
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ AKLI MOHAND OULHADJ — BOUIRA
Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département de Génie Civil



En vue de l'obtention du diplôme de **Master en Génie Civil**

Thème :

Étude de l'impact de la composante sismique verticale sur le comportement d'un bâtiment en béton armé comportant des éléments en porte-à-faux conformément au RPA 2024

Présenté par :

- Chabane Fayçal Nazim
- Hanache Abderahmane

Encadrant:

Dr. Aouadi.A

Devant le jury :

Dr BOUAMRA	<i>Université de Bouira</i>	Président
Dr LAIB	<i>Université de Bouira</i>	Examineur 01
Dr MOUSSAOUI	<i>Université de Bouira</i>	Examineur 02

Année Universitaire : **2025 / 2026**

Remerciements :

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, nous remercions Dieu le Tout-Puissant de nous avoir accordé la force, la patience et la volonté nécessaires à la réalisation de ce travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre encadreur, M. AOUADI Abdelhak, pour avoir accepté de diriger ce mémoire, ainsi que pour sa disponibilité, ses précieux conseils et son accompagnement tout au long de son élaboration.

Nos sincères remerciements s'adressent également à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail en nous fournissant des informations et des orientations utiles, notamment :

- M. MERZOUK MESSAOUD et M. BOUKAMOUM MADJID ;
- M. ADJRAD MAHMOUD, gérant du BET BATIMAT, ainsi que l'ensemble de son équipe ;
- M. ZOUBIRI HAFID, dessinateur projeteur en béton armé.

Nous adressons également nos vifs remerciements aux membres du jury pour l'honneur qu'ils nous font en acceptant d'évaluer ce modeste travail :

- M. le Docteur BOUAMRA, président du jury ;
- MM. les Docteurs LAIB et MOUSSAOUI, examinateurs.

Enfin, nous exprimons notre reconnaissance à tous nos enseignants qui ont contribué à notre formation universitaire, particulièrement ceux du département de Génie Civil.

DÉDICACE

Je dédie ce modeste travail :

À mes chers parents ;

À mes frères ADAM et MOHAMED ;

À tous les membres de ma grande famille ;

À mes amis WALID, AYMEN, MASSINISSA, BILLAL et HAMOU ;

Et à tous mes collègues de ma promotion, en leur souhaitant beaucoup de réussite dans leur vie professionnelle.

CHABANE FAYCEL NAZIM

DÉDICACE

Je consacre modestement ce travail avec les sentiments les plus authentiques et profonds de mon cœur :

À la mémoire de ma tendre mère... Celle qui m'a appris à grandir et à me battre dans la vie, mais qui est partie trop tôt pour voir l'aboutissement de mes efforts. Que ton âme repose en paix dans Son vaste Paradis.

Ce diplôme et ce travail sont les fruits de tes prières. Je te les dédie aujourd'hui, en espérant que du haut des cieux, tu sois fière de moi, comme j'ai toujours été fier d'être ton enfant.

À mon cher père, Mon premier repère, mon soutien indéfectible et ma source de force. Pour ton amour inconditionnel, tes sacrifices et tes précieux conseils qui m'ont guidé tout au long de mon parcours.

Que ce travail soit le témoignage de ma profonde gratitude. Puisse Dieu te prêter longue vie et te garder ma plus grande fierté.

À mes chers frère et sœur, Mes compagnons de route, mon refuge et mon soutien de toujours. Pour votre présence à mes côtés, vos encouragements et tous les moments partagés qui ont rendu ce chemin plus doux. Je tiens à exprimer ma gratitude envers tous mes collègues en Génie Civil.

HANACHE ABDERAHMANE

RÉSUMÉ :

Ce mémoire étudie l'influence de la composante sismique verticale sur un bâtiment en béton armé à usage mixte situé en zone sismique VI à Alger. Deux configurations ont été comparées : un cas de référence sans porte-à-faux soumis aux seules composantes horizontales et un cas comportant des porte-à-faux supérieurs à 2 m, nécessitant la prise en compte de la composante verticale selon le RPA 2024. L'analyse tridimensionnelle a été réalisée sous ETABS par la méthode modale spectrale en combinant les trois composantes du séisme. Les résultats montrent une augmentation modérée des sollicitations des éléments porteurs (poutres, poteaux, voiles et radier) tout en respectant les exigences du BAEL 91, du CBA 93 et du RPA 2024.

Mots-clés : Composante sismique verticale, porte-à-faux, RPA 2024, béton armé, ETABS, analyse modale spectrale.

ABSTRACT

This thesis investigates the influence of the vertical seismic component on a mixed-use reinforced concrete building located in seismic zone VI in Algiers. Two structural configurations were compared: a reference case without cantilevers subjected only to horizontal seismic actions and a modified case with cantilevers exceeding 2 m, requiring consideration of the vertical component according to RPA 2024. Three-dimensional analysis was performed using ETABS through the modal response spectrum method. Results indicate a moderate increase in structural demands on beams, columns, shear walls, and raft foundation while remaining compliant with BAEL 91, CBA 93, and RPA 2024 requirements.

Keywords: Vertical seismic component, cantilever, RPA 2024, reinforced concrete, ETABS, modal response spectrum.

الملخص

تتناول هذه المذكرة دراسة تأثير المركبة الزلزالية العمودية على مبنى من الخرسانة المسلحة ذي استخدام مختلط يقع في المنطقة الزلزالية السادسة بالجزائر العاصمة. تمت مقارنة حالتين: حالة مرجعية دون كابولات تخضع للمركبات الأفقية فقط، وحالة تتضمن كابولات يتجاوز امتدادها 2 متر، مما يستوجب إدراج المركبة العمودية وفق RPA 2024. أُنجز التحليل ثلاثي الأبعاد باستعمال برنامج ETABS وفق طريقة التحليل الطيفي المودالي. أظهرت النتائج زيادة معتدلة في جهود عناصر المنشأ (الجسور والأعمدة والجدران والأساس الشبكي) مع بقاء التصميم مطابقاً لمتطلبات BAEL 91 و CBA 93 و RPA 2024.

الكلمات المفتاحية: المركبة الزلزالية العمودية، كابولات، RPA 2024، خرسانة مسلحة، ETABS، التحليل الطيفي المودالي.

Table des matières

I. Introduction générale	1
II. Chapitre 1 : Présentation du projet et caractéristiques générales	3
II.1 Introduction :	3
II.2 Présentation du site :	3
II.3 Caractéristique géotechnique du sol :	4
II.4 Description du bâtiment étudié :	4
II.5 Caractéristique des matériaux :	5
II.5.1 Le béton :	5
II.5.2 L'Acier — Armatures pour Béton Armé :	10
II.6 Hypothèses de calcul aux États Limites :	12
II.7 Conclusion de Chapitre I :	13
III. Chapitre 2 : Évaluation des charges et prédimensionnement des éléments structuraux	14
III.1 Introduction :	14
III.2 Évaluation des charges et surcharges :	14
III.2.1 Charges permanentes (G) :	14
III.2.2 Surcharges d'exploitation (Q) :	16
III.2.3 Éléments secondaires et charges linéaires :	17
III.3 Pré dimensionnement des planchers :	20
III.3.1 Planchers à corps creux :	20
III.3.2 Plancher en dalle pleine :	22
III.4 Pré dimensionnement des poutres :	23
III.4.1 Pour la poutre principale	23
III.4.2 Pour la poutre secondaire :	24
III.5 Pré dimensionnement des escaliers :	24
III.5.1 Terminologie d'un escalier :	25
III.5.2 Dimensionnement des escaliers (Formule de Blondel) :	25
III.5.3 Paillasse et paliers (dalle en béton armé)	27
III.5.4 Pré dimensionnement de balcon :	27
III.5.5 Prédimensionnement des voiles	28
III.5.6 Prédimensionnement des poteaux :	29
III.6 Conclusion du Chapitre	31
IV. Chapitre 3 : Étude et ferrailage des éléments secondaires	32

IV.1 Introduction :	32
IV.2 Etude de l'acrotère :	32
IV.2.1 Caractéristiques géométriques :	32
IV.2.2 Calcul des Sollicitation :	32
IV.2.3 Calcul de Ferrailage :	34
IV.3 Etude du balcon :	36
IV.3.1 Calcule des sollicitations [4][6]:	36
IV.3.2 Calcul du ferrailage de balcon :	37
IV.4 Les escaliers :	39
IV.4.1 Étude de la paillasse + palier d'escalier :	39
IV.4.2 Étude de la poutre palière :	42
IV.5 Etude de plancher à corps creux :	46
IV.5.1 Evaluation des charges :	46
IV.5.2 Sélection de la méthode de calcul :	46
IV.5.3 Sollicitations de calcul :	47
IV.5.4 Calcul le ferrailage des poutrelles :	48
IV.6 Dalle plane :	55
IV.6.1 Détermination du sens de portée de la dalle [2][6] :	55
IV.6.2 Charges de calcul surfaciques [2][3] :	55
IV.6.3 Calcul du ferrailage :	56
IV.7 Conclusion du Chapitre	57
V. Chapitre 4 : Analyse sismique comparative — Étude de l'effet de la composante verticale du séisme sur la structure avec consoles selon le RPA2024	58
V.1 Introduction.....	58
V.2 Scénario de modification et problématique :	58
V.2.1 Demande de modification :	58
V.2.2 Problématique :	58
V.2.3 Objectifs de l'étude :	59
V.3 Cadre théorique de la composante verticale du séisme :	59
V.3.1 Le Mouvement Sismique Vertical :	59
V.3.2 Preuves de Terrain des Dommages dus au Mouvement Sismique Vertical :	60
V.3.3 Effets Structuraux de la Composante Verticale sur les Bâtiments en Béton Armé :	63
V.3.4 Prise en Compte de la Composante Verticale dans les Codes Parasismiques :	64

V.3.5 Synthèse Comparative et Justification de l'Approche Adoptée :	70
V.3.6 Application au Projet étudié :	70
V.4 Classification des zones sismiques :	71
V.5 Classification des sites :	71
V.6 Actions sismiques :	72
V.7 Classification des bâtiments selon leur importance :	72
V.8 Classification des systèmes de contreventement :	73
V.9 Facteur de qualité Q_f :	73
V.9.1 Classification des bâtiments selon leur configuration :	73
V.9.2 La pondérations P_q :	75
V.9.3 Formulation mathématique :	75
V.10 Actions sismiques :	75
V.10.1 Spectre de calcul :	76
V.11 Méthode statique équivalente :	78
V.11.1 Calcul de la force sismique totale :	79
V.12 Méthode d'Analyse Modale Spectrale :	80
V.12.1 Modélisation :	80
V.12.2 Nombre de Modes à Considérer :	82
V.12.3 Combinaison des Réponses Modales :	83
V.12.4 Résultante des forces sismiques de calcul :	84
V.13 Vérification du système de contreventement :	87
V.13.1 Système 6 :	87
V.14 Prescriptions communes aux méthodes d'analyse :	90
V.14.1 5.5 La vérification du renversement :	90
V.14.2 Calcul des déplacements :	93
V.14.3 Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages :	96
V.14.4 Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$:	99
V.15 Conclusion :	104
VI. Chapitre : Dimensionnement et ferrailage des éléments porteurs principaux — Étude comparative Cas 01 / Cas 02	106
VI.1 Introduction :	106
VI.2 Hypothèses et Données de Calcul :	106
VI.3 Combinaisons d'Actions :	106

VI.4 Les poutres :	107
VI.4.1 Définition et Rôle :	107
VI.4.2 Recommandations du [4] :	107
VI.4.3 Application Numérique (Portique 01 et 02) :	109
VI.4.4 Analyse comparative des sollicitations – Portique 01 :	111
VI.4.5 Sollicitations de Portique 02 :	114
VI.4.6 Sollicitations de Poutre Secondaire B46 :	117
VI.4.7 Ferrailage des Poutres	118
VI.4.8 La vérification de la flèche :	122
VI.4.9 Vérifications des poutres vis-à-vis de l'effort tranchant :	125
VI.4.10 Exemples de ferrailage des poutres et consoles (Cas 01 et Cas 02) :	126
VI.5 Les Poteaux :	128
VI.5.1 Définition et rôle :	128
VI.5.2 Sollicitations internes	128
VI.5.3 Principe de dimensionnement	128
VI.5.4 Recommandations du RPA:	128
VI.5.5 Ferrailage longitudinal :	134
VI.5.6 Synthèse du ferrailage longitudinal adopté :	136
VI.5.7 Vérification réglementaire :	138
VI.6 Les Voiles :	144
VI.6.1 Introduction :	144
VI.6.2 Vérifications de RPA :	144
VI.6.3 Calcul détaillé de voile :	147
VI.6.4 Vérification de la Ductilité Locale des Voiles :	158
VI.6.5 Longueurs de Recouvrement :	161
.VII Chapitre 6 : Étude et dimensionnement des fondations.	166
VII.1 Introduction :	166
VII.2 Reconnaissance du Sol et Caractéristiques Géotechniques :	166
VII.3 Choix du Type de Fondation :	167
VII.3.1 Vérification de l'Aptitude des Semelles Filantes :	167
VII.3.2 Adoption du Radier Général :	168
VII.4 Prédimensionnement du Radier Général :	168
VII.4.1 Condition Forfaitaire (hauteur totale de radier) :	168

