d} = q l_2 = 6,165 \times 5,10 = 31,446 \text{ KN} \dots \dots \dots CV$$

$$\sum M_{/1} = 0 \quad M_2 - M_1 - q \frac{l_2^2}{2} + R_2 \times l_2 = 0$$

$$R_2 = \frac{q \frac{l_2^2}{2} + M_1}{l_2} = \frac{6,1659 \times \frac{5,10^2}{2} - 17,81}{5,10}$$

$$R_2 = 12,231 \text{ KN}$$

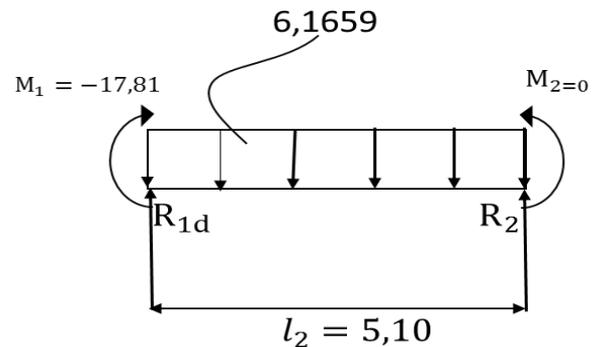
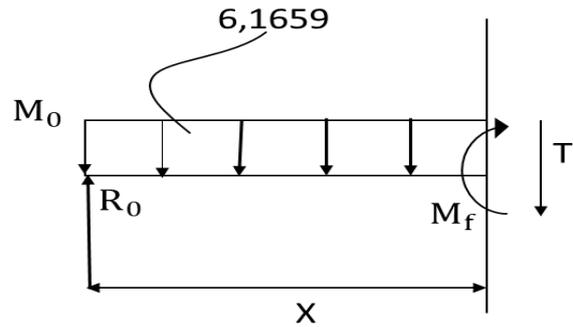
$$\sum M_{/2} = 0 \quad -M_1 + q \frac{l_2^2}{2} - R_{1d} \times l_2 = 0$$

$$R_{1d} = \frac{q \frac{l_2^2}{2} - M_1}{l_2} = \frac{6,1659 \times \frac{5,10^2}{2} + 17,81}{5,10}$$

$$R_{1d} = 19,215 \text{ KN}$$

Vérification :

$$R_{1d} + R_2 = 12,231 + 19,215 = 31,446 \text{ KN} \dots \dots \dots CV$$



$$M_f(X) = R_{1d} \cdot X + M_1 = q \frac{X^2}{2}$$

$$M_f(X) = 19,215 \cdot X - 17,18 - 6,1659 \cdot \frac{X^2}{2}$$

$$\begin{cases} M_f(0) = -17,81 \text{ KN.m} \\ M_f(5,10) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(X) = q \cdot X - R_{1d} = 0 \rightarrow X = \frac{R_{1d}}{q} = \frac{19,215}{6,1659} \rightarrow X = 3,116$$

$$M_f(3,116) = 12,130 \text{ KN.m}$$

Diagramme de moment fléchissant à ELU :

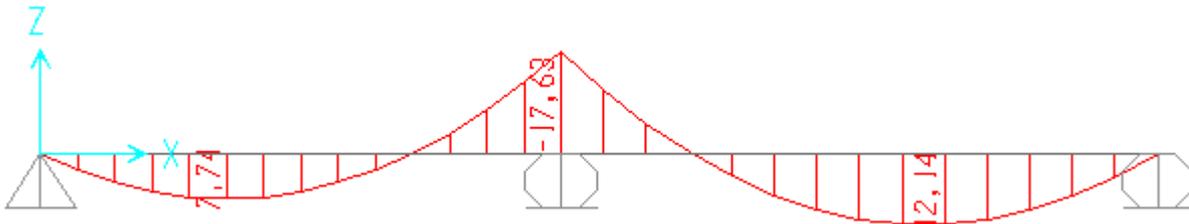
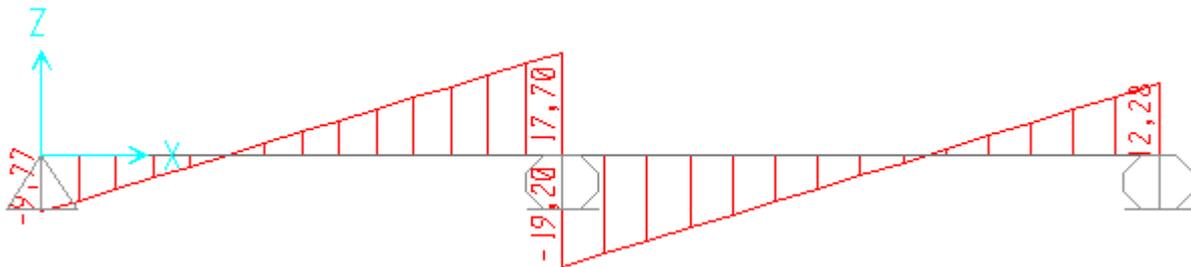
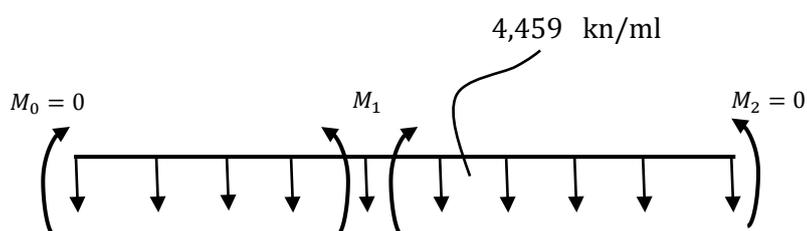
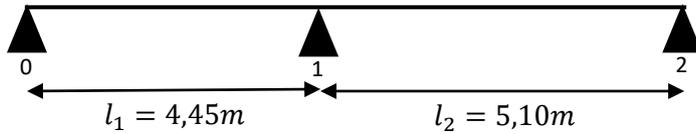


Diagramme effort tranchant à ELU :



ELS :





$$\begin{cases} M_0 l_1 + 2(l_1 + l_2) M_1 + M_2 l_2 + 6 \theta_{10} = 0 \\ \theta_{10} = R_{10g} + R_{10d} \end{cases}$$

$$\theta_{10g} = \frac{1}{EI} \int (M.m) dx$$

$$\theta_{10g} = \frac{1}{EI} \left(\frac{ql_1^2}{8} \times 1 \times \frac{l_1}{3} \right) = \frac{1}{EI} \left(\frac{4,459 \times 4,45^3}{24} \right)$$

$$\theta_{10g} = \frac{16,372}{EI}$$

$$\theta_{10d} = \frac{1}{EI} \left(\frac{ql_2^2}{8} \times 1 \times \frac{l_2}{3} \right) = \frac{1}{EI} \left(\frac{4,459 \times 5,10^3}{24} \right)$$

$$\theta_{10d} = \frac{24,645}{EI}$$

$$\theta_{10} = R_{10g} + R_{10d} = \frac{16,372 + 24,645}{EI}$$

$$\theta_{10} = \frac{41,017}{EI}$$

i = 1:

$$19,1 \times M_1 + 6EI \cdot \theta_{10} = 0$$

$$19,1 \times M_1 + 6(41,017) = 0$$

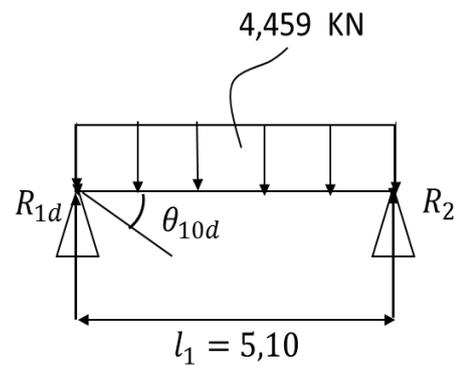
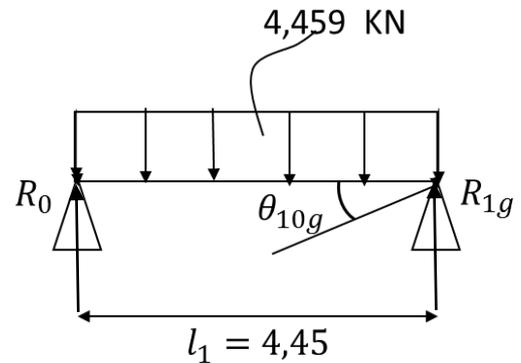
$$M_1 = \frac{-6 \times 41,017}{19,1} \quad M_1 = -12,884 \text{ KN.m}$$

• $0 \leq x \leq 4,45$:

$$\sum F_y = 0 \quad R_0 + R_{1g} = ql_1$$

$$R_0 + R_{1g} = 19,842 \text{ kn}$$

$$\sum M_{/0} = 0 \quad M_1 - q \frac{l_1^2}{2} + R_{1g} \times l_1 = 0$$



$$R_{1g} = \frac{q \frac{l_1^2}{2} - M_1}{l_1} = \frac{4,459 \times \frac{4,45^2}{2} + 12,884}{4,45}$$

$$R_{1g} = 12,816 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/1} = 0 \quad M_1 + q \frac{l_1^2}{2} - R_0 \times l_1 = 0$$

$$R_0 = \frac{q \frac{l_1^2}{2} + M_1}{l_1} = \frac{4,459 \times \frac{4,45^2}{2} - 12,884}{4,45}$$

$$R_{1g} = 7,026 \text{ KN}$$

Vérification :

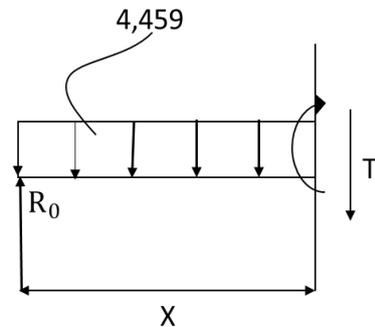
$$R_0 + R_{1g} = 12,816 + 7,026 = 19,842$$

- $0 \leq x \leq 4,45$:

$$M_f(X) = R_0 \cdot X - q \frac{X^2}{2}$$

$$M_f(X) = 7,026 \cdot X - 4,459 \cdot \frac{X^2}{2}$$

$$\begin{cases} M_f(0) = 0 \\ M_f(4,45) = -12,884 \text{ kn.m} \end{cases}$$



$$T(X) = q \cdot X - R_0 = 0 \rightarrow X = \frac{R_0}{q} = \frac{7,026}{4,459} \rightarrow X = 1,575$$

$$M_f(1,576) = 5,535 \text{ KN.m}$$

- $0 \leq x \leq 5,10$:

$$R_2 + R_{1d} = ql_2 = 4,459 \times 5,10 = 22,74 \text{ KN} \dots \dots \dots CV$$

$$\sum M_{/1} = 0 \quad -M_1 - q \frac{l_2^2}{2} + R_2 \times l_2 = 0$$

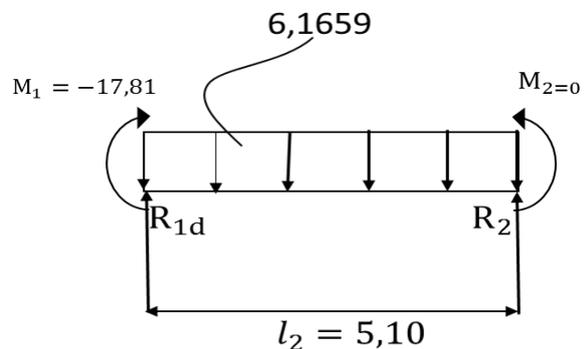
$$R_2 = \frac{q \frac{l_2^2}{2} + M_1}{l_2} = \frac{4,459 \times \frac{5,10^2}{2} - 12,884}{5,10}$$

$$R_2 = 8,844 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/2} = 0 \quad -M_1 + q \frac{l_2^2}{2} - R_{1d} \times l_2 = 0$$

$$R_{1d} = \frac{q \frac{l_2^2}{2} - M_1}{l_2} = \frac{4,459 \times \frac{5,10^2}{2} + 12,884}{5,10}$$

$$R_{1d} = 13,896 \text{ KN}$$



Vérification :

$$R_{1d} + R_2 = 13,896 + 8,844 = 22,84 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$M_f(X) = R_{1d} \cdot X + M_1 = q \frac{X^2}{2}$$

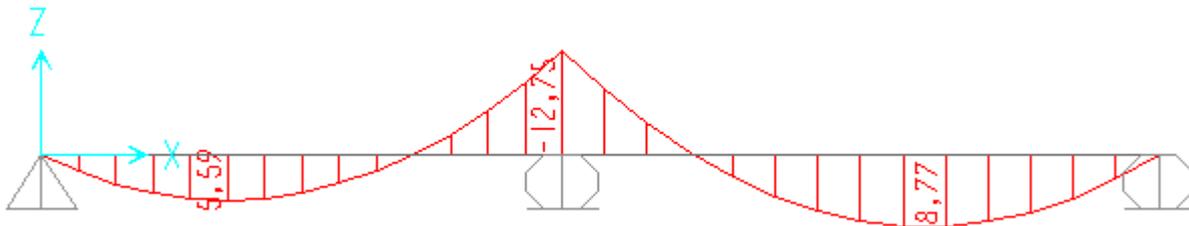
$$M_f(X) = 13,896 \cdot X - 12,884 - 4,459 \cdot \frac{X^2}{2}$$

$$\begin{cases} M_f(0) = -12,884 \text{ KN.m} \\ M_f(5,10) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(X) = q \cdot X - R_{1d} = 0 \rightarrow X = \frac{R_{1d}}{q} = \frac{13,896}{4,459} \rightarrow X = 3,116$$

$$M_f(3,116) = 8,768 \text{ KN.m}$$

Diagramme de moment fléchissant à ELS :



Calcul des efforts tranchants :

ELU :

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 4,45$

$$T(x) = qx - R_0 = 6,1659x - 9,717$$

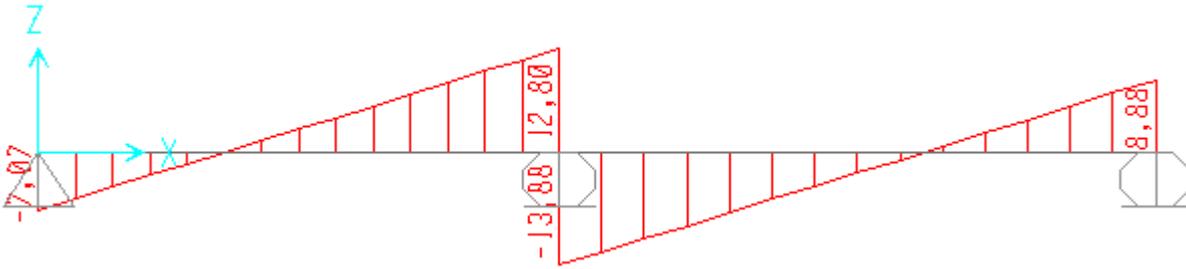
$$\begin{cases} T(0) = -9,717 \text{ KN} \\ T(4,45) = 17,72 \text{ KN} \end{cases}$$

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 5,10$

$$T(x) = qx - R_0 = 6,1659x - 19,215$$

$$\begin{cases} T(0) = -19,215 \text{ KN} \\ T(5,10) = 12,23 \text{ KN} \end{cases}$$

Diagramme d'effort tranchant à ELS :



2.4 Calcul ferrailage :

2.4.1 Ferrailage longitudinal

❖ **ELU :**

En travée :

$$M_{ut} = 12,130 \text{ KN.m} = 0,01213 \text{ MN.m}$$

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \rightarrow M_t = 0,00755 \text{ MN.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c25}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPA}$$

Avec : $d = 0,9h_t = 18,9$; $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$; $f_e = 400 \text{ MPA}$; $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ mpa}$

$$M_t = 0,00755 \text{ MN.m} > M_{ut} = 0,01213 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,01213}{0,65 \times 18,9^2 \times 14,17} = 0,0368$$

$$\mu_R = 0,392$$

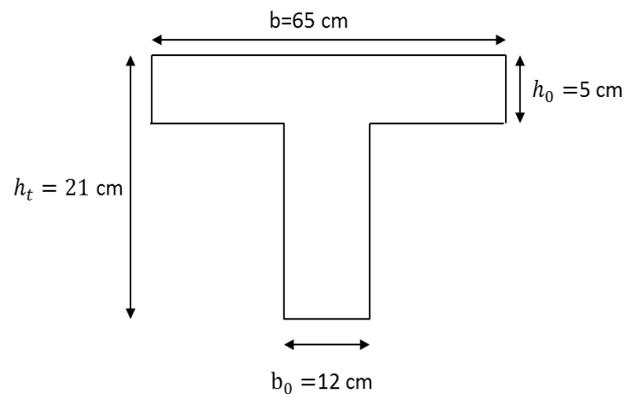
$\mu_u < \mu_R \rightarrow$ Une section à simple armature $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0368}) = 0,04$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,189(1 - 0,4 \times 0,04) = 0,185 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,01213}{0,185 \times 347,826} = 1,885 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow A_{st} = 1,885 \text{ cm}^2$$

Choix : $2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$



– Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,185 \times 2,1}{400}$$

$$A_{min} = 1,483 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow A_{min} = 1,483 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{st} \quad C.V$$

En Appuis :

$$M_{ut} = 17,81 \text{ KN.m} = 0,01781 \text{ MN.m}$$

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \rightarrow M_t = 0,00755 \text{ MN.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c25}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPA}$$

$$\text{Avec : } d = 0,9h_t = 18,9 ; f_{c28} = 25 \text{ MPA} ; f_e = 400 \text{ MPA} ; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ mpa}$$

$$M_t = 0,00755 \text{ MN.m} > M_{ut} = 0,01213 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,01213}{0,65 \times 18,9^2 \times 14,17} = 0,054$$

$$\mu_R = 0,392$$

$$\mu_u < \mu_R \rightarrow \text{Une section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,054}) = 0,069$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,189(1 - 0,4 \times 0,04) = 0,183 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,01781}{0,183 \times 347,826} = 2,798 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow A_{st} = 2,798 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 3T12 = 2,798 \text{ cm}^2$$

– Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,185 \times 2,1}{400}$$

$$A_{min} = 1,483 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow A_{min} = 1,483 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{st} \quad CV$$

❖ **ELS :**

En travée :

$$A_{sc} = 0 \quad S.S.A ; n = 15 ;$$

$$X = n \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 b d A_{st} + d' A_{sc}}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \frac{2,26}{5} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 65(18,9 \times 2,26)}{15(2,26)^2}} - 1 \right)$$

$$X = 3,949 \text{ cm}$$

$$X < h_0 = 5 \text{ cm} \rightarrow \text{l'axe } N \text{ dans la table}$$

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

$$I = 0,65 \times \frac{0,03949^3}{3} + 15 \times 2,26(0,189 - 0,03949)^2$$

$$I = 8,912 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

Vérification des contraintes :

-

▪ **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{8,768 \times 10^{-3} \times 0,03949}{8,912 \times 10^{-5}} = 3,885 \text{ MPa}$$

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

▪ **Acier :**

$$\text{Pour des fissurations préjudiciables : } \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 8,769 \times 10^{-3} \times (0,189 - 0,03949)}{8,912 \times 10^{-5}} = 220,641 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases} \quad \begin{cases} \sigma_{bc} = 3,472 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \sigma_{st} = 220,641 > \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CNV} \end{cases}$$

Il faut augmenter les armatures tendues ;

On choisira : $A_{st} \rightarrow 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$

$X = 4,711 \text{ cm} < h_0 = 5 \text{ cm} \rightarrow$ l'axe N dans la table

$$I = 1,250 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- **Vérification des contraintes :**

▪ **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{8,768 \times 10^{-3} \times 0,03949}{1,250 \times 10^{-4}} = 3,304 \text{ MPa}$$

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

▪ **Acier :**

Pour des fissurations préjudiciables : $\overline{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}})$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 8,769 \times 10^{-3} \times (0,189 - 0,03949)}{1,250 \times 10^{-4}} = 149,290 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases} \quad \begin{cases} \sigma_{bc} = 3,304 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \sigma_{st} = 149,290 > \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV} \end{cases}$$

En appui :

$$X = n \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 b d A_{st} + d' A_{sc}}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \frac{3,39}{65} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 65(18,9 \times 3,39)}{15 \times 3,39^2}} - 1 \right)$$

$$X = 4,711 \text{ cm}$$

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

$$I = 0,65 \times \frac{0,04711^3}{3} + 15 \times 3,39 \times 10^{-4} (0,189 - 0,04711)^2$$

$$I = 1,250 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- **Vérification des contraintes :**

▪ **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{12,884 \times 10^{-3} \times 0,04711}{1,250 \times 10^{-4}} = 4,856 \text{ MPa}$$

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

▪ **Acier :**

Pour des fissurations préjudiciables : $\overline{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}})$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 12,884 \times 10^{-3} \times (0,189 - 0,04711)}{1,250 \times 10^{-4}} = 219,373 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} & \sigma_{bc} = 4,856 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} & \sigma_{st} = 219,373 > \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.N.V} \end{cases}$$

Il faut augmenter les armatures tendues ;

On choisira : $A_{st} \rightarrow 2T16 = 4,02 \text{ cm}^2$

$X = 5,066 > h_0 = 5 \text{ cm} \rightarrow \text{Non} \rightarrow \text{l'axe } N \text{ dans la nervure}$

$$b \frac{X^2}{2} - \left(\frac{b - b_0}{2}\right) (X - h_0)^2 + nA_{sc}(X - d') - nA_{st}(d - X) = 0$$

$$0,06X^2 + 0,032X - 1,361 \times 10^{-3} = 0$$

$$\begin{cases} X_1 = 0,039 \text{ m} \\ X_2 = -0,57 \text{ m} \end{cases} \quad \text{On prend } X = 0,039 \text{ m}$$

$$I = b \frac{x^3}{3} + \frac{b - b_0}{3} (x - h_0)^3 + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = 0,65 \times \frac{0,039^3}{3} + \frac{0,65 - 0,12}{3} (0,039 - 0,05)^3 + 15 \times 4,02 \times 10^{-4} (0,189 - 0,039)^2$$

$$I = 1,487 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- **Vérification des contraintes :**

▪ **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{12,884 \times 10^{-3} \times 0,039}{1,487 \times 10^{-4}} = 3,379 \text{ MPa}$$

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

▪ **Acier :**

Pour des fissurations préjudiciables : $\overline{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}})$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 12,884 \times 10^{-3} \times (0,189 - 0,039)}{1,487 \times 10^{-4}} = 194,949 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} \end{cases} \quad \begin{cases} \sigma_{bc} = 3,379 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots CV \\ \sigma_{st} = 194,949 < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV \end{cases}$$

2.4.2 Ferrailage transversal

- Vérification de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{12,215 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,189} = 0,156 \text{ MPA}$$

▪ Justification du béton :

$\alpha = 90^\circ$:

$$\tau_1 = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_1 = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,156 < \tau_1 = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots CV$$

▪ Justification des armatures :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{min}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{21}{35}; 1,2; \frac{65}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(0,6; 1,2; 6,5)$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$

Toutes les poutrelles de structure sont ferrillées avec un $\phi 6$.

- Calcul des espacements :

D'après les règles du RPA 99 v.2003 :

▪ Zone nodale

$$S' \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{lmin}; 30\text{cm}\right) \text{ et } L = 2h$$

$$S' \leq \min\left(\frac{21}{4}; 12 \times 1,2; 30\text{cm}\right) \rightarrow S' \leq \min(5,25; 14,4; 30\text{cm})$$

$$S' \leq \text{cm}$$

▪ Zone courante

$$S \leq \frac{h}{2} = \frac{21}{2}$$

$$S = 10,5 \text{ cm}$$

2.5 Résultats des efforts et moments des poutrelles :

Tableau III-2: Résultats des efforts et moments des poutrelles.

Type de poutrelles		ELU			ELS		
		$M_{\max \text{ Ap}}$ (KN.m)	$M_{\max \text{ Tr}}$ (KN.m)	T_{\max} (KN.m)	$M_{\max \text{ Ap}}$ (KN.m)	$M_{\max \text{ Tr}}$ (KN.m)	T_{\max} (KN.m)
RDC + étage courant	Type 1	17,82	9,94	20,06	13,02	7,26	16,66
	Type 2	17,81	12,13	19,21	12,88	8,76	13,89
	Type 3	2,982	19,88	15,72	2,15	14,38	11,37
Terrasse inaccessible	Type 1	20,04	11,18	22,56	14,67	8,18	16,51
	Type 2	18,97	12,85	20,48	13,70	9,43	14,92

2.6 Récapitulatif du ferrailage des poutrelles :

Tableau III-3: Récapitulatif du ferrailage des poutrelles.

Type de poutrelles		Ferrailage calculé (cm ²)		Ferrailage choisi (cm ²)	
		Travée	Appui	Travée	Appui
RDC + étage courant	Type 1	1,53	2,79	3T12 = 3,39	2T16 = 4,02
	Type 2	1,885	2,798	3T12 = 3,39	2T16 = 4,02
	Type 3	3,12	0,46	3T14 = 4,62	2T12 = 2,26
Terrasse inaccessible	Type 1	1,74	3,14	3T12 = 3,39	2T16 = 4,02
	Type 2	2,00	2,89	3T12 = 3,39	2T16 = 4,02

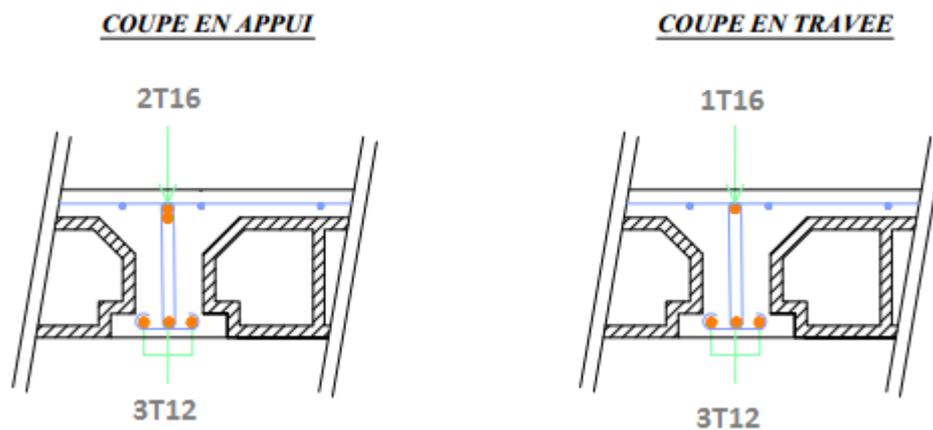


Figure III-1: Schéma de ferrailage de poutrelle [5].

3 Etude de l'acrotère :

L'acrotère, un élément structurel qui entoure le bâtiment, fait office de lien entre lui-même. Il est construit en béton armé et peut être comparé à une console encastrée au dernier plancher, car la zone d'encastrement présente les contraintes les plus critiques. L'acrotère est soumis à différentes charges, notamment son poids propre (G), une surcharge horizontale due à la présence d'une main courante (Q) et une force sismique (Fp).

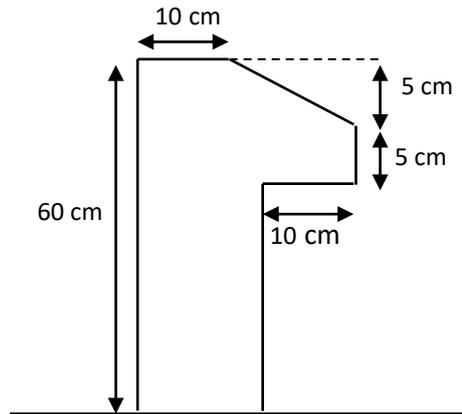
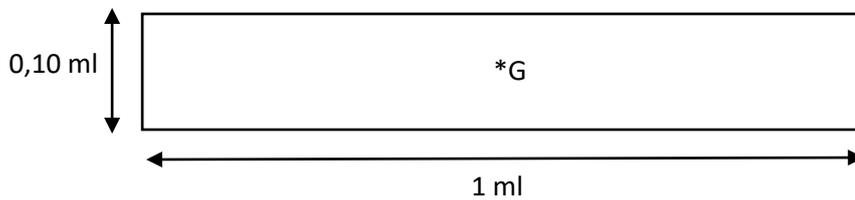


Figure III-2:L'acrotère

3.1 Sollicitation de l'acrotère :



$$\begin{cases} d = 0,9h = 0,9 \times 0,10 = 0,09 \text{ m} \\ d' = 0,1h = 0,1 \times 0,10 = 0,01 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} G = 1,6875 \frac{KN}{ml} \\ Q = 1 \frac{KN}{ml} \end{cases}$$

Tableau III-4: les Sollicitations de l'acrotère.

	ELU (u)	ELS (s)
N	$N_u = 1,35G = 2,2781 \text{ KN/ml}$	$N_s = G = 1,6875 \text{ KN/ml}$
M	$M_u = 1,5. Q. h = 0,9 \text{ KN.m}$	$M_s = Q. h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$
V	$V_u = 1,5. Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/m}$	$V_s = Q = 1 \text{ KN}$

- **Calcul de l'excentricité :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,2781} = 0,395 \text{ m} \\ \frac{h}{6} = \frac{0,10}{6} = 0,016 \text{ m} \end{array} \right. \rightarrow e > \frac{h}{6} \rightarrow \text{Section partiellement comprimé}$$

3.2 Calcul ferrailage :❖ **ELU :**

La section considérée pour le calcul est la suivante :

Moment de flexion fictive (M_a) :

$$M_a = N_u \cdot e_a$$

$$e_a = e + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0,39 + \left(0,09 - \frac{0,10}{2} \right) \rightarrow e_a = 0,435 \text{ m}$$

$$M_a = 2,2781 \times 0,435 \rightarrow M_a = 0,991 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

Moment réduit (μ) :

$$\mu_u = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,991 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,09^2 \times 14,17} = 8,634 \times 10^{-3}$$

$$\mu_R = 0,392$$

$\mu_u < \mu_R \rightarrow$ Une section à simple armature $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 8,634 \times 10^{-3}}) = 0,0108$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,189(1 - 0,4 \times 0,0108) = 0,0896 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ mpa}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_a}{z} - N_u \right) = \frac{1}{347,82} \left(\frac{0,991 \times 10^{-3}}{0,0869} - 2,2781 \times 10^{-3} \right) \rightarrow$$

$$A_{st} = 2,525 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = A_{st} = 0,2525 \text{ cm}^2$$

On remarque que A_{st} est très faible, alors on calcul A_{st} selon la formule de non fragilité

$$A_{st} \geq A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,09 \times 1 \times 2,1}{400}$$

$$A_{min} = 1,08 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow A_{min} = 1,08 \text{ cm}^2$$

On choisit : $A_{st} \rightarrow 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Calcul d'armature de répartition :

$$A_{st} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \min(3h; 33\text{cm}) \rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$$

❖ **ELS :**

$$e = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0,6}{1,6875} = 0,356 \text{ m}$$

$$P = -3 \left(e - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{6nA_2}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d' \right) + \frac{6nA_1}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d \right)$$

$$P = -3 \left(0,356 - \frac{0,1}{2} \right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 2,01 \times 10^{-4}}{1} \left(0,356 - \frac{0,1}{2} + 0,09 \right)$$

$$P = -0,273 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \left(e - \frac{h}{2} \right)^3 - \frac{6nA_2}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d' \right)^2 - \frac{6nA_1}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d \right)^2$$

$$q = 0,054 \text{ m}^2$$

On prend $e_1 = 0,4 \text{ m}$ Pour calculer « e », et on remplace « e1 » dans l'équation suivante jusqu'à que le résultat de « e1 » reste constante.

Méthode de l'intersection successive :

$$e_1 = \sqrt[3]{-Pe_1 - q} = \sqrt[3]{-(-0,273 \cdot e_1 - 0,054)}$$

$$e_1 = 0,380 \rightarrow e_1 = 0,367 \rightarrow e_1 = 0,358 \rightarrow e_1 = 0,352 \rightarrow e_1 = 0,347 \rightarrow e_1 = 0,344 \\ \rightarrow e_1 = 0,341 \rightarrow e_1 = 0,339 \rightarrow e_1 = 0,337 \rightarrow e_1 = 0,336 \rightarrow e_1 = 0,335 \rightarrow e_1 = 0,334 \\ \rightarrow e_1 = 0,333 \rightarrow e_1 = 0,332 \rightarrow e_1 = 0,332$$

Donc : $e_1 = 33,2 \text{ cm}$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = \frac{0,1}{2} + 0,332 - 0,356$$

$$x = 0,026 \text{ m} = 2,6 \text{ cm}$$

Moment isostatique :

$$S = \frac{bx^2}{2} + nA_2(x - d') - nA_1(d - x)$$

$$S = 1,450 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

- **Vérification des contraintes :**▪ **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_S \cdot x}{I} = \frac{1,6875 \times 10^{-3} \times 0,026}{1,450 \times 10^{-4}} = 0,302 \text{ MPa}$$

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

▪ **Acier :**

Pour des fissurations préjudiciables : $\bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}})$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n N_s(d - x)}{I} = \frac{15 \times 1,6875 \times 10^{-3}(0,09 - 0,026)}{1,450 \times 10^{-4}} = 11,172 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 0,302 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \sigma_{st} = 11,172 < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV} \end{cases}$$

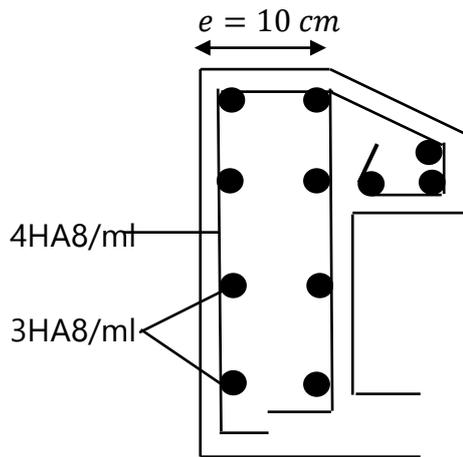


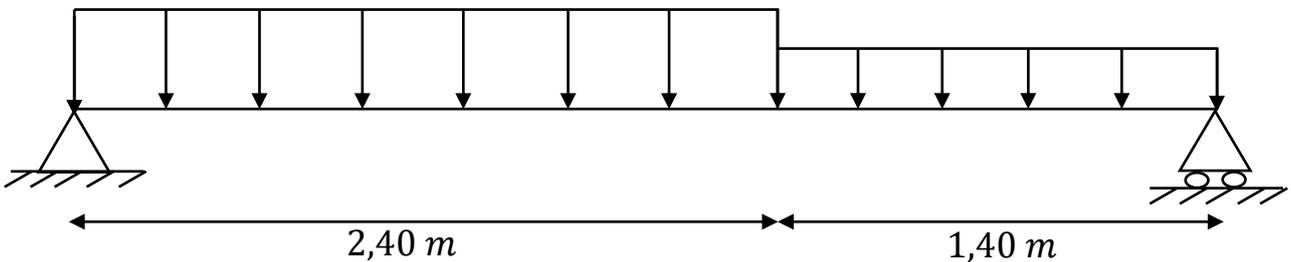
Figure III-3: Ferrailage de l'acrotère.

4 Etude des escaliers :

4.1 Détermination des moments et des réactions :

Palier $\rightarrow \begin{cases} G = 5,21 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

Paillasse $\rightarrow \begin{cases} G = 8,42 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$



• **Palier :**

ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 \times 5,21 + 1,5 \times 2,5$$

$$q_u = 10,78 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_u = G + Q$$

$$q_u = 5,21 + 2,5$$

$$q_u = 7,71 \text{ KN/ml}$$

• Paillasse

ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 \times 8,45 + 1,5 \times 2,5$$

$$q_u = 15,117 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_u = G + Q$$

$$q_u = 8,42 + 2,5$$

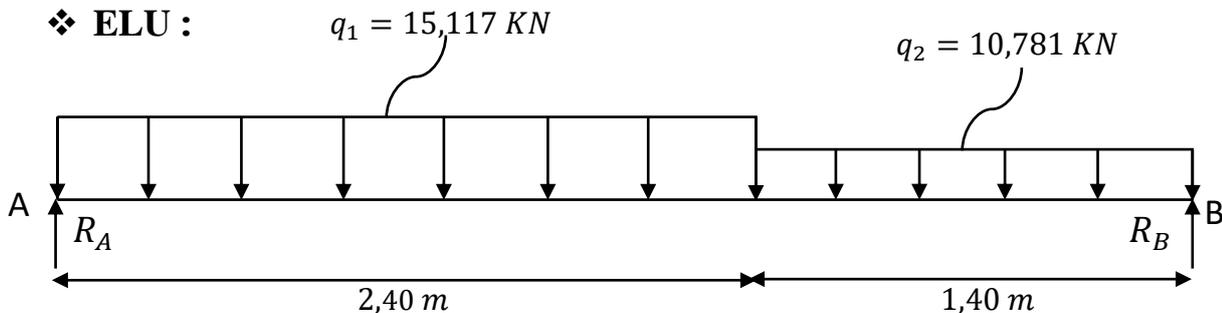
$$q_u = 10,92 \text{ KN/ml}$$

Tableau III-5: Combinaisons d'action.

Combinaisons d'action	Palier (kn/m^2)	Paillasse (kn/m^2)
ELU	10,78	15,117
ELS	7,71	10,92

Volé n° 01 :

❖ **ELU :**



$$\sum F_{/y} = 0 \rightarrow R_A + R_B = q_1(2,40) + q_2(1,40)$$

$$R_A + R_B = 51,378 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow R_B(3,8) - q_1(2,4) \left(\frac{2,4}{2}\right) - q_2(1,40) \left(\frac{1,40}{2} + 2,40\right) = 0$$

$$R_B = 23,773 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow -R_A(3,8) + q_1(2,4) \left(\frac{2,4}{2} + 1,40\right) + q_2(1,40) \left(\frac{1,40}{2}\right) = 0$$

$$R_A = 27,605 \text{ KN}$$

Vérification :

$$R_A + R_B = 23,773 + 27,605 = 51,378 \text{ KN} \dots \dots \dots C.V$$

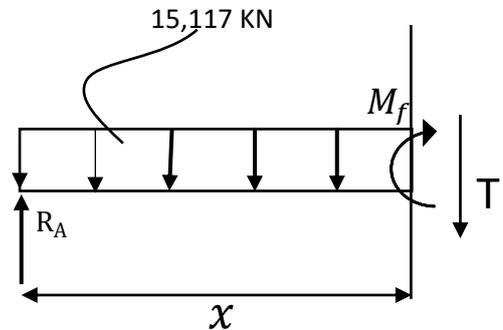
Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2,40$

$$M_f(x) = R_A x - q \frac{x^2}{2} = 27,605x - 15,117 \frac{x^2}{2}$$

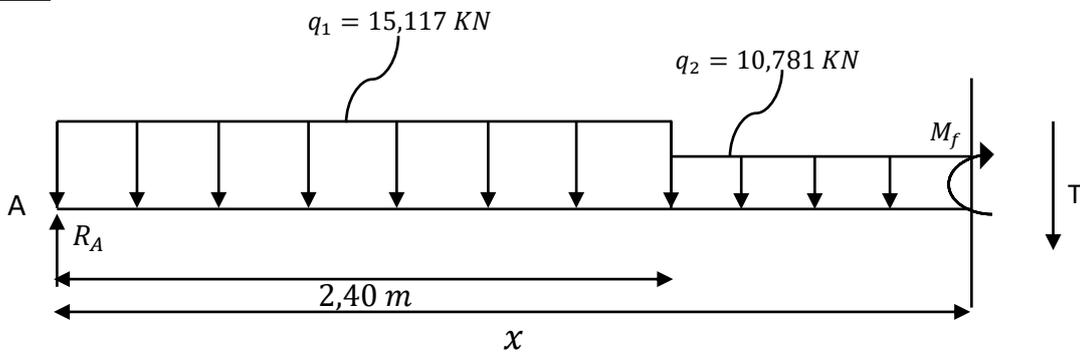
$$\begin{cases} M_f(0) = 0 \\ M_f(2,40) = 22,71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = qx - R_A = 15,117x - 27,605$$

$$\begin{cases} T(0) = -27,60 \text{ KN} \\ T(2,4) = 8,67 \text{ KN} \end{cases}$$



Section 2-2 : $2,4 \leq x \leq 3,8$



$$M_f(x) = R_A x - q_1(2,4)(x - 1,2) - q_2(x - 2,4) \left(\frac{x - 2,4}{2} \right)$$

$$M_f(x) = 27,605x - 36,28x + 43,537 - 10,784 \frac{(x - 2,4)^2}{2}$$

$$M_f(x) = -5,392x^2 + 17,2066x + 12,479$$

$$\begin{cases} M_f(2,4) = 22,71 \text{ KN/m} \\ M_f(3,8) = 0 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$T(x) = -R_A + q_1(2,4) + q_2(x - 2,4)$$

$$T(x) = -27,605 + 15,117(2,4) + 10,784(x - 2,4)$$

$$\begin{cases} T(x) = 8,67 \text{ KN} \\ T(x) = 23,773 \text{ KN} \end{cases}$$

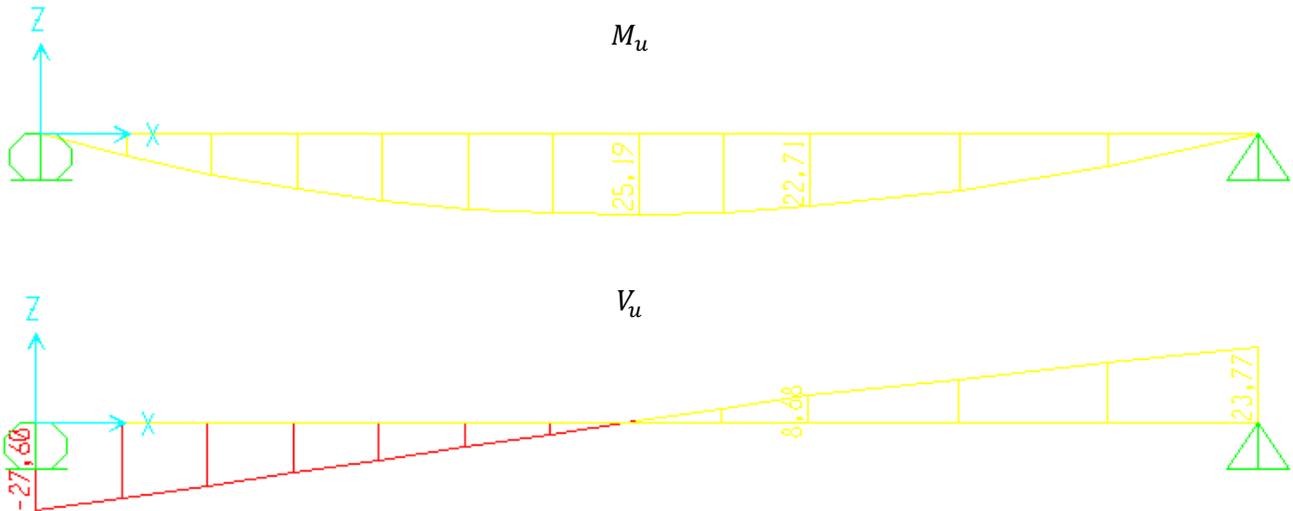
Section 1-1 :

$$M_f(1,826) = 25,20 \text{ KN.m}$$

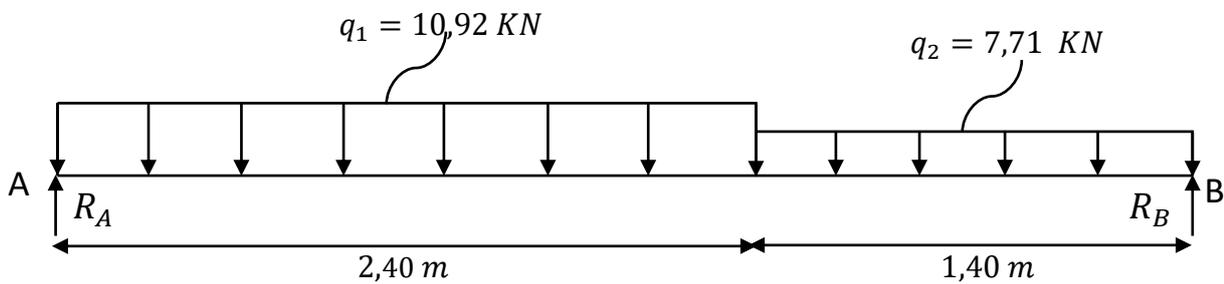
Section 2-2 :

$$M_f(x) = 22,71 \text{ KN.m}$$

Diagrammes de moment fléchissant et d'effort normal à ELU :



❖ **ELS :**



$$\sum F_{/y} = 0 \rightarrow R_A + R_B = q_1(2,40) + q_2(1,40)$$

$$R_A + R_B = 37,002 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow R_B(3,8) - q_1(2,4) \left(\frac{2,4}{2}\right) - q_2(1,40) \left(\frac{1,40}{2} + 2,40\right) = 0$$

$$R_B = 17,08 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow -R_A(3,8) + q_1(2,4) \left(\frac{2,4}{2} + 1,40\right) + q_2(1,40) \left(\frac{1,40}{2}\right) = 0$$

$$R_A = 19,922 \text{ KN}$$

Vérification :

$$R_A + R_B = 17,08 + 19,922 = 37,002 \text{ KN} \dots \dots \dots C.V$$

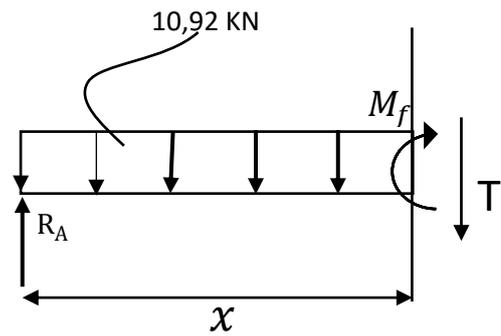
Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2,40$

$$M_f(x) = R_A x - q \frac{x^2}{2} = 19,922x - 10,92 \frac{x^2}{2}$$

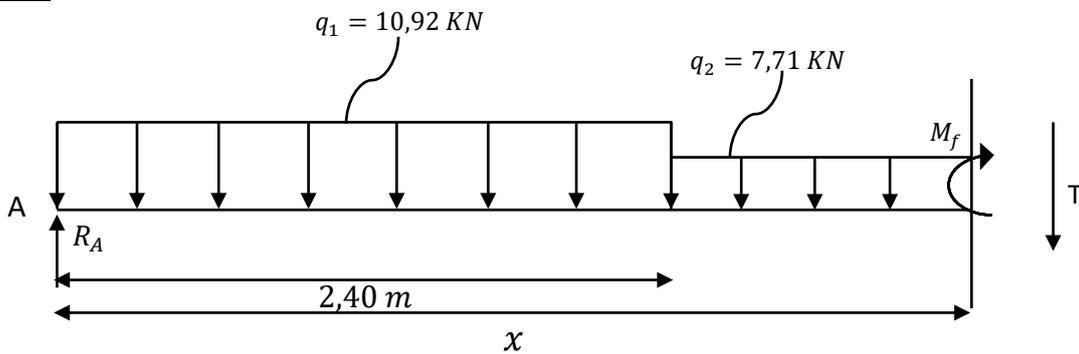
$$\begin{cases} M_f(0) = 0 \\ M_f(2,40) = 16,36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = qx - R_A = 10,92x - 19,922$$

$$\begin{cases} T(0) = -19,922 \text{ KN} \\ T(2,4) = 6,29 \text{ KN} \end{cases}$$



Section 2-2 : $2,4 \leq x \leq 3,8$



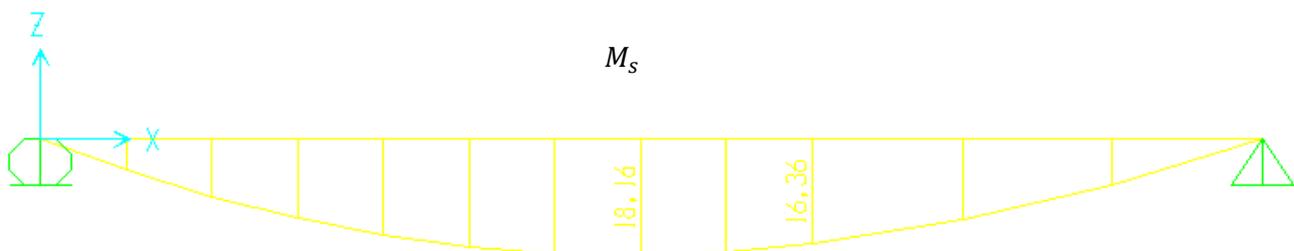
$$M_f(x) = R_A x - q_1(2,4)(x - 1,2) - q_2(x - 2,4) \left(\frac{x - 2,4}{2} \right)$$

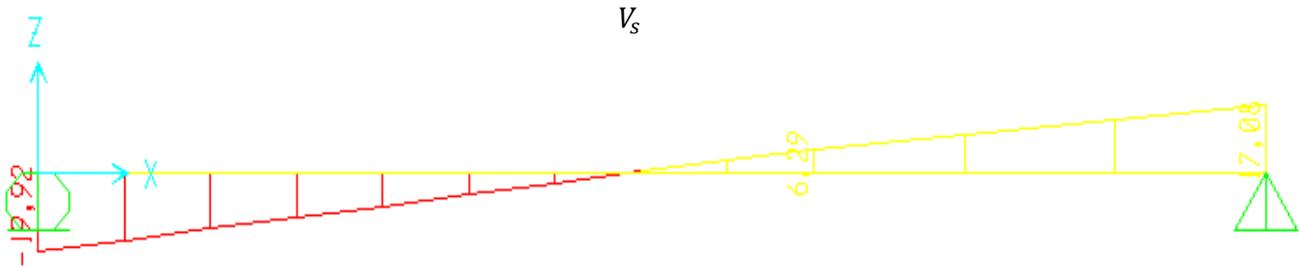
$$M_f(x) = 19,922x - 10,92(2,4)(x - 1,2) - 7,71 \frac{(x - 2,4)^2}{2}$$

$$M_f(x) = -3,855x^2 + 12,218x + 9,2448$$

$$\begin{cases} M_f(2,4) = 16,36 \text{ KN/m} \\ M_f(3,8) = 0 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Diagrammes moment fléchissant et d'effort normal à ELS :





$$T(x) = 10,92(2,4) - 19,982 + 7,71(x - 2,4)$$

$$T(x) = 7,71x - 12,218$$

$$\begin{cases} T(2,4) = 6,29 \text{ KN} \\ T(3,8) = 17,08 \text{ KN} \end{cases}$$

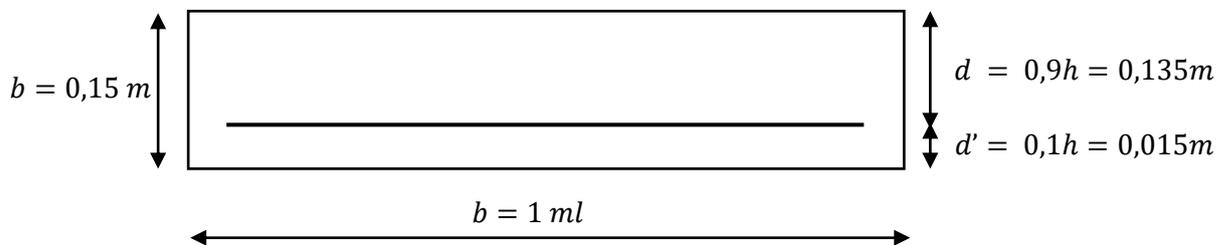
4.2 Calcul du ferrailage :

✓ **ELU :**

$$\begin{cases} M_t = 0,85 \cdot M_{t \max} = 0,85 \times 25,19 = 21,412 \text{ KN.m} \\ M_t = 0,2 \cdot M_{t \max} = 0,2 \times 25,19 = 5,038 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **ELS :**

$$\begin{cases} M_t = 0,85 \cdot M_{t \max} = 0,85 \times 18,16 = 15,436 \text{ KN.m} \\ M_t = 0,2 \cdot M_{t \max} = 0,2 \times 18,16 = 3,632 \text{ KN.m} \end{cases}$$



ELU :

• **En travée :**

$$M_{ut} = 0,85 \cdot M_u = 0,85 \times 25,19 = 21,412 \text{ KN.m} = 21,412 \times 10^{-3} \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{21,412 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,083$$

$$\mu_R = 0,392$$

$\mu_u < \mu_R \rightarrow$ Une section à simple armature $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,083}) = 0,1085$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,135(1 - 0,4 \times 0,1085) = 0,129 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{21,412 \times 10^{-3}}{0,129 \times 347,826} = 4,772 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow A_{st} = 4,772 \text{ cm}^2$$

Choix : $6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$

– Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,135 \times 2,1}{400} = 1,6 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,6 < A_{st} = 6,79 \rightarrow CV$$

• **En appui :**

$$M_{ua} = 0,2 \cdot M_u = 0,2 \times 25,19 = KN.m$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{5,035 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,020$$

$$\mu_R = 0,392$$

$\mu_u < \mu_R \rightarrow$ Une section à simple armature $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,020}) = 0,025$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,135(1 - 0,4 \times 0,025) = 0,134 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{21,412 \times 10^{-3}}{0,129 \times 347,826} = 1,081 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow A_{st} = 1,081 \text{ cm}^2$$

Choix : $2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$

– **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,135 \times 2,1}{400}$$

$$A_{min} = 1,6 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$A_{min} = 1,6 \times 10^{-5} < A_{st} = 1,57 \times 10^{-4} \rightarrow CV$$

ELS :

• **En travée :**

$$A_{sc} = 0 \quad S.S.A$$

$$X = n \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 b d A_{st} + d' A_{sc}}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 2,297 \text{ m}$$

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

$$I = 3,359 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

- **Vérification des contraintes :**

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

Pour des fissurations préjudiciables : $\overline{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}})$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{3,632 \times 10^{-3} \times 0,02297}{3,359 \times 10^{-4}} = 2,484 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 3,632 \times 10^{-3} \times (0,135 - 0,02297)}{3,359 \times 10^{-5}} = 181,702 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} & \sigma_{bc} = 2,484 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} & \sigma_{st} = 181,702 < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV} \end{cases}$$

Vérification de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} = \frac{27,60 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,204 \text{ MPa}$$

$$\tau_l = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_l = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,204 < \tau_l = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,6975 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T10 = 3,14 cm²

Calcul des espacements :

D'après les règles du RPA 99 v.2003 :

✓ **Zone nodale**

$$S' \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{lmin}; 30\text{cm}\right) \Rightarrow S' \leq \min\left(\frac{15}{4}; 12 \times 1; 30\text{cm}\right)$$

$$S' \leq \min(3,75; 12; 30\text{cm})$$

$$S' \leq 3,75 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S' = 3,5 \text{ cm}$$

$$L = 2h = 2 \times 15 = 30 \text{ cm}$$

✓ **Zone courante**

$$S \leq \frac{h}{2} = \frac{15}{2} = 7,5 \text{ cm}$$

On prend S = 7,5 cm

4.3 Schéma de ferrailage d'escalier :

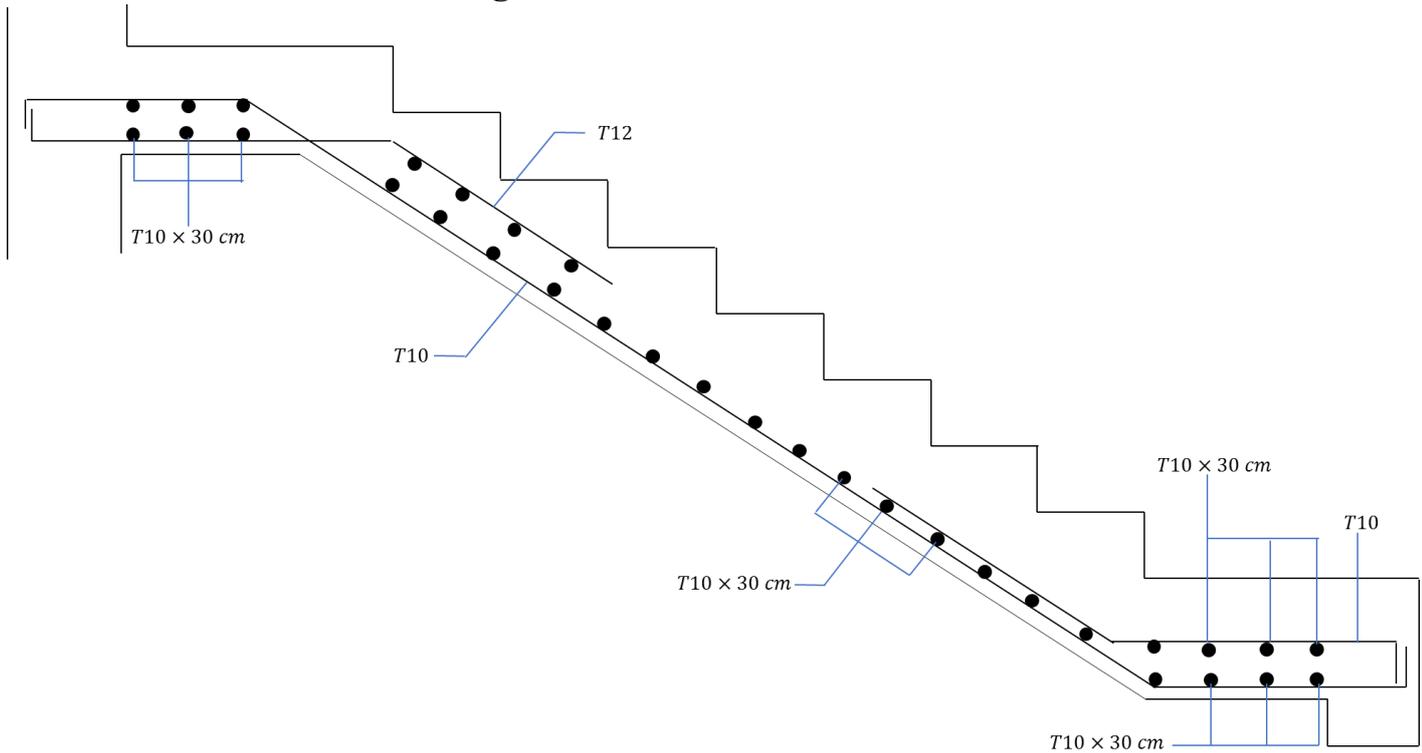


Figure III-4: Schéma du ferrailage d'escaliers (une volée)

5 Etude de poutre palière :

5.1 Evaluation des charges :

$$G = G_{palier} + G_{paillasse} + PP_{poutrepalier}$$

- $PP = 25 \times b \times h = 25 \times 0,3 \times 0,3 = 2,25 \text{ KN/ml}$
- $G_{paillasse} = G_{paillasse} \times \frac{l_{paillasse}}{2} \times 1ml = 8,42 \times 2,40 \times 1 = 20,208 \text{ KN/ml}$
- $\frac{G_{paillasse}}{2} = 10,104 \text{ KN/ml}$
- $G_{palier} = G_{palier} + G_{paroi} \begin{cases} G_{palier} = 5,21 \times 1,40 = 7,294 \text{ KN/ml} \\ G_{paroi} = 2,81 \times 1,53 = 4,299 \text{ KN/ml} \end{cases}$

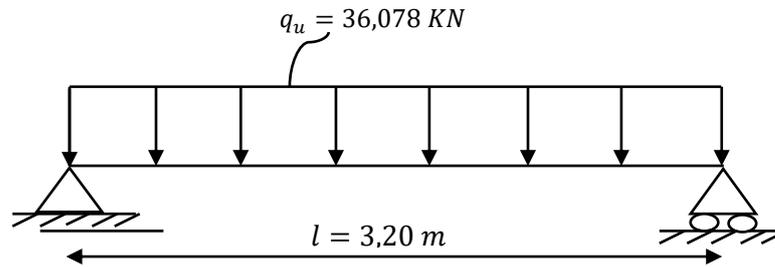
$$G_{palier} = 7,294 + 4,299 = 11,593 \text{ KN/ml}$$

$$G = 11,593 + 2,25 + 10,104 = 23,947 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} G = 23,947 \text{ KN/ml} \\ Q = 2,5 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

5.2 Calcul de ferrailage :

On utilise les valeurs suivantes pour l'ELU :



- Moment isostatique : $M_o = \frac{q \cdot l^2}{8} = 46,180 \text{ kN.m}$.
- Moment en travée : $M_t = 0,85 \times M_o = 39,253 \text{ kN.m}$.
- Moment en appui : $M_a = 0,5 \times M_o = 23,09 \text{ kN.m}$.
- Efforts tranchant (T) en ELU : $T_u = \frac{q \cdot l}{8} = 57,73 \text{ kN}$

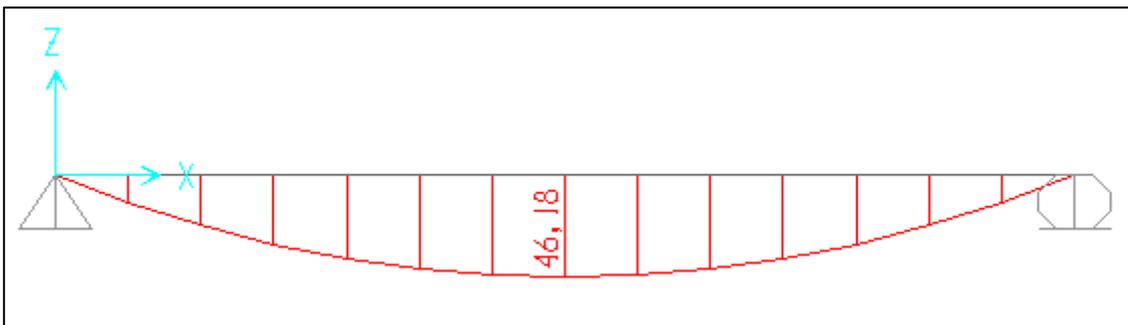


Figure III-5: Moment ultime de la poutre palière.

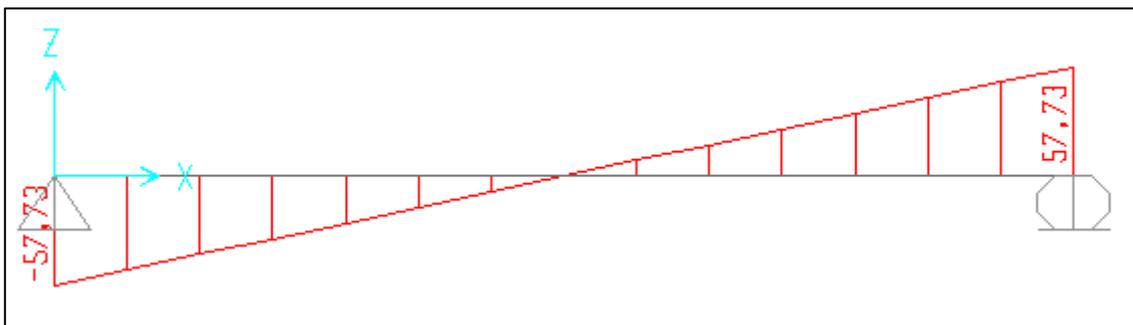


Figure III-6: Effort tranchant ultime de la poutre palière.

• **En travée :**

$$M_u = 39,263 \text{ KN.m} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; d = 0,9h = 0,27\text{m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{39,253 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27^2 \times 14,17} = 0,1267$$

$$\mu_R = 0,392$$

$\mu_u < \mu_R \rightarrow$ Une section à simple armature $A_{sc} = 0$

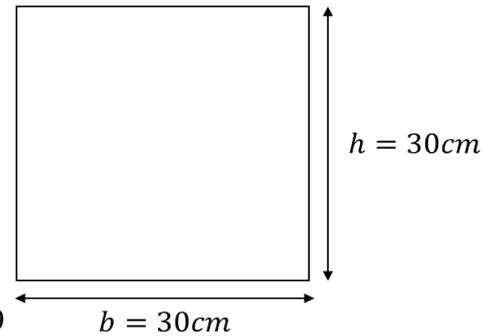
$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1267}) = 0,1699$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,27(1 - 0,4 \times 0,1699) = 0,252 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{39,253 \times 10^{-3}}{0,252 \times 347,826} = 4,478 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow A_{st} = 4,478 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T14 = 6,16cm²



• **En appui :** $M_{u \max} = 23,09 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{23,09 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27^2 \times 14,17} = 0,075$$

$$\mu_R = 0,392$$

$\mu_u < \mu_R \rightarrow$ Une section à simple armature $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,075}) = 0,097$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,27(1 - 0,4 \times 0,075) = 0,259 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{23,09 \times 10^{-3}}{0,259 \times 347,826} = 2,56 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow A_{st} = 2,56 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T12 = 4,52cm²

– **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq A_{min}$$

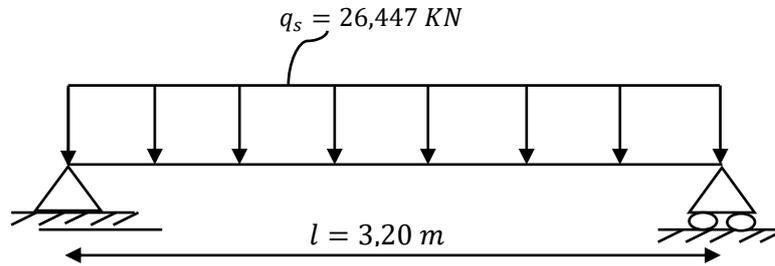
$$A_{min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,3 \times 0,27 \times 2,1}{400}$$

$$A_{min} = 9,78 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$A_{min} < A_{st} \rightarrow \text{CV}$$

On utilise les valeurs suivantes pour l'ELS :

$$q_u = G + Q = 26,447 \text{ KN}$$



- Moment isostatique : $M_o = \frac{q.l^2}{8} = 33,852 \text{ KN.m}$.
- Moment en travée : $M_t = 0,85 \times M_o = 28,774 \text{ KN.m}$.
- Moment en appui : $M_a = 0,5 \times M_o = 16,926 \text{ KN.m}$.

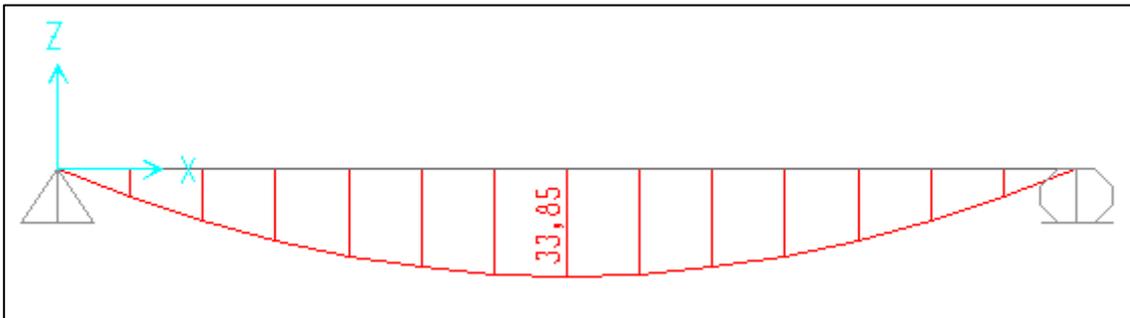


Figure III-7: Moment service de la poutre palière.

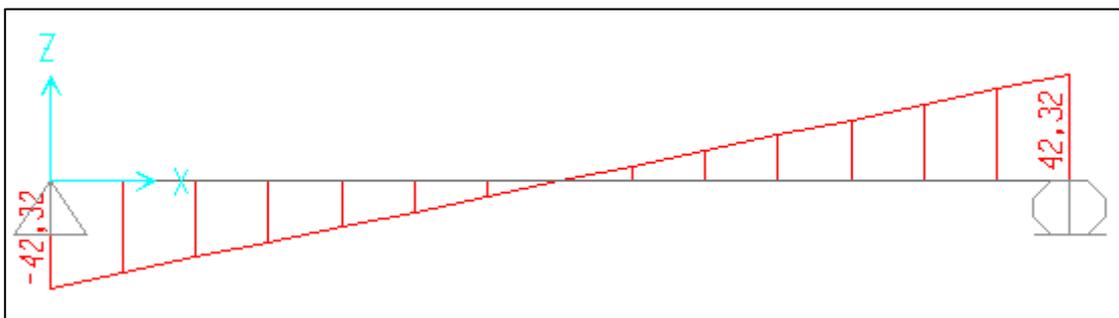


Figure III-8: Effort tranchant ultime de la poutre palière.

• En travée :

$$A_{sc} = 0 \rightarrow \text{S.S.A} ; A_{st} = 6,16 \text{ cm}^2 ; b = 30 \text{ cm} ; n = 15$$

$$X = n \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 b d A_{st} + d' A_{sc}}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 10,179 \text{ cm}$$

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

$$I = 3,669 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Vérification des contraintes :

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

Pour des fissurations préjudiciables : $\overline{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}})$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{28,774 \times 10^{-3} \times 0,10179}{3,669 \times 10^{-4}} = 7,982 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n M_s(d - x)}{I} = \frac{15 \times 28,774 \times 10^{-3} \times (0,27 - 0,10179)}{3,669 \times 10^{-4}} = 197,877 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} & \sigma_{bc} = 7,982 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} & \sigma_{st} = 197,877 < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV} \end{cases}$$

• **En appui :**

$$A_{sc} = 0 \rightarrow \text{S.S.A} ; A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2 ; b = 30 \text{ cm} ; n = 15$$

$$X = n \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 b d A_{st} + d' A_{sc}}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 9,016 \text{ cm}$$

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

$$I = 2,926 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Vérification des contraintes :

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

Pour des fissurations préjudiciables : $\overline{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}})$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{19,926 \times 10^{-3} \times 0,9016}{2,926 \times 10^{-4}} = 5,215 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n M_s(d - x)}{I} = \frac{15 \times 19,926 \times 10^{-3} \times (0,27 - 0,10179)}{2,926 \times 10^{-4}} = 156,048 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases} \quad \begin{cases} \sigma_{bc} = 5,215 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots CV \\ \sigma_{st} = 156,048 < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV \end{cases}$$

5.3 Ferrailages transversaux :

Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{min}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{30}{35}; 1,2; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(0,8; 1,2; 3)$$

On prend $\rightarrow \phi_t = 8mm$

Calcul des espacements :

D'après les règles du RPA 99 v.2003 :

✓ **Zone nodale**

$$S' \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{lmin}; 30cm\right) \Rightarrow S' \leq \min\left(\frac{30}{4}; 12 \times 1,2; 30cm\right)$$

$$S' \leq \min(7,5; 14,4; 30cm)$$

$S' \leq 7,5 \text{ cm}$ On prend $S' = 7,5 \text{ cm}$

$$L = 2h = 2 \times 30 = 60cm$$

✓ **Zone courante :**

$$S \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2}$$

$$S = 15 \text{ cm}$$

On prend $S = 15 \text{ cm}$

Vérification de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d} = \frac{57,73 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27} = 0,713 \text{ MPa}$$

\rightarrow Justification de béton :

$$\tau_l = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_l = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,713 < \tau_l = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots C. V$$

Vérification des flèches (selon BAEL 91) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{18M_u} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{F_e} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,09 > 0,04 \dots\dots\dots C.V \\ 0,09 > 0,06 \dots\dots\dots C.V \\ 0,0076 < 0,01 \dots\dots\dots C.V \end{array} \right.$$

5.4 Ferrailage poutre palier :

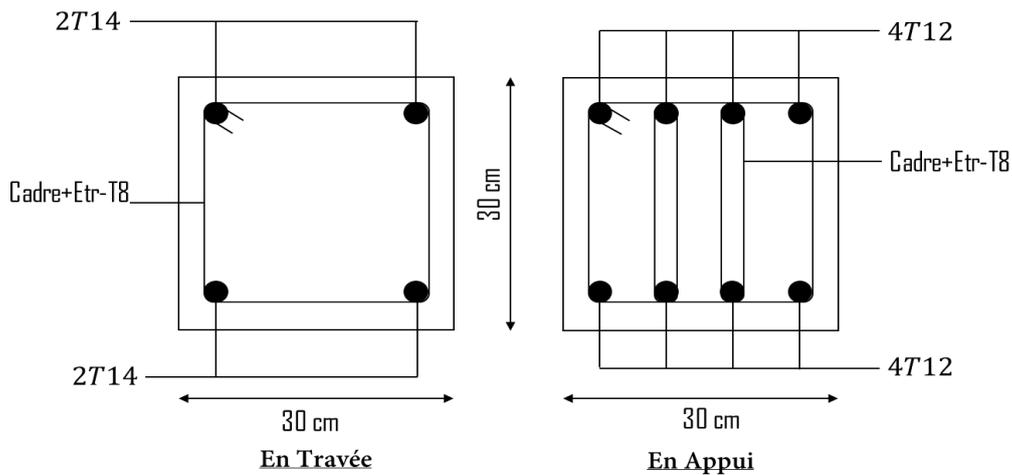


Figure III-9: Ferrailage de poutre palier.

6 Conclusion :

En résumé, nous avons identifié les différentes sollicitations exercées sur l'ensemble des éléments secondaires, indépendamment de l'action sismique, et nous avons réussi à concevoir un ferrailage qui satisfait aux exigences du RPA.

Le prochain chapitre abordera la conception parasismique de l'ouvrage, en prenant en compte tous les facteurs susceptibles d'influencer la stabilité et la durabilité de l'ouvrage face à l'action sismique.

Chapitre IV : Etude dynamique

1 Introduction :

Le Séisme est un phénomène qui résulte du mouvement des plaques rigides qui forment la couche extérieure de la Terre, également connue sous le nom de lithosphère. Les effets d'un séisme dépendent de plusieurs facteurs, tels que la qualité du sol et les propriétés structurelles comme la rigidité et la ductilité. Les séismes sont considérés comme le risque naturel le plus dangereux, causant des dommages considérables aux structures, des pertes en vies humaines, la destruction du patrimoine bâti et l'arrêt de l'activité économique.

Afin de garantir la sécurité des populations et des infrastructures, il est exigé que les bâtiments soient conçus de manière parasismique. L'analyse dynamique est utilisée pour déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure, notamment le déplacement et la période, afin de prédire son comportement en fonction de la zone sismique et de dimensionner correctement la construction.

2 Etude dynamique :

L'étude dynamique en génie civil consiste à analyser les comportements des structures sous des charges dynamiques afin de garantir leur stabilité, leur résistance et leur durabilité. Elle utilise des méthodes de calcul spécifiques pour simuler les réponses de la structure aux sollicitations dynamiques et optimiser les dispositifs de protection.

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

3 Présentation de logiciel « SAP2000 » :

SAP2000 est un logiciel puissant et polyvalent utilisé dans le domaine du génie civil pour la modélisation, l'analyse et la conception de structures. Il offre une large gamme de fonctionnalités et est apprécié pour sa fiabilité et sa précision avec des nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, charpente métallique. L'interface graphique de logiciel rendre la modélisation et l'interprétation des résultats plus simple. Il offrant aussi la possibilité de visualiser : la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc.

4 Modélisation de la structure :

L'étude dynamique d'une structure est très complexe à cause du nombre de fonctions et des éléments existants dans une construction. C'est pour cela on utilise les méthodes numérique (modélisations par les logiciels) qui permettent de simplifier suffisamment le problème. Notre structure modélisée par logiciel « SAP2000 » est considéré comme console verticale infiniment rigide encasté à la base, avec

des masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau.