VII.4.2 Condition de Rigidité :	169
VII.4.3 Dimensionnement des Nervures :	169
VII.5 Combinaison d'actions:	170
VII.6 Caractéristiques Géométriques du Radier :	171
VII.6.1 Centre de Gravité du Radier :	171
VII.6.2 Moments d'Inertie du Radier :	172
VII.6.3 Excentricité de la Résultante des Charges :	172
VII.7 Vérifications Géotechniques :	172
VII.7.1 Vérification de la Contrainte du Sol – Situation Courante :	172
VII.7.2 Vérification de la Contrainte du Sol – Situation Sismique :	174
VII.8 Vérifications Structurelles :	176
VII.8.1 Vérification au Non-poinçonnement :	176
VII.8.2 Vérification des Contraintes de Cisaillement :	177
VII.8.3 Vérification vis-à-vis de la Pression Hydrostatique :	177
VII.9 Calcul des Armatures du Radier :	178
VII.9.1 Hypothèses de Calcul :	178
VII.9.2 Évaluation des Charges et Moments Isostatiques :	178
VII.9.3 Ferrailage de la Dalle Pleine :	180
VII.9.4 Ferrailage des Nervures :	180
VII.9.5 Vérification de condition minimale de RPA :	183
VII.9.6 Armatures de Peau :	184
VII.10 Conclusion :	186
VIII. Conclusion générale :	187
IX. Références bibliographiques :	189
X. Annexe A : Description architecturale, étage par étage :	190
X.1 Deuxième entre-sol :	190
X.2 Premier entre-sol :	191
X.3 Rez-de-chaussée (RDC) :	193
X.4 1er étage :	194
X.5 2eme et 3eme étages :	196
X.6 4ème et 5ème étages :	196
X.7 6ème étage :	197
X.8 Toiture-terrasse non accessible :	198

.XI ANNEXE B : Diagramme de calcul des sections rectangulaire à la flexion simple.....	200
.XII ANNEXE C : Diagramme de calcul des sections rectangulaire à la flexion compos pour une section Entièrement Tendue.....	201
.XIII ANNEXE D : Diagramme de calcul des sections rectangulaire à la flexion compos pour une Section Partiellement Comprimée.....	202
.XIV ANNEXE E : Diagramme de calcul des sections rectangulaire à la flexion compos pour une Section Entièrement Comprimée.....	203

Liste des figures :

Figure II-1: Plan de masse.....	3
Figure II-2:Vue en élévation	5
Figure II-3: Diagramme contrainte-déformation du béton comprimé à l'ELU	8
Figure II-4:Diagramme contrainte déformation	10
Figure III-1: Coupe sur plancher terrasse.....	14
Figure III-2 : Coupe sur plancher terrasse Accessible.....	15
Figure III-3:Coupe sur plancher d'étage courant.....	16
Figure III-4: Coupe sur plancher étage courant.....	17
Figure III-5 : Coupe sur maçonnerie extérieure	18
Figure III-6:Coupe des escaliers	18
Figure III-7: Charges sur les balcons.	19
Figure III-8 : Les éléments principaux d'un plancher à corps creux.....	20
Figure III-9: Coupe transversale d'une poutrelle	21
Figure III-10: Les éléments principaux d'une volée d'escalier.....	25
Figure III-11:Composants et dimensions d'un escalier.....	26
Figure III-12:Spécifications géométriques d'un voile	28
Figure IV-1:Coupe de l'acrotère.....	32
Figure IV-2: schéma statique de calcul d'acrotère	33
Figure IV-3:La coupe utilisées pour calculer le ferrailage d'acrotère	34
Figure IV-4: Schéma de ferrailage d'acrotère.....	35
Figure IV-5:section de ferrailage de balcon	37
Figure IV-6: Schéma de ferrailage de balcon	38
Figure IV-7: schéma statique de l'escalier à ELU	39
Figure IV-8: schéma statique de l'escalier à ELS	39
Figure IV-9: Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU est à l'ELS d'escalier	40
Figure IV-10:Schéma ferrailage d'escalier.....	42
Figure IV-11: Schéma statique de poutre palière	42
Figure IV-12:Diagramme des moments et des efforts tranchants pour la poutre palière	43
Figure IV-13: schéma de ferrailage de poutre palière	45
Figure IV-14: coupe de la poutrelle.....	48
Figure IV-15:section rectangulaire de ferrailage.....	50
Figure IV-16 : schema de ferrailage du plancher en corps creux	55
Figure IV-17:schéma de ferrailage de dalle plan.....	57
Figure V-1:Exemple d'un étage type montrant la transformation des balcons en espaces supplémentaires	58
Figure V-2: Dommages observés sur les silos de grains de la société Eriad de Corso après le séisme de Boumerdès (2003).	61
Figure V-3:Dommages du stade GOR Sport causés par le séisme de Yogyakarta (2006)	62
Figure V-4: Le spectre de calcul horizontal adopté pour les 2 Cas	77
Figure V-5: spectre de calcul vertical adopté uniquement pour le cas 02	78
Figure V-6:Modélisation de cas 01.....	81

Figure V-7: Modélisation de cas 02.....	81
Figure V-8 : Vérification réglementaire V_{modal} vs $0.8 \times V_{\text{statique}}$ (Cas 01 et Cas 02).....	86
Figure V-9 : Vérification du Renversement Cas1 et Cas 02.....	92
Figure V-10 : Comparaison des dérives inter-étages Δk (mm) Cas 01 vs Cas 02 (directions X)	94
Figure V-11: Comparaison des dérives inter-étages Δk (mm) Cas 01 vs Cas 02 (directions Y)	95
Figure V-12 : Vérification de non effondrement et Comparaison Cas 01 / Cas 02.....	98
Figure V-13: Vérification de limitation des dommages et Comparaison Cas 01 / Cas 02.....	98
Figure V-14: Effet P- Δ	99
Figure V-15: Vérification d'effet P- Δ et Comparaison Cas 01 / Cas 02	100
Figure V-16 : Justification vis-à-vis des diaphragmes horizontaux et Comparaison Cas 01 et 02	104
Figure VI-1:Détails constructifs et dispositions de ferrailage d'un nœud portique (poteau- poutre).	108
Figure VI-2: vue en plan des portiques 01 et 02 (Cas 01).....	109
Figure VI-3: vue en plan des portiques 01 et 02 (Cas 02).....	110
Figure VI-4: positionnement de la poutre secondaire B46 (Cas 01 et Cas 02).	117
Figure VI-5:Comparaison des sections d'acier calculer (A_s) des éléments les plus sensibles	122
Figure VI-6: Chemin de ferrailage des console B5 /B63	126
Figure VI-7:Chemin de ferrailage de la poutre B22 (Cas01).....	127
Figure VI-8 : Chemin de ferrailage de la poutre B22 (Cas02).....	127
Figure VI-9: Chemin de ferrailage de poutre secondaire (Identique pour les deux cas).....	128
Figure VI-10:Comparaison de l'effort normal réduit et l'effort normal (Cas 01 vs Cas 02) .	130
Figure VI-11: Comparaison des contraintes de cisaillement τ_u (Cas 01 et Cas 02)	133
Figure VI-12: Comparaison des armatures longitudinales A_x et A_y des poteaux selon les étages (Cas 01 vs Cas 02).....	137
Figure VI-13: Comparaison des armatures transversales Calculées et adoptées selon les étages (Cas 01 vs Cas 02).....	142
Figure VI-14: Ferrailage longitudinal et transversal des poteaux de 3e et 4e étage (Cas 01)	143
Figure VI-15: Ferrailage longitudinal et transversal des poteaux de 3e et 4e étage (Cas 02)	143
Figure VI-16: Ferrailage longitudinal et transversal des sections de poteaux du RDC (Identique pour les deux cas)	143
Figure VI-17: Comparaison de l'effort normal réduit Cas 01 vs Cas 02	145
Figure VI-18: Comparaison de la contrainte de cisaillement (Cas 01 vs Cas 02).....	147
Figure VI-19: les diagrammes des moments fléchissant décaler pour le Cas 01 et Cas 02 ...	152
Figure VI-20 : Diagrammes des moments fléchissant décalés de voile P8 (Cas 01 et Cas 02)	153
Figure VI-21: Armatures verticales des éléments de rive Comparaison Cas 01 et Cas 02 par groupe.....	156
Figure VI-22:Comparaison du ferrailage des 3 groupes de voiles pour les Cas 01	163

Figure VI-23: Comparaison du ferrailage des 3 groupes de voiles pour les Cas 02	164
Figure VII-1: les éléments d'un radier nervré	170
Figure VII-2: surface de radier adoptée pour les deux Cas	171
Figure VII-3 : Contraintes du sol en situation courante (Cas 01 et Cas 02).....	173
Figure VII-4: Efforts normaux N_s (ELS) et N_u (ELU) (Cas 01 et Cas 02)	173
Figure VII-5: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en appui et en travée du grand sens (Cas 01)	181
Figure VII-6: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en appui et en travée du grand sens (Cas 02)	181
Figure VII-7: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en appui et en travée du petit sens (Cas 01)	182
Figure VII-8: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en appui et en travée du grand sens (Cas 02)	182
Figure VII-9: ferrailage des nervures de grand sens en travée (Cas 01)	184
Figure VII-10: ferrailage des nervures de grand sens en travée (Cas 02)	185
Figure VII-11: ferrailage des nervures de grand sens en appui (Cas 01 et Cas 02)	185
Figure X-1: vue en plan de deuxième entre-sol de la structure	191
Figure X-2: vue en plan de Premier entre-sol de la structure	193
Figure X-3: vue en plan niveaux RDC de la structure	194
Figure X-4: vue en plan 1er étage de la structure.....	195
Figure X-5: vue en plan 2ème et 3ème étages de la structure	196
Figure X-6: vue en plan 4ème et 5ème étage de la structure	197
Figure X-7: vue en plan 6ème étage de la structure	198
Figure X-8: vue en plan toiture de la structure.....	199

Liste des tableaux :

Tableau II-1: Caractéristiques géométriques et générales du bâtiment.....	4
Tableau II-2: Valeurs réglementaires de Poisson.....	7
Tableau II-3: Paramètres de la contrainte de calcul du béton comprimé	9
Tableau II-4: Caractéristiques mécaniques garanties de l'acier fe500.....	10
Tableau II-5: Coefficient partiel de sécurité γ_s selon la situation de calcul	11
Tableau II-6: Limites de contrainte de l'acier fe500 à l'ELS selon le degré de nocivité des fissures.....	12
Tableau II-7: Récapitulatif des hypothèses de calcul aux ELU et ELS.....	13
Tableau III-1: Charge permanente à la terrasse inaccessible due aux plancher à corps creux .	15
Tableau III-2: Charge permanente à la terrasse due aux plancher à corps creux	15
Tableau III-3 : Charge permanente due aux planchers à corps creux de niveau courant.	16
Tableau III-4: Surcharges d'exploitation adoptées par niveau et par destination d'usage	16
Tableau III-5: Charge linéaire de l'acrotère	17
Tableau III-6: Charge permanente due à la maçonnerie extérieure.....	18
Tableau III-7: Charge permanente due à la paillasse d'escalier.	19
Tableau III-8 : Charge permanente due au palier d'escalier	19
Tableau III-9 : Charges sur les balcons.	20
Tableau III-10: Loi de dégression	30
Tableau III-11: les expressions des efforts normaux pour les différents éléments.....	30
Tableau IV-1: Caractéristiques géométriques de l'acrotère.....	32
Tableau IV-2: Les sollicitations à l'état limite ultime (ELU).....	33
Tableau IV-3: Les sollicitations à l'état limite de service (ELS).....	33
Tableau IV-4: Résultats de ferrailage d'acrotère à l'ELU	34
Tableau IV-5: vérification de ferrailage d'acrotère à l'ELS	34
Tableau IV-6: vérification des contraintes de cisaillement d'acrotère	35
Tableau IV-7: Ferrailage du balcon a ELU	37
Tableau IV-8 : Vérifications de ferrailage de balcon a l'ELS	38
Tableau IV-9 : Combinaison des charges de l'escalier	39
Tableau IV-10: résultats moments fléchissant à l'ELU est à l'ELS de paillasse + palier	40
Tableau IV-11: Calcul de ferrailage de paillasse + palier a l'ELU	40
Tableau IV-12: Vérification de ferrailage de paillasse + palier a l'ELS	41
Tableau IV-13: Calcul de ferrailage de La poutre palière ELU	44
Tableau IV-14: Vérification de La poutre palière ELS.....	44
Tableau IV-15: Charges supportées par les poutrelles.....	46
Tableau IV-16: Sollicitations de calcul poutrelles.....	48
Tableau IV-17: Ferrailage des poutrelles en travées et en appui a ELU	50
Tableau IV-18: Vérification de ferrailage des poutrelles en travées et en appui a ELS	50
Tableau IV-19: calcul de Ferrailage de la dalle plane en travées et en appui a ELU	56
Tableau V-1: Influence de la distance à la source sur le rapport V/H	60
Tableau V-2: Paramètres des spectres de réponse élastique verticaux (EC8)	65
Tableau V-3: Coefficients d'accélération verticale $A_v \cdot I$ selon la zone sismique et la catégorie d'importance.....	68