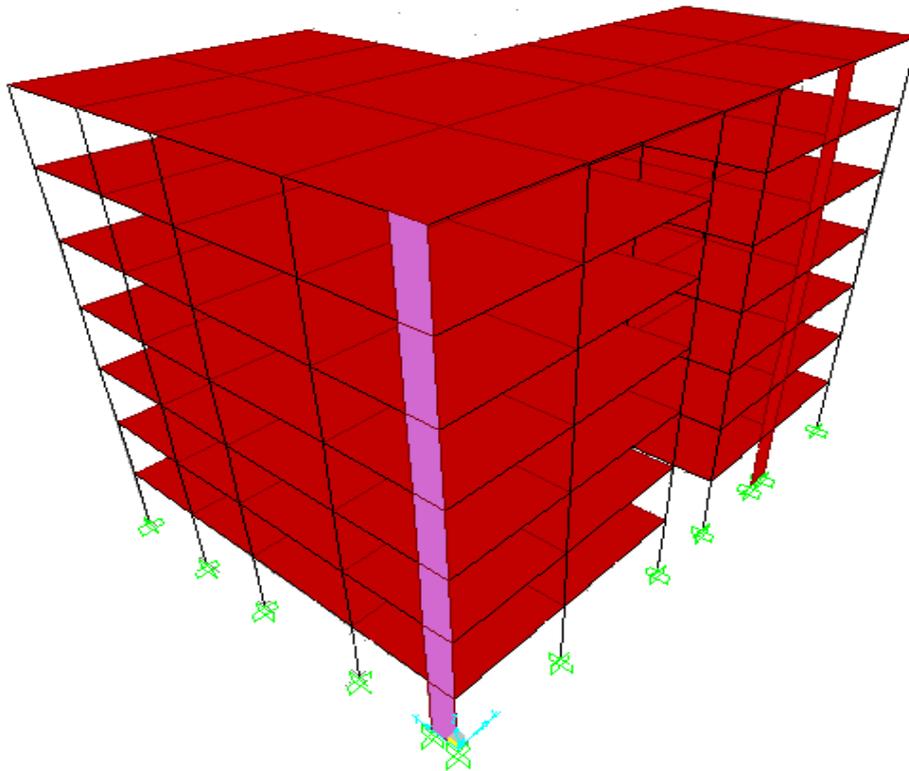


Figure IV- 1: Modèle 3D de la structure.

5 Méthode de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes « RPA 99 version 2003 », le calcul des forces sismiques peut être évalué suivant trois méthodes :

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

6 Méthode statique équivalente :

6.1 Principe :

Les forces dynamiques réelles présentes dans la construction sont remplacées par un système fictif de forces statiques qui sont considérées comme équivalentes à l'action sismique. Le modèle du bâtiment utilisé pour les calculs est plan dans les deux directions. Le mode fondamental de vibration est le seul mode significatif, avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers. De plus, il est supposé qu'il y a un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau, à condition que les systèmes de contreventement dans les deux directions puissent être découplés. Cette approche simplifiée permet d'évaluer de manière efficace les effets sismiques sur la structure en utilisant des méthodes de calcul statique.

6.2 Conditions d’application (selon le RPA) [3] :

Le règlement Parasismique Algérien permet utiliser cette méthode dans les conditions (art4.2 du RPA99/2003 suivants :

- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone II : Groupe d’usage3 Groupe d’usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupe d’usage **1B**, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d’usage **1A**, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III : Groupes d’usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m. Groupe d’usage **1B**, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m. Groupe d’usage **1A**, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

6.3 L’évaluation de L’effort tranchant (V) à la base :

L’effort sismique équivalent (V) appliqué à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

A : Coefficient d’accélération de zone.

D : Facteur d’amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d’amortissement et du période fondamentale de la structure (T).

R : Coefficient de comportement global de la structure.

Q : Facteur de qualité.

W : Poids total de la structure.

- ✓ **Coefficient d’accélération de zone (A) :**

Zone I : D’après la classification sismique de wilaya de Tlemcen (RPA 99 V 2003).

Groupe d’usage 2 (Ouvrages courants ou d’importance moyenne) ==> A = 0.10.

- ✓ La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 RPA99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu’il est défini dans l’article 3.4 du R.P.A99/2003 Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : R=5

6.4 Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_t \times h_n^{\frac{3}{4}} \\ \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D}} \end{array} \right\}$$

Avec :

h_n : Hauteur totale du bâtiment. $h_n = 21,48$ m

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

$$D_x = 24,20 \text{ m.}$$

$$D_y = 17,05 \text{ m}$$

D'après le tableau 4.6 : RPA 99 / version 2003 P45 : CT = 0.05.

CT : coefficient fonction du système de contreventement.

CT = 0,05 (Portique auto stable en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie).

Sens x-x :

$$T_x = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,05 \times (21,42)^{\frac{3}{4}} = 0,497s \\ \frac{0,09 \times 21,42}{\sqrt{24,20}} = 0,391s \end{array} \right\}$$

$$T_x = 0,391s$$

Sens Y-Y :

$$T_y = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,05 \times (21,42)^{\frac{3}{4}} = 0,497s \\ \frac{0,09 \times 21,42}{\sqrt{17,05}} = 0,467s \end{array} \right\}$$

$$T_y = 0,467s$$

$$\text{si: } T_{\text{analytique}} \leq T_{\text{empirique}} \Rightarrow T = T_{\text{analytique}}$$

$$T_{\text{empirique}} \leq T_{\text{analytique}} \leq 1,3 T_{\text{empirique}} \Rightarrow T = T_{\text{empirique}}$$

$$T_{\text{analytique}} \geq 1,3 T_{\text{empirique}} \Rightarrow T = 1,3 T_{\text{empirique}}$$

Sens x - x :

$$T_{\text{analytique}} \geq 1,3 T_{\text{empirique}} \Rightarrow 0,663s > 1,3(0,391) = 0,508s \text{ donc: } T_x = 0,508s$$

Sens y - y :

$$T_{\text{analytique}} \geq 1,3 T_{\text{empirique}} \Rightarrow 0,663s > 1,3(0,467) = 0,607s \text{ donc: } T_y = 0,607s$$

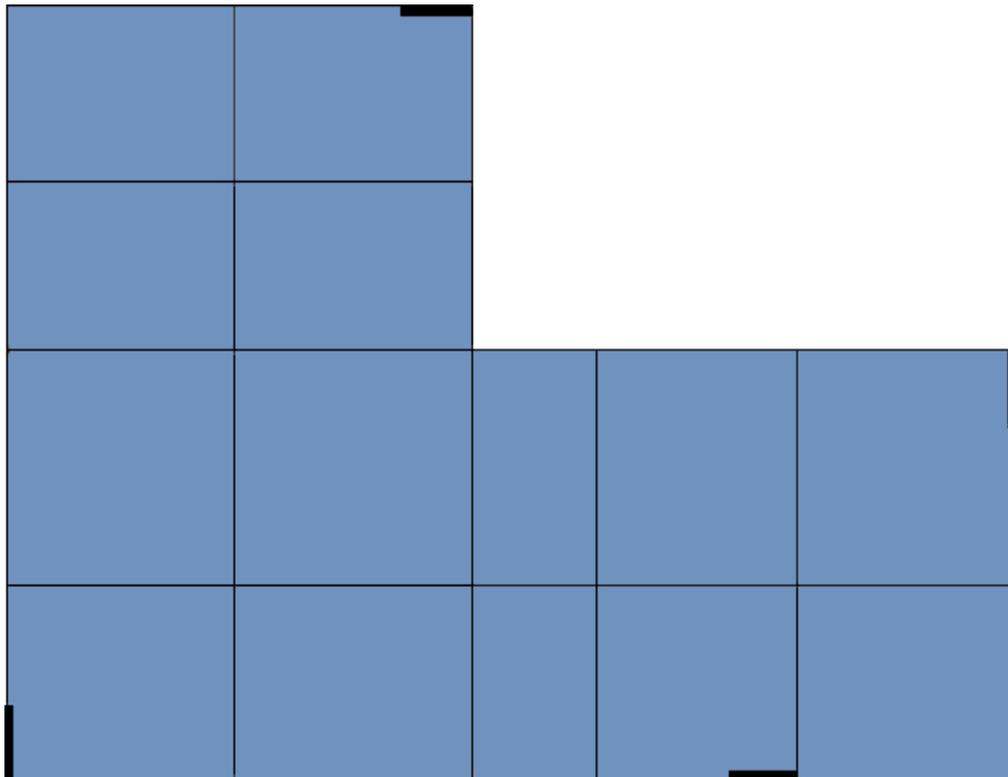


Figure IV- 2: disposition des voiles.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,663923	0,00009478	0,74625	3,411E-08	0,00009478	0,74625	3,411E-08
MODAL	Mode	2	0,592865	0,73577	0,00000638	0,000005216	0,73587	0,74625	0,00000525
MODAL	Mode	3	0,543294	0,02111	0,00415	1,449E-07	0,75698	0,7504	0,000005395
MODAL	Mode	4	0,212641	0,00008905	0,12003	1,444E-07	0,75707	0,87044	0,000005539
MODAL	Mode	5	0,193903	0,11689	0,00009389	0,000005646	0,87396	0,87053	0,00001119
MODAL	Mode	6	0,168389	0,00008589	0,00002841	0,00000232	0,87405	0,87056	0,00001351
MODAL	Mode	7	0,109074	0,00001152	0,05423	7,67E-08	0,87406	0,92479	0,00001358
MODAL	Mode	8	0,101952	0,05275	0,000003271	0,000002567	0,92681	0,92479	0,00001615
MODAL	Mode	9	0,081328	0,00014	0,00037	0,000005038	0,92695	0,92517	0,00002119
MODAL	Mode	10	0,064776	0,00003783	0,03189	0,000001751	0,92699	0,95706	0,00002294
MODAL	Mode	11	0,061599	0,03155	0,00005979	0,00001637	0,95854	0,95712	0,00003931
MODAL	Mode	12	0,054802	8,505E-08	1,431E-08	0,10235	0,95854	0,95712	0,10239

Tableau IV- 1: Périodes et factures de participation modale.

6.5 Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

- (η) : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,88$

- (ϵ) : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (7 % pour les portiques en béton armé avec un remplissage dense).

- Paramètre du bâtiment et caractéristiques géotechniques du sol, le tableau 4.7 : RPA 99 version 2003 P48 [3].

- site ferme \rightarrow ($T_1= 0.15$ s ; $T_2=0.40$ s) (S2).

Sens x-x :

$$D_x = 2,5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T \leq 3s$$

$$= 2,5 \times 0,88\left(\frac{0,40}{0,508}\right)^{\frac{2}{3}} \quad 0,4 \leq 0,508 \leq 3s$$

$D_x = 1,876$

Sens y-y :

$$D_y = 2,5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T \leq 3s$$

$$= 2,5 \times 0,88\left(\frac{0,40}{0,607}\right)^{\frac{2}{3}} \quad 0,4 \leq 0,607 \leq 3s$$

$D_y = 1,666$

6.6 Facteur de qualité "Q" :

Le facteur de qualité (Q) est déterminé par la formule : $Q = 1+\sum P$

- P_q : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non,

6.6.1 Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le RPA99 V2003, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est $< 1,5$.

Sens longitudinale (x) : $\begin{cases} \frac{l_1}{l_2} = \frac{505}{590} = 0,855 < 1,5 \quad \text{CO} \\ \frac{l_3}{l_4} = \frac{590}{320} = 1,84 < 1,5 \quad \text{CNO} \end{cases} \quad p_q = 0,05$

$$\text{Sens transversal (y) : } \begin{cases} l_1 = \frac{445}{510} = 0,87 < 1,5 & \text{CO} \\ l_2 = \frac{510}{360} = 1,416 < 1,5 & \text{CO} \end{cases}$$

6.6.2 Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir en plan au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement en dépassant pas 1,5.

Sens longitudinale :

$$\frac{l_{\max}}{l_{\min}} = \frac{590}{320} = 1,84 > 1,5 \quad \text{CNO} \quad p_q = 0,05$$

Sens transversal :

$$\frac{l_{\max}}{l_{\min}} = \frac{510}{360} = 1,416 < 1,5 \quad \text{CO} \quad p_q = 0$$

6.6.3 Régularité en plan :

- Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis les deux directions orthogonales.

- La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal à 4.

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{24,60}{17,40} = 1,413 < 4 \quad \text{CV}$$

L_x : longueur de la structure

L_y : largeur de la structure

- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

6.6.4 Centre de masse :

Pour la détermination du centre de masse, on adopte les formules suivantes :

$$\begin{cases} X_m = \frac{\sum(s_i \times x_i)}{\sum s_i} \\ Y_m = \frac{\sum(s_i \times y_i)}{\sum s_i} \end{cases}$$

Avec :

S_i : Section géométrique de l'élément « i »

X_i, Y_i : Les coordonnées de l'élément « i »

X_m, Y_m : Les coordonnées du centre de masse

Dans notre étude nous allons tirer le centre de masse à partir de logiciel "SAP2000"

6.6.5 Centre de torsion :

Pour la détermination du centre de torsion, on utilise les formules suivantes :

$$\begin{cases} X_t = \frac{\sum(I_{xi} \times x_i)}{\sum I_{xi}} \text{ et} & I_{xi} = (b \times h^3)/12 \\ Y_t = \frac{\sum(I_{yi} \times y_i)}{\sum I_{yi}} \text{ et} & I_{yi} = (h \times b^3)/12 \end{cases}$$

Avec : I_{xi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (Ox)

I_{yi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (Oy)

X_i, Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément « i »

X_m, Y_m : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément « i »

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV-2 : L'excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion.

Niveau	Centre de masse		Centre de torsion		L'excentricité	
	$X_m (m)$	$Y_m (m)$	$X_t (m)$	$Y_t (m)$	$ X_t - X_m $	$ Y_t - Y_m $
RDC	10,580	7,263	5,768	4,447	4,812	2,816
1^{ère} étage	10,580	7,263	5,768	4,447	4,812	2,816
2^{ème} étage	10,582	7,258	7,556	5,462	3,026	1,796
3^{ème} étage	10,582	7,258	7,556	5,462	3,026	1,796
4^{ème} étage	10,583	7,256	7,556	5,462	3,027	1,794
5^{ème} étage	10,585	7,249	9,126	6,537	1,459	0,712
6^{ème} étage	10,255	7,005	9,126	6,537	1,129	0,468

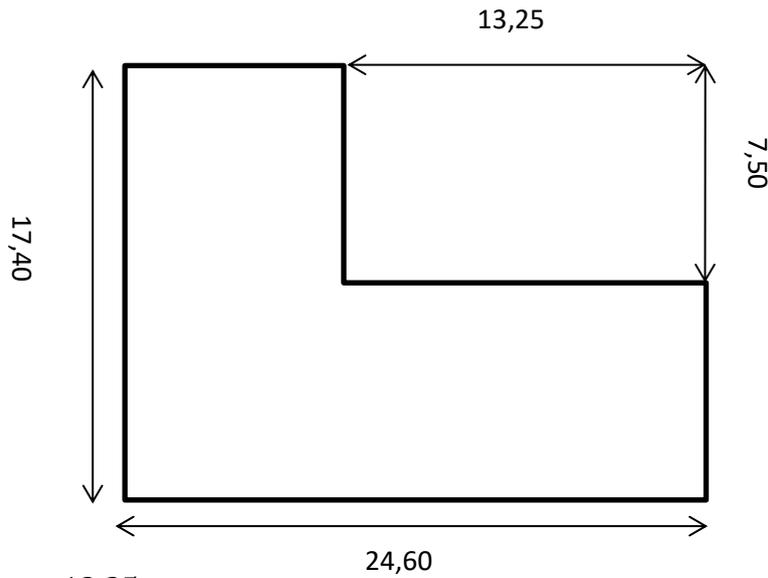
On vérifie la condition suivante :

$$\begin{cases} 15\%L_x = 15\% \times 24,60 = 3,69m \\ 15\%L_y = 15\% \times 17,40 = 2,61m \end{cases}$$

On remarque que RDC et 1^{ère} étage ne sont pas vérifiés :

$$\begin{cases} e_x > 15\%L_x \Rightarrow 4,812 > 3,69 \\ e_y > 15\%L_y \Rightarrow 2,816 > 2,61 \end{cases} \quad \text{C. N. V}$$

- La somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas plus 25%.



$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\sum L_x}{L_x} = \frac{13,25}{24,60} = 0,53 > 0,25 \\ \frac{\sum L_y}{L_y} = \frac{7,50}{17,40} = 0,43 > 0,25 \end{array} \right. \quad \text{C. N. V : } p_q = 0,05$$

6.6.6 Régularité en élévation :

Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont sa charge ne se transmette pas directement à la fondation. La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment. La variation des dimensions en plan du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

6.6.7 Contrôle de la qualité (Q) :

➤ **Contrôle de la qualité des matériaux :**

➤ On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés.

Critère non observé : $Pq = 0,05$

➤ **Contrôle de la qualité de l'exécution :**

On suppose que la qualité d'exécution n'est pas contrôlée. Critère non observé : $Pq = 0,1$.

Tableau IV-3: Facteur de qualité.

	Sens- X	Sens- y
--	----------------	----------------

Critère « q »	Observée	Non-Observée	Observée	Non-Observée
Conditions minimales sur les files de contreventement		0,05		0,05
Redondance en plan		0,05	0	
Régularité en plan		0,05		0,05
Régularité en élévation	0		0	
Contrôle de la qualité des matériaux		0,05		0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution		0,1		0,1
Σq	0,30		0,25	

$Q_x = 1.30 ; Q_y = 1.25$

6.7 Le poids total de la structure W_T :

$$W_T = \sum_{i=1}^n W$$

Avec W : le poids de chaque niveau

D'après la modélisation de la structure avec logiciel « SAP2000 », on tire le poids de chaque niveau.

Tableau IV-4: Poids des différents niveaux (donné par le SAP2000).

Niveau	Hauteur h_i (m)	Masse(t)	Poids W_i (KN)
RDC	3,06	100,445705	985,37
1 ^{ère} étage	6,12	99,772884	978,77
2	9,18	99,100062	972,17
3	12,24	99,100062	972,17
4	15,30	98,516950	966,45
5	18,36	98,004046	961,42
6	21,42	89,172602	874,78
ΣW_i		6711,13	

6.8 Détermination de l'effort tranchant V :

Sens (X) :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W_T$$

$$V_x = \frac{0,1 \times 1,876 \times 1,30}{5} \times 6711,13$$

$V_x = 327,342KN$

Sens (Y) :

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W_T$$

$$V_y = \frac{0,1 \times 1,666 \times 1,25}{5} \times 6711,13$$

$$V_y = 279,519\text{KN}$$

6.9 La force sismique F de chaque niveau :

Selon RPA99 V2003, La force sismique de chaque niveau est donnée par la formule suivante :

$$F_i = \frac{(V - F_t)Wh_i}{\sum_{j=1}^n W_i h_j}$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration, donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0,07 T V & \text{si } T > 0,7s \\ F_t = 0 & \text{si } T < 0,7s \end{cases}$$

Sens x :

$$F_i = \frac{(V_x - F_t)Wh_i}{\sum_{j=1}^n W_i h_j}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} T_x = 0,508 < 0,7s \rightarrow F_{tx} = 0 \\ V_x = 327,342\text{KN} \end{cases}$$

Sens y :

$$F_i = \frac{(V_y - F_t)Wh_i}{\sum_{j=1}^n W_i h_j}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} T_y = 0,607 < 0,7s \rightarrow F_{ty} = 0 \\ V_y = 279,519\text{KN} \end{cases}$$

Tableau IV-5: Les forces sismiques des différents niveaux pour R=5.

Niveau	Wi (KN)	hi (m)	Wi. hi	Fx(KN)	Fy(KN)
RDC	985,37	3,06	3015,2322	12,185	10,405
1 ^{ère} étage	978,77	6,12	5990,0724	24,206	20,669
2	972,17	9,18	8924,5206	36,064	30,796
3	972,17	12,24	11899,3608	48,085	41,060
4	966,45	15,30	14786,685	59,753	51,023
5	961,42	18,36	17651,6712	71,330	60,909
6	874,78	21,42	18737,7876	75,719	64,657
			$\sum W_i h_i$ = 81005,3298		

6.10 Justification de la sécurité :

6.10.1 Vérification de coefficient de comportement R :

R=5 : les voiles doivent reprendre ou plus 20% des charges verticales et les portiques doivent reprendre ou moins 25% de l'effort tranchant à la base (RPA).

- On doit vérifier la condition du RPA :

Les portiques → $100 - 75 \geq 25 \%$

Par l'logicielle sap2000 :

- **Exemple RDC :**

Suivant X-X :

- Effort tranchant :

$V_{xglobal} = 327,342KN$

$V_{xvoil} = 146,262KN$

$\frac{V_{xvoil}}{V_{xglobal}} = \frac{146,262}{327,342} = 0,446 = 44,6\%$

100% - 44,6% = **55,4%** portique reprendre ou moins 25% **C.V**

Tableau IV-6: Vérification sens x-x.

Niveau	$V_{voile}(KN)$	$V_{global}(KN)$	Les voile %	Les portique %
RDC	146,262	327,342	44,6	55,4
1	59,251	315,157	18,8	81,2
2	74,079	290,951	25,5	74,5
3	30,802	254,887	12,08	87,92
4	53,622	206,802	25,92	74,08
5	14,451	147,049	9,82	90,18
6	2,793	75,719	3,68	96,32

Suivant y-y :

$V_{yglobal} = 279,519 KN$

$V_{yvoil} = 127,02KN$

$\frac{V_{yvoil}}{V_{yglobal}} = \frac{127,02}{279,519} = 0,454 = 45,4\%$

100% - 45,4% = **54,6%** portique reprendre ou moins 25% **C.V**

Tableau IV-7: vérification sens y-y.

Niveau	$V_{voile} (KN)$	$V_{global} (KN)$	Les voile %	Les portique %
RDC	127,02	279,519	45,4	54,6
1	52,976	269,114	19,68	80,32
2	64,882	248,445	26,11	73,89
3	25,002	217,649	11,48	88,52
4	44,478	176,589	25,18	74,82
5	9,739	125,566	7,75	92,25
6	-5,005	64,657	7,74	92,26

➤ Les pourcentages des efforts normaux repris par les voiles et les portiques :

- On doit vérifier la condition du RPA

$$\text{Les voiles} \rightarrow N_{voile}/N_{portique} \leq 20\%$$

$$\text{Les portiques} \rightarrow 100 - 20 \geq 80$$

- Effort normal :

Suivant x-x :

$$N_{xglobal} = 23861,079KN$$

$$N_{xportique} = 1057,599KN$$

$$\frac{N_{xportique}}{N_{xglobal}} = \frac{1057,599}{23861,079} = 0,044 = 4,4\%$$

4,4% voile ou plus 20%

C.V

Suivant y-y :

$$N_{yglobal} = 23861,079KN$$

$$N_{yportique} = 798,48 KN$$

$$\frac{N_{yportique}}{N_{yglobal}} = \frac{798,48}{23861,079} = 0,0334 = 3,34\%$$

3,34% voile ou plus 20% **C.V**

6.10.2 Justification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile en cas de sollicitations sismiques, le RPA 99 V2003 [3] exige la vérification de l'effort normal de compression de calcul, qui est soumis à la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N_d : L'effort normal maximum appliqué sur les poteaux sous les combinaisons sismique

B : La section transversale des poteaux

$f_{c28} = 25\text{MPa}$: La combinaison (ELS) donne les efforts normaux maximums.

Tableau IV-8: Effort Normal réduit.

Niveau	Type de poteau	B(m2)	N_d (KN)	v (KN)	Observation
RDC	45×45	0,2025	1429,209	0,282	O.B
1 ^{ère} étage	45×45	0,2025	1219,927	0,241	O.B
2 ^{ème} étage	40×40	0,16	1013,036	0,253	O.B
3 ^{ème} étage	40×40	0,16	811,337	0,203	O.B
4 ^{ème} étage	35×35	0,1225	611,241	0,200	O.B
5 ^{ème} étage	35×35	0,1225	414,961	0,135	O.B
6 ^{ème} étage	30×30	0,09	244,109	0,108	O.B

6.10.3 Justification vis-à-vis des déformations :

Selon le RPA 99/V2003 [3] Art : 5.10, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Selon le RPA 99/V2003 [3]Art : 4.43, le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

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

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

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

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure

R : Coefficient de comportement.

Tableau IV-9: Vérification des déplacements x-x.

Niveau	Sens x-x				
	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k(m)$	$\Delta_k(m)$	1%h	Vérification
RDC	0,000603	0,003015	0,003015	0,0306	<i>c. v</i>
1	0,001841	0,009205	0,00619	0,0306	<i>c. v</i>
2	0,003306	0,01653	0,007325	0,0306	<i>c. v</i>
3	0,004747	0,023735	0,007205	0,0306	<i>c. v</i>
4	0,006073	0,030365	0,00663	0,0306	<i>c. v</i>
5	0,007154	0,03577	0,005405	0,0306	<i>c. v</i>
6	0,008036	0,04018	0,00441	0,0306	<i>c. v</i>

Tableau IV-10: Vérification des déplacements y-y.

Niveau	Sens y-y				
	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k(m)$	$\Delta_k(m)$	1%h	Vérification
RDC	0,000633	0,003165	0,003165	0,0306	<i>c. v</i>
1	0,001985	0,009925	0,00676	0,0306	<i>c. v</i>
2	0,00362	0,01810	0,008175	0,0306	<i>c. v</i>
3	0,005254	0,02627	0,00817	0,0306	<i>c. v</i>
4	0,006762	0,03381	0,00754	0,0306	<i>c. v</i>
5	0,008005	0,040025	0,006215	0,0306	<i>c. v</i>
6	0,00903	0,04515	0,005125	0,0306	<i>c. v</i>

6.10.4 Justification vis à vis de l'effet P-Δ :

D'après le "RPA 99 2003 ", Les effets du 2ème ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \qquad V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées audessus du niveau « K ».

V_k : : Effort tranchant d'étage au niveau « K »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K - 1 »

H_k : Hauteur de l'étage "K"

- ✓ Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $1 / (1 - \theta_k)$.
- ✓ Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.
- ✓ La condition $\theta_k \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P-Δ peuvent être négligés.

Tableau IV-11: Vérification vis à vis de l'effet P-Δ sens x-x.

Niveau	$H_k(m)$	$w_k(KN)$	p_k	Sens x-x		
				Δ_k	V_k	θ_k
RDC	3,06	985,37	6711,13	0,003015	327,342	0,020
1ère étage	3,06	978,77	5725,76	0,00619	315,157	0,037
2ème étage	3,06	972,17	4746,99	0,007325	290,951	0,040
3ème étage	3,06	972,17	3774,82	0,007205	254,887	0,035
4ème étage	3,06	966,45	2802,65	0,00663	206,802	0,029
5ème étage	3,06	961,42	1836,2	0,005405	147,049	0,022
6ème étage	3,06	874,78	874,78	0,00441	75,719	0,017

Tableau IV-12: Vérification vis à vis de l'effet P-Δ sens y-y.

Niveau	$H_k(m)$	$w_k(KN)$	p_k	Sens y-y		
				Δ_k	V_k	θ_k
RDC	3,06	985,37	6711,13	0,003165	279,519	0,025
1ère étage	3,06	978,77	5725,76	0,00676	269,114	0,047
2ème étage	3,06	972,17	4746,99	0,008175	248,445	0,051
3ème étage	3,06	972,17	3774,82	0,00817	217,649	0,046
4ème étage	3,06	966,45	2802,65	0,00754	176,589	0,039
5ème étage	3,06	961,42	1836,2	0,006215	125,566	0,030
6ème étage	3,06	874,78	874,78	0,005125	64,657	0,023

D'après les résultats obtenus dans le tableau, les effets P – Δ peuvent être négligés.

6.10.5 Justification vis à vis de la stabilité au renversement :

D'après le "RPA 99 – version 2003" quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

N : Ensemble des charges gravitaires

M : Moment de renversement

$$N = W + P_{semelles} + P_{remlais} \text{ OU } N = W + 10\%W = W(1,10) \text{ et } M = \sum F_i \times h_i$$

Avec :

W: poids totaux de la structure

F_i : la force sismique pour chaque niveau

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	KN	KN	KN
ELS	Combination	6,685E-11	-7,531E-12	23861,079

$$N = W(1,1) = 23861,079(1,1) \Rightarrow N = 26247,1869 \text{ KN}$$

Sens x-x :

$$M_x = \sum F_{xi} \times h_i$$

$$M_x = (12,185 \times 3,06) + (24,206 \times 6,12) + (36,064 \times 9,18) + (48,085 \times 12,24) + (59,753 \times 15,3) + (71,330 \times 18,36) + (75,719 \times 21,42)$$

$$M_x = 4950,79542 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M_x}{N} = \frac{4950,79542}{26247,1869} = 0,189m \leq \frac{B_x}{4} = \frac{24,60}{4} = 6,15 \text{ m} \dots \dots \dots C.V$$

Sens y-y :

$$M_y = \sum F_{yi} \times h_i$$

$$M_y = (10,405 \times 3,06) + (20,669 \times 6,12) + (30,796 \times 9,18) + (41,06 \times 12,24) + (51,023 \times 15,3) + (60,909 \times 18,36) + (64,657 \times 21,42)$$

$$M_x = 4227,50934 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M_y}{N} = \frac{4227,50934}{26247,1869} = 0,161 \text{ m} \leq \frac{B_y}{4} = \frac{17,40}{4} = 4,35 \text{ m} \dots \dots \dots C.V$$

7 Conclusion :

Après avoir effectué une augmentation des sections des éléments structuraux lors du prédimensionnement et une disposition adéquate des voiles, notre structure est désormais capable de résister aux différents chocs, tels que les séismes. Ces ajustements ont été réalisés en conformité avec les exigences du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/Version2003) et ont donné des résultats très satisfaisants.

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

1 INTRODUCTION :

La structure que nous avons conçue est un système tridimensionnel composé de divers éléments de contreventement tels que des poteaux, des poutres et des voiles. Ces éléments sont interconnectés de manière rigide et ont la capacité de supporter l'ensemble des charges verticales et horizontales telles que celles générées par les séismes, le vent, la neige, etc.

Pour analyser et évaluer le comportement de la structure, nous avons utilisé un logiciel d'analyse des structures appelé SAP2000. Ce logiciel puissant nous permet de déterminer les différents efforts internes agissant sur chaque section des éléments pour différentes combinaisons de calcul.

Le ferrailage sera fait conformément aux règles CBA93 [6], BAEL91 [2] et le RPA99V2003 [3] dont :

- Les poteaux seront calculés en flexion composée.
- Les poutres seront calculées en flexion simple
- Les voiles seront calculées comme les poteaux mais on utilisant la méthode des contraintes
-

2 Etude des éléments structurants :

2.1 Les poteaux :

- ✓ Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations.
- ✓ Un poteau est soumis à des efforts normaux ''N'' et des moments fléchissant ''M'' à la tête et à la base dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc, ils sont calculés en flexion composée.

2.1.1 Combinaisons des charges :

On distingue les différentes combinaisons suivantes :

Selon BAEL 91 : [Combinaisons fondamentales]

- ELU : $1,35 G + 1,5 Q$
- ELS : $G + Q$

Selon RPA99V2003 : [Combinaisons accidentelles]

- $G + Q \pm Ex$.
- $G + Q \pm Ey$.
- $0,8 G \pm Ex$.
- $0,8 G \pm Ey$.

Selon RPA99/version 2003 (Les combinaisons accidentelles).

- $G + Q \pm Ex$.
- $G + Q \pm Ey$.
- $0,8 G \pm Ex$.
- $0,8 G \pm Ey$.

2.1.2 Les sollicitations dans les poteaux :

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables :

- Effort normal maximal et le moment correspondant $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$
- Moment maximum et l'effort normal correspondant $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$

Tableau V-1: Sollicitations maximales à ELU.

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$		$M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$	
	$N_{max}(KN)$	$M_{corre}(KN.m)$	$M_{max}(KN.m)$	$N_{corre}(KN)$
RDC	1952,789	3,2165	45,4582	1259,26
1ère étage	1666,648	8,2831	61,3331	1010,54
2ème étage	1384,406	5,2165	46,659	830,180
3ème étage	1109,241	5,98	58,3378	651,24
4ème étage	835,995	4,6037	44,4165	477,25
5ème étage	567,393	5,2155	50,9005	327,087
6ème étage	332,845	2,7904	58,9823	135,493

Tableau V-2: Sollicitations maximales accidentelles (G+Q±E).

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$		$M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$	
	$N_{max}(KN)$	$M_{corre}(KN.m)$	$M_{max}(KN.m)$	$N_{corre}(KN)$
RDC	1429,209	21,596	33,8941	937,963
1ère étage	1219,927	20,617	58,5724	821,279
2ème étage	1013,036	14,8149	43,2212	625,855
3ème étage	811,337	14,277	52,8181	488,86
4ème étage	611,241	8,6819	39,9709	356,338
5ème étage	414,961	7,0904	42,941	226,227
6ème étage	244,109	2,543	47,6473	99,865

Tableau V-3: Sollicitations maximales accidentelles à ELS.

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$		$M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$	
	$N_{max}(KN)$	$M_{corre}(KN.m)$	$M_{max}(KN.m)$	$N_{corre}(KN)$
RDC	1420,617	2,3474	33,1915	922,38
1ère étage	1212,652	6,0483	44,4517	738,347
2ème étage	1007,502	3,8124	33,8126	606,524
3ème étage	807,544	4,3722	42,2711	475,732
4ème étage	608,973	3,3671	32,1951	348,59
5ème étage	413,829	3,8113	36,8735	238,941
6ème étage	243,536	2,0242	43,0329	98,847

Tableau V-4: Sollicitations maximales accidentelles (0,8G±E).

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$		$M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$	
	$N_{max}(KN)$	$M_{corre}(KN.m)$	$M_{max}(KN.m)$	$N_{corre}(KN)$
RDC	958,657	21,5385	28,4834	707,204
1ère étage	819,705	21,0754	42,7889	582,98
2ème étage	682,054	15,3147	31,0614	443,897
3ème étage	548,188	15,1105	37,5809	345,705
4ème étage	415,410	9,3992	28,4483	251,131
5ème étage	285,666	8,0546	31,3378	139,841
6ème étage	173,687	3,2554	34,1249	69,165

Tableau V-5: Sollicitations maximales.

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$		$M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$	
	$N_{max}(KN)$	$M_{corre}(KN.m)$	$M_{max}(KN.m)$	$N_{corre}(KN)$
RDC	1952,789	3,2165	45,4582	1259,26
1ère étage	1666,648	8,2831	61,3331	1010,54
2ème étage	1384,406	5,2165	46,659	830,180
3ème étage	1109,241	5,98	58,3378	651,24
4ème étage	835,995	4,6037	44,4165	477,25
5ème étage	567,393	5,2155	50,9005	327,087
6ème étage	332,845	2,7904	58,9823	135,493

2.1.3 Calcul du ferrailage :

2.1.4 Les armatures longitudinales :

Nous présenterons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, tandis que les résultats de ferrailage des autres niveaux seront récapitulés dans un tableau. En utilisant les formules de flexion composée, nous procéderons au calcul des armatures requises pour les poteaux au niveau RDC dans les conditions d'État Limite Ultime (ELU).

avec: $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$

Tableau V-6: Les Sollicitations du poteau RDC.

	$N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$	
RDC	$N_{max}(KN)$	$M_{corres}(KN.m)$
ELU	1952,789	3,2165

Avec :

$$a = b = 0,45 \text{ m} ; d = 0,405 \text{ m} ; d' = 0,045 \text{ m} ; \sigma_{st} = 347,826 \text{ MPa} ; Fe = 400 \text{ MPa} ;$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15 ; \gamma_b = 1,5 ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

❖ Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \quad \text{Avec : } M_u = 3,2165 \times 10^{-3} \text{ MN} ; N_u = 1,952789 \text{ MN}$$

$$e = \frac{3,2165 \times 10^{-3}}{1,952789} = 0,0016 \text{ m} < \frac{h}{6} = \frac{0,45}{6} = 0,075 \text{ m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,0016 + \frac{0,45}{2} - 0,045 = 0,1816 \text{ m}$$

Donc : N_u effort de compression et C à l'intérieur de la section et près de A2

❖ Moment fictive M_A :

$$M_A = N_u \times e_a$$

$$M_A = 0,3546 \text{ MN.m}$$

❖ Vérification domaine de fonctionnement :

✓ **Domaine 2**

$$N_u(d - d') - M_A \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{d}\right) bd^2 f_{bc}$$

$$N_u(d - d') - M_A = 1,952789(0,405 - 0,045) - 0,3546 = \mathbf{0,3484} \quad (1)$$

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{d}\right) bd^2 f_{bc} = \left(0,337 - 0,81 \frac{0,045}{0,405}\right) 0,45 \times 0,405^2 \times 14,17 = \mathbf{0,2583} \quad (2)$$

(1) > (2) → **C.N.V**

✓ **Domaine 3**

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{d}\right) bd^2 f_{bc} < N_u(d - d') - M_A \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$$

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{d}\right) bd^2 f_{bc} = \mathbf{0,2583} \quad (1)$$

$$N_u(d - d') - M_A = 0,3484 \quad (2)$$

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{h}\right) b h^2 f_{bc} = 0,3506 \quad (3)$$

$$(1) < (2) < (3) \rightarrow CV$$

Donc il s'agit d'une section partiellement comprimée avec armature inférieure comprimée.