Tableau V-4: Paramètres du spectre élastique vertical — Type 1 (Zones IV, V et VI)	68
Tableau V-5: Paramètres du spectre élastique vertical — Type 2 (Zones I, II et III)	68
Tableau V-6: Synthèse comparative des prescriptions relatives à la composante sismique verticale	70
Tableau V-7: IV.4 Classification des zones sismiques en Algérie	71
Tableau V-8: Classification des sites	72
Tableau V-9: coefficient d'accélération de référence (A)	72
Tableau V-10: Coefficients d'importance par groupe	72
Tableau V-11: Critères de régularité d'un bâtiment	74
Tableau V-12: Valeurs des pondérations P_q	75
Tableau V-13: la période fondamentale de vibration du bâtiment	79
Tableau V-14: Valeurs de T_{calcul} extraites du modèle ETABS	79
Tableau V-15: calcul de l'effort tranchant à la base pour chaque cas	80
Tableau V-16: Masses modales effectives cumulées — Cas 1 et Cas 2	82
Tableau V-17: Excentricités structurales par niveau — Cas 1 et Cas 2	82
Tableau V-18: Tableau récapitulatif (Seuil de 90% atteint)	83
Tableau V-19: Combinaison des Réponses Modales (Cas 1)	84
Tableau V-20: Combinaison des Réponses Modales (Cas 1)	84
Tableau V-21: Vérification de la force sismique à la base (Cas 01)	85
Tableau V-22: Combinaison des Réponses Modales (Cas 2)	85
Tableau V-23: Combinaison des Réponses Modales (Cas 2)	85
Tableau V-24: Combinaison des Réponses Modales (Cas 2)	86
Tableau V-25: Vérification de système à effet de noyau (Cas 01)	88
Tableau V-26: vérification $r_{x,y} \leq l_s$ (Cas 01)	88
Tableau V-27: Vérification du système de contreventement (Cas 01)	88
Tableau V-28: Vérification de système à effet de noyau (Cas 02)	89
Tableau V-29: vérification $r_{x,y} \leq l_s$ (Cas 02)	89
Tableau V-30: Vérification du système de contreventement (Cas 02)	89
Tableau V-31: Le moment stabilisant est généralement exprimé sous forme globale (Cas 01)	90
Tableau V-32: Le moment de renversement (Cas 01)	91
Tableau V-33: Le moment stabilisant est généralement exprimé sous forme globale (Cas 02)	91
Tableau V-34: Le moment de renversement (Cas 02)	91
Tableau V-35: Vérification du Renversement Cas 1 et Cas 02	92
Tableau V-36: Calcul des déplacements et dérivées inter-étages (Cas 01)	93
Tableau V-37: Calcul des déplacements et dérivées inter-étages (Cas 02)	94
Tableau V-38: Comparaison des dérivées inter-étages et écarts relatifs entre Cas 01 et Cas 02 (directions X)	95
Tableau V-39: Comparaison des dérivées inter-étages et écarts relatifs entre Cas 01 et Cas 02 (directions Y-Y)	96
Tableau V-40: vérification vis-à-vis des déplacements inter-étages (Cas 01)	97
Tableau V-41: vérification vis-à-vis des déplacements inter-étages (Cas 02)	97
Tableau V-42: vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ (Cas 01)	100

Tableau V-43: vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ (Cas 02)	100
Tableau V-44: calcul de force sismique exercée sur le diaphragme (Cas 01)	102
Tableau V-45: vérification de force sismique exercée sur le diaphragme (Cas 01)	102
Tableau V-46: Force sismique exercée sur le diaphragme (Cas 02).....	103
Tableau V-47: vérification de force sismique exercée sur le diaphragme (Cas 02)	103
Tableau V-48: Efforts de calcul des diaphragmes pour les cas CAS01 et CAS02 après application de la borne réglementaire.	103
Tableau VI-1: Rappel des caractéristiques des matériaux	106
Tableau VI-2:Combinaisons réglementaires de calcul	106
Tableau VI-3:Paramètre de section transversale de toutes les poutres principales	110
Tableau VI-4:Paramètre de section transversale de toutes les poutres secondaires (identique dans les deux cas).....	111
Tableau VI-5 :Comparaison des sollicitations de la poutre B19 entre le Cas 01 et le Cas 02	111
Tableau VI-6:Comparaison des sollicitations de la poutre B20 entre le Cas 01 et le Cas 02	112
Tableau VI-7: Comparaison des sollicitations de la poutre B21 entre le Cas 01 et le Cas 02	112
Tableau VI-8:Comparaison des sollicitations des console (B60/76) entre le Cas 01 et le Cas 02	113
Tableau VI-9:Comparaison des sollicitations de la poutre B22 entre le Cas 01 et le Cas 02	114
Tableau VI-10: Comparaison des sollicitations de la poutre B23 entre le Cas 01 et le Cas 02	115
Tableau VI-11: Comparaison des sollicitations de la poutre B19 entre le Cas 01 et le Cas 02	115
Tableau VI-12: Comparaison des sollicitations de Console (B59/B63) entre le Cas 01 et le Cas 02	116
Tableau VI-13: Sollicitations de la poutre secondaire B46 (Cas 01 et Cas 02)	117
Tableau VI-14: Ferrailage longitudinal uniformisé des poutres du Portique 01 (Cas 01). ...	118
Tableau VI-15: Ferrailage longitudinal de la console B60 a l'ELU et l'ELS (Cas 01).....	119
Tableau VI-16: Ferrailage longitudinal uniformisé des poutres du Portique 01 (Cas 02). ...	119
Tableau VI-17: Ferrailage longitudinal de la console B76 a l'ELU et l'ELS (Cas 02).....	119
Tableau VI-18: Synthèse du ferrailage longitudinal de la poutre B22 (Cas 01)	120
Tableau VI-19: Synthèse du ferrailage longitudinal de la poutre B22 (Cas 02)	120
Tableau VI-20: Synthèse du ferrailage longitudinal de la poutre B23 (Cas 01).	120
Tableau VI-21: Synthèse du ferrailage longitudinal de la poutre B23 (Cas 02)	120
Tableau VI-22: Synthèse du ferrailage longitudinal de la poutre B24 (Cas 01)	120
Tableau VI-23: Synthèse du ferrailage longitudinal de la poutre B24 (Cas 02)	121
Tableau VI-24:Synthèse du ferrailage des consoles B59 (Cas 01)	121
Tableau VI-25: Synthèse du ferrailage des consoles B63 (Cas 02)	121
Tableau VI-26: Synthèse du ferrailage longitudinal des poutres secondaires (Cas 01)	121
Tableau VI-27:Synthèse du ferrailage longitudinal des poutres secondaires (Cas 02).	121
Tableau VI-28: Tableau comparatif (Cas 01 / Cas 02) Effort normal réduit v	129
Tableau VI-29: Détermination de l'élancement géométrique λ_g des poteaux	131
Tableau VI-30: Calcul de la contrainte admissible τ_{bar} pour chaque étage.....	131
Tableau VI-31: Vérification de la contrainte de cisaillement (Cas 01)	132

Tableau VI-32: Vérification de la contrainte de cisaillement (Cas 02)	132
Tableau VI-33: Prescriptions minimales et maximales d'armatures longitudinales	134
Tableau VI-34: Vérification des sollicitations et ferrailage des poteaux – Situation courante (ELU) Cas 01	135
Tableau VI-35: Vérification des sollicitations et armatures des poteaux – Situation accidentelle (ELA) Cas 01	135
Tableau VI-36: Vérification des sollicitations et ferrailage des poteaux – Situation courante (ELU) Cas 02	136
Tableau VI-37: Vérification des sollicitations et armatures des poteaux – Situation accidentelle (ELA) Cas 02	136
Tableau VI-38: Ferrailage des poteaux — Sections d'acier requises et adoptées (Cas 01)...	136
Tableau VI-39: Ferrailage des poteaux — Sections d'acier requises et adoptées (Cas 02)...	137
Tableau VI-40: Recouvrement des barres longitudinales (Cas 01 vs Cas 02)	138
Tableau VI-41: Calcul d'armatures transversales des Poteaux Cas 01	139
Tableau VI-42: Calcul d'armatures transversales des Poteaux Cas 02	140
Tableau VI-43: Vérification de la quantité minimale d'armatures transversales (Cas 01)	141
Tableau VI-44: Vérification de la quantité minimale d'armatures transversales (Cas 02)	141
Tableau VI-45: vérification d'effort normal de compression pour le Cas 01	144
Tableau VI-46: vérification d'effort normal de compression pour le Cas 02	145
Tableau VI-47: vérification de la contrainte de cisaillement pour le Cas 01	146
Tableau VI-48: vérification de la contrainte de cisaillement pour le Cas 02	146
Tableau VI-49: Caractéristiques géométriques et mécaniques de voile P8	147
Tableau VI-50: les sollicitations de voile P8 (Cas 01)	148
Tableau VI-51: les sollicitations de voile P8 (Cas 02)	148
Tableau VI-52: les sollicitations critiques de voile Cas 01	150
Tableau VI-53: les sollicitations critiques de voile Cas 02	150
Tableau VI-54: Efforts par niveau de sollicitations la plus défavorable (Cas 01)	151
Tableau VI-55: Efforts par niveau de sollicitations la plus défavorable (Cas 02)	151
Tableau VI-56: Enveloppe décalée des moments fléchissant et répartition du ferrailage des voiles (Cas 01 et Cas 02)	152
Tableau VI-57: Armatures verticales des éléments de rive pour chaque groupe Cas 01	155
Tableau VI-58: Armatures verticales des éléments de rive pour chaque groupe Cas 02	155
Tableau VI-59: Armatures horizontales par groupe (Cas 01)	157
Tableau VI-60: Armatures horizontales par groupe (Cas 02)	158
Tableau VI-61: Tableau récapitulatif comparatif Cas 01 et Cas 02 ductilité	160
Tableau VI-62: 6. Vérifications des conditions de ductilité locale	160
Tableau VI-63: calcul de Longueurs de Recouvrement de voile P8 Cas 01 et Cas 02	162
Tableau VII-1: Caractéristiques géotechniques et matériaux retenus	167
Tableau VII-2: Vérification de l'aptitude des semelles filantes	167
Tableau VII-3: Combinaisons d'actions adoptées par cas d'étude	170
Tableau VII-4: Décomposition de la surface du radier pour le calcul du centre de gravité ...	171
Tableau VII-5: Excentricités par rapport au centre du radier	172
Tableau VII-6: Vérification de contrainte du sol situation courante ($S_{radier} = 444.9 \text{ m}^2$)	173

Tableau VII-7: Moments de renversement à la base du radier	174
Tableau VII-8: Vérification des contraintes sous le radier en situation sismique	174
Tableau VII-9: Vérification de la stabilité au renversement selon	176
Tableau VII-10: Vérification au poinçonnement.....	177
Tableau VII-11: Vérification des contraintes tangentes	177
Tableau VII-12: Vérification de la stabilité vis-à-vis de la pression hydrostatique	178
Tableau VII-13: Moments isostatiques de la dalle du radier aux trois états limites.....	179
Tableau VII-14: Moments fléchissant en travée et sur appuis (Cas 01).....	179
Tableau VII-15: Moments fléchissant en travée et sur appuis (Cas 02).....	179
Tableau VII-16: Calcul des armatures de la dalle du radier (Cas 01)	180
Tableau VII-17: Calcul des armatures de la dalle du radier (Cas 02)	180
Tableau VII-18: Sollicitations de calcul des nervures du grand sens (Cas 01 et Cas 02)	181
Tableau VII-19: Calcul des armatures des nervures du grand sens (Cas 01)	182
Tableau VII-20: Calcul des armatures des nervures du grand sens (Cas 02)	182
Tableau VII-21: Sollicitations de calcul des nervures du petit sens (Cas 01 et Cas 02)	183
Tableau VII-22: Calcul des armatures des nervures du petit sens (Cas 01)	183
Tableau VII-23: Calcul des armatures des nervures du petit sens (Cas 02)	183
Tableau X-1: Description architecturale de deuxième entre-sol	190
Tableau X-2: Description architecturale de Premier entre-sol	192
Tableau X-3: Description architecturale de Rez-de-chaussée.....	193
Tableau X-4: Description architecturale de 1er étage	194
Tableau X-5: Description architecturale de 2eme et 3eme étages.....	196
Tableau X-6: Description architecturale de 4ème et 5ème étage	196
Tableau X-7: Description architecturale de 6 ^{ème} étage.....	197
Tableau X-8: Description architecturale de la toiture étage	198

I. Introduction générale

Le béton armé occupe une place centrale dans les systèmes constructifs contemporains, et son dimensionnement sismique représente un enjeu scientifique de premier ordre, particulièrement dans les régions à forte sismicité. En Algérie, le contexte géotectonique du bassin méditerranéen occidental expose le territoire national à des sollicitations sismiques parmi les plus sévères de la région. Le séisme de Boumerdès de 2003 a tragiquement mis en évidence les limites de certaines conceptions structurelles face aux sollicitations dynamiques intenses et a conduit à une évolution des exigences réglementaires relatives au dimensionnement parasismique. C'est dans ce contexte à la fois sismologique, réglementaire et constructif que s'inscrit la problématique au cœur de la présente étude.

Ce travail porte sur l'analyse structurelle complète d'un bâtiment à usage mixte — regroupant des locaux commerciaux, des bureaux, des services et une crèche — situé à Alger, classé en zone sismique VI selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024) [4], avec un coefficient d'accélération de référence $A = 0,30g$. Le bâtiment est fondé sur un sol sableux meuble de catégorie S3, avec une profondeur d'ancrage de 2,00 m et un module de réaction du sol de 40 000 kN/m³. Il comprend un rez-de-chaussée, deux entresols et sept niveaux courants, pour une hauteur maximale d'environ 30,90 m. Le contreventement est de type mixte portiques-voiles, classé système 5 selon le RPA 2024, avec un coefficient de comportement $R = 4,5$; les voiles assurent plus de 65 % de la résistance à l'effort tranchant à la base dans les deux directions. Le dimensionnement est conduit conformément aux prescriptions du BAEL 91, du CBA 93 et du RPA 2024, sur la base d'un béton de classe C25/30 et d'un acier à haute adhérence de nuance Fe500.

La spécificité de ce travail réside dans la problématique architecturale et structurelle qui en constitue le fil conducteur. À l'issue de la conception initiale, le maître d'ouvrage a sollicité une modification consistant à convertir les balcons existants en surfaces habitables supplémentaires, par l'ajout de consoles en porte-à-faux de portées excédant deux mètres. Les portées retenues, comprises entre 2,5 m et 3,4 m, correspondent aux modifications architecturales réellement demandées dans le cadre du projet et ne résultent pas d'un choix arbitraire destiné à la seule étude numérique. Cette décision, d'apparence purement architecturale, soulève une problématique structurelle fondamentale : dans quelle mesure l'introduction de consoles de grande portée affecte-t-elle le comportement dynamique global de la structure, et quelles en sont les répercussions sur le dimensionnement des éléments porteurs, des voiles de contreventement et des fondations ?

Cette interrogation revêt une importance critique au regard des prescriptions du RPA 2024, qui rendent obligatoire la prise en compte de la composante sismique verticale pour toute structure comportant des éléments en porte-à-faux de portée supérieure ou égale à deux mètres. La composante verticale du mouvement sismique, associée à la propagation d'ondes de compression à contenu fréquentiel élevé, est susceptible de générer des accélérations importantes, avec des effets potentiellement sévères sur les éléments en console et les éléments qui leur sont directement liés. Plusieurs études expérimentales, analytiques et observations post-sismiques ont montré que cette composante peut accroître les sollicitations dans les éléments en porte-à-faux et dans les éléments structuraux qui leur sont directement associés. À titre d'exemple, le séisme de Yogyakarta de 2006 a mis en évidence les effets défavorables de la composante sismique verticale sur certains éléments structuraux, notamment par des ruptures en flexion verticale de poteaux périphériques. Ces observations justifient pleinement la rigueur de la démarche comparative adoptée dans cette étude.

La méthodologie repose sur la définition et l'analyse en parallèle de deux configurations structurelles distinctes : le Cas 01, configuration de référence sans consoles soumise aux seules composantes horizontales de l'action sismique, et le Cas 02, configuration modifiée intégrant des consoles de portées comprises entre 2,5 m et 3,4 m, soumise à l'action sismique tridimensionnelle incluant le spectre de calcul vertical $S_{vd}(T)$ défini par le RPA 2024. Le choix de ces deux variantes répond à une démarche méthodologique visant à isoler l'influence de la modification architecturale sur le comportement global de la structure. Toutes les autres caractéristiques géométriques, mécaniques et géotechniques du bâtiment étant conservées, cette comparaison permet d'évaluer spécifiquement l'effet des consoles et de la prise en compte de la composante sismique verticale sur les paramètres mécaniques et réglementaires de la structure. La comparaison systématique de ces deux configurations, conduite par modélisation tridimensionnelle sous ETABS en analyse modale spectrale, permet ainsi de quantifier avec précision l'influence de cette modification architecturale.

L'étude est organisée en six chapitres couvrant intégralement la chaîne de justification structurelle. Le premier chapitre présente les caractéristiques générales du projet — géotechniques, matérielles et géométriques — et établit les hypothèses de calcul aux états limites servant de fondement à l'ensemble des développements ultérieurs. Le deuxième chapitre est consacré au prédimensionnement des éléments structuraux à partir d'une évaluation rigoureuse des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Le troisième chapitre traite du dimensionnement et du ferrailage des éléments secondaires — acrotère, balcons, escaliers et planchers à corps creux — avec vérification aux états limites selon le BAEL 91. Le quatrième chapitre constitue le nœud analytique de l'étude : il développe l'analyse sismique comparative des deux configurations au regard du RPA 2024, incluant le traitement théorique de la composante verticale du séisme, la modélisation sous ETABS, ainsi que les vérifications réglementaires relatives aux déplacements, à la stabilité au renversement et à l'effet P- Δ . Le cinquième chapitre développe le ferrailage des éléments porteurs

principaux — poutres, poteaux et voiles — en mettant en lumière l'influence spécifique de la composante sismique verticale sur le dimensionnement des armatures. Enfin, le sixième chapitre est consacré à l'étude des fondations, à la justification du radier général adopté et à la vérification de son comportement géotechnique et structurel dans les deux configurations.

L'intérêt scientifique et pratique de ce travail s'articule autour de trois axes complémentaires : l'application de la réglementation parasismique algérienne la plus récente, l'évaluation quantifiée des effets des modifications architecturales post-conception sur l'intégrité structurelle, et la contribution à la compréhension des effets de la composante sismique verticale sur les structures à porte-à-faux, domaine pour lequel les retours d'expérience demeurent encore insuffisamment intégrés aux pratiques courantes de l'ingénierie parasismique. Cette étude se veut une démarche méthodologique et numérique rigoureuse, apportant aux praticiens des éléments de décision scientifiquement fondés face aux demandes de modifications architecturales post-conception en zone de forte sismicité

II. Chapitre 1 : Présentation du projet et caractéristiques générales

II.1 Introduction :

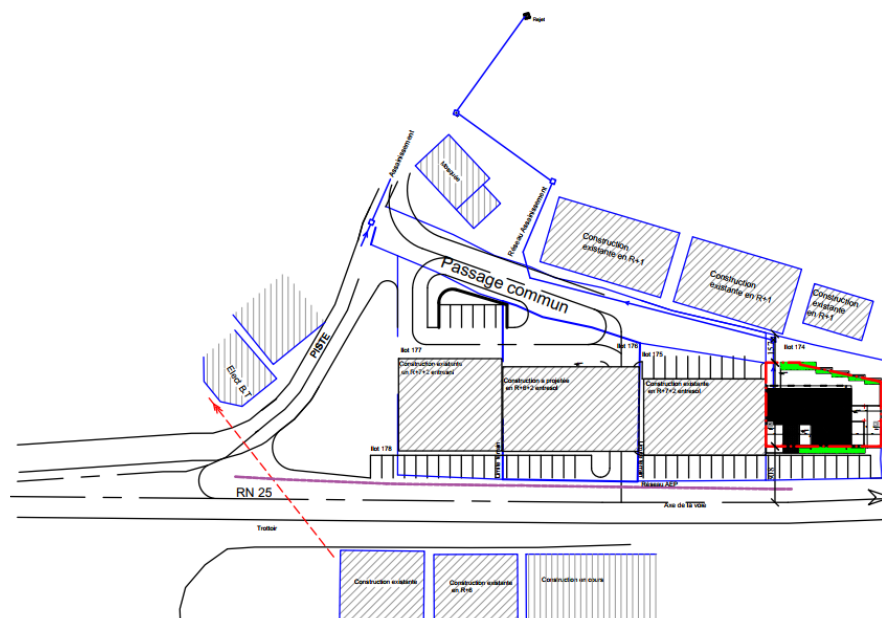
Le domaine de la construction est considéré comme l'un des secteurs les plus complexes, notamment lorsqu'il s'agit de structures à usage mixte et de hauteur moyenne à élevée, ce type d'ouvrages combine des exigences fonctionnelles avec des contraintes structurelles et réglementaires, ce qui rend toute modification apportée après la conception initiale préoccupante et une source d'inquiétude et d'interrogations pour les ingénieurs.

En effet cela soulève des questions cruciales quant à l'impact de ces modifications sur le comportement structurel global et sur leur influence directe sur la sécurité et la conformité totale de l'ouvrage

Ce chapitre présente notre projet d'étudié en termes de nature fonctionnelle et de caractéristiques architecturales, puis expose le scénario de modification architecturale proposé, ce qui conduit à la formulation du problème scientifique qui encadre le cours de cette thèse.

II.2 Présentation du site :

Le bâtiment étudié est situé à Alger, il s'agit d'une zone à forte densité de population, caractérisée par une activité intense avec des services en fonctionnement permanent.



PLAN DE MASSE
ECH: 1/200

Figure II-1: Plan de masse

II.3 Caractéristique géotechnique du sol :

Le sol d'assise de la construction est un sol sableux de compacité moyenne à relativement dense, selon les caractéristiques mécaniques et physiques retenues pour le dimensionnement des fondations.

Les paramètres géotechniques considérés sont les suivants :

- Nature du sol : sable dense à très dense (S3)
- Profondeur d'ancrage : 2.00 m
- Module de réaction du sol : $k = 40\,000 \text{ kN/m}^3$
- Contrainte admissible du sol : $\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ kN/m}^2$
- Poids volumique des terres : $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$
- Angle de frottement interne : $\varphi = 36^\circ$

II.4 Description du bâtiment étudié :

Tableau II-1: Caractéristiques géométriques et générales du bâtiment

Élément	Valeur
Type de bâtiment	Immeuble à usage mixte commercial et de services
Nombre de niveaux	9 niveaux
Détail des niveaux	2 entre – sols + RDC + 6 étages + toiture
Hauteur totale	30.9 m
Hauteur totale avec acrotère	31.5 m
Hauteur du sous-sol	3.2 m
Hauteur du rez-de-chaussée	3.84 m
Hauteur d'un étage courant	3.52 m
Hauteur de la toiture	3.06 m
Longueur (Lx)	25.35 m
Largeur (Ly)	20.30 m

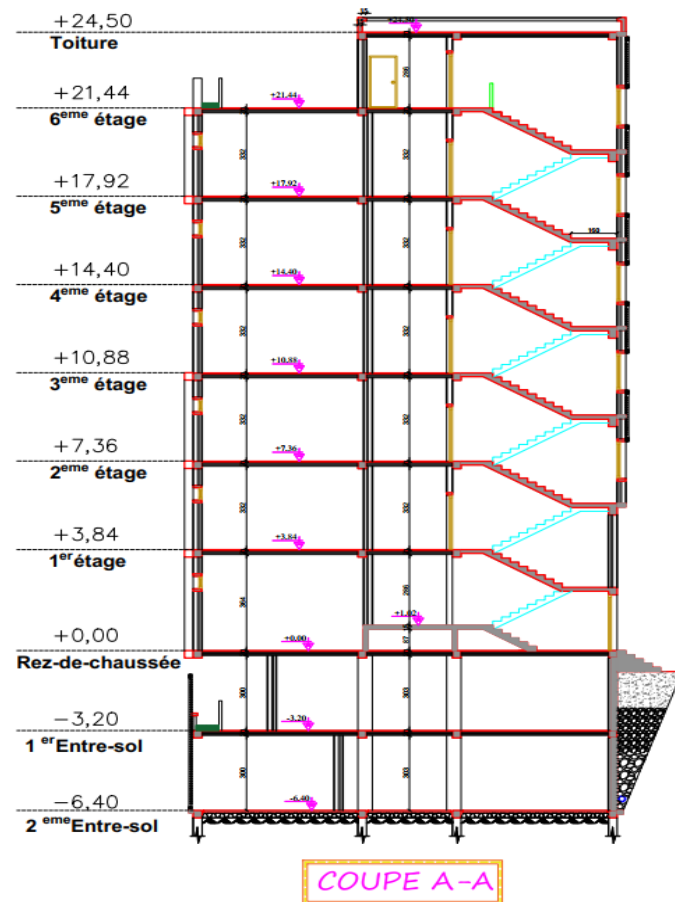


Figure II-2: Vue en élévation

II.5 Caractéristique des matériaux :

II.5.1 Le béton :

II.5.1.1 Description physique et chimique :

Le béton est un matériau de construction composite obtenu par le mélange d'un liant hydraulique (ciment Portland), d'eau et de divers granulats (sable et gravier) [1].

Le mélange passe d'un état frais, plastique et coupable, à un état solide, présentant des propriétés similaires à celles de la roche (état durci) [1].

La résistance mécanique maximale est atteinte après 28 jours, délai de référence fixé par la réglementation en vigueur. [2][3]

II.5.1.2 Structure interne :

La structure inerte du béton peut être assimilée à un système de deux phases :

La matrice cimentaire : Elle est le résultat de la réaction entre l'eau et le ciment. Cette matrice cimentaire sert de liant et permet de maintenir les granulats ensemble. La densité et l'imperméabilité de la matrice cimentaire dépendent du rapport eau/ciment. Plus ce rapport est faible, plus la matrice est dense et résistante aux agressions chimiques et physiques [1].

Le squelette granulaire : constitué de granulats (sable et gravier), représente la plus grande partie du volume du béton, soit environ 60 à 80 %. Il joue un rôle important dans la stabilité globale du béton et dans ses performances mécaniques, notamment en compression [1].

II.5.1.3 Caractéristiques mécaniques du béton :

Le béton se caractérise par un ensemble de propriétés régies en [2][3].