- **Moment réduit μ_u :**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,3546}{0,45 \times (0,405)^2 \times 14,17} = 0,339 < 0,392 \rightarrow \text{danc: S.S.A } (A_{sc} = 0)$$

On a :

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \times \left(\frac{M_a}{z} - N\right)$$

Avec :

$$z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,339}) = 0,5407$$

$$z = 0,405(1 - 0,4 \times 0,5407) = 0,317 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{347,826} \times \left(\frac{0,3546}{0,317} - 1,952789\right) = -2,398 \times 10^{-3} \text{ m}^2 < 0$$

Le ferrailage est négatif, alors on va ferrailer avec le min du RPA99 version 2003 :

- $A_{min} = 7\% \times b \times h = 0,7\% \times 45 \times 45 = 14,17 \text{ cm}^2$ (zone I)
- Zone de courante : $A_{max} = 4\% \times b \times h = 4\% \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$
- Zone de recouvrement : $A_{max} = 6\% \times b \times h = 6\% \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}^2$

On choisit : **8T16 = 16,08 cm²**

Récapitulation de calcul de ferrailage :

Tableau V-7: Résultats de ferrailage des poteaux $N_{max} \rightarrow M_{corr}$

$N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$							
Niveau	Section (cm^2)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{max} (cm^2) zone courante	A_{max} (cm^2) zone de recouvrement	Ferrailage choisi (cm^2)	
RDC	45 × 45	-23,98	14,17	81	121,5	8T16	16,08
1ère étage	45 × 45	-21,22	14,17	81	121,5	8T16	16,08
2ème étage	40 × 40	-17,39	11,2	64	96	8T14	12,32
3ème étage	40 × 40	-14,71	11,2	64	96	8T14	12,32
4ème étage	35 × 35	-11,03	8,575	49	73,5	8T12	9,05
5ème étage	35 × 35	-7,778	8,575	49	73,5	8T12	9,05
6ème étage	30 × 30	-4,659	6,3	36	54	8T12	9,05

Tableau V-8: Résultats de ferrailage des poteaux ($M_{max} \rightarrow N_{corr}$).

$M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$							
Niveau	Section (cm^2)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{max} (cm^2) zone courante	A_{max} (cm^2) zone de recouvrement	Ferrailage choisi (cm^2)	
RDC	45 × 45	-13,40	14,17	81	121,5	8T16	16,08
1ère étage	45 × 45	-9,149	14,17	81	121,5	8T16	16,08
2ème étage	40 × 40	-5,082	11,2	64	96	8T14	12,32
3ème étage	40 × 40	-3,87	11,2	64	96	8T14	12,32
4ème étage	35 × 35	-2,05	8,575	49	73,5	8T12	9,05
5ème étage	35 × 35	-0,556	8,575	49	73,5	8T12	9,05
6ème étage	30 × 30	-5,398	6,3	36	54	8T12	9,05

2.1.5 Calcul des armatures transversales :

D'après le RPA 99Version 2003, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{(\rho \times V_u)}{(h \times f_e)}$$

V_u : l'effort tranchant

h : Hauteur totale de la section brute

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale. $F_e = 235 \text{ MPa}$.

ρ : Coefficient correcteur

- $\rho = 2,50$ si l'élanement géométrique $\lambda_g \geq 5$.
- $\rho = 3,75$ si l'élanement géométrique $\lambda_g \leq 5$.

λ_g : L'élanement géométrique du poteau. $\left(\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$.

l_f : Longueur de flambement du poteau. ($l_f = 0,7l_0$ Pour étage multiple)

l_0 : Hauteur libre du poteau. ($l_0 = h(\text{étage}) - h(\text{plancher}(16 + 5))$)

(a, b): Dimensions du poteau.

a. Diamètres des armatures transversales :

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

D'après BAEL91 : $\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi_{tmin}\right)$

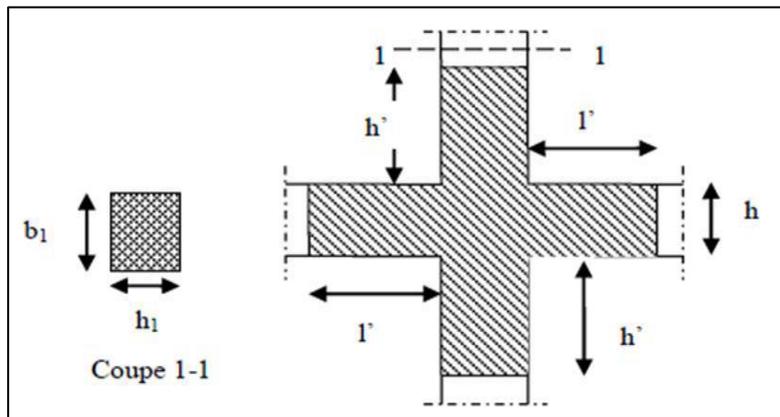


Figure V-1: Zone nodale.

t : L'espacement des cadres dans la zone nodale

- $t \leq \min(10\Phi_{tmin}, 15\text{cm})$ pour la zone 1.
- $t' \leq 15\Phi_{tmin}$ l'espacement des cadres dans la zone courante (zone1).

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V-9: Ferrailage transversale des poteaux.

Poteaux	h (m)	V (kn)	λ_g	ρ	t (cm)	t' (cm)	A_t (cm ²)	Choix
RDC	0,45	21,165	4,43	3,75	15	24	1,126	Ø8
1ère étage	0,45	39,344	4,43	3,75	15	24	2,09	Ø8
2ème étage	0,40	29,1	4,99	3,75	15	24	1,74	Ø8
3ème étage	0,40	36,92	4,99	3,75	15	24	2,209	Ø8
4ème étage	0,35	28,16	5,7	2,50	14	21	1,198	Ø8
5ème étage	0,35	34,112	5,7	2,50	14	21	1,451	Ø8
6ème étage	0,30	30,89	6,65	2,50	12	18	1,314	Ø8

✓ **Calcul des longueurs de recouvrement :**

D'après le RPA99 V2003, La longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r \geq (40 \times \emptyset) \quad \text{pour zone I}$$

Tableau V-10: Longueur de recouvrement des poteaux.

\emptyset (max) (mm)	L_r (mm)	L_r (mm) choisit
Ø16	64	65
Ø14	56	60
Ø12	48	50

✓ **Calcul des longueurs de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. La zone nodale est définie par l' et h' .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right)$$

Avec :

h_e : Hauteur d'étage

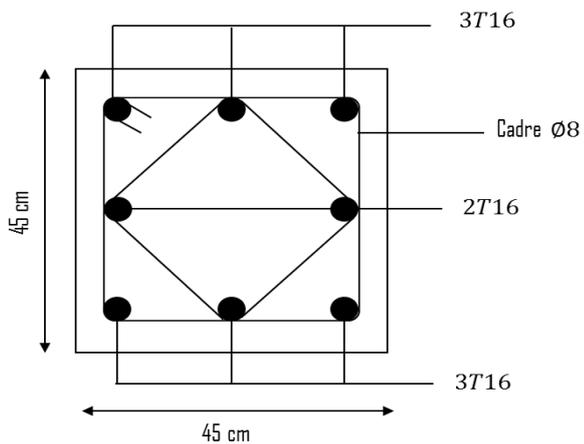
h : Hauteur de la poutre.

Tableau V-11: La longueur de la zone nodale des poteaux.

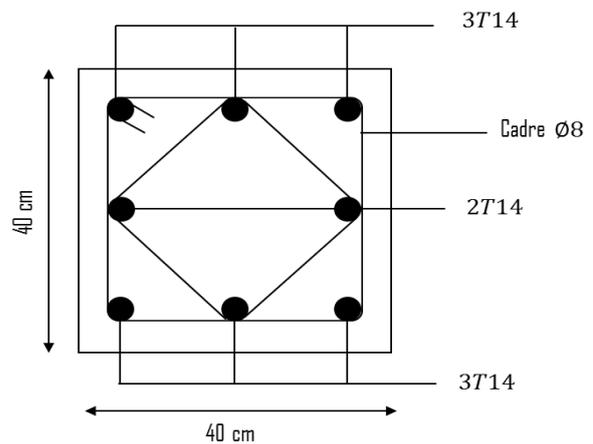
$(a = b)$ (cm)	h_e (cm)	h' (cm)
----------------	------------	-----------

45	306	60
40	306	60
35	306	60
30	306	60

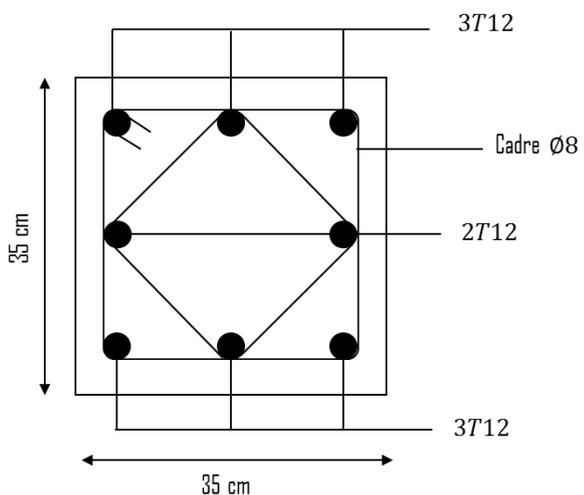
2.1.6 Schéma du ferrailage de poteaux :



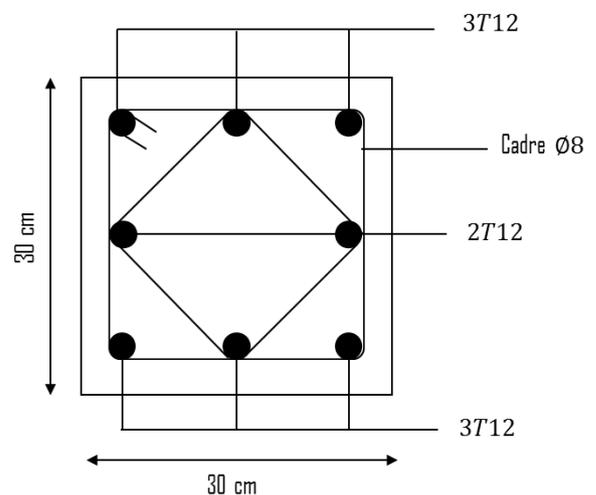
Poteau $(45 \times 45)cm^2$



Poteau $(40 \times 40)cm^2$



Poteau $(35 \times 35)cm^2$



Poteau $(30 \times 30)cm^2$

Figure V-2: Ferrailage de poteaux

2.2 Poutre principale :

2.2.1 Les sollicitations dans les Poutre principale :

Les résultats des moments et des efforts tranchantes des poutres principales pour toutes les combinaisons sont donnée par logiciel « SAP 2000 » sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-12: Sollicitations maximales des poutres principales.

Niveau	Section	ELU		ELS		$G + Q \pm E$		$0,8G \pm E$		V_{max} (KN)
		$M_{travée}$ KN.m	M_{appui} KN.m	$M_{travée}$ KN.m	M_{appui} KN.m	$M_{travée}$ KN.m	M_{appui} KN.m	$M_{travée}$ KN.m	M_{appui} KN.m	
RDC	30 × 40	55,90	117,56	44,12	85,24	44,46	98,55	29,25	68,27	128,40
Etage courant		65,26	116,82	47,30	84,72	47,91	101,94	31,52	71,91	128,18
Terrasse		91,29	153,54	66,69	112,25	66,82	115,58	46,79	82,47	160,19

2.2.2 Ferrailages des poutres principales :

2.2.3 Armatures longitudinales :

D’après le RPA99/V2003 on a :

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux, sur toute la longueur de la poutre, est de 0,5% en toute section $A_{min} = 0,5\% b h$
- Le pourcentage total maximal des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ en zone I

Exemple de calcul :

On va prendre comme exemple de calcul la poutre principale du RDC.

ELU :

$M_{ut} = 55,90 \text{ KN.m} ; M_{ua} = 117,56 \text{ KN.m}$

Avec : $b = 0,30\text{m} ; h = 0,40\text{m} ; d = 0,9h = 0,36 ; f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_e = 400\text{MPa}$

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{55,90 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36^2 \times 14,17} = 0,1015$$

$\mu_R = 0,392$

$\mu_u < \mu_R \rightarrow$ Une section à simple armature $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1015}) = 0,134$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,36(1 - 0,4 \times 0,134) = 0,341 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{55,90 \times 10^{-3}}{0,341 \times 347,826} = 4,713 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow A_{st} = 4,713 \text{ cm}^2$$

Choix : 8T12 = 9,05 cm²

– **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \max\left(\frac{b h}{1000}; \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}\right) = \max\left(\frac{30 \times 40}{1000}; \frac{0,23 \times 30 \times 36 \times 2,1}{400}\right)$$

$$A_{min} = \max(1,2; 1,304) \Rightarrow A_{min} = 1,304 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{st} \quad CV$$

En appui :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{117,56 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36^2 \times 14,17} = 0,2124$$

$$\mu_R = 0,392$$

$\mu_u < \mu_R \rightarrow$ Une section à simple armature $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,2124}) = 0,302$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,36(1 - 0,4 \times 0,302) = 0,317 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{117,56 \times 10^{-3}}{0,317 \times 347,826} = 1,066 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \Rightarrow A_{st} = 10,66 \text{ cm}^2$$

Choix : 8T16 = 16,08 cm²

– **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \max\left(\frac{b h}{1000}; \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}\right) = \max\left(\frac{30 \times 40}{1000}; \frac{0,23 \times 30 \times 36 \times 2,1}{400}\right)$$

$$A_{min} = \max(1,2; 1,304) \Rightarrow A_{min} = 1,304 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{st} \quad CV$$

ELS :

$$M_{st} = 44,12 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{sa} = 85,24 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$A_{sc} = 0 \quad \text{S.S.A}$$

$$X = n \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 b d A_{st} + d' A_{sc}}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \frac{8,04 \times 10^{-4}}{0,30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0,3 \times 0,36 \times 8,04 \times 10^{-4}}{15(8,04 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 0,135 \text{ m}$$

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

$$I = 0,3 \times \frac{0,135^3}{3} + 15 \times 8,04 \times 10^{-4} (0,36 - 0,135)^2$$

$$I = 8,566 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

– Vérification des contraintes :

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

Pour des fissurations préjudiciables : $\overline{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}})$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{44,12 \times 10^{-3} \times 0,135}{8,566 \times 10^{-4}} = 6,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 44,12 \times 10^{-3} \times (0,36 - 0,135)}{8,566 \times 10^{-4}} = 173,832 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases} \quad \begin{cases} \sigma_{bc} = 6,95 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \sigma_{st} = 173,832 < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV} \end{cases}$$

En appui :

$$X = n \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 b d A_{st} + d' A_{sc}}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \frac{16,08 \times 10^{-4}}{0,30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0,3 \times 0,36 \times 16,08 \times 10^{-4}}{15(16,08 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 0,173 \text{ m}$$

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

$$I = 0,3 \times \frac{0,173^3}{3} + 15 \times 16,08 \times 10^{-4}(0,36 - 0,173)^2$$

$$I = 1,361 \times 10^{-3} m^4$$

– **Vérification des contraintes :**

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

Pour des fissurations préjudiciables : $\overline{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta} \times f_{t28})$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{85,24 \times 10^{-3} \times 0,173}{1,361 \times 10^{-3}} = 10,835 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n M_s(d - x)}{I} = \frac{15 \times 85,24 \times 10^{-3} \times (0,36 - 0,173)}{1,361 \times 10^{-3}} = 175,678 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases} \quad \begin{cases} \sigma_{bc} = 10,835 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V} \\ \sigma_{st} = 175,678 < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V} \end{cases}$$

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

2.2.4 Armatures transversales ;

$$\phi_t \leq \min(\frac{h}{35}; \phi_{min}; \frac{b}{10})$$

$$\phi_t \leq \min(\frac{40}{35}; 1,6; \frac{30}{10})$$

$$\phi_t \leq \min(1,14; 1,6; 3)$$

On prend $\phi_t = 10mm$

– **Calcul des espacements :**

D'après les règles du RPA 99 v.2003 :

✓ **Zone nodale**

$$S' \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi_{lmin}; 30cm) \Rightarrow S' \leq \min(\frac{40}{4}; 12 \times 1,6; 30cm)$$

$$S' \leq \min(10; 19,2; 30cm)$$

$$S' \leq 10 \text{ cm}$$

✓ **Zone courante**

$$S \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2}$$

$$S = 20 \text{ cm}$$

✓ **Vérification de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d} = \frac{128,40}{0,3 \times 0,36} = 1,189 \text{ MPa}$$

$$\tau_l = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_l = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1,189 < \tau_l = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

2.2.5 Ferrillages des poutres principales :

Tableau V-13: Ferrillage des poutres principales de la structure.

Niveau	$A_{cal}(cm^2)$		$A_{min}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$ Z.C	$A_{max}(cm^2)$ Z.N	$A \text{ choisi } (cm^2)$		Armatures transversales (cm)		
	App	Trv				Appui	Trvavée	s'	s	ϕt
RDC	10,66	4,71	6	48	72	8T16 = 16,08 cm ²	8T12 = 9,05 cm ²	10	20	8
Etage courant	10,60	5,57	6	48	72	8T16 = 16,08 cm ²	8T12 = 9,05 cm ²	10	20	8
Terrasse	14,74	8,03	6	48	72	8T16 = 16,08	8T12 = 9,05 cm ²	10	20	8

Calcul des longueurs de recouvrement :

D'après le RPA99 V2003, La longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r \geq (40 \times \phi_l) \text{ pour Zone I}$$

$\phi_l(\text{max})(mm)$	$L_r(mm)$	$L_r(mm) \text{ choisi}$
$\phi 16$	64	65

Tableau : Longueur de recouvrement des poutres principales

2.2.6 Schéma de ferrailages de la poutre principale :

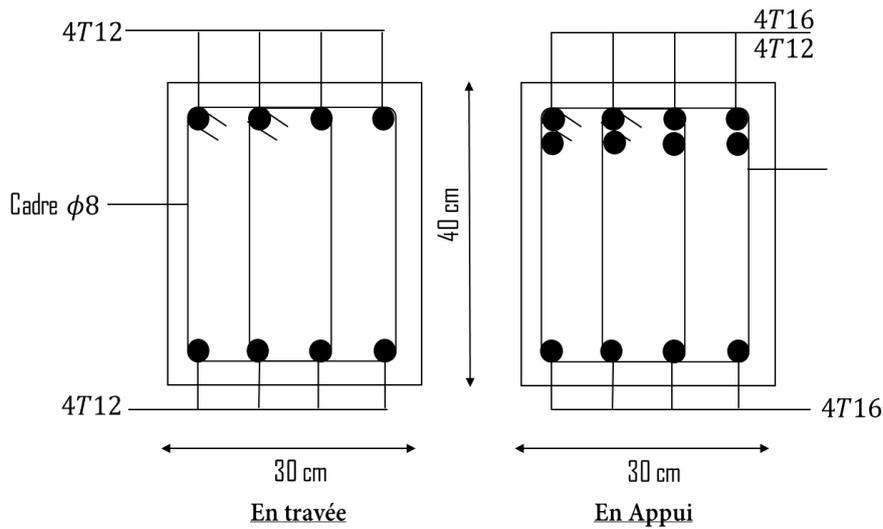


Figure V-3: Schéma de ferrailages de la poutre principale RDC.

2.3 Poutre secondaire :

2.3.1 Les sollicitations dans les Poutre secondaires :

Les résultats des moments et des efforts tranchantes des poutres secondaires pour toutes les combinaisons sont données par logiciel « SAP 2000 » et sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-14: Sollicitations maximales des poutres secondaires.

Niveau	Section (cm ²)	ELU		ELS		$G + Q \pm E$		$0,8G \pm E$		V_{max} (KN)
		$M_{travée}$ KN.m	M_{appui} KN.m							
RDC	30 × 35	15,04	28,94	11,14	21,46	12,04	35,09	11,52	31,51	34,759
Étage courant		16,94	37,71	12,53	27,62	22,47	48,96	20,188	43,52	35,992
Terrasse		11,70	28,99	8,49	21,08	12,43	32,80	11,00	25,77	23,18

2.3.2 Ferrailages des poutres secondaires :

2.3.3 Armatures longitudinales :

D'après le RPA99/V2003 on a :

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux, sur toute la longueur de la poutre, est de 0,5% en toute section $A_{min} = 0,5\% b h$
- Le pourcentage total maximal des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ en zone I.

Exemple de calcul : on va prendre comme exemple de calcul la poutre secondaire du RDC.

ELU :

$$M_{ut} = 15,04 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{ua} = 28,94 \text{ KN.m}$$

$$\text{Avec : } b = 0,30 \text{ m} ; h = 0,35 \text{ m} ; d = 0,9h = 0,315 ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{15,04 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315^2 \times 14,17} = 0,036$$

$$\mu_R = 0,392$$

$$\mu_u < \mu_R \rightarrow \text{Une section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,036}) = 0,046$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,315(1 - 0,4 \times 0,046) = 0,309 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{15,04 \times 10^{-3}}{0,309 \times 347,826} = 1,4 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow A_{st} = 1,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

– **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \max\left(\frac{b h}{1000}; \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}\right) = \max\left(\frac{30 \times 35}{1000}; \frac{0,23 \times 30 \times 31,5 \times 2,1}{400}\right)$$

$$A_{min} = \max(1,05; 1,141) \Rightarrow A_{min} = 1,141 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{st} \quad CV$$

En appui :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{28,94 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315^2 \times 14,17} = 0,069$$

$$\mu_R = 0,392$$

$$\mu_u < \mu_R \rightarrow \text{Une section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,069}) = 0,089$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,315(1 - 0,4 \times 0,089) = 0,304 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{28,94 \times 10^{-3}}{0,304 \times 347,826} = 2,74 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow A_{st} = 2,74 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T12 = 4,52 cm²

– **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \max\left(\frac{b h}{1000}; \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}\right) = \max\left(\frac{30 \times 35}{1000}; \frac{0,23 \times 30 \times 31,5 \times 2,1}{400}\right)$$

$$A_{min} = \max(1,05; 1,141) \Rightarrow A_{min} = 1,141 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{st} \quad CV$$

ELS :

$$M_{st} = 11,14 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{sa} = 21,46 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$A_{sc} = 0 \quad S.S.A$$

$$X = n \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 b d A_{st} + d' A_{sc}}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \frac{2,26 \times 10^{-4}}{0,30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0,3 \times 0,315 \times 2,26 \times 10^{-4}}{15(2,26 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 0,074 \text{ m}$$

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

$$I = 0,3 \times \frac{0,074^3}{3} + 15 \times 2,26 \times 10^{-4} (0,315 - 0,074)^2$$

$$I = 2,374 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Vérification des contraintes :

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

Pour des fissurations préjudiciables : $\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{11,14 \times 10^{-3} \times 0,074}{2,374 \times 10^{-4}} = 3,472 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 11,14 \times 10^{-3} \times (0,315 - 0,074)}{2,374 \times 10^{-4}} = 169,63 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} & \{ \sigma_{bc} = 3,472 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} & \{ \sigma_{st} = 169,63 < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V} \end{cases}$$

En appui :

$$X = n \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 b d A_{st} + d' A_{sc}}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \frac{4,52 \times 10^{-4}}{0,30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0,3 \times 0,315 \times 21,46 \times 10^{-4}}{15(21,46 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 0,099 \text{ m}$$

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

$$I = 0,3 \times \frac{0,099^3}{3} + 15 \times 4,52 \times 10^{-4} (0,315 - 0,099)^2$$

$$I = 4,134 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

– Vérification des contraintes :

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

Pour des fissurations préjudiciables : $\overline{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}})$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{21,46 \times 10^{-3} \times 0,099}{4,134 \times 10^{-4}} = 5,14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 21,46 \times 10^{-3} \times (0,315 - 0,099)}{4,134 \times 10^{-4}} = 168,191 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} & \{ \sigma_{bc} = 5,14 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} & \{ \sigma_{st} = 168,191 < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V} \end{cases}$$

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

2.3.4 Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{min}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; 1,2; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1; 1,2; 3)$$

On prend $\phi_t = 10mm$

– Calcul des espacements :

D'après les règles du RPA 99 v.2003 :

✓ Zone nodale

$$S' \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{tmin}; 30cm\right) \Rightarrow S' \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,2; 30cm\right)$$

$$S' \leq \min(8,75; 14,4; 30cm)$$

$$S' \leq 8,75 \text{ cm}$$

On prend $S' = 5 \text{ cm}$

✓ Zone courante

$$S \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2}$$

$$S = 17,5 \text{ cm}$$

On prend $S = 15 \text{ cm}$

✓ Vérification de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d} = \frac{34,759 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315} = 0,368 \text{ MPa}$$

$$\tau_l = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_l = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,368 < \tau_l = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

2.3.5 Ferrailages des poutres secondaires :

Tableau V-15: Ferrailage des poutres secondaire de la structure.

Niveau	$A_{cal}(cm^2)$		$A_{min}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$ ZC	$A_{max}(cm^2)$ ZN	$A_{choisi}(cm^2)$		Armatures transversales (cm)		
	App	Trv				Appui	Trvavée	s'	s	ϕt
RDC	2,74	1,40	5,25	42	63	4T14 = 6,16 cm^2	4T14 = 6,16 cm^2	5	15	8
Etage courant	3,613	1,58	5,25	42	63	4T14 = 6,16 cm^2	4T14 = 6,16 cm^2	5	15	8
Terrasse	2,75	1,09	5,25	42	63	4T14 = 6,16	4T14 = 6,16	5	15	8

Calcul des longueurs de recouvrement :

D'après le RPA99 V2003, La longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r \geq (40 \times \phi_l) \text{ pour Zone I}$$

Tableau V-16 : Longueur de recouvrement des poutres principales

$\phi_l(\text{max})(mm)$	$L_r(mm)$	$L_r(mm)$ choisi
$\phi 14$	56	60

2.3.6 Schéma de ferrailages des poutres secondaire :

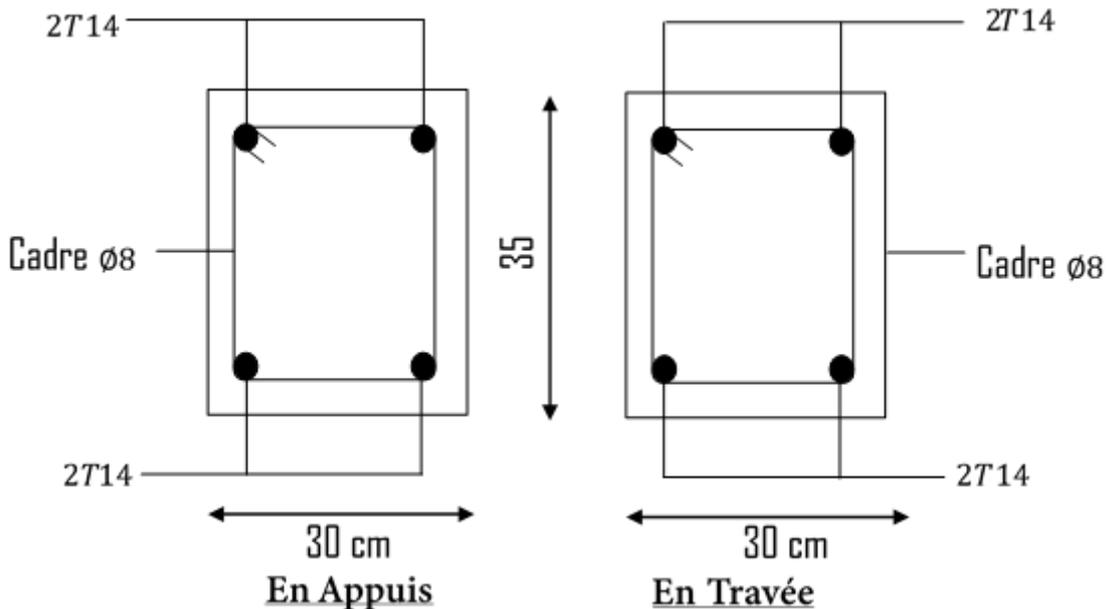


Figure V-4: Coupe longitudinale du ferrailage des poutres secondaire.

3 Etude des voiles :

L'utilisation de voiles est essentielle dans les structures de contreventement pour résister aux forces verticales et horizontales induites par des phénomènes climatiques tels que le vent ou des événements géologiques tels que les séismes. Ces voiles subissent différentes sollicitations, notamment des moments fléchissant et des efforts tranchants provoqués par les séismes, ainsi que des efforts normaux résultant de la combinaison des charges permanentes, des charges d'exploitation et des charges sismiques.

Ainsi, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures nécessaires pour résister à la flexion composée et au cisaillement dans les deux directions. Horizontalement, les armatures sont conçues pour contrer les efforts tranchants, tandis que verticalement, elles sont conçues pour résister à la flexion composée. Ces armatures sont généralement déterminées à l'aide de logiciels spécialisés tels que SAP2000, qui permet de calculer les sollicitations et de proposer des solutions de ferrailage efficaces. Il est important de minimiser les effets d'excentricité ou de torsion en assurant un équilibre des rigidités dans les deux directions. Cela garantit une distribution adéquate des charges et prévient les déformations indésirables. De plus, lors de la conception du ferrailage des voiles, il est crucial de prendre en compte les combinaisons les plus défavorables de charges, telles que celles spécifiées par les normes RPA99/version 2003 [3] et le C.B.A.93 [6], afin d'assurer la sécurité et la performance optimale de la structure.

3.1 Combinaisons de calcul :

Combinaisons fondamentales :

- ELU : $1,35 G + 1,5 Q$
- ELS : $G + Q$

Combinaisons accidentelles :

- $G + Q \pm E_x$
- $G + Q \pm E_y$
- $0,8 G \pm E_x$
- $0,8 G \pm E_y$

3.2 Calcul des voiles :

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le R.P.A.99V2003 :

- Pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :
 - Globalement dans la section du voile 0.15%.
 - En zone courante 0.10%.
- L'espacement des barres horizontales et verticales : $S < \min(15 a ; 30 \text{ cm})$
- Les longueurs des recouvrements doivent être égales :
 - $40 \varnothing$: pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
 - $20 \varnothing$: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons d'actions.

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.) :

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{MV}{I} \quad \text{Avec: } I = \frac{bh^3}{12}$$

D'où :

N : Effort normal appliqué,

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section du voile,

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

On distingue trois cas (selon RPA) :

a) 1er cas :

Si $(\zeta_1 \text{ et } \zeta_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{min} = 0,15. a * L$$

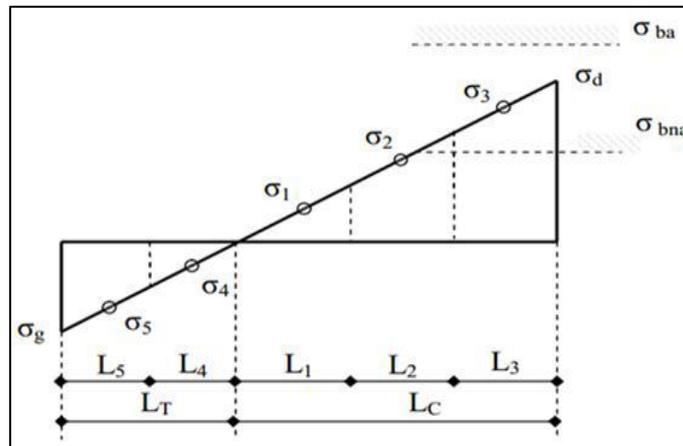


Figure V-5: Cas d'un voile de section entièrement comprimé [5]

b) 2ème cas :

Si $(\zeta_1 \text{ et } \zeta_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

Si $A_v < A_{min} = 0,15 \% a \times L \rightarrow$ on ferraille avec la section minimale.

Si $A_v > A_{min} \rightarrow$ on ferraille avec A_v .

c) 3ème cas :

Si $(\zeta_1 \text{ et } \zeta_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

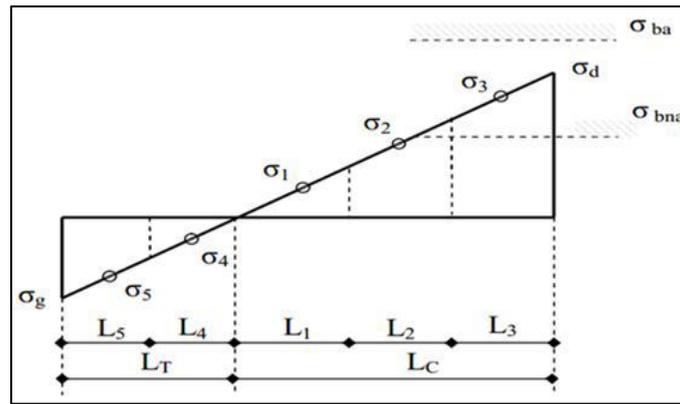


Figure V- 6: Cas d'un voile de section partiellement comprimée [5].

3.3 Détermination des sollicitations :

Tableau V-16: Sollicitations des voiles.

Voile	e(m)	L(m)	N_{max} (KN)	M_{cor} (KN.m)	M_{max} (KN.m)	N_{cor} (KN)	V_{max} (KN)
Sens x-x	0,15	1,15	957,57	0,0332	16,251	90,22	8,92
Sens y-y	0,15	1,15	849,2	0,4612	16,251	90,22	8,82

3.4 Calcul du ferrailage suivant x-x :

On va prendre comme exemple de calcul le voile de rive de RDC de longueur $L = 1,15$ m

$$N_{max} = 957,57 \text{ KN}$$

$$M_{crsp} = 0,0332 \text{ KN.m}$$

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M_v}{I}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1,15 \times (0,15)^3}{12} = 3,234 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$A = 1,15 \times 0,15 = 0,1725 \text{ m}^2$$

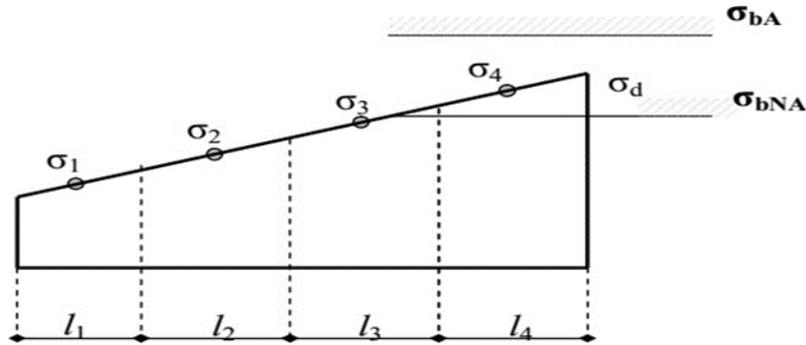
$$\sigma_1 = \frac{N}{S} \pm \frac{M_v}{I} = \frac{957,57 \times 10^{-3}}{0,1725} + \frac{0,0332 \times 10^{-3} \times \frac{1,15}{2}}{3,234 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_1 = +5,61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} \pm \frac{M_v}{I} = \frac{957,57 \times 10^{-3}}{0,1725} - \frac{0,0332 \times 10^{-3} \times \frac{1,15}{2}}{3,234 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_2 = +5,49 \text{ MPa}$$

La section du voile est **entièrement comprimée**.



On a $\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 > 0$, donc la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par le RPA (Le ferrailage minimum)

Selon RPA 99 v 2003 :

$$A_{min} = 0,15\% b \times L$$

$$A_{min} = 0,15\% \times 15 \times 115 = 2,58 \text{ cm}^2$$

- Justification de la stabilité et de la résistance :

L'effort de compression à L'ELU :

Le calcul de l'effort limite ultime N_{ulim} et donné par les formules suivantes :

$$N_{ulim} = \alpha \left(\frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \frac{F_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec : $Br = l_w (a - 0,02)$

$$\alpha = \frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)} \quad \text{si } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0,65}{\left(\frac{50}{\lambda} \right)^2} \quad \text{si } 50 \leq \lambda \leq 80$$

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

l_w : Longueur du mur.

a : Épaisseur du mur.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à 28 jours.

f_e : Limite élastique de l'acier

Notre exemple on a calculé le voile ($L = 1,15 \text{ m}$)

$$N_{u\lim} = \alpha \left(\frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \frac{F_e}{\gamma_s} \right) = 0,5109 \left(\frac{0,564 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 2,58 \times 10^{-4} \left(\frac{400}{1,15} \right) \right)$$

$$N_{u\lim} = 5,38 \text{ MN}$$

$$Br = 1,15(0,5109 - 0,02) = 0,564 \text{ m}^2$$

$$\alpha = \frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{35}{30} \right)} = 0,5109$$

On déduit la contrainte ultime qui vaut : $\sigma_{u\lim} = \frac{N_{u\lim}}{a \times l_w}$

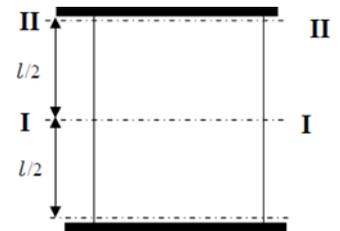
$$\sigma_{u\lim} = \frac{5,38}{0,15 \times 1,15} = 31,18 \text{ MPa} \geq \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 5,58 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

Niveau de deux vérifications doivent être faites aux niveaux I et II du mur :

Section I-I à mi-hauteur d'étage $\sigma_u \leq \sigma_{u\lim}$

$$\sigma_u = \frac{Nu}{a \times l} = \frac{957,57}{0,15 \times 1,15} = 5,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{u\lim} = \frac{5,38}{0,15 \times 1,15} = 31,18 \text{ MPa} \geq \sigma_u = 5,55 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$



3.4.1 Ferrailage vertical :

$$A_{SV} \geq \rho_v \cdot d \cdot a$$

$$\rho_v = \max \left[0,001; 0,0015 * \frac{400 \cdot \theta}{f_e} \left(3 * \frac{\sigma_u}{\sigma_{u\lim}} - 1 \right) \right]$$

$\theta = 1,4$ pour un voile de rive

$\theta = 1$ pour un voile intermédiaire

$$\rho_v = \max(0,001; -0,0009) = 0,001$$

$$A_{SV} \geq 0,001 \times 0,9 \times 115 \times 15 = 1,55 \text{ cm}^2$$

Pour une section d'armatures correspondant au pourcentage doit $\rho_v \cdot v$ être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.