II.5.1.3.1 Résistance caractéristique à la compression :

Définition : La résistance à la compression f_{cj} est déterminée expérimentalement par compression axiale d'éprouvettes cylindriques normalisées de 200 cm² de section et d'une hauteur double de leur diamètre [2].

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

Valeur retenue pour le projet :

$$f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$$

Cette valeur correspond à la classe de résistance C25/30 selon [4], couramment adoptée pour les structures en béton armé. Elle est supérieure au minimum exigé par la norme [2].

A.2.1.1.4. – Résistance minimale du béton :

La résistance caractéristique minimale $f_{c(28)}$ doit être de 15 MPA quand on utilise des aciers de haute adhérence et 12 MPA lorsque l'on utilise des aciers lisses.

En deçà de ces limites, les structures concernées ne peuvent être considérées comme étant du béton armé.

II.5.1.3.2 Résistance caractéristique à la traction :

Définition : La résistance à la traction du béton, nettement inférieure à sa résistance en compression ($\approx 10\%$ de f_{c28}), est généralement estimée par la relation réglementaire [2].

A. 2.1.1.2. – La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tij} , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tij} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

Application numérique :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 30 = 2,4 \text{ Mpa}$$

Cette faible résistance en traction justifie l'introduction d'armatures en acier dans toutes les zones tendues.

II.5.1.4 Module d'élasticité longitudinale

Le béton étant un matériau viscoélastique, il est nécessaire de distinguer entre deux modules de déformation en fonction de la durée d'application de la charge.

II.5.1.4.1 Module d'élasticité instantané :

Applicable pour des chargements de courte durée (inférieure à 24 heures) [2].

A.2.1.2.1. – Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton $E_{i,j}$ est égal à :

$$E_{i,j} = 11\,000 (f_{c,j})^{1/3}$$

Application numérique :

$$E_{i28} = 1100 \times 30^{1/3}$$

$$E_{i28} = 34180 \text{ Mpa}$$

II.5.1.4.2 Module d'élasticité différé :

Ce module est utilisé pour les charges de longue durée (supérieure à 24 heures). Il prend en compte les effets du fluage, phénomène qui caractérise le comportement différé du béton, dont [2] précise que les déformations longitudinales différées dues au fluage sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes de courte durée (soit un coefficient de fluage $\phi = 2$).

Dans ce cas le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule.

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$$

Application numérique :

$$E_{v28} = 3700 \times 30^{1/3}$$

$$E_{v28} = 11497 \text{ Mpa}$$

II.5.1.5 Coefficient de Poisson :

Le coefficient de Poisson noté ν . est défini comme le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale dans un matériau soumis à un effort uni axial, il est fixé réglementairement par [2] selon l'état de calcul :

Tableau II-2: Valeurs réglementaires de Poisson

État limite	Condition	Valeur de ν
ELU	Calcul des sollicitations (béton fissuré)	$\nu = 0$
ELS	Calcul des déformations (béton non fissuré)	$\nu = 0.2$

II.5.1.6 Diagramme contrainte - déformation du béton :

II.5.1.6.1 À l'ELU — Diagramme parabole-rectangle :

Le comportement du béton comprimé à l'ELU est représenté par un diagramme contrainte déformation de type parabole-rectangle [2][3].

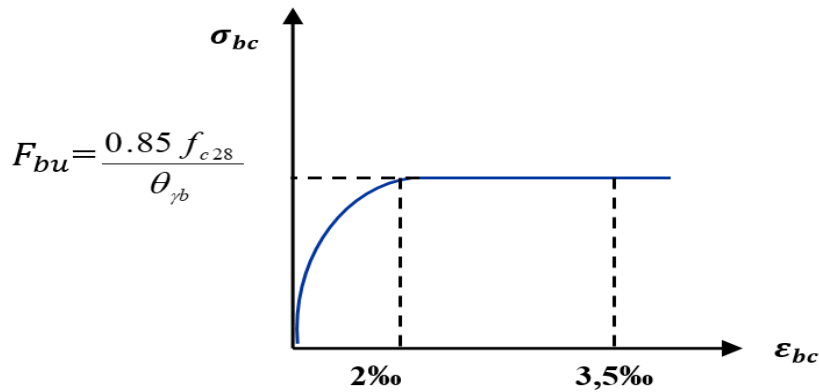


Figure II-3: Diagramme contrainte-déformation du béton comprimé à l'ELU

Le diagramme comporte deux zones :

Zone I — Phase parabolique ($0 \leq \epsilon_{bc} \leq \epsilon_0$)

Zone II — Plateau rectangulaire ($2 \text{ ‰} \leq \epsilon_{bc} \leq \epsilon_{uc} = 3.5 \text{ ‰}$) :

$$\sigma_{bc} = f_{bu} = \text{constante}$$

Avec la déformation ultime est $\epsilon_{cu} = 3.5 \text{ ‰}$ en flexion composée et $\epsilon_{cu} = 2 \text{ ‰}$ en compression centrée. Le diagramme rectangulaire simplifié est autorisé par [2][3] et sera utilisé dans les calculs de dimensionnement.

II.5.1.6.2 À l'ELS

Le béton est assimilé à un matériau élastique linéaire, sa résistance à la traction est négligeable dans les sections fissurées et les contraintes de compression limitées à σ_{bc}

II.5.1.7 Contraintes limites du béton comprimé :

II.5.1.7.1 État Limite ultime (ELU) :

La contrainte de calcul du béton comprimé à l'ELU [2] est :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad (Mpa)$$

Tableau II-3: Paramètres de la contrainte de calcul du béton comprimé

Paramètre	Valeur	Signification
0.85	Fixe	Coefficient de minoration tenant compte des incertitudes et du comportement différé du béton
θ	1.0 pour une durée > 24 h 0.9 pour $1 \text{ h} \leq \text{durée} \leq 24 \text{ h}$ 0.85 pour une durée < 1 h	Coefficient lié à la durée probable d'application des charges [2]
γ_b	1.5 (situations courantes) 1.2 (situations accidentelles)	Coefficient partiel de sécurité du béton [2][4].

- Situation courante : $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1 \times 1.5} = 17 \text{ Mpa}$
- Situation accidentelle : $f_{bu_acc} = \frac{0.85 \times 30}{0.85 \times 1.2} = 25 \text{ Mpa}$

II.5.1.7.2 État Limite de Service (ELS) :

La contrainte de compression du béton à l'ELS [2]: $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} [\text{Mpa}]$

- Application : $\sigma_{bc_bar} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$

II.5.1.8 Propriétés physiques du béton

II.5.1.8.1 Poids volumique [1] :

- Béton armé : $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$
- Béton non armé : $\gamma = 22 \text{ KN/m}^3$

II.5.1.8.2 Phénomènes thermiques

- **Chaleur d'hydratation** : La réaction d'hydratation du béton est exothermique. Ce dégagement de chaleur peut provoquer des contraintes de traction thermique et conduire à des microfissures dans le béton.
- **Coefficient de dilatation thermique linéaire [3] : $\alpha_t = 10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$**

Ce coefficient est utilisé pour le calcul des contraintes thermiques dans les structures continues.

Remarque : Le béton présente une bonne résistance à la compression mais une faible résistance à la traction ($\approx 1/10$ de f_{c28}) ce qui le rend incapable de résister seul aux efforts de traction de flexion et de cisaillement [2][3].

II.5.2 L'Acier — Armatures pour Béton Armé :

II.5.2.1 Prescriptions générales :

Les armatures en acier dans les structures en béton armé doivent satisfaire aux exigences des textes réglementaires en vigueur [2][4].

II.5.2.2 Description de l'acier :

L'acier retenu pour ce projet est le Fe500. Il s'agit d'un acier à haute adhérence (HA), obtenu par laminage à chaud. Sa surface nervurée assure une liaison mécanique efficace avec le béton, garantissant une bonne transmission des efforts entre les deux matériaux [1] [4].

II.5.2.3 Caractéristiques mécaniques de l'acier fe500 :

Le tableau suivant présente les principales caractéristiques mécaniques de l'acier Fe500 retenues pour ce projet [2][3] :

Tableau II-4: Caractéristiques mécaniques garanties de l'acier fe500

Propriété mécanique	Valeur réglementaire
Limite d'élasticité garantie f_e	500 MPa
Module d'élasticité E_s	200 000 MPa

II.5.2.4 Diagramme contrainte–déformation :

Le diagramme contrainte-déformation ($\sigma_s - \varepsilon_s$) de l'acier Fe500, utilisé pour les justifications d'état maximal (ELU), est conventionnellement défini par un modèle élasto – plastique bilinéaire idéal, et se compose de deux branches distinctes [2][3] :

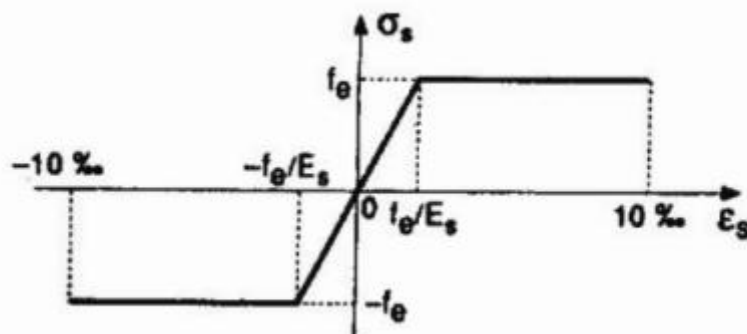


Figure II-4: Diagramme contrainte déformation

a. Domaine élastique ($0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_e$)

Dans cette phase, la relation entre contrainte et déformation est linéaire et entièrement réversible :

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$$

La déformation de limite d'élasticité est atteinte pour :

$$\varepsilon_e = \frac{f_e}{E_s} = 2.5 \text{ ‰}$$

b. Domaine plastique ($\varepsilon_s > \varepsilon_e$)

Au-delà de ε_e , l'acier plastifie à contrainte constante. La contrainte de calcul atteint sa valeur limite [2]:

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec } \gamma_s = 1.15$$

Où :

$$f_{su} \approx 434.8 \text{ MPa}$$

La déformation ultime de l'acier est fixée à [2]:

$$\varepsilon_{su} = 10 \text{ ‰}$$

II.5.2.5 Valeurs de calcul de l'acier fe500

II.5.2.5.1 À l'État Limite Ultime (ELU) :

La contrainte de calcul de l'acier à l'ELU est obtenue après application du coefficient de sécurité γ_s à la limite d'élasticité garantie [2]:

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ [MPa]}$$

Tableau II-5: Coefficient partiel de sécurité γ_s selon la situation de calcul

Paramètre	Valeur	Référence
γ_s	1.15 (situations courantes) 1.00 (situations accidentelles)	Coefficient partiel de sécurité du béton [2][4].

- Situation courante : $f_{su} = \frac{500}{1.15} = 434.8 \text{ Mpa}$
- Situation accidentelle : $f_{su} = \frac{500}{1} = 500 \text{ Mpa}$

II.5.2.5.2 À l'État Limite de Service (ELS) :

À l'ELS, la limitation de la contrainte dans les armatures dépend du degré de nocivité de la fissuration, apprécié par le maître d'œuvre selon l'environnement de l'ouvrage [2]. Pour l'acier fe500 ($\eta = 1.6$) :

Tableau II-6: Limites de contrainte de l'acier fe500 à l'ELS selon le degré de nocivité des fissures

Degré de nocivité	Limite de σ_s admissible
Fissuration Peu préjudiciable	La contrainte dans les armatures n'est pas explicitement limitée ; la maîtrise de la fissuration est assurée par les dispositions constructives.
Fissuration préjudiciable	$\sigma_s \leq \min (2/3 \times f_e ; 110 \sqrt{(\eta \times f_{tj})})$
Fissuration Très préjudiciable	$\sigma_s \leq \min (0.5 \times f_e ; 90 \sqrt{(\eta \times f_{tj})})$

- **Fissuration préjudiciable :**

$$\sigma_s \leq \min (333.3 ; 110 \sqrt{(1.6 \times 2.4)}) = 215.59 \text{ MPa}$$

- **Fissuration très préjudiciable) :**

$$\sigma_s \leq \min (250 ; 90 \sqrt{1.6 \times 2.4}) = 176.39 \text{ MPa}$$

II.5.2.6 Contrainte limite de cisaillement $\overline{\tau_u}$:

II.5.2.6.1 Fissuration peu préjudiciable (FPP) [2]:

$$\tau_{u_bar} = \min(0.20 \times f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = \min(0.20 \times 30 / 1.5 ; 5)$$

$$\tau_{u_bar} = \min (4.0 ; 5) = 4.0 \text{ MPa (FPP)}$$

II.5.2.6.2 Fissuration préjudiciable (FP) et très préjudiciable (FTP) [2]:

$$\tau_{u_bar} = \min(0.15 \times f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = \min(0.15 \times 30 / 1.5 ; 4)$$

$$\tau_{u_bar} = \min (3.0 ; 4) = 3.0 \text{ MPa (FP / FTP)}$$

II.6 Hypothèses de calcul aux États Limites :

Les éléments structuraux du bâtiment sont conçus et contrôlés selon deux exigences principales :

État limite ultime (ELU) : pour garantir la résistance et la stabilité de la structure face à l'effondrement.

État limite de service (ELS) : pour garantir la sécurité et le confort d'utilisation de la structure.