La section d'armatures correspondant chacune des faces de la bande de mur considérée.

$$A_{SV} \geq 2 * 1,55 = 3,11 \text{ cm}^2$$

Donc on prendre : $6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25 cm

3.4.2 Ferrailage horizontal :

Selon RPA 99 v 2003 on a : $AH_{min} = 0,15 \% b * L$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10 \varnothing$. Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

$$A_t \geq 0,15\% 100 * 20 \rightarrow \text{Calcul pour 1ml}$$

$$A_t \geq 3 \text{ cm}^2$$

On adopte un diamètre $D = 10 \text{ mm}$

$$A_{sh} \geq \rho_v \cdot 100 \cdot a$$

$$\rho_v = \max\left(\frac{2\rho_{vmax}}{3}; 0,001\right)$$

ρ_{vmax} : % vertical des armatures verticales de la bande la plus armée

La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie de manière équilibrée sur chacune des faces. Cela signifie que la quantité totale d'armatures horizontales doit être divisée en deux parties égaux, avec une répartition uniforme le long de la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur, même lorsque celui-ci est limité par des ouvertures [5].

$$\rho_{vmax} = \frac{3,1}{\left(\frac{1,15}{2} \times 0,2\right) \times 100} = 0,269$$

$$\rho_v = \max(0,1793; 0,001)$$

$$A_{sh} \geq \frac{0,1793}{100} \times 100 \times 20 = 3,586 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix pour une seule face de voile :

On prend : 6T10 = 4,71 cm²/ml avec un espacement de 15 cm

3.4.3 Calcul des espacements :

D'après les règles du RPA 99 v.2003 :

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30\text{cm}) \Rightarrow S' \leq \min\left(\frac{15}{4}; 12 \times 1,2; 30\text{cm}\right)$$

$$S_t \leq \min(22,5; 30\text{cm})$$

$$S_t \leq 22,5 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20\text{cm}$

Pour la zone nodale de longueur $l = \frac{L}{10} = \frac{115}{10} = 11,5 \text{ cm}$ l'espacement est la moitié de celui de la zone courante $S'_t \leq \frac{22,5}{2} = 11,25$ On prend : $S'_t = 10 \text{ cm}$

Tableau V-17: Ferrailage de voiles sens (x-x).

Voile	Ferrailage vertical		Armature de repartiions		Ferrailage horizontal	
	$A_{choisi}(cm^2)$	S_t	$A_{choisi}(cm^2)$	$A_{choisi}(cm^2)$	$A_{choisi}(cm^2)$	S_t
$L = 1,15 m$	$2 * 6T12 ml = 6,79 cm^2$	20 cm	2,25	5Ø8	$2 * 6T12 ml = 6,79 cm^2$	15 cm

3.4.4 Vérification de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d} = \frac{8,92 \times 10^{-3}}{1,15 \times 0,135} = 0,0574 \text{ MPa}$$

$$\tau_l = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_l = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,057 < \tau_l = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Calcul des armatures transversales

Voile V15 : $\phi = \frac{h}{10} = 15mm \Rightarrow$ On adopte Ø10

3.5 Calcul le ferrailage vertical et horizontal (sens y-y) :

$$N_{max} = 849,2 \text{ KN}$$

$$M_{crsp} = 0,4612 \text{ KN.m}$$

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M_v}{I}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,15 \times (1,15)^3}{12} = 0,01901 \text{ m}^4$$

$$A = 1,15 \times 0,15 = 0,1725 \text{ m}^2$$

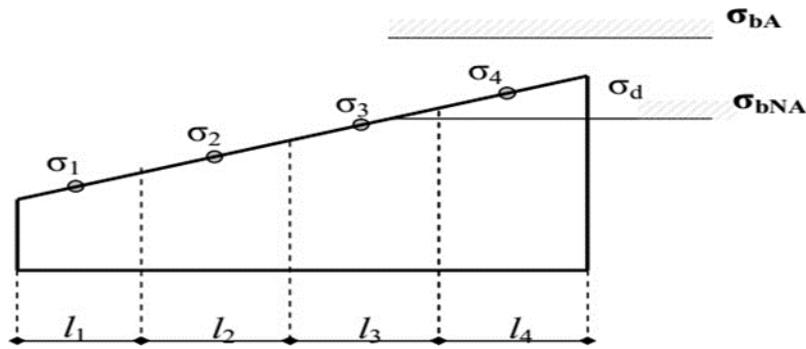
$$\sigma_1 = \frac{N}{S} \pm \frac{M_v}{I} = \frac{849,2 \times 10^{-3}}{0,1725} + \frac{0,4612 \times 10^{-3} \times \frac{1,15}{2}}{0,01901}$$

$$\sigma_1 = +4,922 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} \pm \frac{M_v}{I} = \frac{849,2 \times 10^{-3}}{0,1725} - \frac{0,4612 \times 10^{-3} \times \frac{1,15}{2}}{0,01901}$$

$$\sigma_2 = +4,8 \text{ MPa}$$

La section du voile est **entièrement comprimée**.



On a $\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 > 0$, donc la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par le RPA (Le ferrailage minimum)

$$N_{u\lim} = \alpha \left(\frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \frac{F_e}{\gamma_s} \right) = 0,5109 \left(\frac{0,564 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 2,58 \times 10^{-4} \left(\frac{400}{1,15} \right) \right)$$

$$N_{u\lim} = 5,38 \text{ MN}$$

$$Br = 1,15(0,5109 - 0,02) = 0,564 \text{ m}^2$$

$$\alpha = \frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{35}{30} \right)} = 0,5109$$

On déduit la contrainte ultime qui vaut : $\sigma_{u\lim} = \frac{N_{u\lim}}{a \times l_w}$

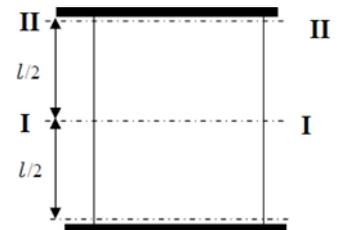
$$\sigma_{u\lim} = \frac{5,38}{0,15 \times 1,15} = 31,19 \text{ MPa} \geq \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 4,89 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

Les deux vérifications doivent être faites aux niveaux I et II du mur :

Section I-I à mi-hauteur d'étage $\sigma_u \leq \sigma_{u\lim}$

$$\sigma_u = \frac{Nu}{a \times l} = \frac{849,2}{0,15 \times 1,15} = 4,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{u\lim} = \frac{5,38}{0,15 \times 1,15} = 31,18 \text{ MPa} \geq \sigma_u = 4,92 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$



3.5.1 Ferrailage vertical :

$$A_{SV} \geq \rho v . d . a$$

$$\rho v = \max \left[0,001; 0,0015 * \frac{400 . \theta}{f_e} \left(3 * \frac{\sigma_u}{\sigma_{u\lim}} - 1 \right) \right]$$

$\theta = 1,4$ pour un voile de rive

$\theta = 1$ pour un voile intermédiaire

$$\rho v = \max(0,001; -0,0010) = 0,001$$

$$A_{SV} \geq 0,001 \times 0,9 \times 115 \times 15 = 1,55 \text{ cm}^2$$

Pour une section d'armatures correspondant au pourcentage doit ρ_v être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.

La section d'armatures correspondante à chacune des faces de la bande de mur considérée.

$$A_{SV} \geq 2 * 1,55 = 3,11 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25 cm

3.5.2 Ferrailage horizontal :

Selon RPA 99 v 2003 on a : $AH \text{ min} = 0,15 \% b * L$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

$$A_t \geq 0,15\% 100 * 20 \rightarrow \text{Calcul pour 1ml}$$

$$A_t \geq 3 \text{ cm}^2$$

On adopte un diamètre $D = 10 \text{ mm}$

$$A_{sh} \geq \rho_v \cdot 100 \cdot a$$

$$\rho_v = \max\left(\frac{2\rho_{v \text{ max}}}{3}; 0,001\right)$$

$\rho_{v \text{ max}}$: % vertical des armatures verticales de la bande la plus armée

$$\rho_{v \text{ max}} = \frac{3,1}{\left(\frac{1,15}{2} \times 0,2\right) \times 100} = 0,269$$

$$\rho_v = \max(0,1793; 0,001)$$

$$A_{sh} \geq \frac{0,1793}{100} \times 100 \times 20 = 3,586 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix pour une seule face de voile :

On prend : $6T10 = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 15 cm

3.5.3 Calcul des espacements :

D'après les règles du RPA 99 v.2003 :

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(22,5; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 22,5 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

Pour la zone nodale de longueur $l = \frac{L}{10} = \frac{115}{10} = 11,5 \text{ cm}$ l'espacement est la moitié de celui de la zone courante $S'_t \leq \frac{22,5}{2} = 11,25$ On prend : $S'_t = 10 \text{ cm}$

Tableau V-18: Ferrailage de voiles sens (y-y).

Voile	Ferrailage vertical		Armature de repartiions		Ferrailage horizontal	
	$A_{\text{choisi}}(\text{cm}^2)$	S_t	$A_{\text{choisi}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{choisi}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{choisi}}(\text{cm}^2)$	S_t
$L = 1,15 \text{ m}$	$2 * 6T12 \text{ ml}$ $= 6,79\text{cm}^2$	20 cm	2,25	5Ø8	$2 * 6T10 \text{ ml}$ $= 4,71 \text{ cm}^2$	15 cm

3.5.4 Vérification de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \text{ max}}}{b \times d} = \frac{8,92 \times 10^{-3}}{1,15 \times 0,135} = 0,0574 \text{ MPa}$$

$$\tau_l = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_l = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,057 < \tau_l = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Calcul des armatures transversales

Voile V15 : $\phi = \frac{h}{10} = 15\text{mm} \Rightarrow$ On adopte $\phi 10$

Schéma de ferrailage :

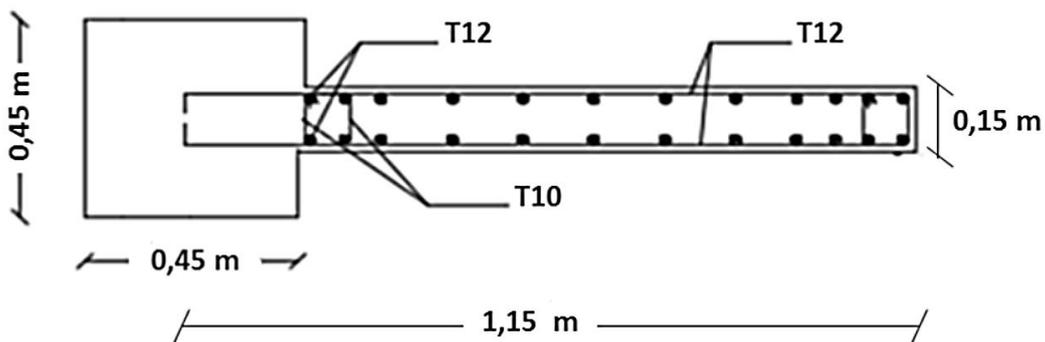


Figure V-7: ferrailage des voiles.

4 Conclusion :

Grâce aux résultats obtenus, nous sommes en mesure de procéder à la conception détaillée du ferrailage de notre structure en utilisant le modèle établi par SAP2000. Cette étape implique une analyse statique non linéaire qui prend en compte les charges et les sollicitations réelles auxquelles la structure sera soumise.

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

1 Introduction :

Les fondations d'une construction sont d'une importance primordiale, car elles sont responsables de transmettre les charges de la superstructure au sol. Elles peuvent être en contact direct avec le sol, comme dans le cas des semelles reposant directement sur le sol ou des radiers, ou bien elles peuvent utiliser d'autres éléments intermédiaires pour transférer les charges, tels que des pieux pour les semelles sur pieux.

La conception et la réalisation adéquates des fondations sont donc essentielles, car la stabilité et la performance globale de la structure en dépendent. La détermination des ouvrages de fondation est basée sur l'évaluation des conditions de résistance et de tassement, qui sont liées aux caractéristiques physiques et mécaniques du sol. Dans notre cas, nous mentionnons une contrainte admissible de 1,8 bar pour le sol.

Il est nécessaire d'effectuer une analyse géotechnique approfondie pour évaluer les propriétés du sol, telles que sa capacité portante, sa compressibilité et sa cohésion, afin de déterminer le type de fondation approprié. Cela peut inclure des essais sur le sol, des sondages géotechniques et d'autres études pour caractériser le comportement du sol.

2 Choix du type de fondation :

Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- La qualité du sol de fondation.

Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

- La superstructure et ces charges.
- Les caractéristiques du sol (concernant le projet la contrainte admissible du sol = 0.18MPa)

3 Les différents types de fondations :

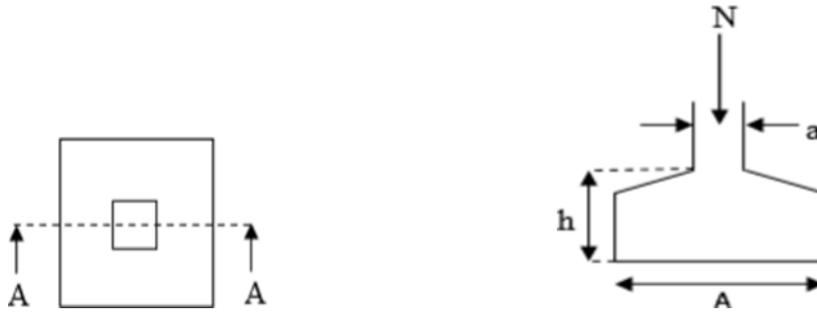
Il existe plusieurs types de fondation telle que :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, filante, radié).
- Fondation semi profondes (les puits).
- Fondation profondes (les pieux).
- Fondation spéciales (les parois moulées et les cuvelages...).

4 Calcul de l'infrastructure :

4.1 Vérification des semelles isolées :

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \ll \sigma_{sol}$



plan **Coupe AA'** **Vue en**

Figure VI-1: Schéma d'une semelle isolée.

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.
 N : L'effort normal agissant sur la semelle obtenue par le SAP 2000V14. (Choisit le plus sollicité).
 S : Surface d'appui de la semelle.
 σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Le poteau le plus sollicité à une section carrée ($B \times B$), donc $S = B^2$

$N_s = 1420,617 \text{ KN} ; \sigma_{sol} = 0.18 \text{ MPa}$

$$\frac{N}{S} \ll \sigma_{sol} \rightarrow B = \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{1420.617 \times 10^{-3}}{0.18}} = 2.8$$

On adopte une semelle isolée de $2.85 \times 2.85 \text{ m}^2$

Donc on choisit deux types de semelle :

- Semelle isolée sous poteau
- Semelle filante avec deux poteaux et voile.

4.2 Calcul des Semelles isolée sous poteau :

Pour le dimensionnement des fondations, on choisit une semelle qui se trouve sous le poteau (A), les autres poteaux doivent être calculées de la même.

Nous avons trois types des semelles isolées : Semelle angle ; semelle centrée ; semelle de rive

On prend un exemple de calcul (Semelle angle).

Méthode des bielles :

D'après l'article 10.1.4.1 de RPA les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'action :

- ❖ $G+Q+$
- ❖ $0.8G+E$

Semelle angle :**Tableau VI-1:** Les combinaisons d'action des poteaux.

Semelle	ELS		$G + Q + E_x$		$G + Q + E_y$		$0,8G + E_x$		$0,8G + E_y$	
	N_s KN	M_s KN.m	N_{sd} KN	M_{sd} KN.m	N_{sd} KN	M_{sd} KN.m	N_{sd} KN	M_{sd} KN.m	N_{sd} KN	M_{sd} KN.m
S1	628,399	10,865	593,528	9,732	673,097	19,155	423,132	13,07	502,701	18,872
S2	904,336	1,844	864,408	24,298	887,973	19,951	600,572	23,522	624,137	20,063
S3	660,219	9,004	709,713	27,556	622,832	17,993	529,357	24,751	442,476	18,350

On choisit S2 la plus sollicitée, et on adopte la combinaison $G + Q + E_y$ qui est la plus défavorable Vis-à-vis le moment

D'après la comparaison des deux combinaisons de charge on trouve qu'il y a lieu de travailler avec la combinaison $G + Q + E_y$

4.2.1 Pré dimensionnement de la semelle :

Semelle carrée : $S = A \times B$

$$\sigma'_{sol} = 1,8 \text{ bar} = 0,18 \text{ MPa}$$

$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma'_{sol}} = \frac{887,973 \times 10^{-3}}{0,18} = 4,93 \text{ m}^2$$

$$A \cdot B = 4,93 \text{ m}^2 \Rightarrow A = B = \sqrt{4,93} = 2,22 \text{ m}$$

On prend $A = B = 2,30 \text{ m}$

Calcul hauteur de la semelle

La hauteur de la semelle est : $ht = d + 5$

Pour satisfaire la condition de l'inclinaison de 45° de la bielle moyenne, la hauteur utile

$$d \geq \frac{B - b}{4}$$

Avec :

b : Dimension de l'élément sur la semelle dans le sens transversale

$$b = 0.45m.$$

$$d \geq \frac{B - b}{4} = \frac{2,3 - 0,45}{4} = 0,45$$

On prend $d=0,45m$

$$h_t = 0,46 + 0,05 = 0,50 m$$

4.2.2 Vérification de la stabilité

Quel que soit le type de fondation on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaire et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

Stabilité $\Rightarrow A \geq 6e_1$ avec: $e_1 =$ excentricité

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{19,951}{887,973} = 0,022 m$$

$$6e_1 = 6 \times 0,022 = 0,132 m$$

$A > 6e_1$ condition de stabilité est vérifiée

4.2.3 Vérification de la contrainte

$$A \geq \frac{N}{\sigma'_{sol} \times B} \left(1 + 3 \frac{e_1}{B}\right) = \frac{887,973 \times 10^{-3}}{0,18 \times 2,3} \left(1 + 3 \times \frac{0,022}{2,3}\right) = 2,20 m \dots \dots \dots CV$$

4.2.4 Ferrailage de la semelle :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \left(1 \mp \frac{6e}{A}\right)$$

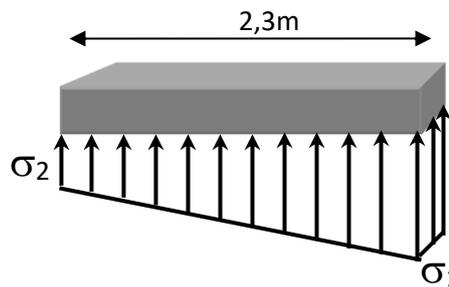
$$e = 0,022 m$$

$$S = 2,3 \times 2,3 = 5,29m^2$$

$$\sigma_1 = \frac{887,973 \times 10^{-3}}{5,29} \left(1 + 6 \frac{0,022}{2,3}\right) = 0,177 MPa < \sigma'_{sol}$$

$$\sigma_2 = \frac{887,973 \times 10^{-3}}{5,29} \left(1 - 6 \frac{0,022}{2,3}\right) = 0,158 MPa < \sigma'_{sol}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 0,177 + 0,158}{4} = 0,172 MPa$$



$$N^* = \sigma_{moy} \times S = 0,172 \times 5,29 = 0,909 \text{ MN}$$

$$A_x = \frac{N^*(B - b)}{8d\sigma_{st}}$$

$$A_y = \frac{N^*(A - a)}{8d\sigma_{st}}$$

$$A_x = \frac{N^*(B - b)}{8d\sigma_{st}} = \frac{0,909(2,3 - 0,45)}{8 \times (0,45) \times 347,826} = 1,34 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 13,4 \text{ cm}^2$$

– **Choix des barres :**

$$9T14 = 13,85 \text{ cm}^2$$

4.2.5 Calcul l'espacement des cadres :

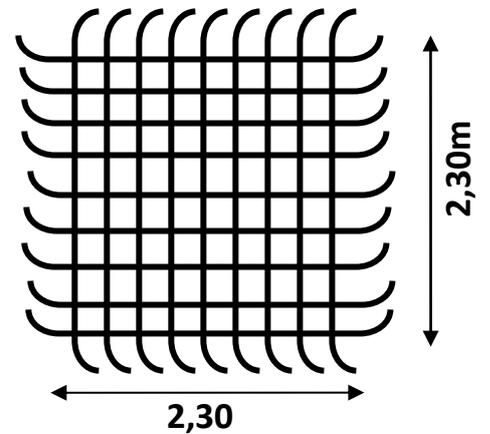
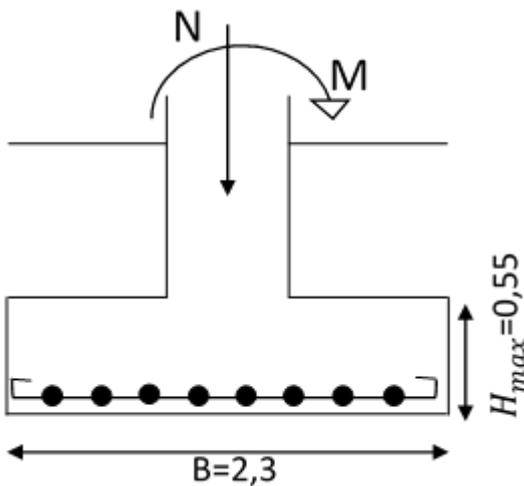
$$s_t \leq \min (20 \text{ cm}; 15\emptyset)$$

$$s_t \leq \min (20 \text{ cm}; 15 \times 1,4)$$

$$s_t \leq \min (20 \text{ cm}; 21)$$

$$s_t = 20 \text{ cm}$$

4.2.6 Schéma du ferrailage de semelle isolée :



Vue en plan d'un croqué de ferrailage

Figure VI- 2: Schéma du ferrailage de semelle isolée

Les résultats des autres types de semelle sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI-2: Les dimensions et le ferrailage de chaque semelle.

Semelle	Les sollicitations maximum		A(m)	B(m)	H _t (m)	A _x (cm ²)	Choix de ferrailage (cm ²)
	N _{sd} KN	M _{sd} KN.m					

SO (angle)	887,973	19,951	2,30	2,30	0,50	13,4	9T14=13,85
SC (centrée)	1268,326	16,887	2,65	2,65	0,60	17,9	9T16=18,10
SR (de rive)	1141,495	21,05	2,60	2,60	0,60	16,29	9T16=18,10

4.3 Calcul des semelles filantes sous deux poteaux et voile :

La semelle filante est utilisée lorsque la conception de semelle isolée n'est plus possible. Tout comme les semelles isolées, la semelle filante supporte les charges provenant de la superstructure à travers des éléments ponctuels tels que les poteaux, ainsi que par le biais d'éléments linéaires tels que les voiles, voire les deux simultanément. Elle permet de répartir efficacement les charges sur une grande surface du sol

4.3.1 Dimensionnement :

Tableau VI-3: Les sollicitations des deux poteaux et de voile.

Les sollicitations	Poteau1	Poteau2	Voile
N (KN)	978,698	985,433	232,417
M (KN. m)	26,75	31,2827	1,334

$$\Sigma Ni = 2196,548KN$$

$$\Sigma Mi = 59,3667KN$$

$$- B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{2196,548 \times 10^{-3}}{0,18 \times (5,10 + (0,5 \times 2))} = 2,001m$$

On prend $B = 2,30m$

4.3.2 Calcul hauteur de la semelle :

Afin d'avoir une répartition correcte des pressions sur le sol de fondation, on exige que la semelle possède une épaisseur H_{max} telle que :

$$H_{max} \geq \frac{B - a}{4} + d$$

B : Dimension en plan de la semelle déterminée selon la condition de résistance.

a : Dimension du côté de l'élément porteur (poteau).

d : Enrobage des aciers de la semelle. En général ≥ 3 cm

On prend $d=0,05$ m

$$H_{max} \geq \frac{2,30 - 0,45}{4} + 0,05 = 0,55m$$

On prend : $H_{max} = 0,55 m$

La Hauteur de la nervure H_{total} est en général choisie (pour des projets courants) dans l'intervalle :

$$0,5 \leq H_{total} \leq 1,20 m$$

On prend : $H_{total} = 0,80 m$

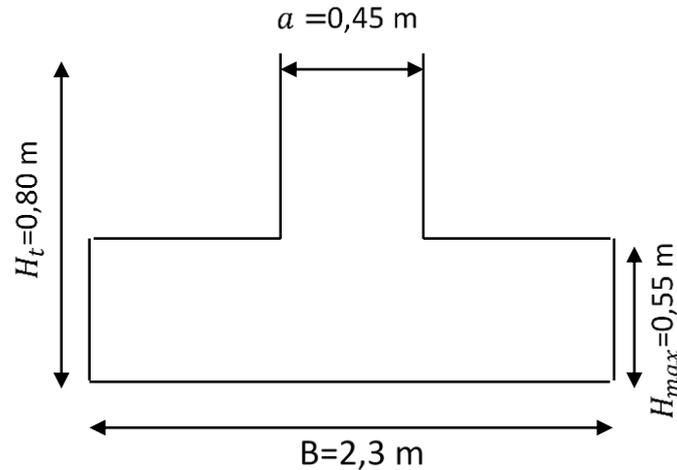


Figure VI-3: Semelle filante

4.3.3 Calcul de la largeur élastique :

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{K}{EI}}$$

Avec :

K : Coefficient de raideur du sol.

$$K = \overline{\sigma_{sol}} \times B = 0,18 \times 2,3 = 0,345 MN/m$$

E : Module d'élasticité du béton (E = 32000 MPa).

I : Moment d'inertie de la semelle.

Section en T :

$$I = \frac{2,3 \times (0,55)^3}{12} + \frac{0,45 \times (0,8 - 0,55)^3}{12} = 0,03247 m^4$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{K}{EI}} = \sqrt[4]{\frac{0,345}{32000 \times 0,03247}} \Rightarrow l_e = 0,1349$$

Si $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e$, on supposera alors une répartition trapézoïdale (ou triangulaire) des contraintes sur le sol.

Si : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e$ la fondation filante est étudiée comme poutre sur un sol élastique.

$$\frac{\pi}{2} l_e = \frac{\pi}{2} \times 0,1349 = 0,211m$$

$L_{max} = 5,10 > \frac{\pi}{2} l_e = 0,211m$ La fondation filante est étudiée comme poutre sur un sol élastique.

4.3.4 Vérification des contraintes sous la semelle :

$$\sigma_{max,min} = \frac{N}{B.l} \left(1 \mp \frac{3e}{l} \right)$$

Avec :

e : l'excentricité ($e = \frac{M}{N}$)

$$e = \frac{M}{N} = \frac{59,3667}{2196,548} = 0,027 m$$

$$\sigma_{max} = \frac{2196,548 \times 10^{-3}}{2,3 \times 6,10} \left(1 + \frac{3 \times 0,027}{6,10} \right) = 158,639 KN/m^2$$

$$158,639 \times 2,3 = 364,869 KN/m$$

$$\sigma_{min} = \frac{2196,548 \times 10^{-3}}{2,3 \times 6,10} \left(1 - \frac{3 \times 0,027}{6,10} \right) = 154,48 KN/m^2$$

$$154,48 \times 2,3 = 355,304 KN/m$$

On va modéliser la semelle par le logiciel sap2000 v2003 d'où on détermine les moments pour calculer le ferrailage. (Semelle comme poutre avec charge répartie)

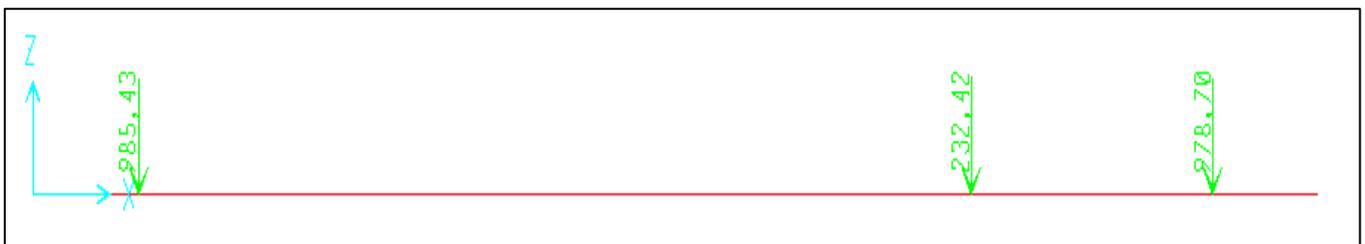


Figure VI-4: Modélisation de la semelle par Sap2000.

On obtient après modélisation

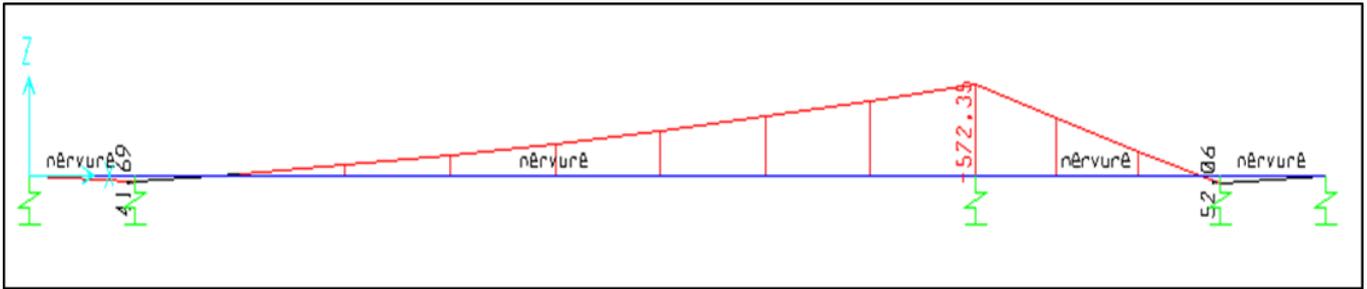


Figure VI-5: Les sollicitations des semelles filantes (M).

Tableau VI-4: Les moments de la semelle (Sap2000).

$M_{appui}(\text{KN. m})$	572,36
$M_{travé}(\text{KN. m})$	52,06

4.3.5 Ferrailage des semelles filantes sous deux poteaux :

On détermine le ferrailage de la semelle filante comme poutre avec charge répartie sous met à la flexion simple.

– **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{52,06 \times 10^{-3}}{2,3 \times (0,9 \times 0,8)^2 \times 14,17} = 0,0038$$

$$\mu_R = 0,392$$

$$\mu_u < \mu_R \rightarrow \text{Une section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0038}) = 0,0048$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,36(1 - 0,4 \times 0,0048) = 0,718 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{52,06 \times 10^{-3}}{0,718 \times 347,826} = 2,08 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow A_{st} = 2,08 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

– **En appui :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{572,36 \times 10^{-3}}{2,3 \times (0,9 \times 0,8)^2 \times 14,17} = 0,033$$

$$\mu_R = 0,392$$

$$\mu_u < \mu_R \rightarrow \text{Une section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,033}) = 0,041$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,36(1 - 0,4 \times 0,041) = 0,708 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{572,36 \times 10^{-3}}{0,708 \times 347,826} = 23,2 \text{ cm}^2$$

Choix : 8T20 = 25,13 cm²

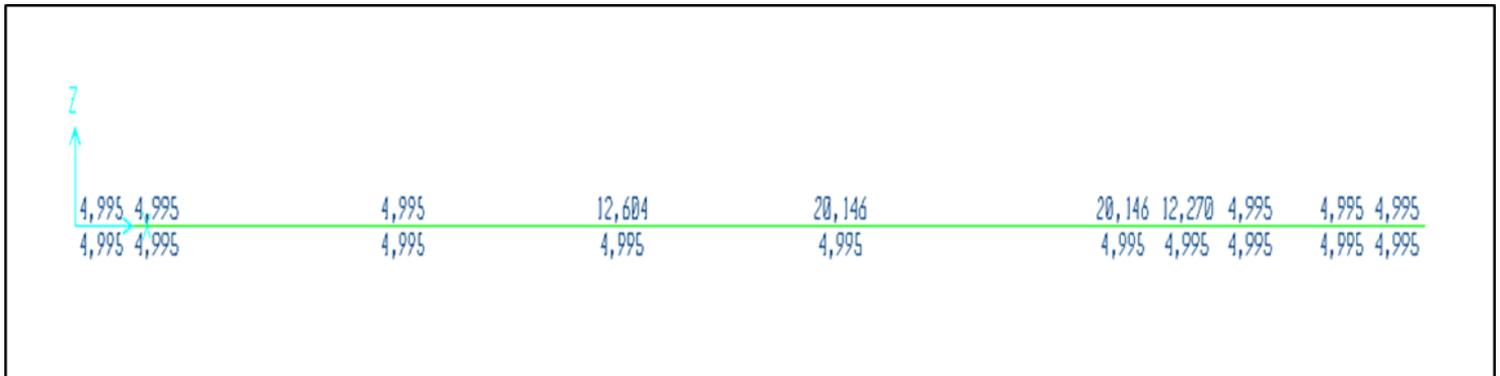


Figure VI-6: Ferrailage semelle filante sous deux poteaux et voile par logiciel SAP2000.

5 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons examiné en détail les fondations sur des semelles isolée et filante, en abordant les différentes étapes de vérification du coffrage et du ferrailage.

Chapitre VII : Analyse statique non linéaire

1 INTRODUCTION :

La construction parasismique est une approche visant à étudier le comportement des bâtiments lors d'un séisme afin de protéger les personnes et les biens contre les actions sismiques. Son objectif principal est d'assurer la résistance et la sécurité des structures face aux oscillations du sol pendant un tremblement de terre.

La méthode "Pushover" repose sur une analyse progressive des déformations et des capacités de résistance de la structure. Elle permet de simuler le comportement réel de la structure lors d'un séisme en appliquant des charges progressives jusqu'à ce que la résistance limite soit atteinte. Cette approche fournit des informations précieuses sur les déformations, les forces internes et les déplacements induits par le séisme, ce qui permet de prendre des décisions éclairées en matière de conception et de renforcement structurel.

Ce chapitre se concentre sur la méthode de conception basée sur la performance "Pushover" pour la construction parasismique. Nous utiliserons le logiciel SAP2000 pour exécuter cette méthode sur notre structure, afin d'évaluer son comportement et de prendre des décisions de conception éclairées pour garantir sa résistance aux séismes.

2 Analyse statique non linéaire (PUSHOVER) :

La méthode "Pushover" est une nouvelle méthode simple et pratique permettant de tracer la courbe de capacité qui est comparée à la courbe de demande sismique pour évaluer le point de performance de la structure. Cela constitue le fondement de la conception parasismique dite "conception en performance".

La non linéarité est en effet introduit dans la structure au moyen des paramètres des rotules plastiques [7]

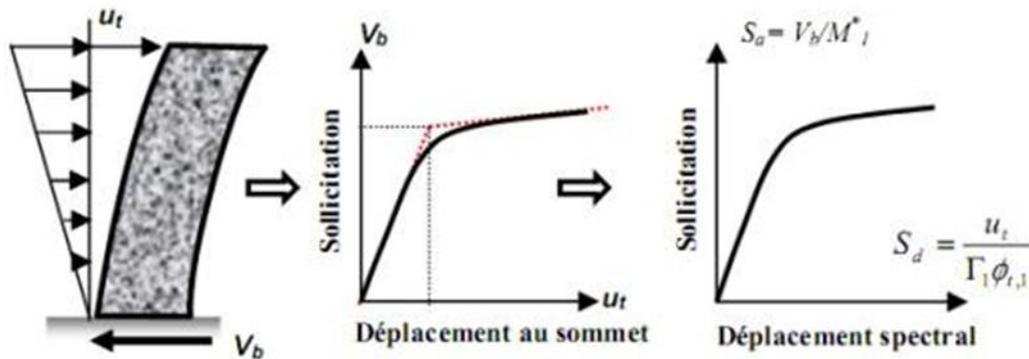


Figure VII-1: Signification physique de la courbe de capacité [7]

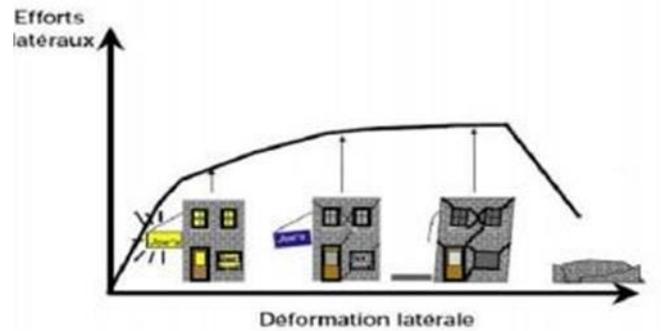


Figure VII-2: Endommagement [7].

D'après cette courbe on observe quatre niveaux :

- **Niveau 1** : La structure est dans le domaine élastique, qui est conçue par le règlement parasismique algérien. Elle peut subir des endommagements très petits.
- **Niveau 2** : Dans ce niveau, les endommagements sont susceptibles de se développer, mais la structure reste encore en dehors du danger.
- **Niveau 3** : La structure présente un endommagement avancé, elle n'a aucune capacité de résistance, et sa stabilité étant en danger.
- **Niveau 4** : Enfin l'effondrement total de la structure.

3 But de l'analyse Pushover :

Le but essentiel de l'analyse Pushover est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure à savoir :

- L'estimation des déformations inélastiques dans les éléments destinés à dissiper l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles tels que la zone nodale.

4 Principe de la méthode de "Pushover" :

Le principe consiste à superposer dans un diagramme unique, en Accélération Déplacement, le spectre de dimensionnement et la courbe de capacité de la structure afin de dégager le « point de fonctionnement ou de performance » de la structure.