Les hypothèses de calcul retenues sont celles énoncées dans [2][3] :

Tableau II-7:Récapitulatif des hypothèses de calcul aux ELU et ELS

Hypothèse	Description	Domaine
Planéité des sections	Toute section plane avant déformation le reste après déformation	ELU et ELS
Liaison parfaite acier–béton	L'acier et le béton se déforment solidairement, sans glissement à leur interface	ELU et ELS
Ignorance du béton fissuré	La zone tendue du béton est considérée hors service et exclue des calculs de résistance	ELU et ELS
Encadrement des déformations du béton	Le béton comprimé ne peut dépasser $\epsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$ en flexion ni 2.0 ‰ sous compression pure	ELU uniquement
Encadrement des déformations de l'acier	La déformation de traction dans l'acier est plafonnée à $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$	ELU uniquement
Simplification géométrique des armatures	Un groupe de barres est assimilé à une section unique placée en son barycentre. dans la limite d'une erreur de 15 ‰ sur la déformation	ELU et ELS
Comportement élastique sans mémoire	Les matériaux obéissent à la loi de Hooke ; les phénomènes de retrait et de fluage sont écartés de l'analyse	ELS uniquement
Transformation de la section mixte	La section composite est ramenée à une section fictive en béton pur par l'application du coefficient $n = 15$	ELS uniquement
Maintien de la section comprimée entière	La présence des armatures en zone comprimée ne réduit pas l'aire de béton prise en compte	ELS uniquement

II.7 Conclusion de Chapitre I :

Ce chapitre a posé les fondements nécessaires à toute démarche de dimensionnement structurel. Dans un premier temps, le projet a été présenté dans ses aspects architecturaux et géométriques, en précisant la configuration du bâtiment, sa destination et ses dimensions générales, Dans un second temps, les matériaux constitutifs de la structure ont été caractérisés : le béton, défini par sa résistance en compression **fc28 = 30 MPa** et ses lois de comportement aux ELU et ELS, et l'acier **Fe500**, avec ses propriétés mécaniques réglementaires, Enfin, les hypothèses de calcul et les combinaisons d'actions ont été établies conformément aux exigences du **CBA 93** et du **RPA 2024**.

III. Chapitre 2 : Évaluation des charges et prédimensionnement des éléments structuraux

III.1 Introduction :

Ce chapitre est consacré au prédimensionnement des éléments structuraux de l'ouvrage. L'objectif est de déterminer les dimensions géométriques initiales des différents éléments porteurs, de manière à satisfaire les exigences de résistance, de rigidité et de stabilité imposées par les règlements en vigueur. Ces dimensions constituent les données d'entrée indispensables à la modélisation et à l'analyse dynamique de la structure, qui feront l'objet des chapitres suivants.

III.2 Évaluation des charges et surcharges :

Les charges appliquées à l'ouvrage sont fixées conformément au règlement [5].

III.2.1 Charges permanentes (G) :

Le poids propre de chaque étage est calculé en fonction de ses composants matériels.

III.2.1.1 Plancher terrasse inaccessible (corps creux) :

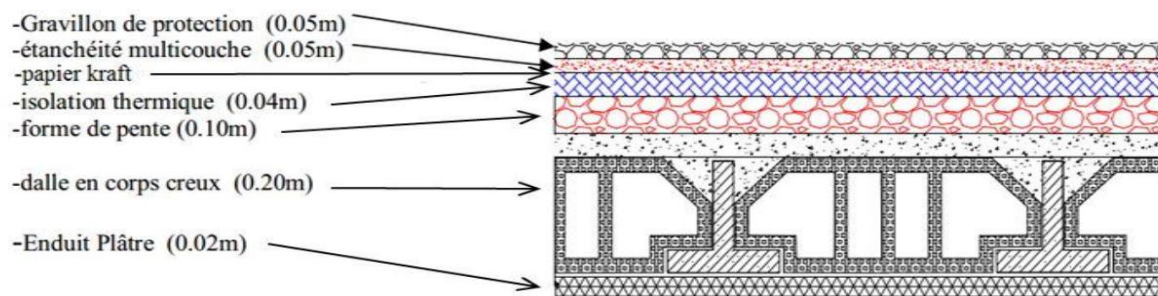


Figure III-1: Coupe sur plancher terrasse

Tableau III-1: Charge permanente à la terrasse inaccessible due aux plancher à corps creux

Éléments constitutants	Masse volumique (kN/m ³)	Épaisseur (m)	Masse surfacique (kN/m ²)
Enduit de plâtre	10	0.03	0.30
Dalle en corps creux (4+16)	/	(4+16)	2.80
Béton de pente	22	0.12	2.64
Isolation thermique	0.4	0.04	0.016
Étanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Papier kraft	/	2 feuilles	0.50
Gravillon de protection	16	0.05	0.80
Total			7.18

III.2.1.2 Plancher terrasse Accessible (corps creux) :

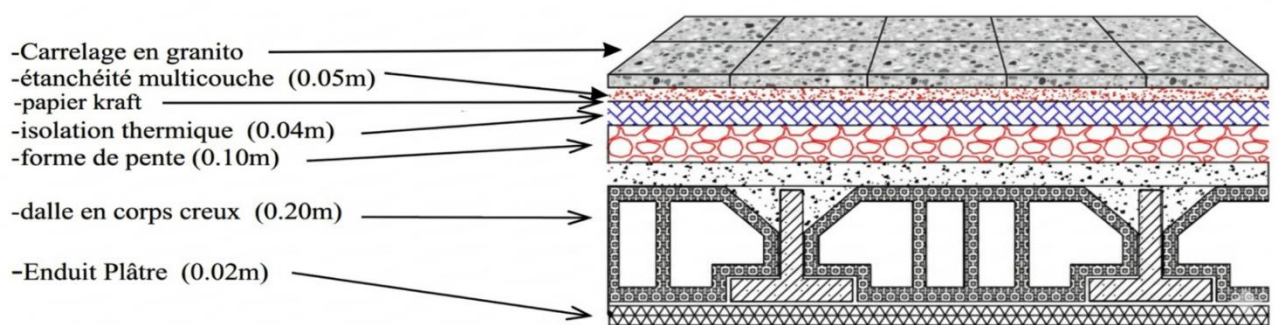


Figure III-2 : Coupe sur plancher terrasse Accessible

Tableau III-2: Charge permanente à la terrasse due aux plancher à corps creux

Éléments constitutants	Masse volumique (kN/m ³)	Épaisseur (m)	Masse surfacique (kN/m ²)
Enduit de plâtre	10	0.03	0.30
Dalle en corps creux (4+16)	/	(4+16)	2.80
Béton de pente	22	0.12	2.64
Isolation thermique	0.4	0.04	0.016
Étanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Papier kraft	/	2 feuilles	0.50
Carrelage en granito	22	0.02	0.44
Total			6.82

III.2.1.3 Plancher étage courant (corps creux) :

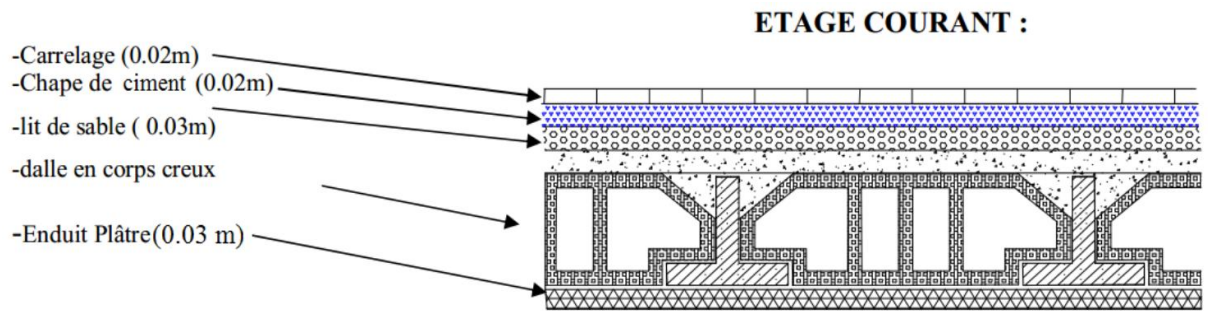


Figure III-3:Coupe sur plancher d'étage courant

Tableau III-3 : Charge permanente due aux planchers à corps creux de niveau courant.

Éléments constitutants	Masse volumique (kN/m ³)	Épaisseur (m)	Masses surfaciques (kN/m ²)
Enduit de plâtre	10	0,03	0,30
Dalle en corps creux (16+4)	/	(4+16)	2,80
Lit de sable	18	0,03	0,54
Chape de ciment	20	0,02	0,40
Carrelage en granito	22	0,02	0,44
Cloisons de répartition	/	/	1,00
Total			5,48

III.2.2 Surcharges d'exploitation (Q) :

Les valeurs sont déterminées en fonction de la nature de l'usage de chaque espace du bâtiment.

Tableau III-4: Surcharges d'exploitation adoptées par niveau et par destination d'usage

Niveau	Désignation de l'espace (Local)	Charge Q (kN/m ²)	Justification réglementaire (DTR B.C. 2.2)
2ème E. S	Crèche (Salles de cours. sommeil. activité)	2.5	Article 7.2.3
2ème E. S	Cuisine (Crèche)	2.5	Article 7.1.11
2ème E. S	Réfectoire (Crèche)	2.5	Article 7.2.3
2ème E. S	Aire de jeux intérieure. Salles d'activité (Crèche)	4	Article 7.2.3
1er E. S	Crèche (sommeil. vestiaires)	2.5	Article 7.2.3
1er E. S	Aire de jeux extérieure / Balcon	4	Article 7.5
RDC	Grande surface commerciale	5	Article 7.1.14
RDC	Espace de stockage (Réserve)	3.5	Article 7.2.2

1er Étage	Espace de consommation (Restauration)	2.5	Article 7.1.7/ 7.2.3
1er Étage	Cuisine (Zone technique restreinte)	2.5	Article 7.1.11
1er Étage	Comptoir de service (Zone d'attente client)	4	Article 7.1.17 / 7.2.4
1er Étage	Locaux (01 à 04) - Bureaux administratifs	2.5	Article 7.2.2
2ème/3ème	Locaux (01 à 04) - Bureaux administratifs	2.5	Article 7.2.2
4ème/5ème	Services (Bureaux des médecins)	2.5	Article 7.2.4
4ème/5ème	Réception et Salles d'attente	4	Article 7.2.4
Tous les étage	Halls et dégagements (Circulation principale)	4	Article 7.2.3 / 7.2.4
6ème Étage	Aire de jeux (Salles polyvalentes)	4	Article 7.2.3
6ème Étage	Terrasses accessibles au public	3.5	Article 7.5
Toiture	Terrasse inaccessible (Maintenance uniquement)	1	Article 7.3.3

III.2.3 Éléments secondaires et charges linéaires :

III.2.3.1 L'acrotère :

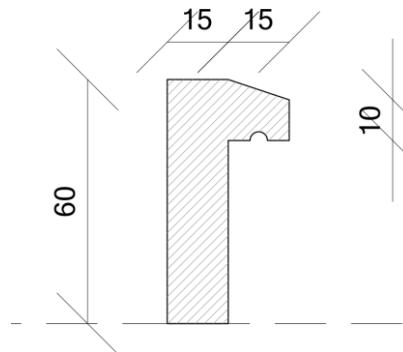


Figure III-4: Coupe sur plancher étage courant

Tableau III-5: Charge linéaire de l'acrotère

Éléments constitutants	Masse volumique (kN/m ³)	Surface (m ²)	Masses linéaires (kN/m)
Béton armé	25	0.0587	1.47
Total	/	/	1.47

III.2.3.2 Maçonnerie extérieure :

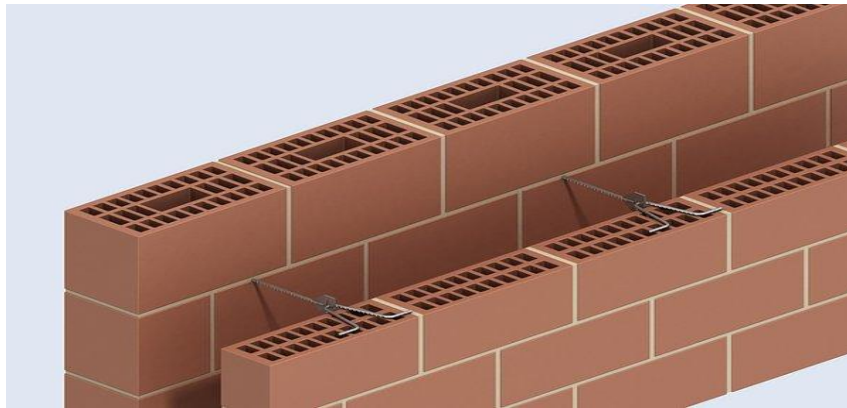


Figure III-5 : Coupe sur maçonnerie extérieure

Tableau III-6: Charge permanente due à la maçonnerie extérieure

Éléments constituants	Masse volumique (kN/m ³)	Épaisseur (m)	Masse surfacique (kN/m ²)
Chape de ciment	18	0.02	0.36
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Brique extérieure	9	0.15	1.35
Brique intérieure	9	0.10	0.90
Total			2.81

III.2.3.3 Les escaliers :

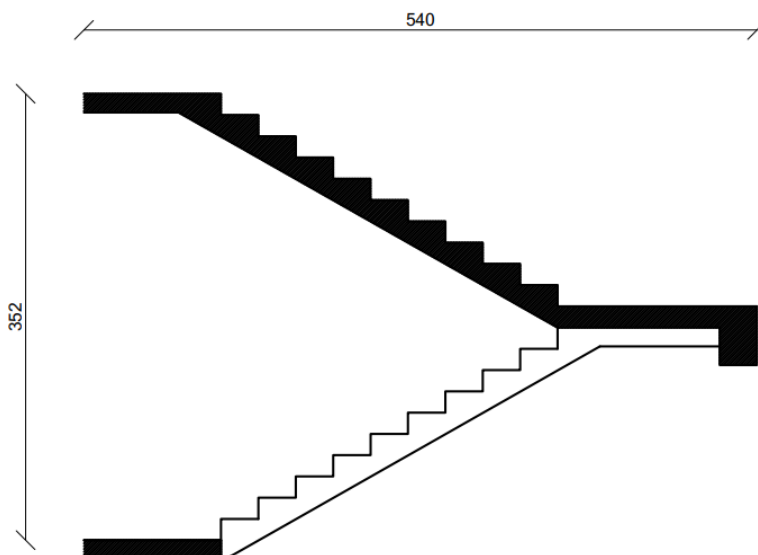


Figure III-6: Coupe des escaliers

III.2.3.3.1 Paillasse :

Tableau III-7: Charge permanente due à la paillasse d'escalier.

Éléments constituants	Masse volumique (kN/m ³)	Épaisseur (m)	Masse surfacique (kN/m ²)
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Paillasse	25	$0.20 / \cos \alpha$	5.80
Marches	25	2/16	2.00
Couche de sable	18	0.03	0.54
Chape de ciment	20	0.02	0.40
Carrelage en granito	22	0.02	0.44
Garde-corps	/	/	1.00
Total			10.54

III.2.3.3.2 Palier :

Tableau III-8 : Charge permanente due au palier d'escalier

Éléments constituants	Masse volumique (kN/m ³)	Épaisseur (m)	Masse surfacique (kN/m ²)
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Plancher	25	0.20	5.00
Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
Total			6.40

III.2.3.4 Balcon :

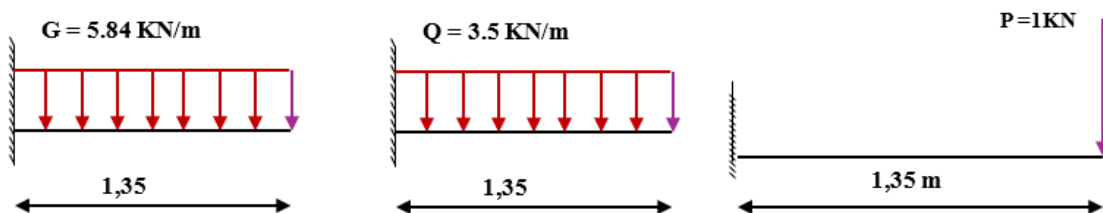


Figure III-7: Charges sur les balcons.

Tableau III-9 : Charges sur les balcons.

Éléments constituants	Masse volumique (kN/m ³)	Épaisseur (m)	Masse surfacique (kN/m ²)
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.03	0.60
Lit de sable	17	0.03	0.51
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit en ciment	18	0.03	0.54
Total			5.84

III.3 Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers constituent des éléments horizontaux essentiels dans toute structure bâtie. Ils assurent la séparation physique entre les différents niveaux et se composent généralement de trois couches : un revêtement de finition, un élément porteur et un plafond.

Sur le plan structural, les planchers jouent le rôle de diaphragmes rigides, en collectant et redistribuant les actions horizontales vers les éléments porteurs verticaux, notamment les poteaux et les voiles [6].

Pour remplir pleinement leur rôle, les planchers doivent satisfaire à un ensemble d'exigences :

- Aptitude portante et stabilité sous charges
- Imperméabilité et protection contre les infiltrations
- Performance thermique et acoustique
- Intégration architecturale
- Compatibilité avec les réseaux techniques du bâtiment

III.3.1 Planchers à corps creux :

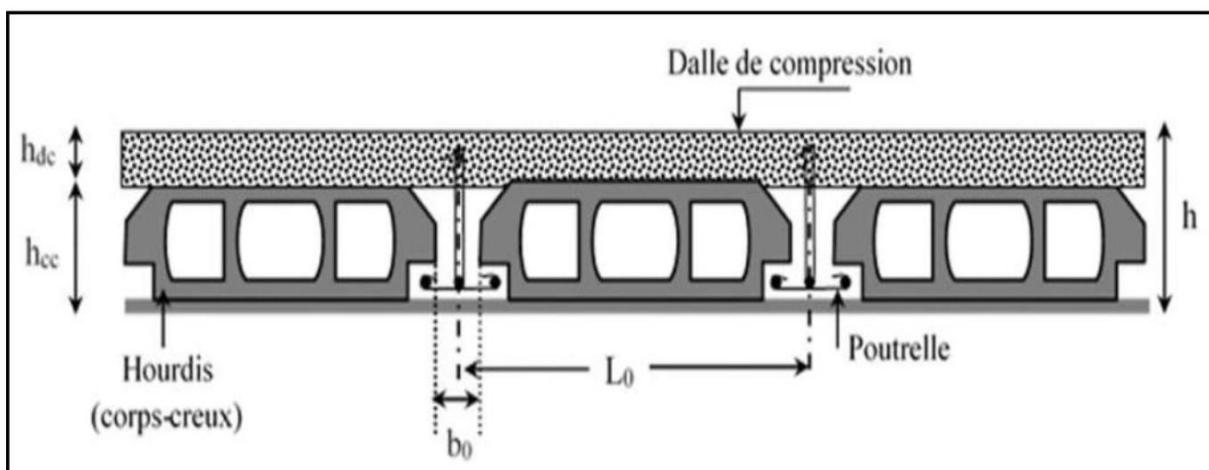


Figure III-8 : Les éléments principaux d'un plancher à corps creux

III.3.1.1 Éléments constitutifs d'un plancher à corps creux

Dans un plancher à corps creux, il y a trois éléments principaux [6] :

- **Les corps creux (hourdis)** : qui jouent le rôle d'un coffrage perdu.
- **Les poutrelles** : elles peuvent être préfabriquées ou coulées sur place, assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- **La dalle de compression** : en béton armé, elle assure la répartition des charges et la résistance aux efforts de compression.

III.3.1.2 Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles est définie en fonction de la géométrie du panneau de plancher et des conditions d'appui [6] :

- Les poutrelles sont généralement orientées suivant le sens de la plus petite portée afin de limiter les moments fléchissant et d'optimiser le fonctionnement structural du plancher.
- Lorsque les dimensions du panneau sont identiques dans les deux directions, les poutrelles sont disposées parallèlement au sens présentant le plus grand nombre d'appuis.

III.3.1.3 Dimensionnement du plancher en corps creux

Pour assurer une résistance au feu de 2h et garantir un confort acoustique entre étages. nous adoptons une épaisseur : $e \geq 16 \text{ cm}$

Résistance à la flexion : d'après les règles [2][3] le prédimensionnement de la hauteur total d'un plancher au corps creux se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$e \geq \frac{\min(L_{x\max}, L_{y\max})}{22.5} = \frac{\min(640, 360)}{22.5} = 16 \text{ cm}$$

$$e \geq 16 \text{ cm on adopte } e = 20 \text{ cm}$$

III.3.1.4 Dimensionnement des poutrelles :

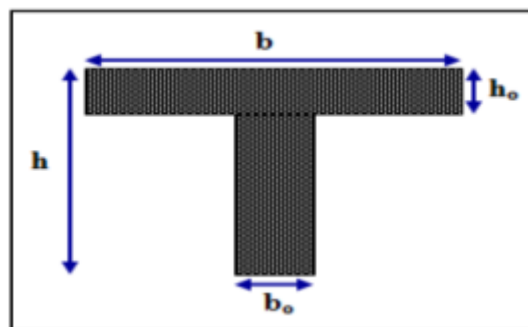


Figure III-9: Coupe transversale d'une poutrelle

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher).

$$h = 20\text{cm}$$

h_0 : Hauteur de la dalle de compression.

$$h_0 = h - h_{cc}$$

Avec : $h_{cc} = 16\text{cm}$ (hauteur de hourdis)

$$h_0 = 20 - 16 = 4\text{ cm}$$

b_0 : Largeur de la nervure.

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times h$$

On adopte : **$b_0 = 12\text{ cm}$**

b : Largeur efficace elle doit répondre aux conditions suivantes [2]:

- Ne pas attribuer la même zone de hourdis à deux nervures différentes.
- Ne pas dépasser **1/10** de la portée de la travée.
- Ne pas dépasser **2/3** de la distance entre nus de deux poutrelles.

Donc on a :

$$[b + b_0/2] \leq \min [L_x; L_{y_min}/10]$$

Avec :

L_x : Distance entre nus de deux poutrelles.

L_{y_min} : Longueur min entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

Application numérique :

$$b \leq \min[53; \frac{355}{5}] + 12$$

On adopte : **$b = 65\text{ cm}$**

III.3.2 Plancher en dalle pleine :

La dalle pleine est une dalle complètement en béton armé. Elle est utilisée lorsqu'on ne peut pas utiliser un plancher à corps creux, elle se caractérise par une résistance plus élevée, mais elle est considérée comme plus lourde.

L'épaisseur de la dalle (e) aux dalles résulte des conditions :

$$\alpha = l_x/l_y \quad \text{avec } l_x \leq l_y$$

Application numérique :

$$\text{On a : } L_x=1.75\text{ m} \quad \text{et} \quad l_y=5.4\text{ m} \rightarrow 1.75/5.4=0.32 < 0.4$$

Pour une dalle continue :

$$h \geq 1.75/25 = 7 \text{ cm}$$

De sécurité vis à vis de l'incendie, on adopte une épaisseur :

$h = 07\text{cm}$: pour une (01) heure de coupe-feu.

$h = 11\text{cm}$: pour deux (02) heures de coup de feu.

On adopte :

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

III.4 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments linéaires horizontaux en béton armé de section rectangulaire leur rôle est de résister les charges verticales comme le poids des planchers et des murs et transférer vers les éléments porteurs.

Le Pré dimensionnement se fera selon [2][3] et les vérifications selon [4] :

L : la travée de la poutre (entre nus d'appuis)

H : la hauteur de poutre

b : Largeur de la poutre

$$\text{selon le BAEL 91:} \begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.8h \\ \frac{h}{b} \leq 3 \end{cases}$$

$$\text{selon le RPA2024:} \begin{cases} b \geq 25 \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Note : nous considérons une section de poteau (35x40) $\rightarrow b_1 = 35 \text{ cm}$

III.4.1 Pour la poutre principale

III.4.1.1 Calcul de la hauteur (h) :

$$L = 640 - 45 = 595$$

On a:

$$595/15 < h < 595/10 \rightarrow 39.67 < h < 59.5$$

On adopte: **$h = 50 \text{ cm}$**

III.4.1.2 Calcul de la largeur (b) :

$$0.3 \times 50 < b < 0.8 \times 50 \rightarrow 15 < b < 40$$

On adopte : **$b = 30 \text{ cm}$**

III.4.1.3 Vérification des conditions du [4] :

- $h = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ (Vérifiée)
- $b = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ (Vérifiée)
- $h/b = 50/30 = 1.66 < 4$ (Vérifiée)
- $30 \text{ cm} < 1.5 \times 50 + 35 = 110 \text{ cm}$ (Vérifiée)

Conclusion : On adopte pour les poutres principales une section de (30x50) cm²

III.4.2 Pour la poutre secondaire :

III.4.2.1 Calcul de la hauteur (h) :

$$L = 360 - 35 = 325 \text{ cm}$$

On a:

$$325/15 < h < 325/10 \rightarrow 21.67 < h < 32.5$$

On adopte: **h = 35 cm**

III.4.2.2 Calcul de la largeur (b) :

$$0.3 \times 35 < b < 0.8 \times 35 \rightarrow 10.5 < b < 28$$

On adopte: **b = 30 cm**

III.4.2.3 Vérification des conditions du [4] :

- $h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ (Vérifiée)
- $b = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ (Vérifiée)
- $h/b = 35/30 = 1.16 < 4$ (Vérifiée)
- $30 \text{ cm} < 1.5 \times (35) + 35 = 87.5 \text{ cm}$ (Vérifiée)

Conclusion : On adopte pour les poutres secondaires une section de (30x35) cm²

III.5 Pré dimensionnement des escaliers :

Dans un bâtiment, la circulation verticale entre les niveaux est assurée par des escaliers ou des ascenseurs.