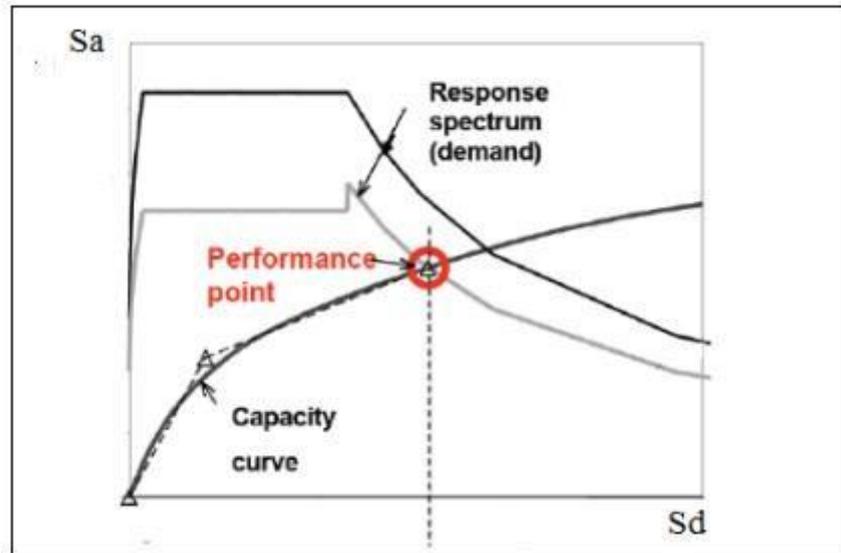


Figure VII-3: Point de performance [7].

La méthode "Pushover" conventionnelle suit les pas généraux suivants :

- Construction de la courbe "Pushover" effort tranchant à la base V_b -déplacement D_s au sommet.
- Conversion de courbe de "Pushover" (V_b - D_s) au courbe de capacité (S_a - S_d).
- Conversion du spectre de réponse élastique (S_a - T) au spectre de demande (S_a - S_d).
- Détermination du point de performance de la structure.

5 Différents guides de l'analyse "Pushover" :

Il existe différents règlements traitant cette méthode:

- ❖ FEMA 273 / 356 (Federal Emergency Management Agency) [8].
- ❖ FEMA 273, 1997 "Guidelines for the seismic Rehabilitation of Buildings".
- ❖ FEMA 356, 2000 "Prestandard and Commentary for the seismic Rehabilitation of Buildings".
- ❖ ATC 40 (Applied Technology Council). "California seismic safety commission" [9]
- ❖ ATC40 1996, "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings".
- ❖ EC 8 (Eurocode 8). Norme Européenne, prEN1998-1, "calcul des structures pour leur résistance aux séismes-Partie 1: Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments" [10]

6 Hypothèses d'élaboration de la méthode (Pushover) :

L'analyse statique non linéaire PUSHOVER se base sur l'hypothèse que la réponse d'une structure qui peut être assimilée à la réponse d'un système à degré unique équivalent, donc la réponse

fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la forme de ce mode reste constante pendant le séisme.

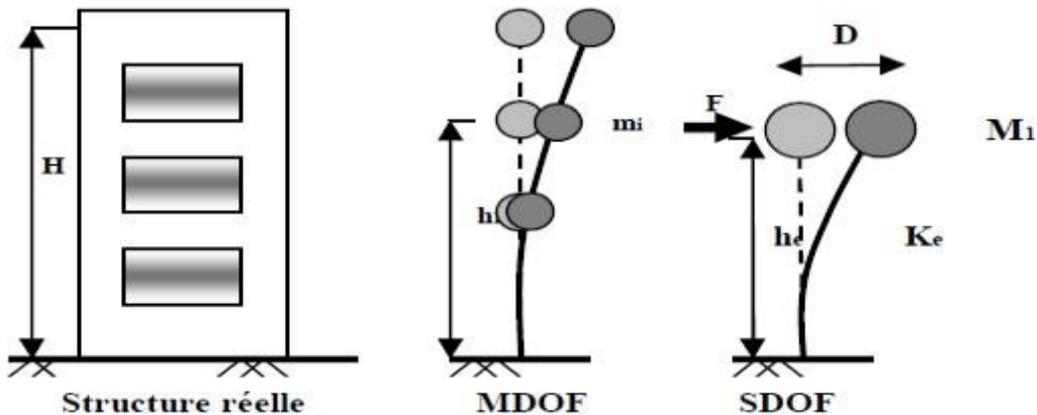


Figure VII-4: Système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés.

7 Étapes de l'analyse pushover :

Pour faire l'analyse pushover, nous utilisons le logiciel "SAP2000", la courbe de capacité de la structure (V base-sommet) est déterminée en effectuant les étapes suivantes :

- ✓ Etape 1 : Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure.
- ✓ Etape 2 : Vérification et ferrailage de la structure.
- ✓ Etape 3 : Définition du comportement non linéaire des éléments.
- ✓ Etape 4 : Définition du chargement de l'analyse statique non linéaire (Push Over).
- ✓ Etape 5 : Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité.

8 Courbe de capacité :

Le calcul non linéaire permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure. Cette courbe représente l'effort horizontal à la base du bâtiment en fonction du déplacement de celui-ci. Cette dernière est en général formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture. La rupture est identifiable par une chute de l'effort à la base suite à un petit déplacement de la structure. Les stades de plastification, ainsi que les différents degrés d'endommagement, peuvent donc être introduits sur cette courbe »

9 Application de l'analyse de "Pushover" sur notre structure à l'aide de logiciel SAP2000 :

Le logiciel de calcul SAP 2000 fournit des options à l'utilisateur pour créer, analyser, et concevoir des modèles de structures .Ce logiciel est très puissant et complètement intégré pour modéliser des structures en béton armé et en charpente métallique .Le programme fournit un environnement interactif ou l'utilisateur pourra étudier les conditions des contraintes, mettre des changements appropriés comme les révisions sur les dimensions des éléments, et mettre à jour le modèle sans relancer l'analyse.

La version non linéaire de SAP2000 offre un outil très puissant pour l'exécution de l'analyse push over, avec un modèle en 2D ou 3D. Pour effectuer l'analyse, les étapes suivantes sont réalisées :

Les étapes suivantes ont pour but la définition des rotules plastiques dans les poteaux et les poutres. [11]

9.1 Définition de comportement non linéaire des poteaux et des poutres avec les rotules plastiques :

1 ère étape :

Pour le ferrailage, il sera saisi automatiquement avec le diamètre spécifié. Sachant que le logiciel SAP2000 déterminera également le moment courbure automatiquement.

(Exemple d'un poteau ((45 × 45)cm²) :

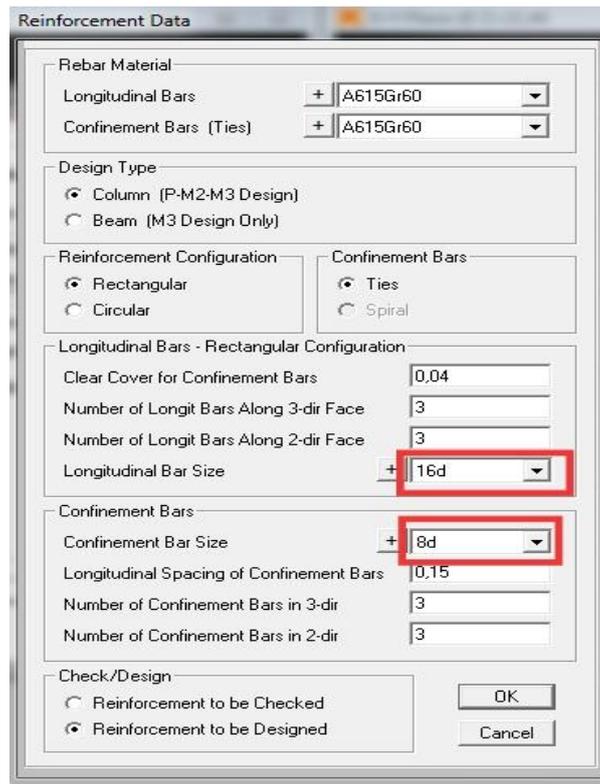
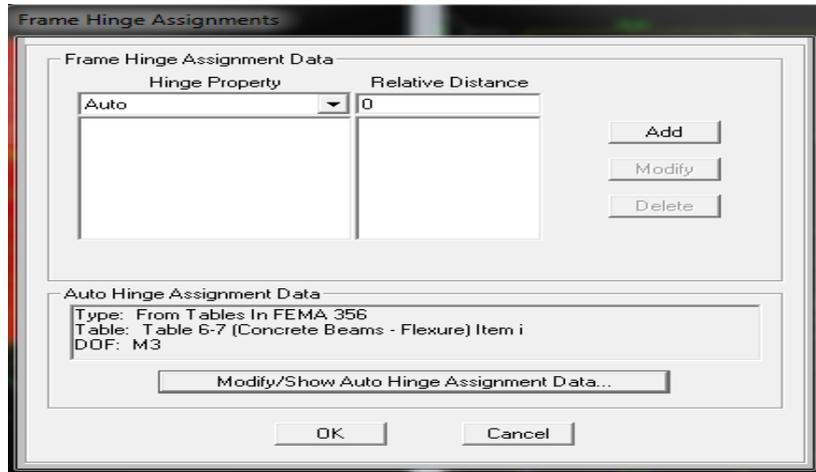


Figure VII-5: Définition de diamètre de poteau.

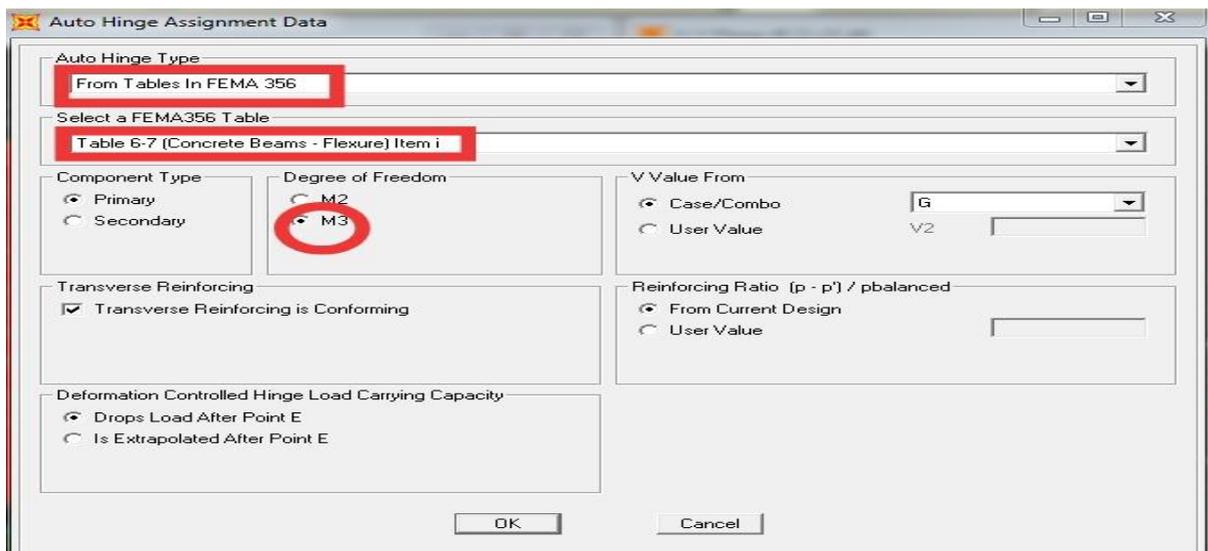
2ème étape :

Sélectionner toutes les poutres, puis utiliser (*Assign* → *Frame* → *Hinges*)...

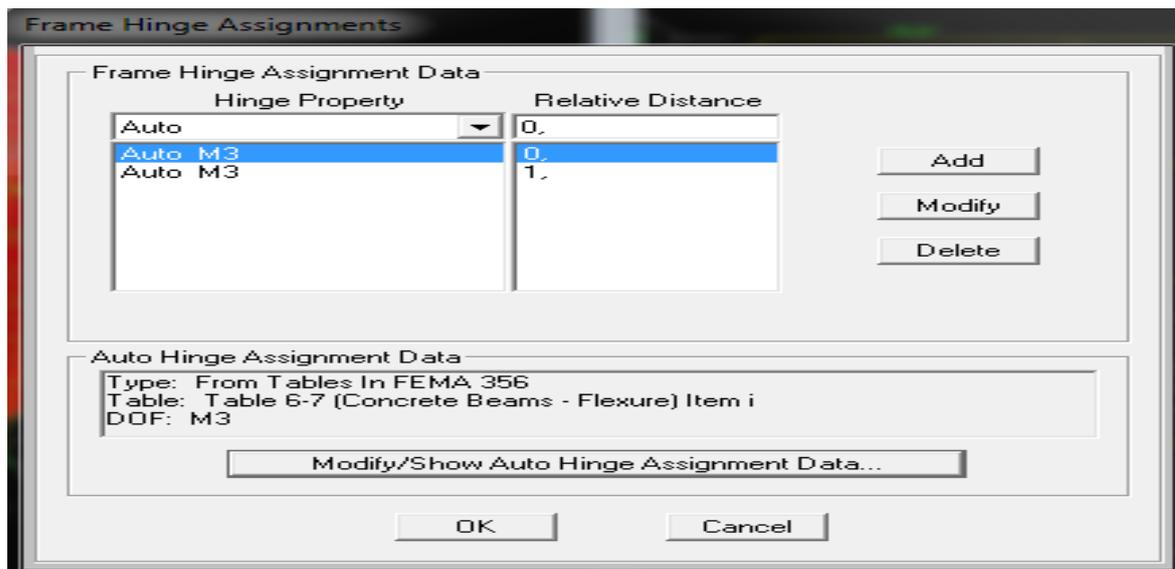
Comme indiqué ci-dessous :



(a)



(b)

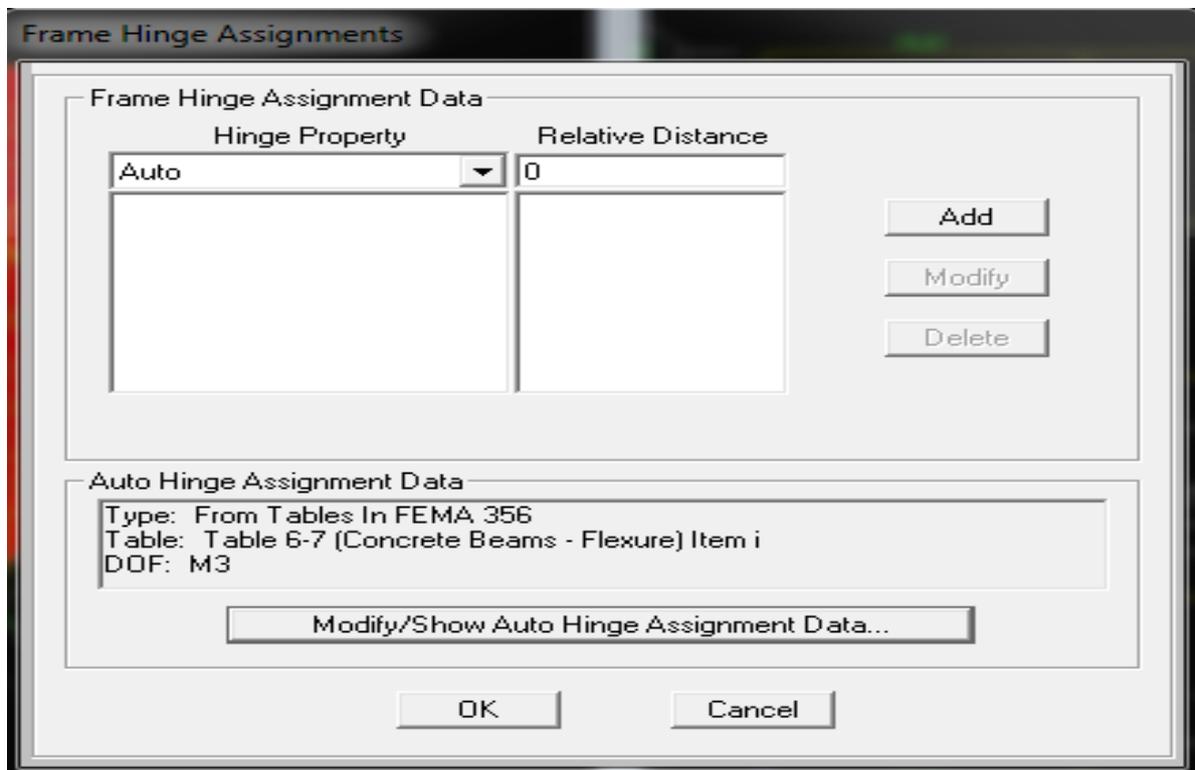


(c)

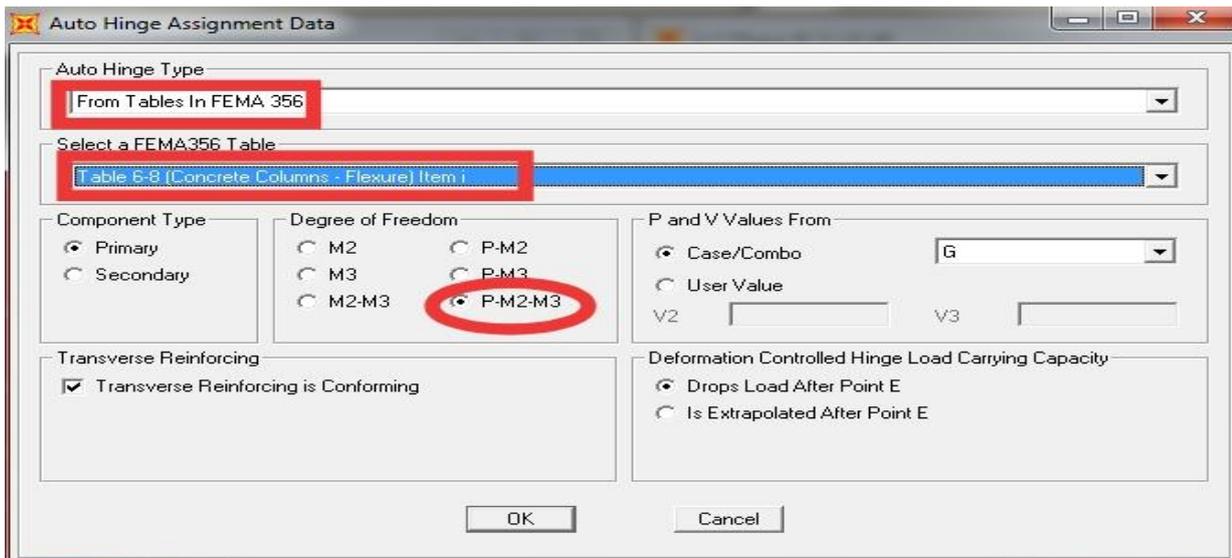
Figure VII-6: (a) ;(b) et (c) boîte de dialogue des données d’analyse Push Over avec SAP 2000.

3ème étape :

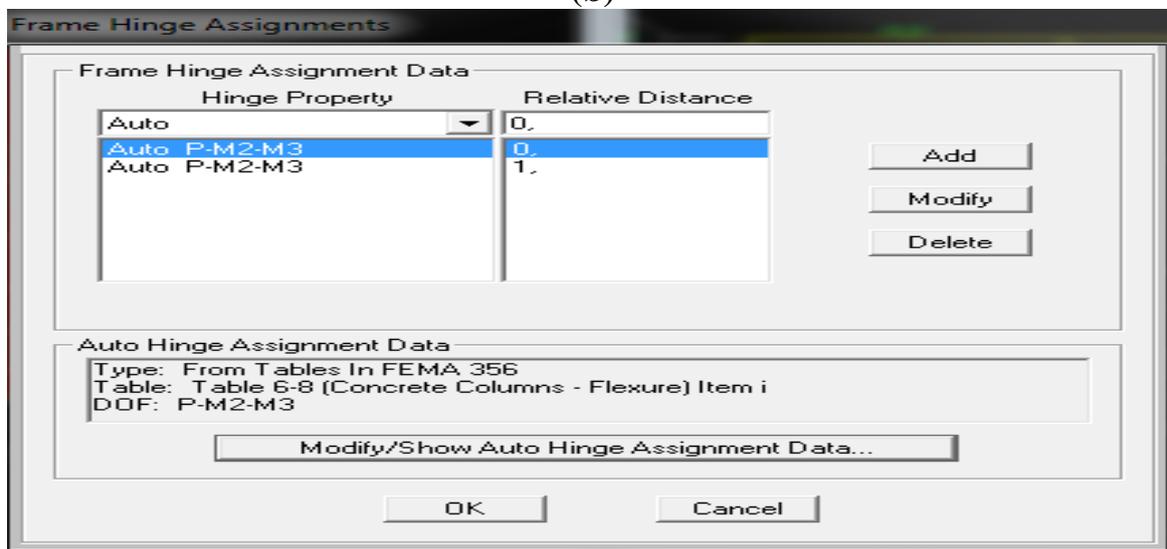
Sélectionner tous les poteaux, puis cocher les cases comme indiqué dans les boîtes de dialogues ci-après.



(a)



(b)



(c)

Figure VII-7: (a) ; (b) et (c) sont les boîtes de dialogue des données d'analyse. Push Over.

4ème étape :

Sélectionner toute la structure puis : *Assign* → *Frame* → *Hinge Overwrites* ...

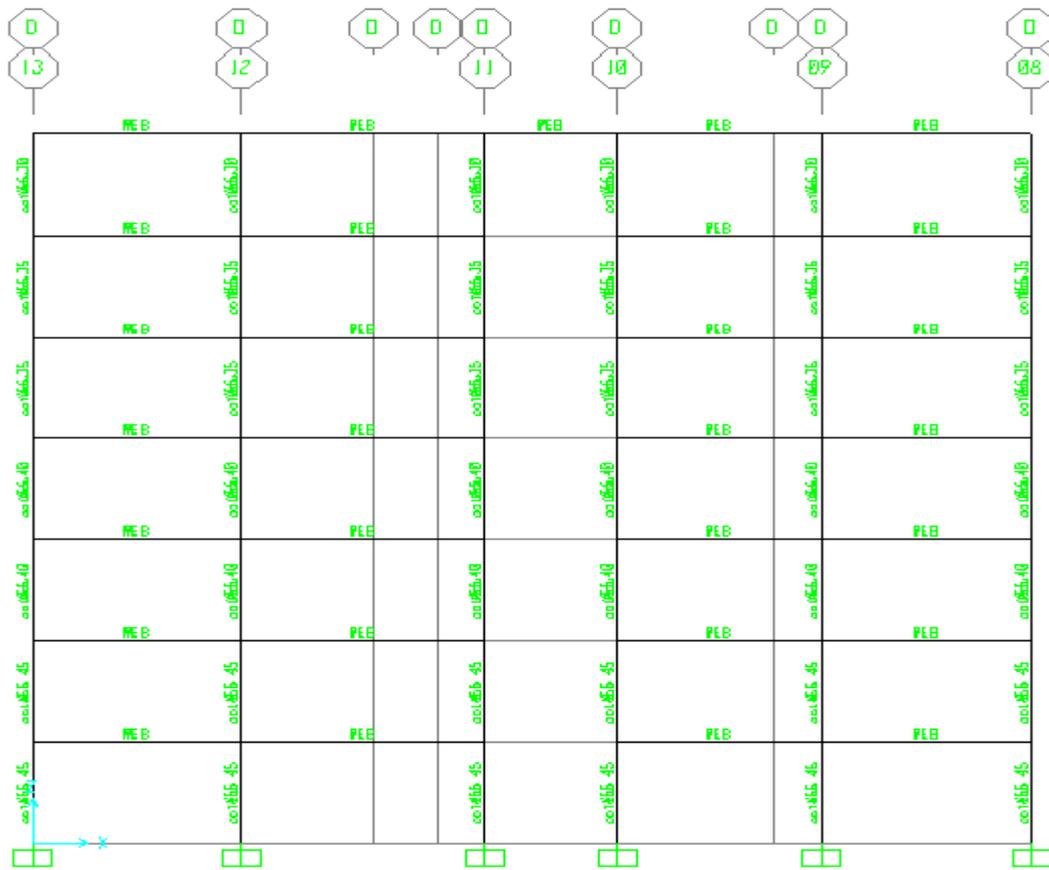
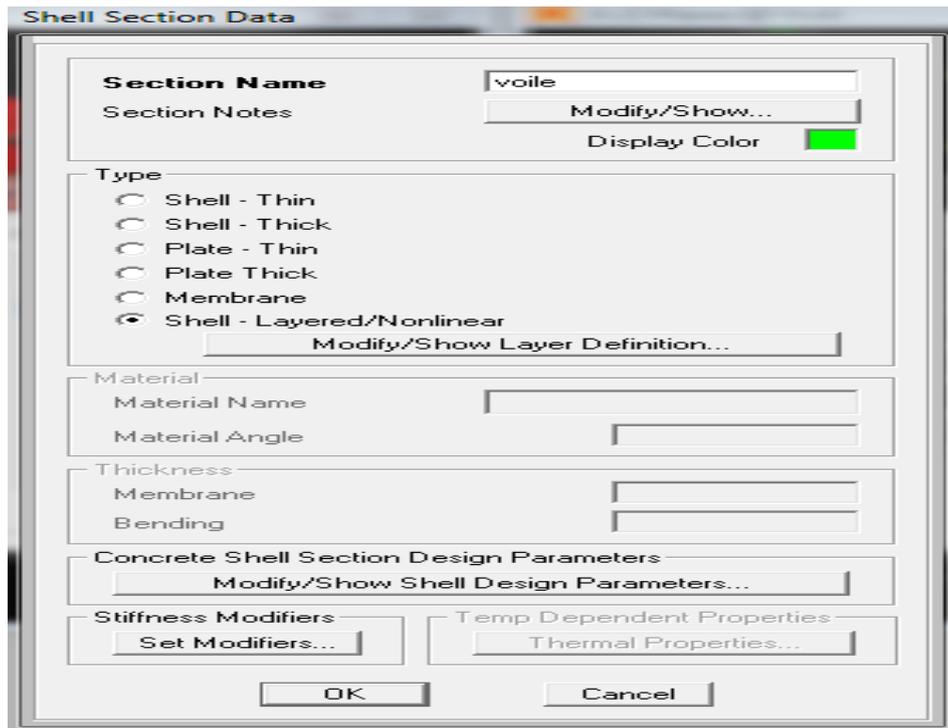


Figure VII-8: Déclaration des rotules plastique.

9.2 Définition de comportement non linéaire des voiles :

Dans notre étude, nous avons utilisé la méthode MULTICOUCHE pour créer le comportement non linéaire des voiles car SAP2000 permet l'insertion des rotules seulement aux éléments frame, pour cela nous suivrons le chemin suivant :

- 1-Définir l'élément non linéaire de type (Shell – Layered / Non-linéaire).
- 2-Define /section properties/ area section/ voile (modify show section) (Shell layer ; non linéaire) modify/show layer definition/ Quick start.



3-Affectation de la non linéarité et attribution du ferrailage de voile calculé.

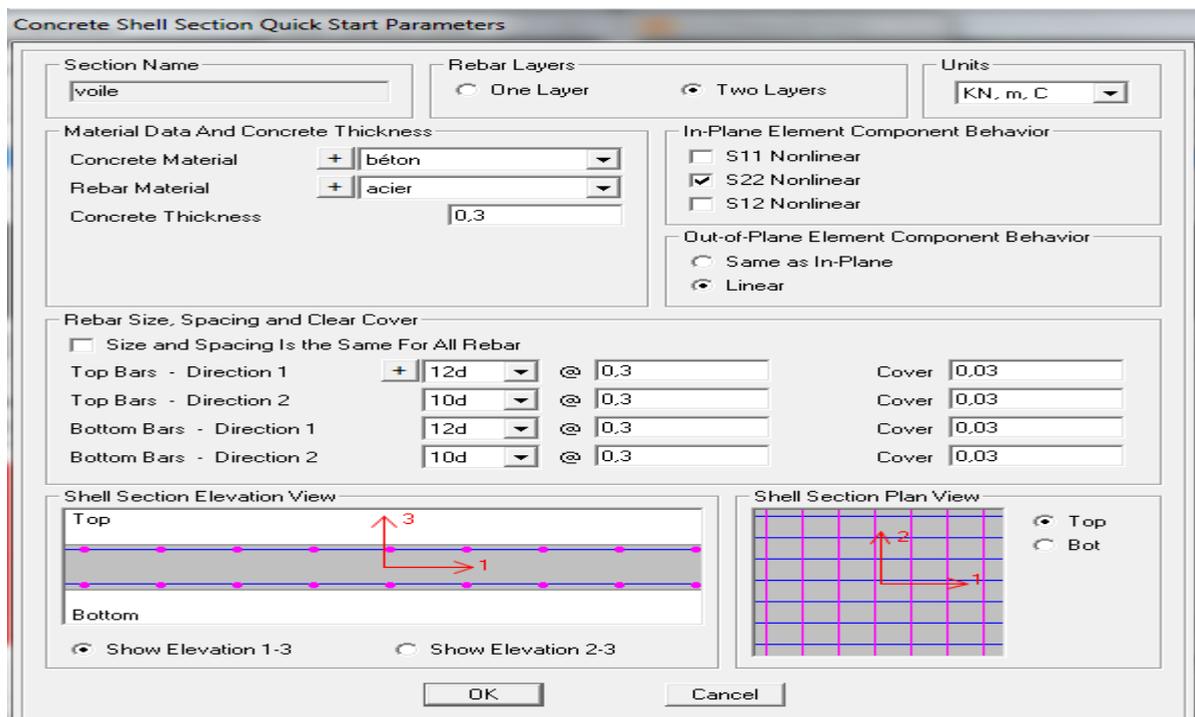


Figure VII-9: Affectation du non linéarité et attribution du ferrailage

4-Définir les différentes couches avec leurs matériaux et comportement.

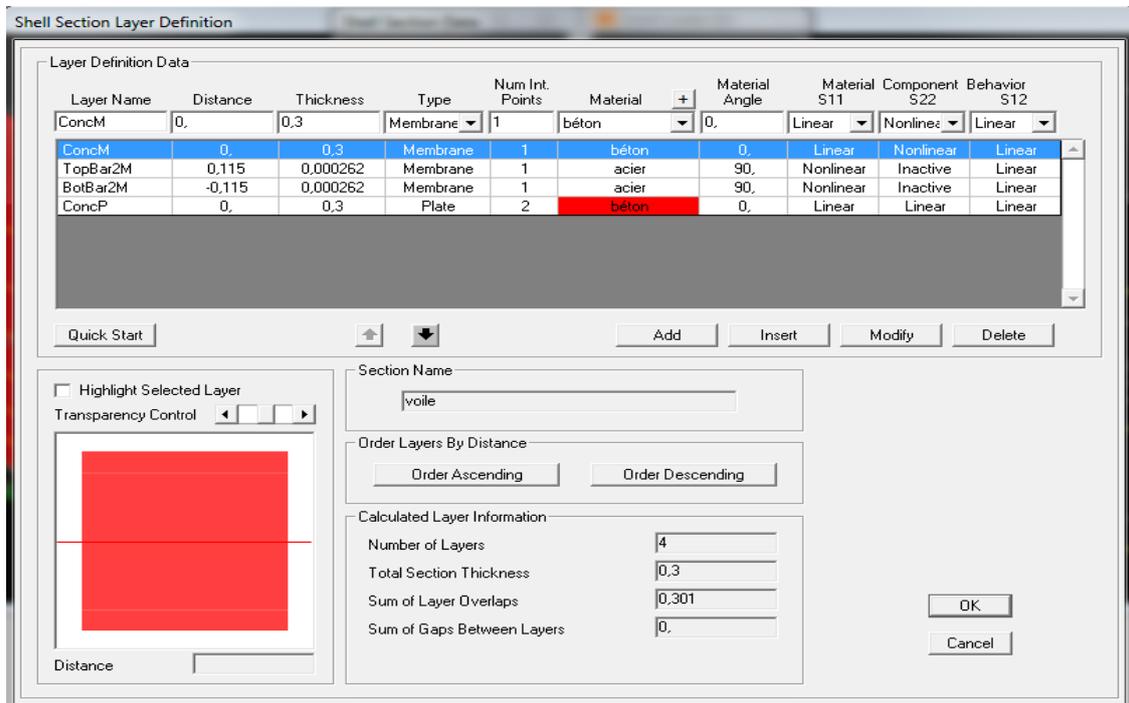


Figure VII-10 : Définition des couches

9.3 Définition du chargement de l'analyse Push over :

9.3.1 Définition de l'analyse sous charges gravitaires :

Définie les charges non linéaires : *Défine* → *Load Cases* → *G* → *Modify/Show Load Case* ...

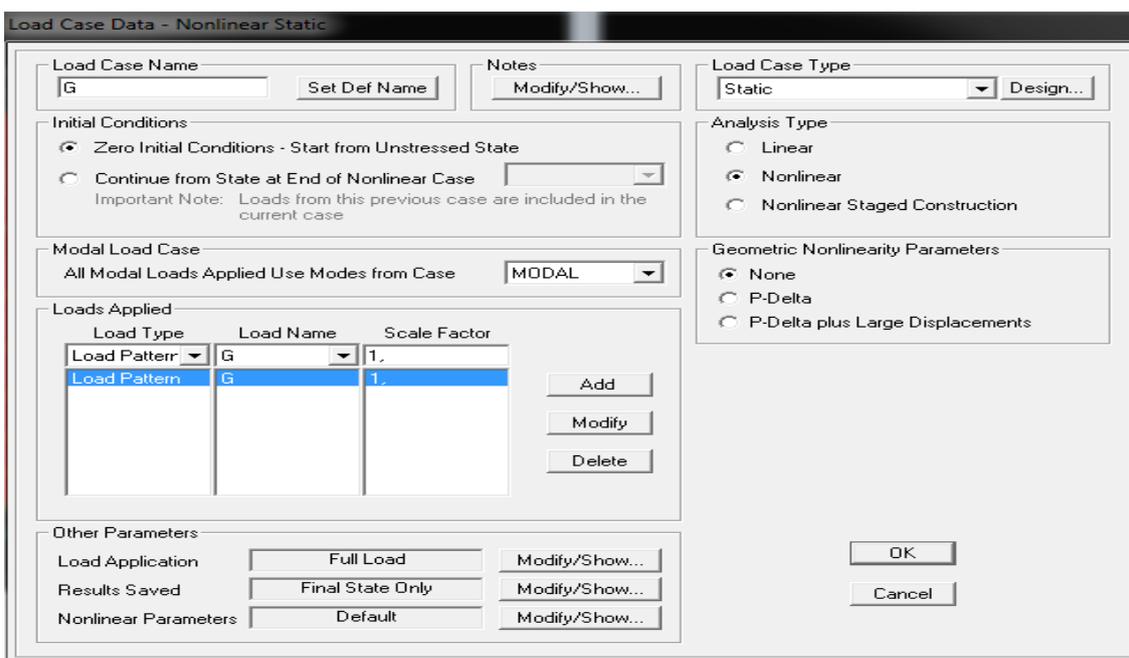
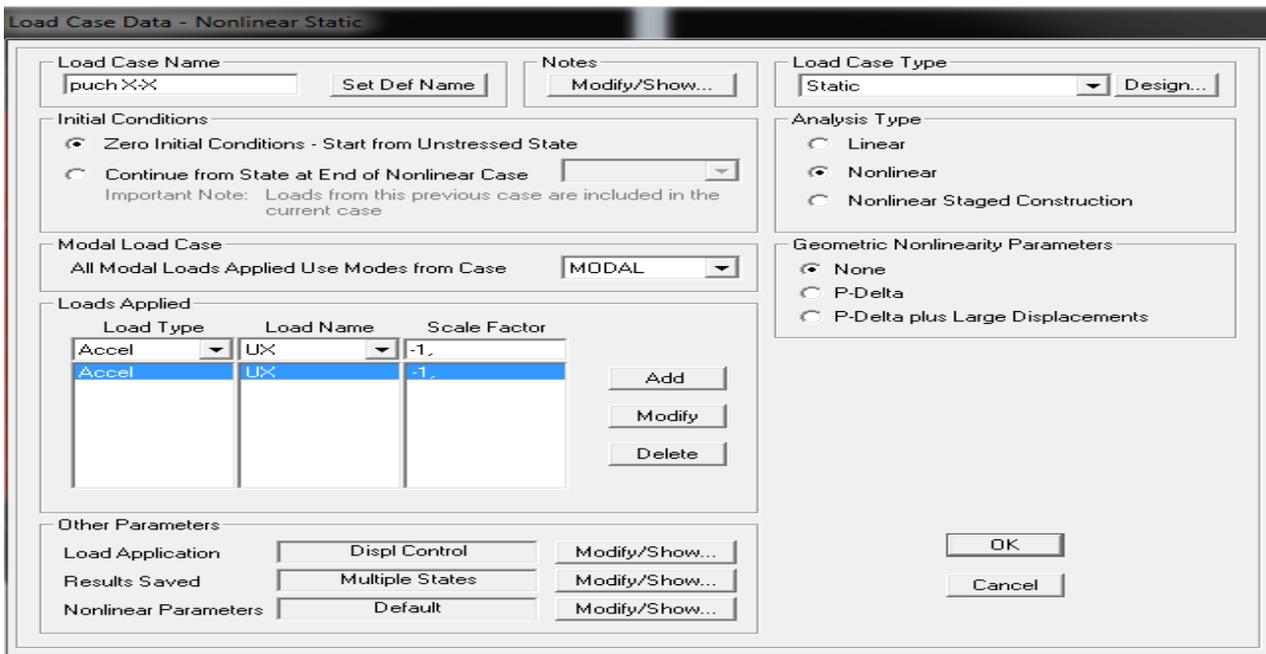


Figure VII-11: Définition du chargement de l'analyse Pushover sous les charges.

9.3.2 Définition de l'analyse sous charges horizontales :

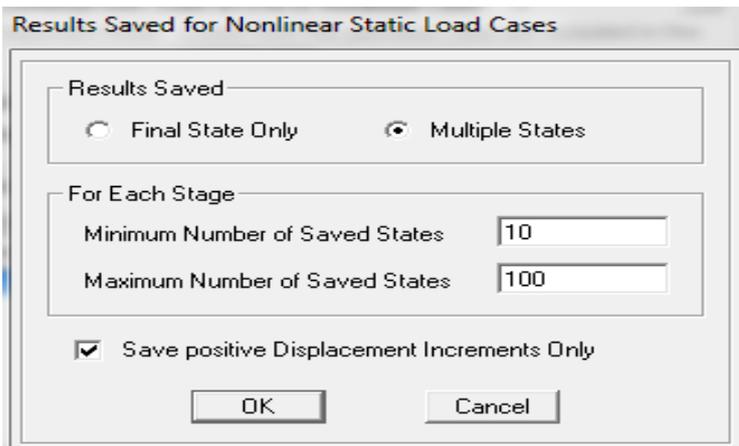
- Pour le sens x-x :

Define /Load cases / add new load case/ Case push XX (Static Nonlinear).

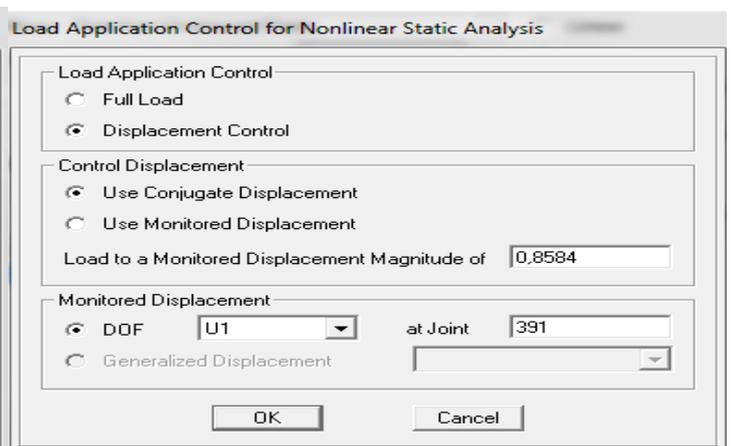


(a)

Load application Modify/Show... →



(b)



(c)

Figure VII-12:(a), (b), (c) Définition du chargement de l'analyse Push over (Sens x-x).

Défine /fonction /réponse Spectrum

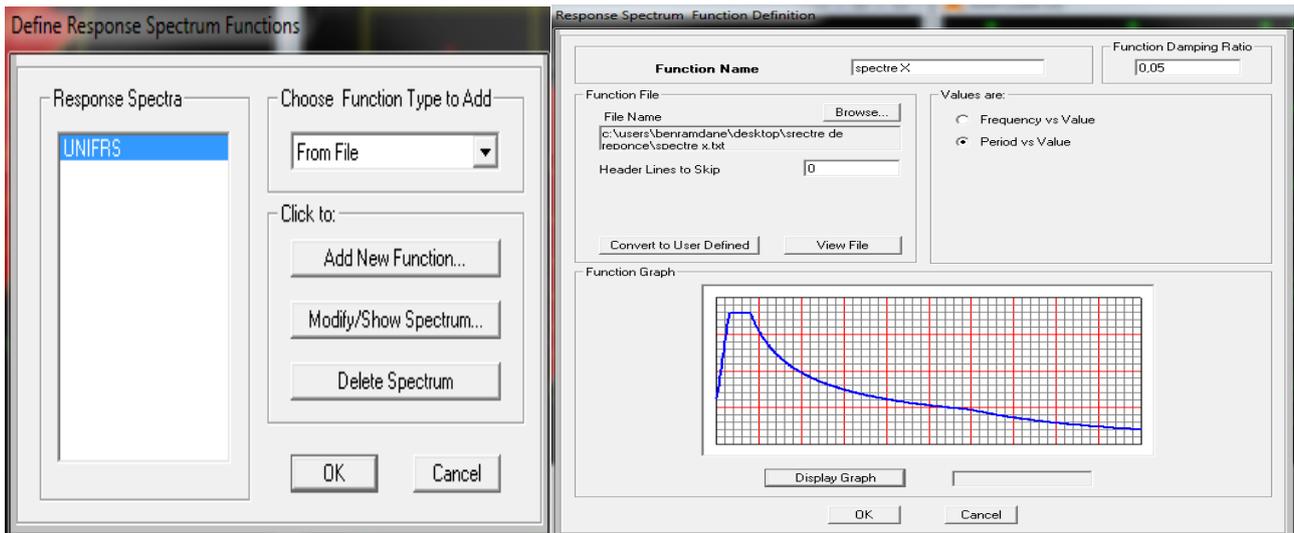


Figure VII-13: Spectre de RPA =1 (sens x-x).

- Pour le sens y-y :

Les mêmes étapes que le sens x-x sauf la direction et le spectre de réponse change

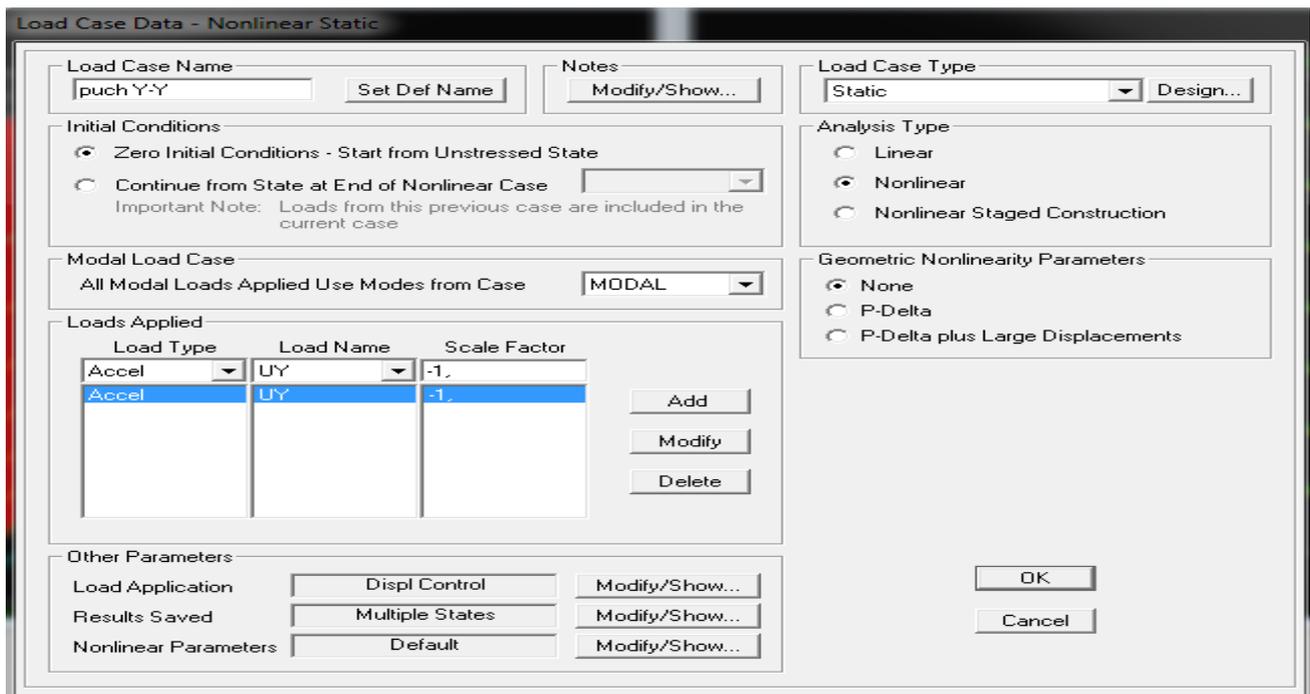


Figure VII-14: Définition du chargement de l'analyse Push over (y-y).

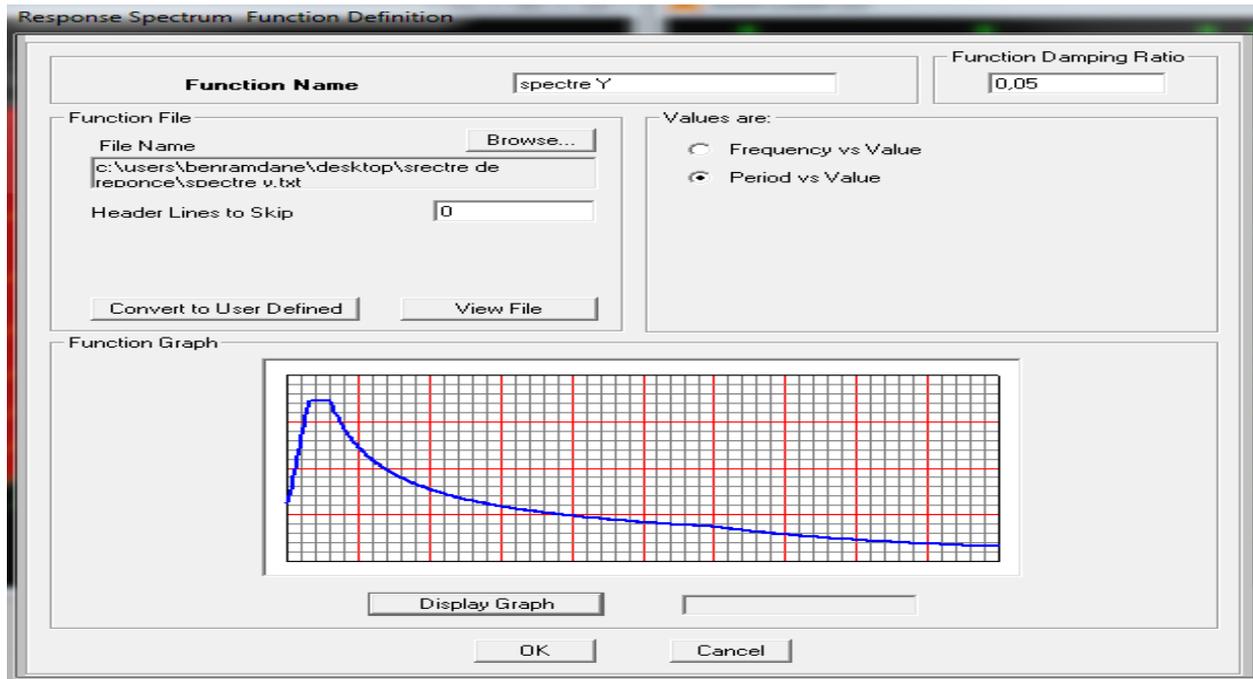


Figure VII-15: Spectre de RPA =1 (sens y-y).

Après avoir créé les chargements horizontaux, on lance l'analyse :

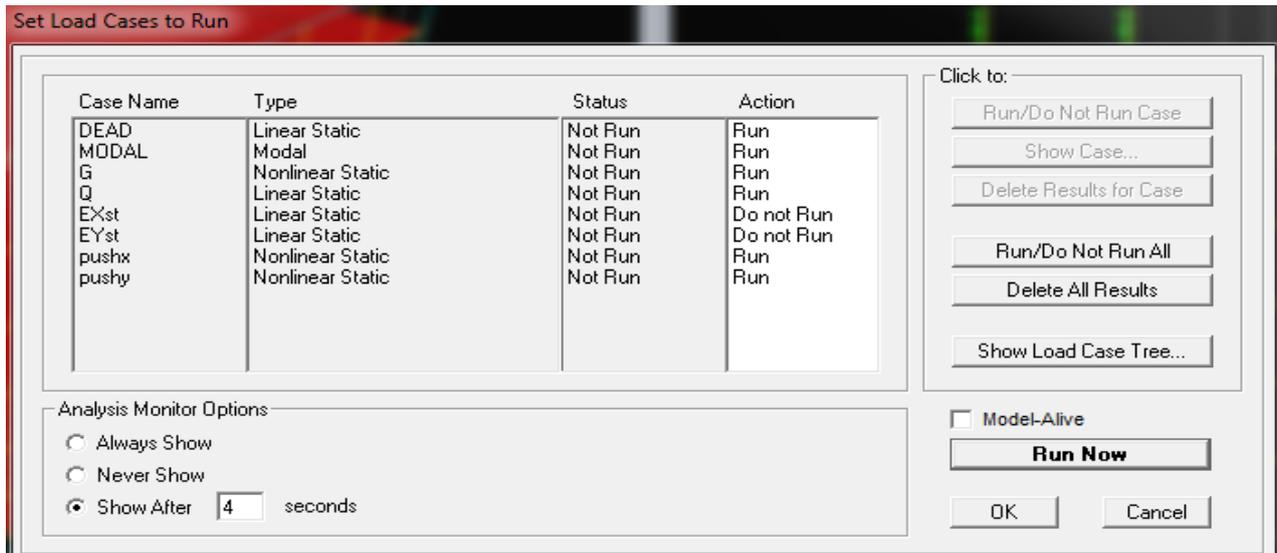


Figure VII-16: La boîte de dialogue de lancement l'analyse.

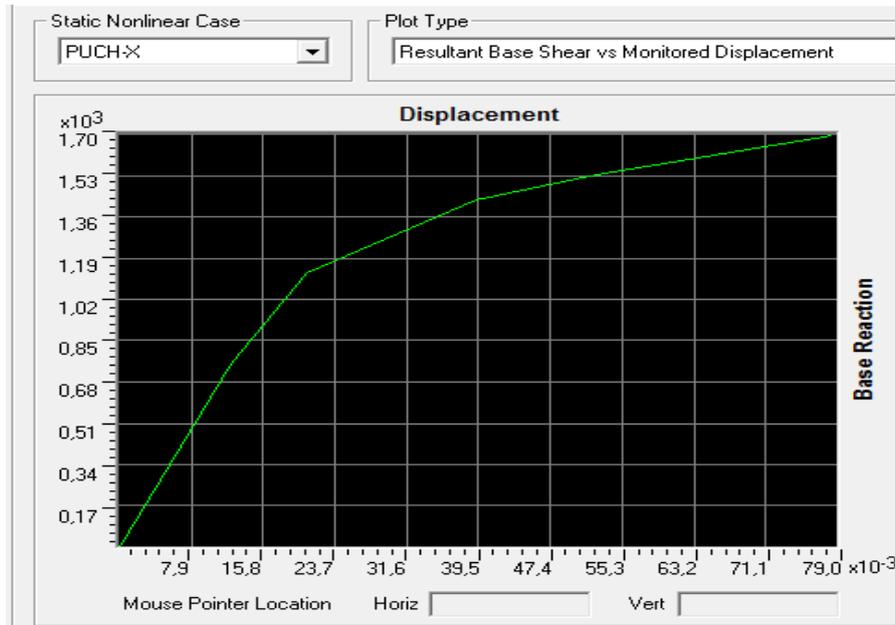
10 Résultat de l'analyse Push Over :

10.1 Courbe de capacité :

Pour visualiser la courbe de capacité :

Display -> Show Static Pushover Curve. Dans la case "static Nonlinear Case" on choisit le type de chargement.

Sens X-X :



Sens Y-Y :

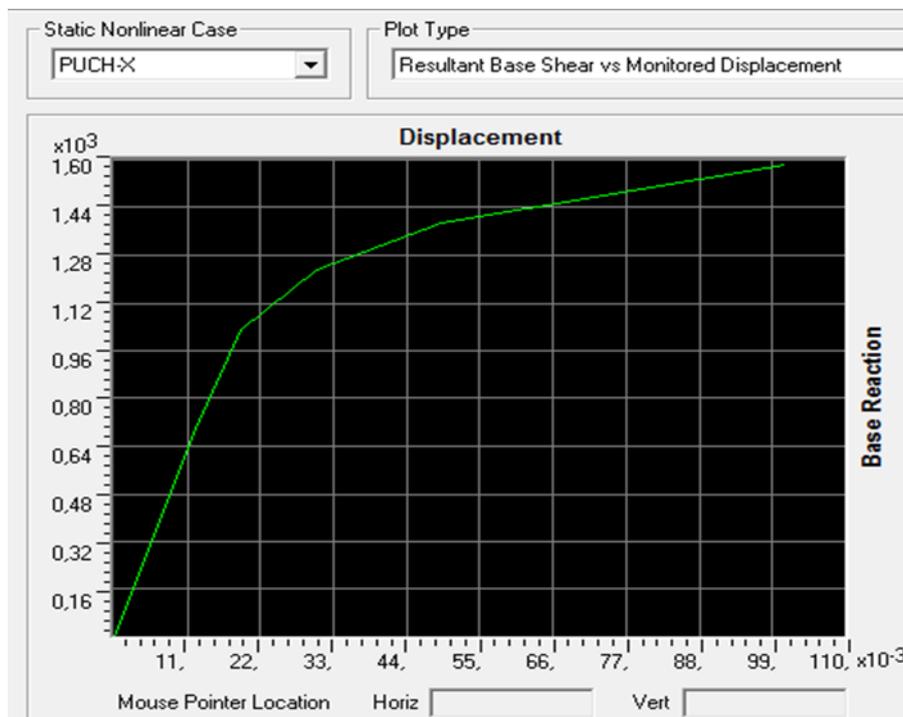


Figure VII-17: Résultats de l'analyse Push over sens X-X et Y-Y

10.2 Le point de performance (ATC-40) [9] :

Le point de performance correspondant à l'intersection de la courbe de capacité et la demande de spectre :

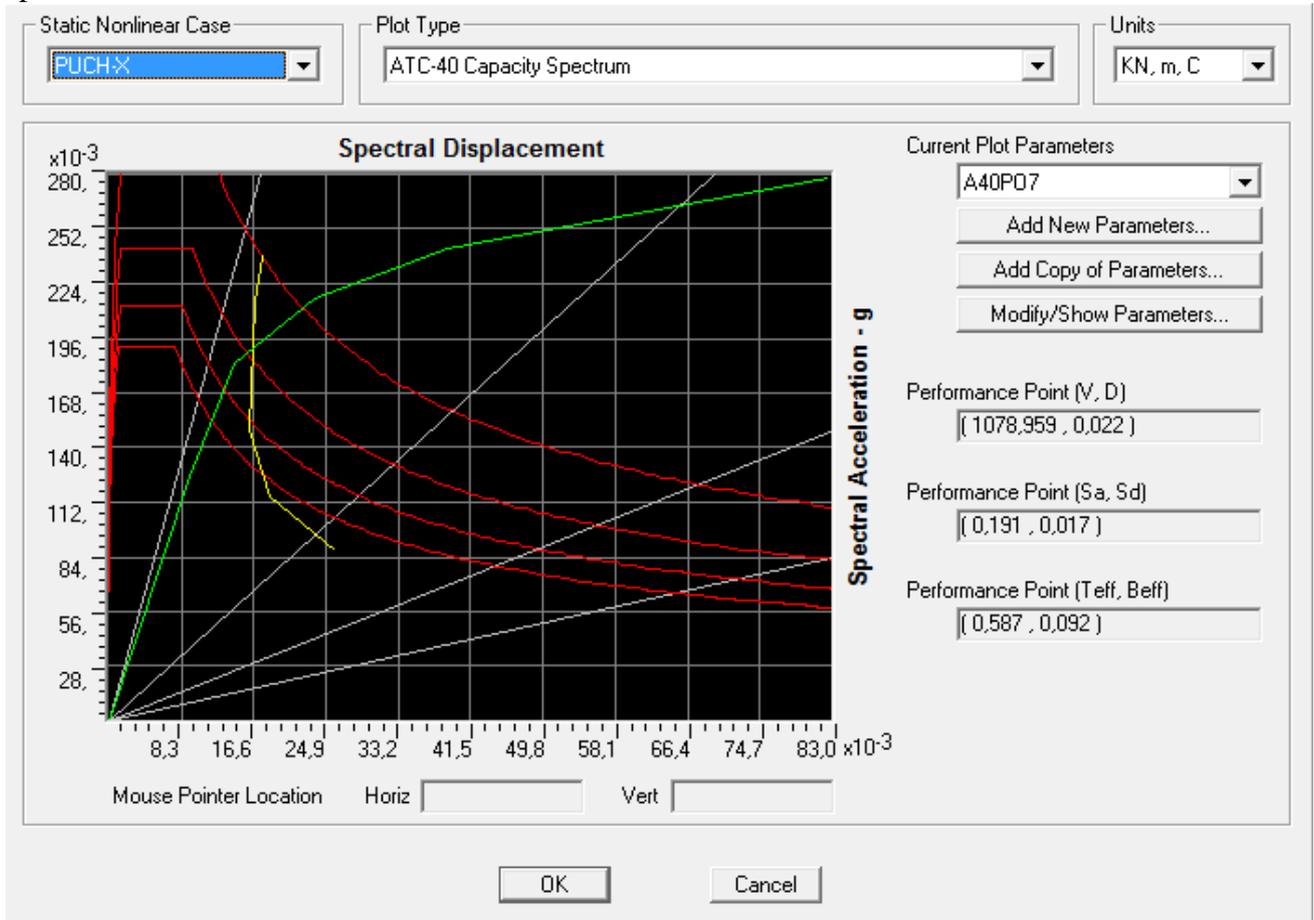


Figure VII-18: La Courbe de capacité spectrale (ATC 40) de la structure sens x-x.

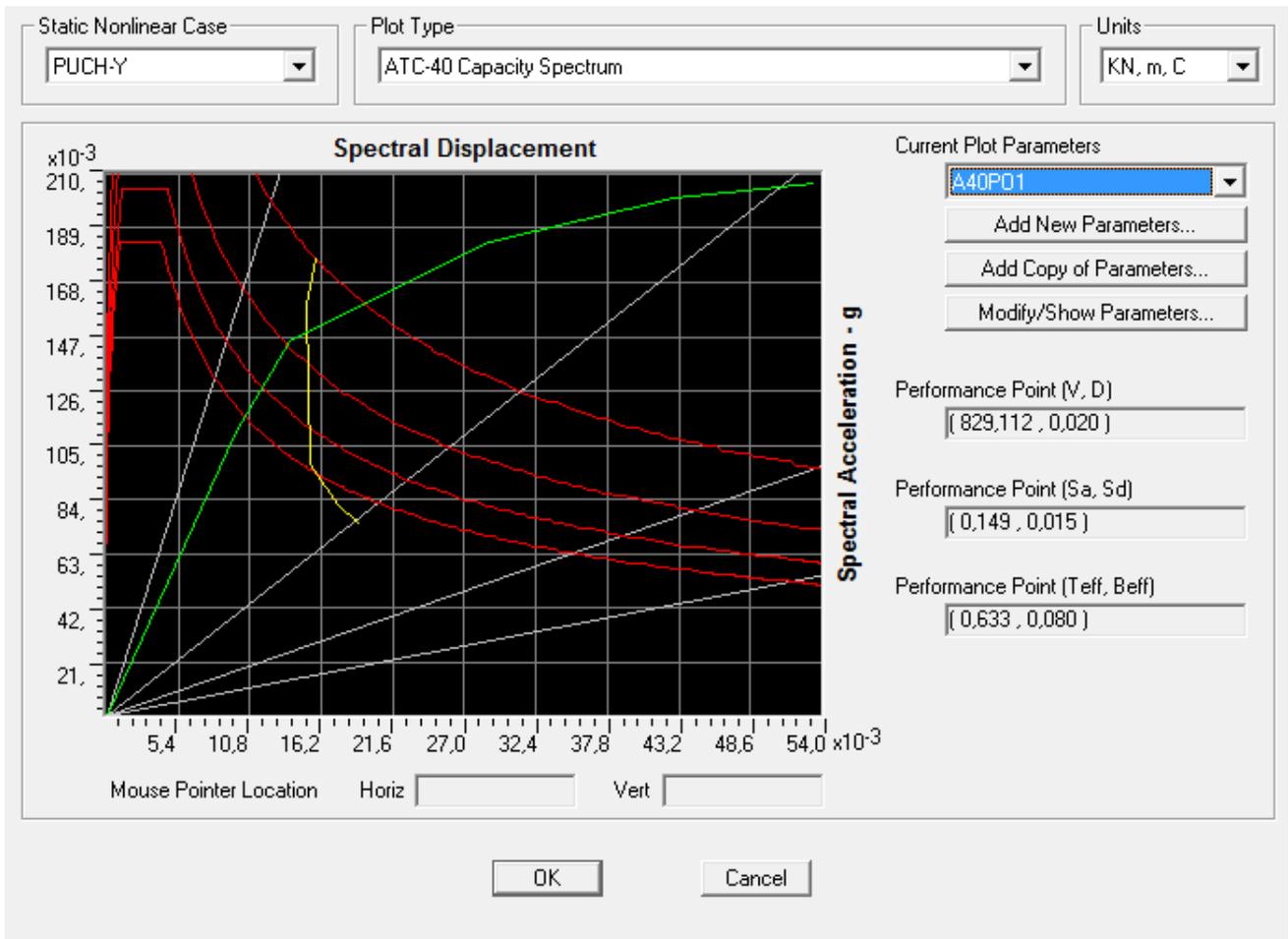


Figure VII-19: La Courbe de capacité spectrale (ATC 40) de la structure sens y-y.

✓ **L'interprétation :**

Les valeurs des déplacements et d'efforts tranchants correspondants au point de performance obtenues par le SAP2000 sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau VII-1: Les coordonnées du point de performance.

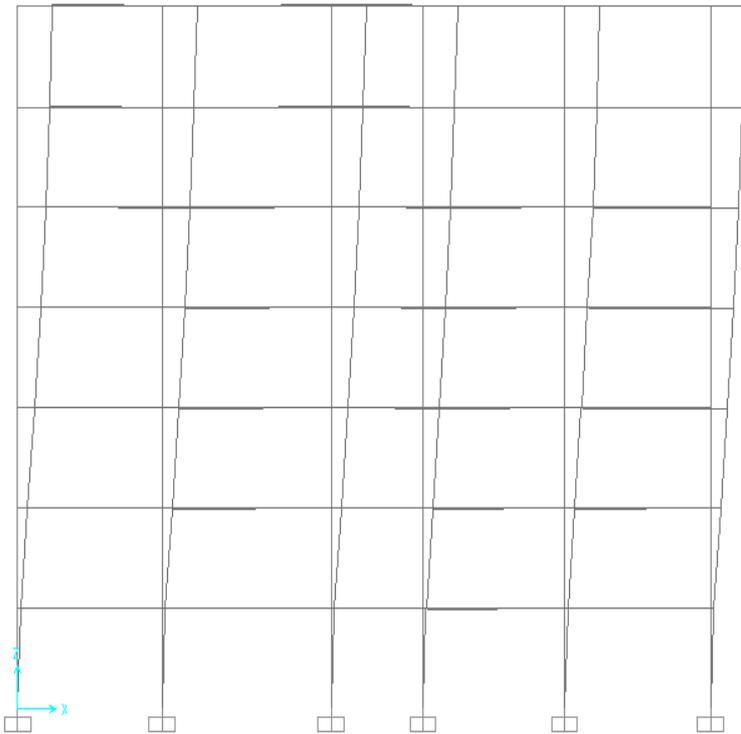
	EFFORT V_p (KN)	DEPLACEMENT D_p (m)
PUCH X-X	1078,959	0,022
PUCH Y-Y	829,112	0,020

Commentaire :

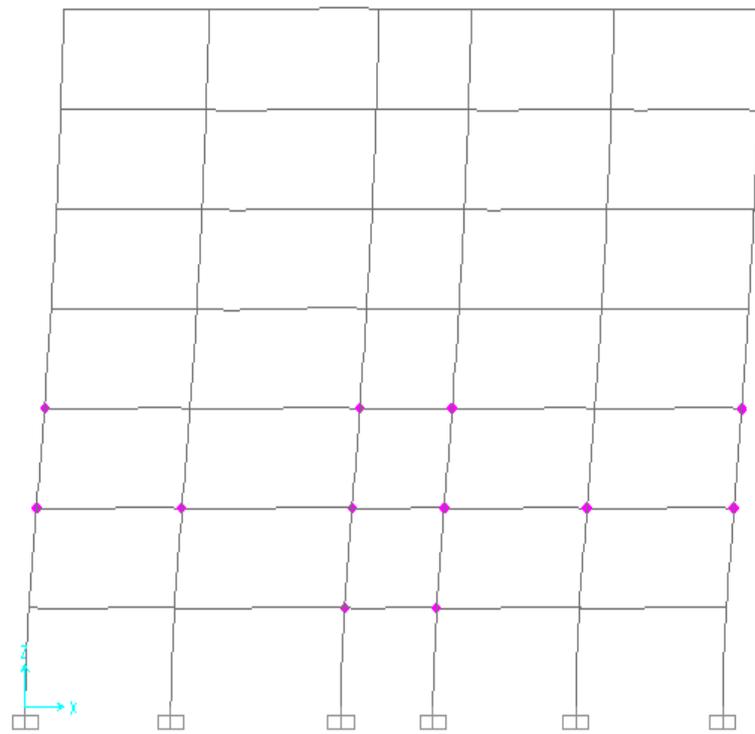
La détermination du point de performance dans le sens x-x présente un effort tranchant de 1078,959 KN et le déplacement n'est que 0.022 mm. Par contre, dans le sens y-y l'effort tranchant transmis par la force horizontale à la structure est de 829,112 KN qui correspond à un déplacement de 0,020 m.

10.3 Les rotules plastiques :

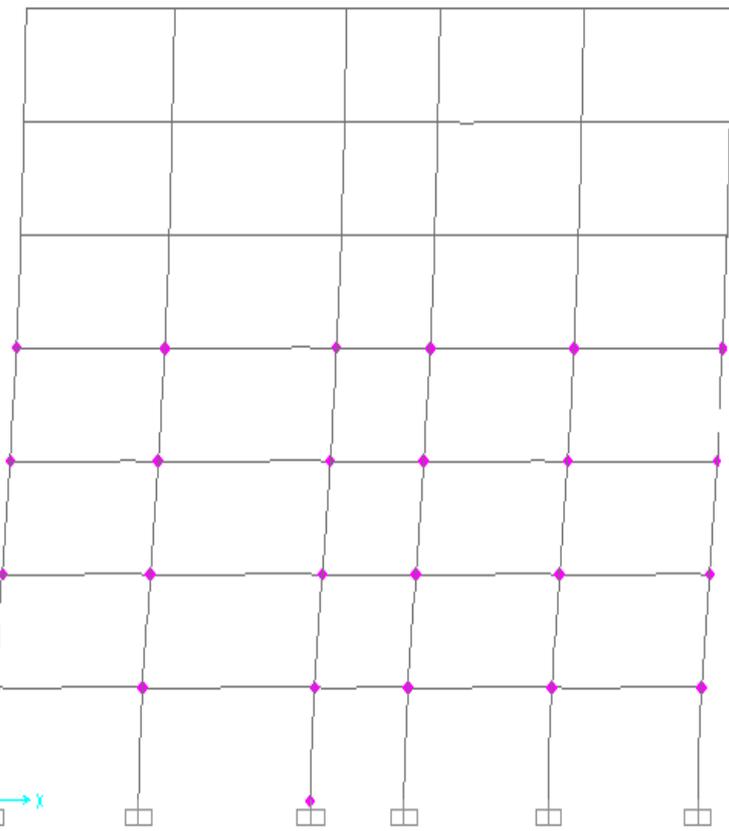
Exemple des rotules Dans le sens X-Z extrait de SAP2000 (push xx) :



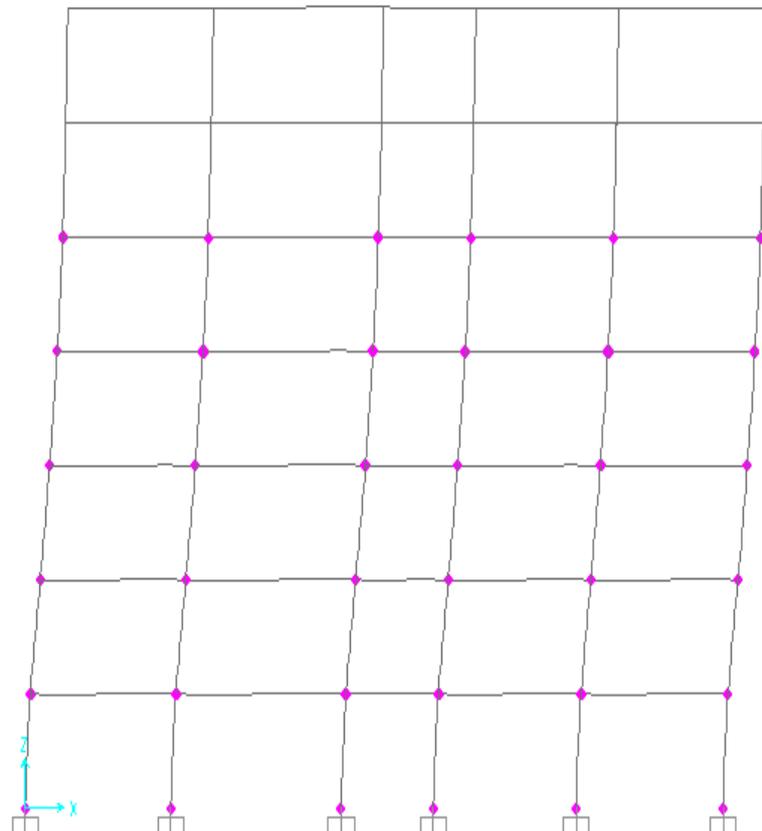
Step 1



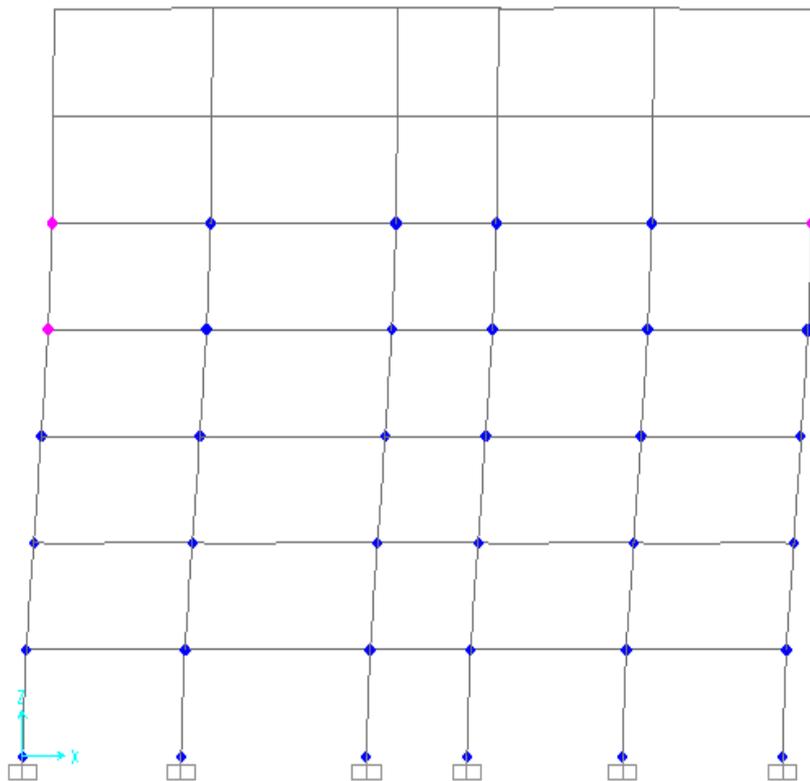
Step 2



Step 3

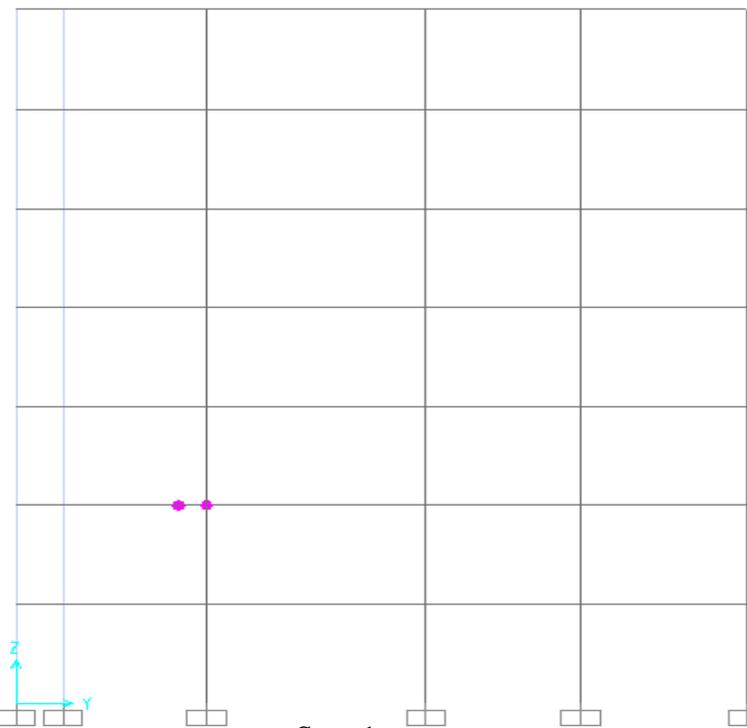


Step 4

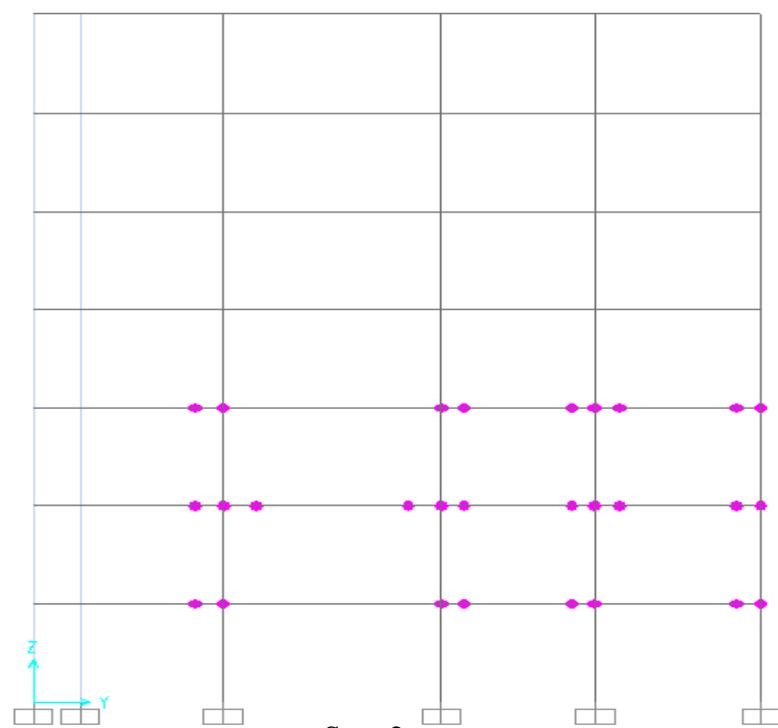


Step 5

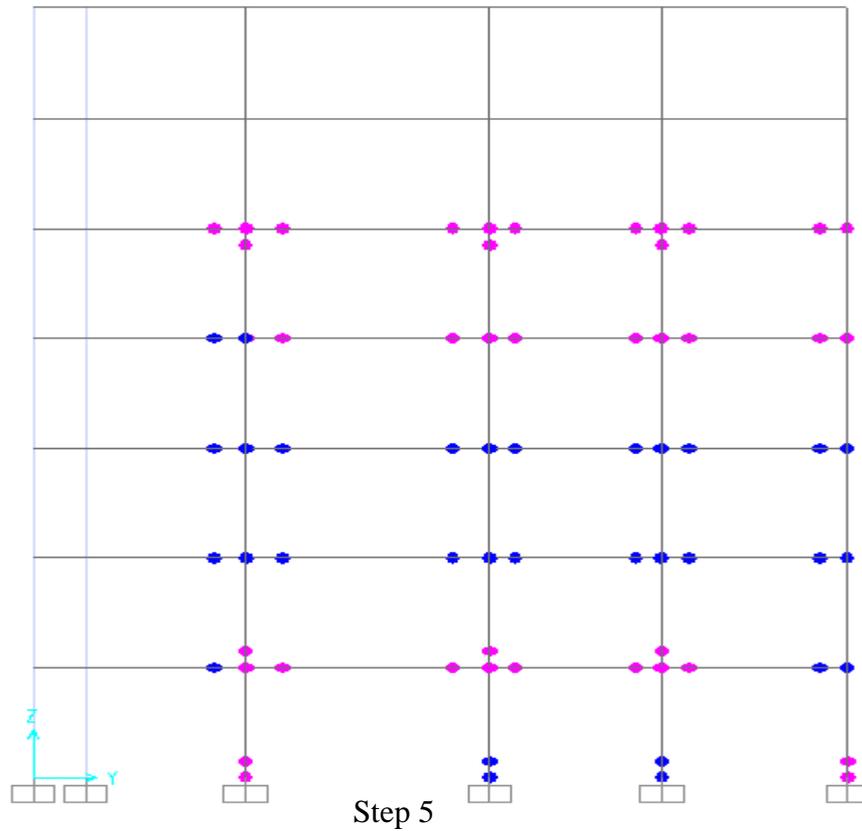
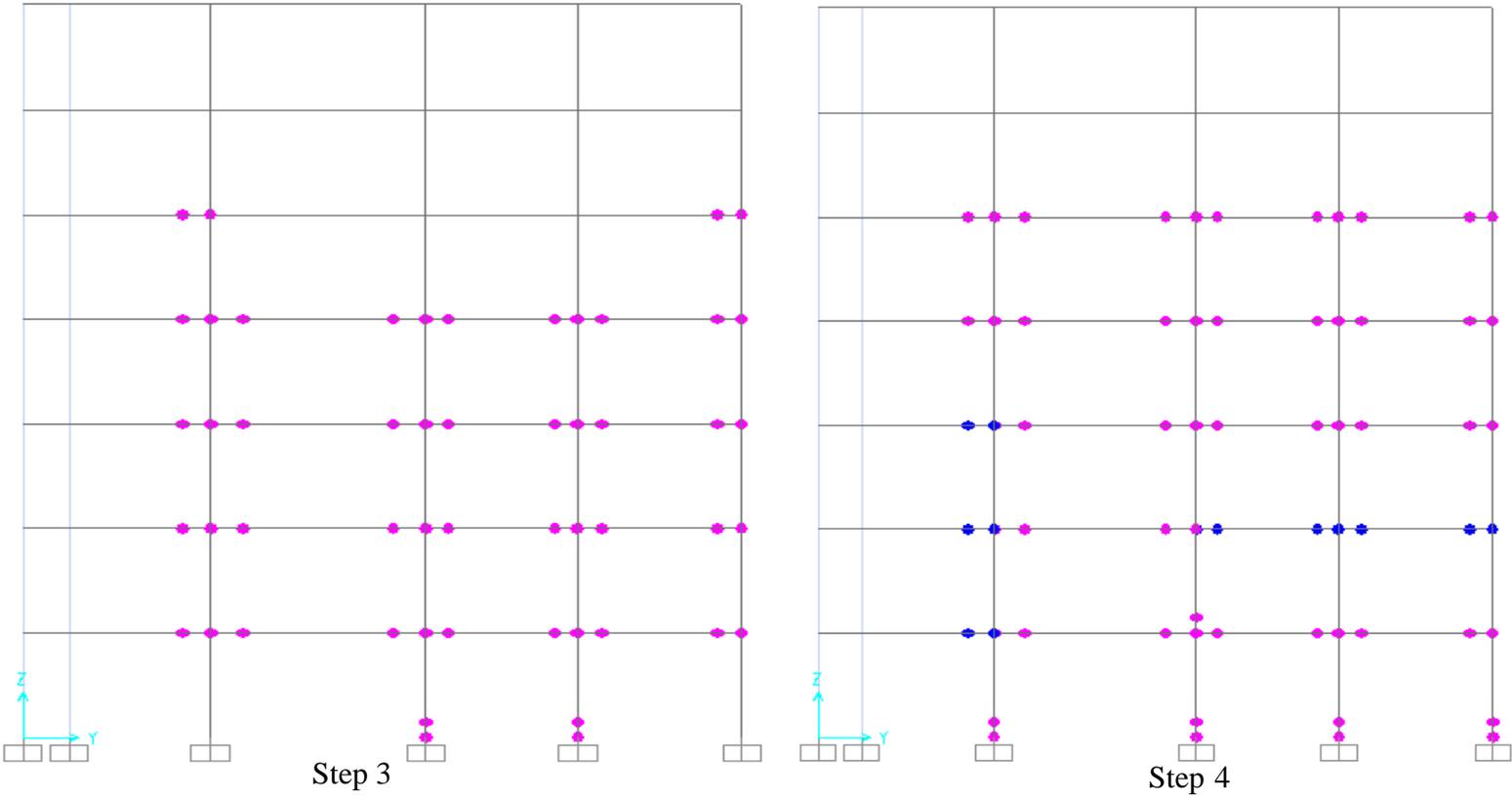
Exemple des rotules dans le sens Y-Z extrait de SAP2000 (push y-y) :



Step 1



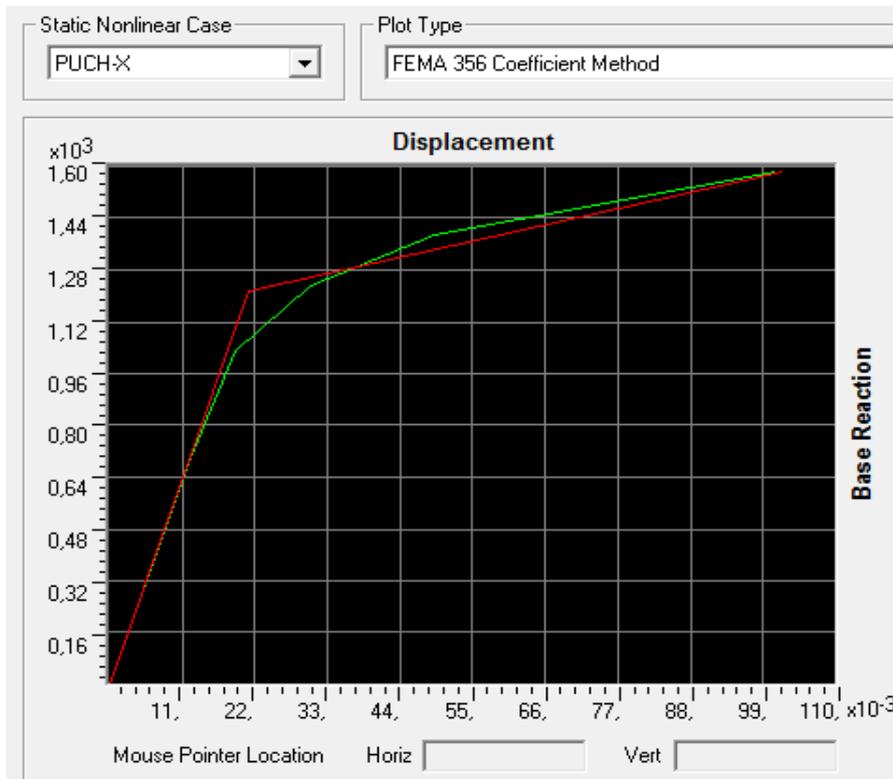
Step 2



■ IO :Occupation immédiate.	■ CP :Prévention contre l'effondrement.	■ D : Ruine.
■ LS :Sécurité de vie.	■ C : Effondrement.	

10.4 Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité :

Sens x-x :



Sens y-y :

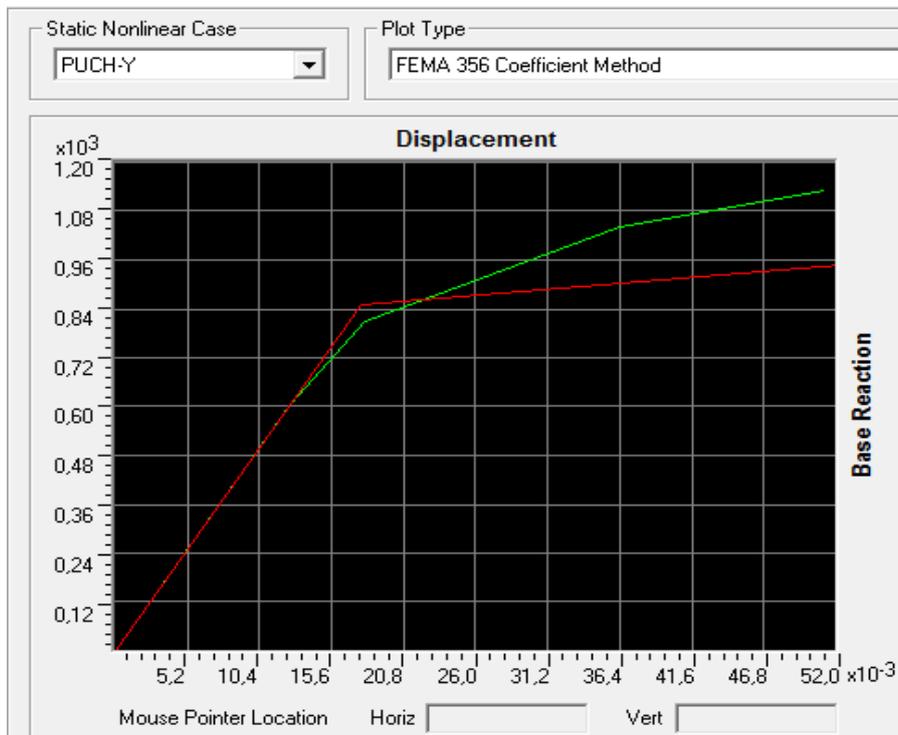


Figure VII-20: Idéalisation selon FEMA-356 sens (x-x) (y-y) [9].

Tableau VII-2: les résultats de FEME 356.

Paramètres	$\delta_u(m)$	$\delta_y(m)$	$K_i(KN.m)$	$K_e(KN.m)$
Valeurs (sens X-X)	0,102	0,0206	57704	59920,92
Valeur (sens Y-Y)	0,117	0,0193	47860,25	47304,81

10.5 Degré de dégradation :

Il existe quatre classes de degrés de dommages : faibles, modérés, importants et très importants, L'indice de dommages est défini comme suit :

$$D_I = \frac{\delta_m - \delta_y}{\delta_u - \delta_y}$$

δ_m : Déplacement maximum dans la zone non-linéaire (point de performance).

δ_y : Déplacement élastique (sans endommagement).

δ_u : Déplacement ultime (ruine totale).

Selon Park l'indice de dommages est défini par D_I et l'état de dégradation est donné selon le tableau suivant :

Tableau VII-3: Equivalence entre l'indice de dommages et l'état de dommages (Park and Ang) [12].

Degré de dommage	Indice de dommage	Etat de dommage
0	$D_I < 0,1$	Aucun dégât
1	$0,1 < D_I < 0,25$	Léger
2	$0,25 < D_I < 0,4$	Modéré
3	$0,4 < D_I < 1$	Important
4	$D_I > 1$	Ruine

Sens x-x :

$$D_I = \frac{0,022 - 0,0206}{0,102 - 0,0206} = 0,017$$

Sens y-y :

$$D_I = \frac{0,020 - 0,0193}{0,117 - 0,0193} = 0,007$$

D'après le résultat obtenu, on a un degré de dommage de classe 0 selon le sens x-x et y-y ce que signifié une dégradation de la structure de type : Aucun dégât

10.6 Détermination du facteur de comportement :

Le coefficient de comportement R est exprimé comme le produit de 3 facteurs, à savoir : un facteur qui compte de la ductilité, un autre qui exprime la réserve de résistance, et un troisième pour tenir compte de la redondance. Donc la formule de R est exprimée comme suit :

$$R = R_{\mu} \cdot R_S \cdot R_R$$

R_{μ} : Facteur de ductilité.

R_S : Facteur de sur-résistance.

R_R : Facteur de redondance.

- **Le facteur de sur-résistance R_S :**

Facteur de sur-résistance « R_S » est le rapport entre l'effort tranchant ultime et l'effort tranchant de dimensionnement :

Sens x-x :

$$R_S = \frac{V_u}{V_d} = \frac{1583,728}{1213,771} = 1,304$$

Sens Y-Y :

$$R_S = \frac{V_u}{V_d} = \frac{1057,627}{912,983} = 1,158$$

- **Facteur de redondance R_R :**

Dans le règlement Algérien 99 (version 2003), le facteur de redondance est représenté par la relation

Sens x-x :

$$R_R = \frac{1}{Q} = \frac{1}{1,3} = 0,769$$

Sens y-y :

$$R_R = \frac{1}{Q} = \frac{1}{1,25} = 0,8$$

- **Facteur de redondance R_{μ} :**

Facteur de ductilité « R_{μ} » est déjà calculé à l'aide de la méthode de Newmark et Hall

$$R_{\mu} = 1 \quad \text{Si} \quad T < 0,03$$

$$R_{\mu} = 2\mu - 1 \quad \text{Si} \quad 0,2 < T < 0,5$$

$$R_{\mu} = \mu \quad \text{Si} \quad T > 0,5$$

Avec :

T : Période fondamentale de la structure Nous avons :

Sens x-x :

$$T = 0,508 > 0,5 \text{ s donc: } R_\mu = \mu$$

$$R_\mu = \mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{0,102}{0,0206} = 4,95$$

Sens y-y :

$$T = 0,607 > 0,5 \text{ s donc: } R_\mu = \mu$$

$$R_\mu = \mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{0,117}{0,0193} = 6,06$$

Tableau VII-4: Facteur de comportement.

	R_s	R_R	R_μ	R
Sens x-x	1,304	0,769	4,95	4,96
Sens y-y	1,158	0,80	6,06	5,61

Commentaires :

Le coefficient de comportement calculé est pratiquement équivalent au coefficient R=5 spécifié par le RPA 99 - version 2003 pour le sens X-X. Cependant, dans le sens Y-Y, le coefficient calculé est légèrement plus élevé que le coefficient R=5 du RPA 99 - version 2003.

10.7 Raideur de la structure au point de performance "Kp" et indicateur de dégradation global de la structure "Id" :

❖ Raideur de la structure au point de performance "Kp" :

La diminution de la raideur initiale (élastique) (K_e) de la structure est causée par la plastification des éléments.

Sens x-x :

$$K_e = V_e/D_e = 1213,771/0,0206 = 59920,92 \text{ KN/m}$$

Au point de performance :

$$K_p = V_p/D_p = 1078,959/0,022 = 49043,59 \text{ KN/m}$$

Un indicateur de dégradation global de la structure (I_d) peut être défini par :

$$I_d = \left(1 - \frac{K_p}{K_e}\right) \cdot 100\% = \left(1 - \frac{49043,59}{59920,92}\right) \cdot 100\% = 18,15\%$$

Au point de performance, la plastification de la structure engendre une diminution de la raideur initiale de 18,15 %.

Sens y-y :

$$K_e = V_e/D_e = 912,983/0,0193 = 47304,81 \text{ KN/m}$$

Au point de performance :

$$K_p = V_p/D_p = 829,112/0,020 = 41455,60 \text{ KN/m}$$

Un indicateur de dégradation global de la structure (I_d) peut être défini par :

$$I_d = \left(1 - \frac{K_p}{K_e}\right) \cdot 100\% = \left(1 - \frac{41455,60}{47304,81}\right) \cdot 100\% = 12,36\%$$

Au point de performance, la plastification de la structure engendre une diminution de la raideur initiale de 12,36 %.

Tableau VII-5: Tableau récapitulatif.

	$K_p(KN/m)$	$K_e(KN/m)$	$I_d(\%)$
Sens x-x	49043,59	59920,92	18,15
Sens y-y	41455,60	47304,81	12,36

10.8 Déplacement cible :

Le déplacement cible peut être défini comme le déplacement attendu de la structure lors d'un séisme. Le FEMA 356 exprime le déplacement cible comme suit :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

S_a : Sollicitation sismique, obtenue à partir du spectre de réponse

C_0 : Coefficient modificateur qui relie le déplacement d'un SSDDL équivalent au déplacement du système réel SPDDL.

Tableau VII-6: Valeurs de coefficient C_0 [12].

Valeurs du coefficient C_0			
Nombre d'étage	NOMBRE D'ETAGE		Autres bâtiments
	Chargement triangulaire	Chargement Uniform	Tout chargement
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
+10	1.3	1.2	1.5

Il est à noter que pour les valeurs intermédiaires, l'interpolation est linéaire.

C_1 : Coefficient modificateur pour lier le déplacement maximum inélastique et celui de la réponse élastique linéaire. Les valeurs de C_1 sont données par les équations citées ci-dessous :

$$C_1 = 1 \text{ si } T_e \geq T_0$$

$$C_1 = [1 + (R - 1) \frac{T_0}{T_e}] / R \text{ si } T_e < T_0$$

Avec :

T_e : Période de vibration fondamentale effective de la structure. Elle est calculée par la formule suivante :

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

Avec :

T_i : Période de vibration fondamentale de la structure.

K_i : Rigidité initiale de la structure.

K_e : Rigidité (pente) élastique de la structure.

T_0 : Période caractéristique du sol défini à la fin du palier du spectre de réponse.

R : Coefficient qui exprime le rapport de l'effort sismique sur l'effort élastique effectif.

C_2 : Coefficient modificateur pour tenir compte de la dégradation de rigidité et de la résistance au déplacement maximum.

Tableau VII-7: Valeur de coefficient C_2 [12]

Niveau de performance structurale	Valeurs du coefficient C_2			
	$T \leq 0.1 s$		$T > T_0$	
	Portique type 1	Portique type 2	Portique type 1	Portique type 2
Occupation immédiate	1	1	1	1
Sécurité des vies	1.3	1	1.1	1
Prévention contre la ruine	1.5	1	1.2	1

Avec :

Portique type 1 : structures dont plus de 30% des efforts latéraux sont repris par une combinaison des systèmes suivantes : portiques, contreventement, murs en maçonnerie, pierres.

Portiques type 2 : pour des valeurs de période qui sont intermédiaires les valeurs de C_2 sont obtenues par une interpolation linéaire.

C_3 : Coefficient modificateur pour tenir compte de l'effet dynamique. Pour les structures qui ont un post-élastique positif, il est pris égal à 1. Pour celles qui ont une pente négative, ils seront calculés selon la formule suivante :

$$C_3 = 1 + \frac{|\alpha|(R - 1)^{3/2}}{T_e}$$

Tableau VII-8: Déplacement cible.

Paramètre	C_0	C_1	C_2	C_3	$T_e(s)$	$\delta_t(m)$
Valeurs (Sens X-X)	1,2	1	1	1	0,5436	0,0881
Valeurs (Sens Y-Y)	1,2	1	1	1	0,5982	0,1067

11 Conclusion :

La méthode Pushover est une approche d'analyse des structures qui permet de déterminer la courbe de capacité d'une structure en réponse à une charge statique croissante. Elle offre une vision détaillée du comportement réel de la structure, évaluant les sollicitations et les déplacements des éléments. La détermination du point de performance grâce à cette méthode est essentielle pour évaluer le degré de dommage potentiel de la structure. L'analyse Pushover est un outil puissant pour la conception parasismique, complétant les approches traditionnelles et améliorant la sécurité et la résistance aux séismes. Elle permet de prendre des décisions éclairées en matière de conception et de renforcement structurel, contribuant à des constructions plus sûres et robustes.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

En conclusion, la conception d'une structure parasismique pour un bâtiment requiert une approche conforme aux codes de calcul et aux réglementations en vigueur, tout en cherchant à optimiser les coûts. L'étude a démontré que l'utilisation du logiciel SAP2000, en respectant les normes, est réalisable pour les structures courantes, bien que cela nécessite une expertise approfondie dans la mise en œuvre.

L'analyse "Pushover" s'est révélée être un outil puissant et précieux, permettant aux ingénieurs de structures d'explorer différentes stratégies de renforcement pour les bâtiments existants et d'étudier de nouvelles structures capables de résister efficacement aux séismes futurs. Les résultats de l'analyse non linéaire, en termes de capacité et de mécanismes de défaillance, fournissent une vision réaliste du comportement de la structure, offrant ainsi des indications précieuses pour la prise de décisions éclairées en matière de conception parasismique.

En outre, cette étude nous a permis de tirer plusieurs conclusions significatives, à savoir :

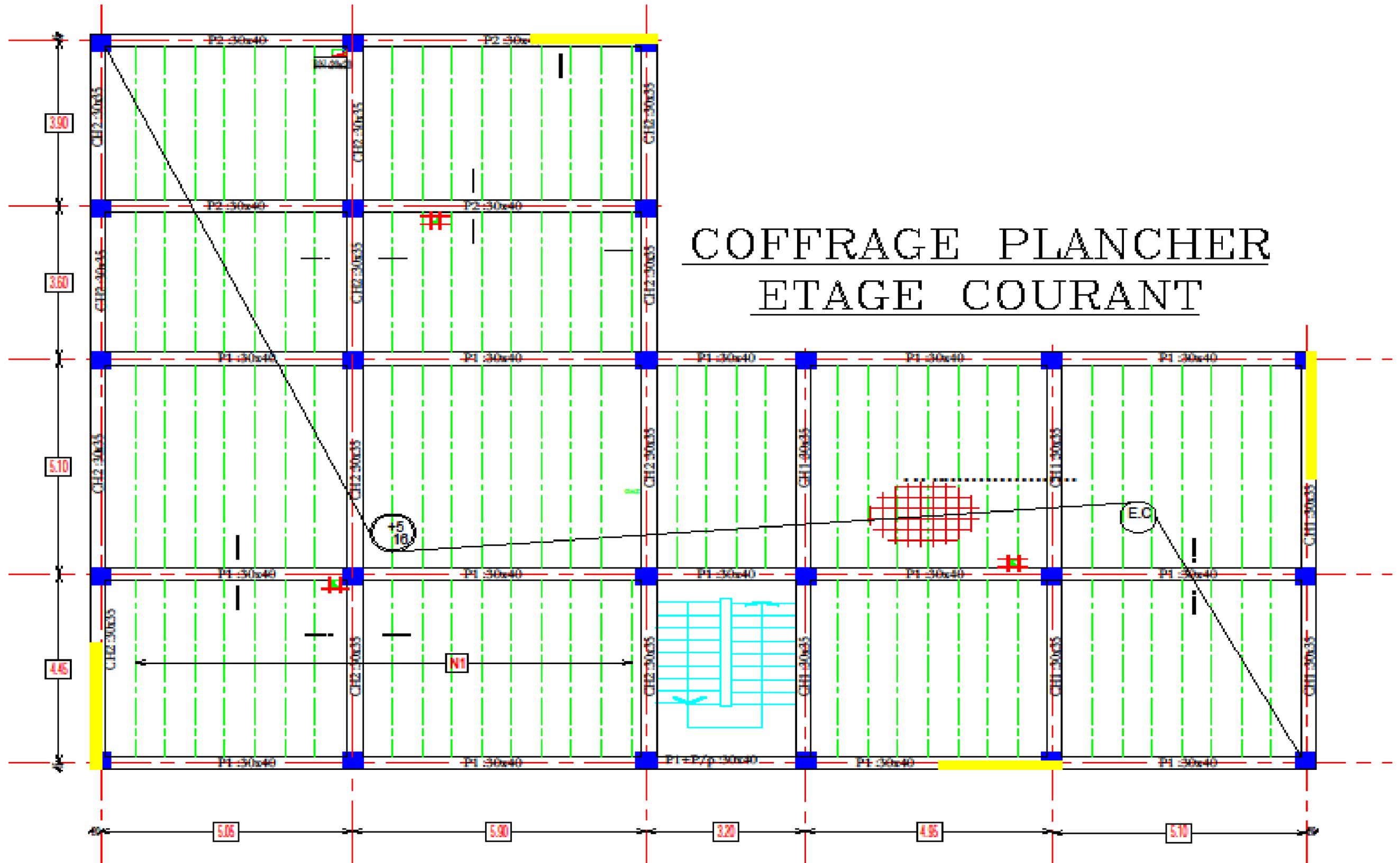
- L'utilisation de matériaux de haute qualité et la sélection appropriée des sections des éléments résistants sont des facteurs essentiels pour assurer la sécurité de la structure.
- La mise en pratique des connaissances acquises tout au long du cursus universitaire, en particulier dans les domaines de la Résistance des Matériaux, du Béton Armé et de la Dynamique des Structures, est essentielle.
- L'utilisation de méthodes avancées telles que la méthode Pushover et l'utilisation du logiciel SAP2000 ont permis d'obtenir des résultats précis sur le comportement de la structure en réponse à des charges extrêmes telles que les séismes.

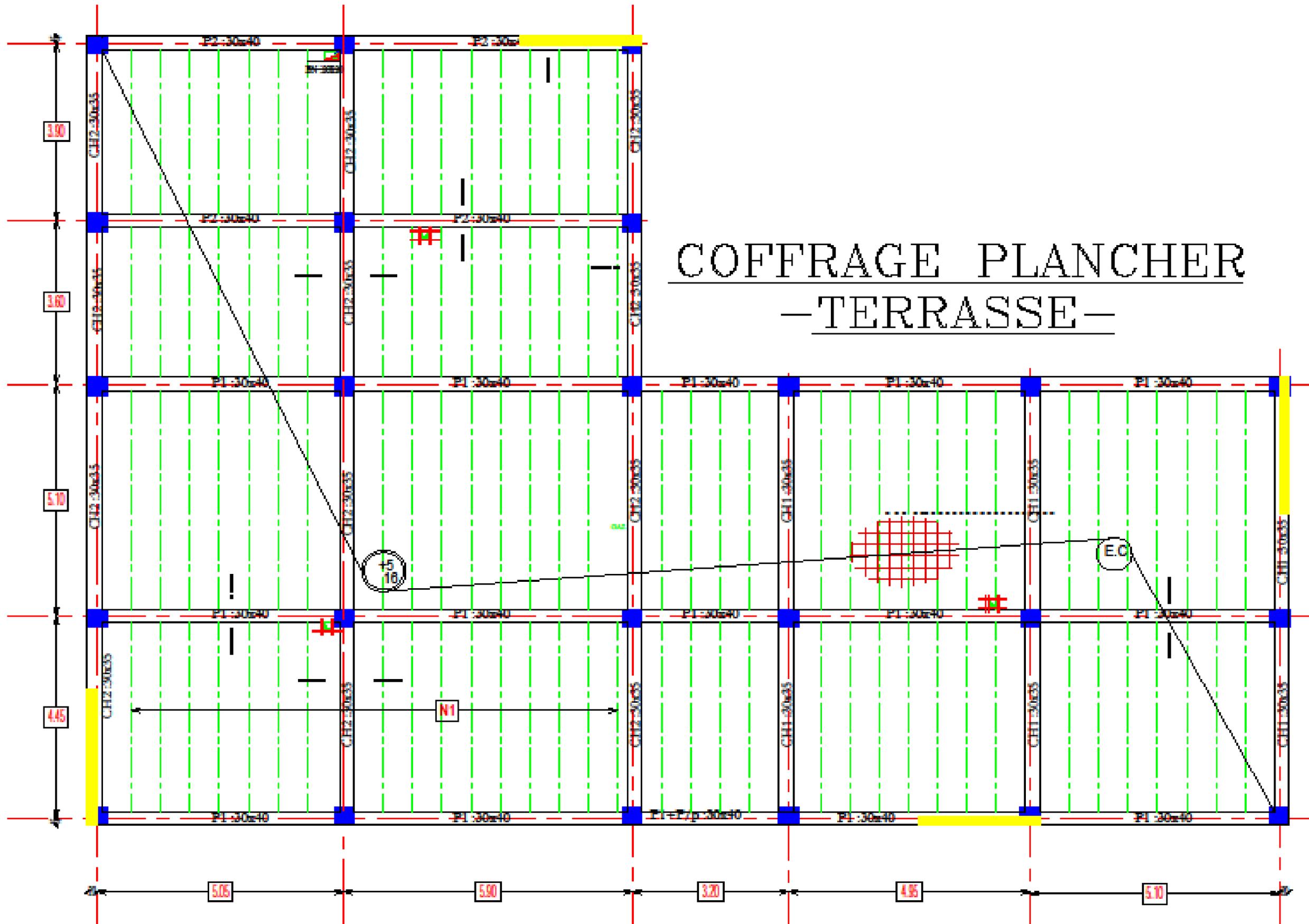
A la fin, Cette étude constitue une contribution importante à l'avancement des connaissances dans le domaine du génie civil et renforce l'importance de l'analyse statique non linéaire dans la conception et l'évaluation des structures en béton armé.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIE

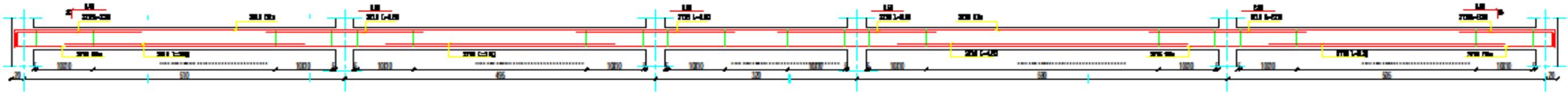
- [1] A. B. Hemel et M. Ghahmous, «Etude d'un bâtiment (R+5) a usage d'abitation "Portique contreventé par des voiles",» 2012-2013.
- [2] BAEL91 : béton armé aux états limites..
- [3] Règles parasismiques algériennes RPA 99, Centre de recherche appliquée en Génie Parasismique C.G.S, Alger, 2003.
- [4] Document technique réglementaire, Charges permanentes et charges d'exploitation « D.T.R-B.C 22 », Alger: Centre de recherche appliquée en Génie Parasismique C.G.S., 1988.
- [5] A. T. MORSLI et I. ABDERRAHIM, «Étude et analyse statique non linéaire d'un bâtiment en béton armé,» *Mémoire d'obtention du diplôme du master en génie civil*, p. 4, 2019-2020.
- [6] Règles de conception et de calcul des structures en Béton Armé CBA 93« D.T.R. – B.C. 2.41 », centre documentation,, 1994.
- [7] M. W. OULLADJI F Z, «Etude et analyse statique non Linéaire d'un bâtiment en béton armé,» *Mémoire d'obtention du diplôme du master en génie civil, Université adouber belkayed Tlemcen*, p. 146, 2021.
- [8] FEMA-365, «"Prestandard and commentary for the seismic réhabilitation of buildings",» *Fédéral Emergency Management Agency*, 2000.
- [9] A.-4. Applied Technology Council, « "Seismic évaluation and rétrofit of concrète buildings",» vol. 1, 1996.
- [10] ". o. s. f. e. r. Eurocode 8, « Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings,» , Ref n° prEN 1998-1 :2004..
- [11] BENDOUHOU Assai. KACED Malika, «Conception et étude d'un bâtiment R+5+S-SOL par une analyse dynamique et statique non linéaire,» p. 145, Juin 2017.
- [12] ZEBECHI.R.I, «Etude comparative d'une structure en béton armé dans le domaine non linéaire au moyen d'un modèle en fibres et un autre en rotules plastiques.,» *Mémoire d'obtention du diplôme du master en génie civil*,, vol. 178, 2016.
- [13] M. BELKHEIR, «Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments,» *Mémoire de Magister*, p. 105.
- [14] H. Miloud, «Modélisation par macro élément du comportement non linéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé sous action sismique,» *thèse de doctorat*,, 2010.
- [15] S. C.BAICHE, « Etude et analyse statique non Linéaire d'un bâtiment en béton armé,» *Mémoire d'obtention du diplôme du master en génie civil*, pp. 176-175.

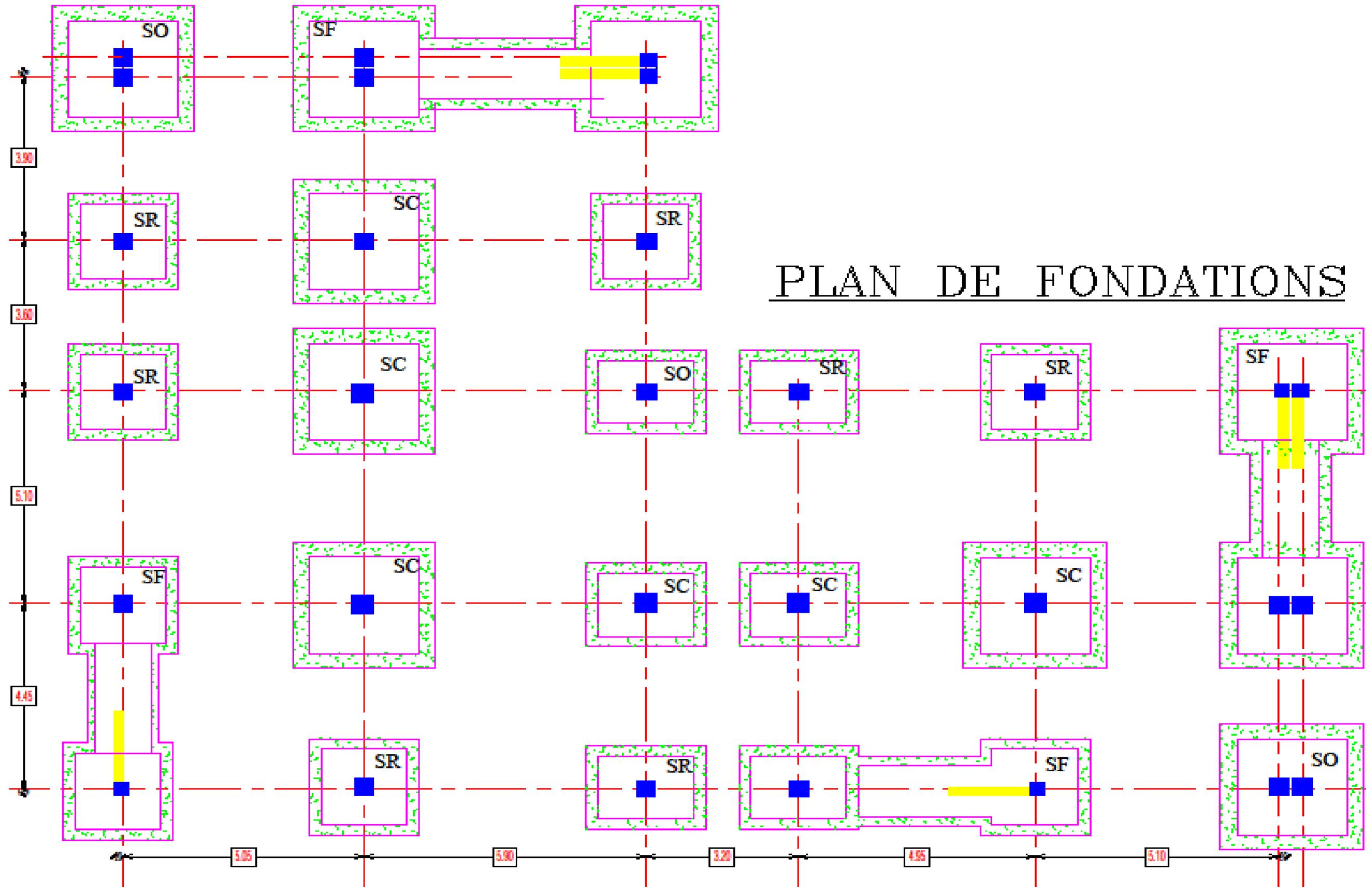
[16] B. C. SANEF RATIBA, « Etude et analyse statique non Linéaire d'un bâtiment en béton armé,» *Mémoire d'obtention du diplôme du master en génie civil*, p. 92, 2021-2022.





POUTRE PR (30x40)





PLAN DE FONDATIONS