Les charges permanentes et d'exploitation appliquées à la cage d'escalier sont reprises par les poutres palières, puis transmises aux éléments porteurs verticaux (poteaux et voiles) jusqu'aux fondations

III.5.1 Terminologie d'un escalier :

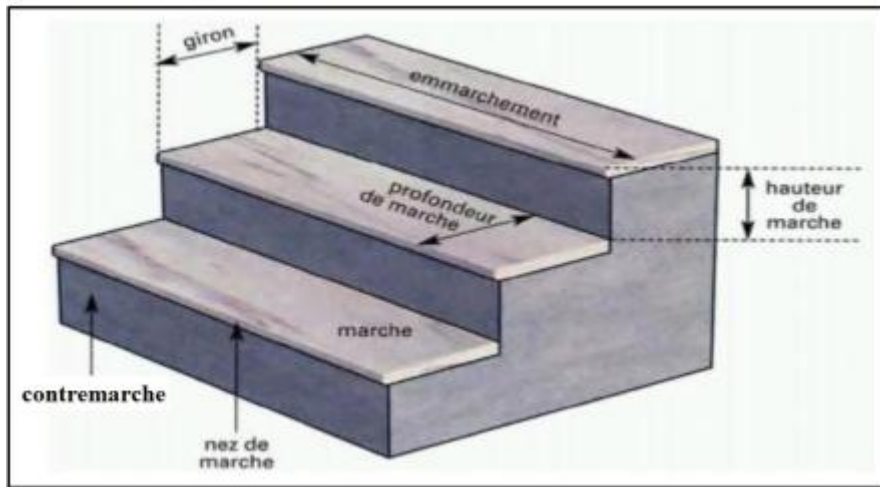


Figure III-10: Les éléments principaux d'une volée d'escalier

La volée d'un escalier est constituée par plusieurs éléments essentiels [7] [6] :

Une volée d'escalier est constituée de plusieurs éléments structuraux et fonctionnels assurant la circulation entre deux niveaux :

- **Emmarchement** : correspond à la largeur utile de l'escalier, mesurée entre les parois latérales ou les limons.
- **Hauteur de marche (h)** : distance verticale séparant deux plans de marche successifs. Elle est généralement comprise entre **17 cm et 20 cm**.
- **Giron (g)** : distance horizontale entre deux nez de marches consécutifs, généralement comprise entre **27 cm et 32 cm**.
- **Contremarche** : élément vertical reliant deux marches consécutives.
- **Marche** : surface horizontale destinée au passage. Elle peut être de forme rectangulaire (marche droite) ou trapézoïdale dans le cas des marches balancées.
- **Nez de marche** : bord avant de la marche, dont le débord est limité à environ **10 mm** afin d'assurer la sécurité des usagers.
- **Volée** : ensemble continu de marches compris entre deux paliers successifs.
- **Palier** : plateforme horizontale permettant le repos ou le changement de direction. On distingue le palier d'arrivée (ou de départ) situé au niveau des étages, et le palier intermédiaire servant de zone de repos.

III.5.2 Dimensionnement des escaliers (Formule de Blondel) :

Le dimensionnement des marches est basé sur une relation empirique assurant confort et sécurité [7][6] :

$$58 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

- **h** : hauteur de la contremarche.
- **g** : giron (distance horizontale entre deux nez de marche consécutifs).

Remarque : Les marches ne doivent plus excéder **16cm** pour les lieux accueillant du public et **28cm** de giron minimum.

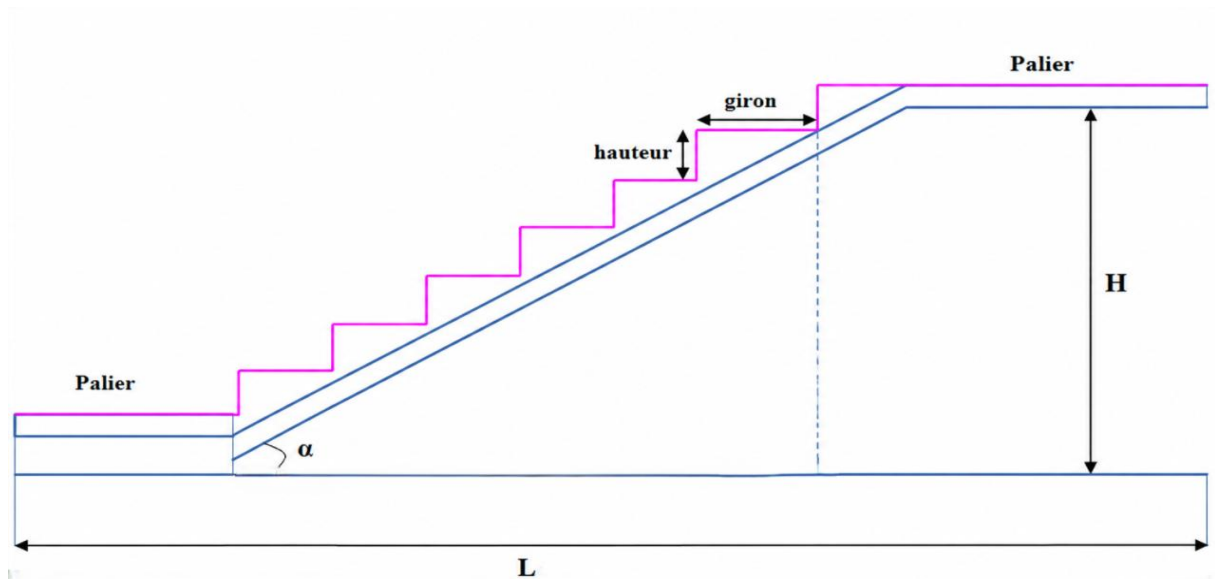


Figure III-11: Composants et dimensions d'un escalier.

III.5.2.1 Vérification de formule de Blondel :

On a : $h = 16 \text{ cm}$; $g = 28 \text{ cm}$

$$58 \text{ cm} \leq 2 \times 16 + 28 \leq 64 \text{ cm}$$

$$58 \text{ cm} \leq 60 \leq 64 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{(Condition Vérifiée).}$$

III.5.2.2 Caractéristiques géométriques de la volée

- Hauteur de la volée (H) :

$$H = h_e / 2$$

Avec : h_e : la hauteur d'étage.

- Nombre de contremarches (n) :

$$n = H/h$$

- Longueur de la ligne de foulée (L) :

$$L = (n - 1) \times g$$

- L'inclinaison de la paillasse (α) :

$$\tan(\alpha) = \frac{h}{g}$$

Application numérique :

$$\tan(\alpha) = 0.571 \rightarrow \alpha = 29.74$$

III.5.2.3 Pour S.SOL (he = 3.20 m) :

- **Hauteur de la volée (H) :** $H = \frac{3.20}{2} = 1.6 \text{ m}$
- **Nombre de contremarches (n) :** $n = 1.6 / 0.16 = 10 \text{ contremarches}$
- **Longueur de la ligne de foulée (L) :** $L = (10 - 1) \times 28 = 2.52 \text{ m}$

III.5.2.4 Pour étage (he = 3.52 m) :

- **Hauteur de la volée (H) :** $H = \frac{3.52}{2} = 1.76 \text{ m}$
- **Nombre de contremarches (n) :** $n = 1.76 / 0.16 = 11 \text{ contremarches}$
- **Longueur de la ligne de foulée (L) :** $L = (11 - 1) \times 28 = 2.8 \text{ m}$

III.5.3 Paillasse et paliers (dalle en béton armé)

L'épaisseur (e) du palier et de la paillasse est définie en fonction de la portée et des conditions d'appui (poutres palières ou voiles).

La dalle, composée de la paillasse et des paliers, est sollicitée en flexion simple et peut être modélisée comme une poutre continue, considérée sur une bande de largeur unitaire ($b = 1 \text{ m}$), pour le dimensionnement.

L'épaisseur (e) doit satisfaire la condition de rigidité suivante : $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$

Application numérique :

$$L = \frac{2.8}{\cos 29.74} + 2.6 = 5.82 \text{ m}$$

$$\frac{582}{30} \leq e \leq \frac{582}{20} \rightarrow 19.4 \leq e \leq 29.1$$

Conclusion : on adopte une seule épaisseur pour la paillasse et le palier :

$$e = 20 \text{ cm}$$

III.5.4 Pré dimensionnement de balcon :

Notre balcon est encastré sur un seul côté, considéré comme une dalle en console [6] :

Condition de flèche :

$$e \geq L/10$$

Avec :

e : épaisseur du balcon

L : La portée du balcon

Application numérique :

Pour notre projet **L = 1.35 m**

$$e \geq \frac{1.35}{10} = 13.5 \text{ cm}$$

On adopte : $e = 15 \text{ cm}$

III.5.5 Prédimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments structuraux en béton armé qui remplissent deux fonctions majeures au sein de l'ossature [6] :

1. **Le contreventement** : Ils assurent la stabilité globale du bâtiment en reprenant les sollicitations horizontales induites par les séismes et les actions du vent.
2. **La reprise de charges** : Ils contribuent à la transmission des efforts verticaux (charges permanentes et d'exploitation) vers les fondations.

III.5.5.1 Critères de définition :

Conformément aux exigences de la norme [4], un élément de contreventement n'est considéré comme un voile que s'il respecte une condition géométrique précise :

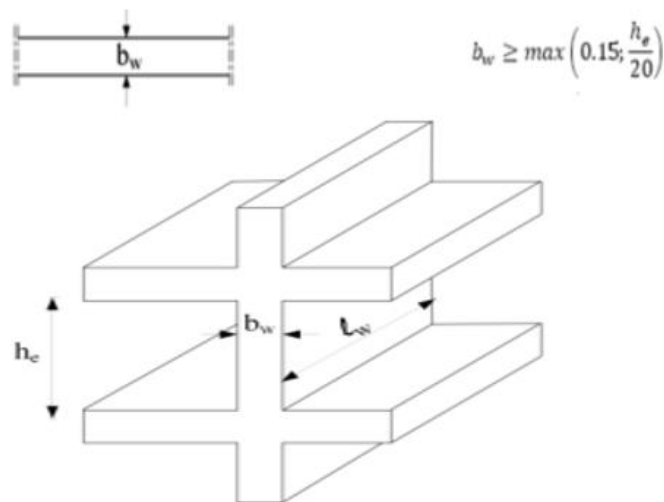


Figure III-12:Spécifications géométriques d'un voile

$$L_w \geq \max (h_e/3; 4b_w ; 1\text{m})$$

h_e : représente la hauteur libre d'étage.

L_w : représente la longueur du voile.

$$b_w = \max(15 \text{ cm. } h_e / 20)$$

b_w : L'épaisseur minimale.

Application numérique :

Pour étage ($h_e = 3.84 \text{ m}$)

$$b_w = \max (15 \text{ cm} \cdot 384 / 20) = 19.20 \text{ cm on adopt: } b_w = 30 \text{ cm}$$

$$L_w = \max \geq (384/3 ; 4 \times 30 ; 1\text{m}) \rightarrow L_w = 1.30 \text{ m}$$

III.5.6 Prédimensionnement des poteaux :

III.5.6.1 Principe :

Dimensionnement des poteaux basé sur le principe de la compression centrée. L'objectif est de définir une section en béton capable de reprendre les sollicitations à l'État Limite Ultime (ELU) [6], tout en évitant les phénomènes d'instabilité par flambement.

Conformément aux règles des références [2] et [3], on introduit la notion de section réduite (Br). Cette méthode permet de tenir compte des imperfections géométriques d'exécution ainsi que des défauts possibles du béton en zone périphérique, en déduisant une épaisseur de 1 cm sur l'ensemble du contour de la section brute.

La condition de résistance est définie par l'inéquation suivante :

$$B_r \geq \frac{K \cdot \beta \cdot N_u}{0.9 \cdot \frac{f_{bu}}{100} \cdot f_{ed}}$$

On a :

Coefficient d'élancement β Pour garantir que les armatures participent pleinement à la résistance, l'élancement λ est limité à 35, ce qui donne un coefficient.

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$$

Résistance du béton (f_{bu}) : Pour un béton $f_{c28} = 30\text{MPa}$, la contrainte de calcul est de 17 MPa.

Limite élastique de l'acier (f_{ed}) : Établie à 434.78 MPa pour des aciers de nuance FeE500.

Après simplification des constantes, la section réduite nécessaire suit la loi :

$$B_r \geq 0.53 \times N_u$$

Et on a

$$B_r = (b - 2\text{cm}) \times (a - 2\text{cm}) \dots\dots\dots \text{Pour une section rectangulaire.}$$

III.5.6.1.1 Majoration des charges de compression

L'effort normal N_u doit être majoré :

- 1.15 x N_u : Pour les poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à deux travées.
- 1.10 x N_u : Pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive

III.5.6.1.2 Exigences du RPA :

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- **Min (b_1, h_1) $\geq$ 30 cm** En zones IV, V et VI
- **Min (b_1, h_1) $\geq l_c / 20$** Quelle que soit la zone
- **$1/4 < b_1/h_1 < 4$**

III.5.6.1.3 Vérification de l'effort normal réduit :

Pour limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations sismiques, il est nécessaire de limiter l'effort normal de compression en vérifiant la condition suivante [4] :

$$v = N_d / (B_c \times f_{c28})$$

N_d : l'effort normal de compression de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : la section de béton.

III.5.6.2 Analyse des charges (Descente de charges) :

III.5.6.2.1 Charges d'exploitation par étage :

Une réduction des charges d'exploitation est appliquée pour les bâtiments à plusieurs niveaux, en considérant la faible probabilité de coexistence des charges maximales sur l'ensemble des étages simultanément.

Tableau III-10:Loi de dégression

Niveau	État de l'étage	Charge cumulée Q_{cum} (kN)
Sous toit / Terrasse	Terrasse	Q_0
Sous dernier étage	Étage 1	$Q_0 + Q_1$
Sous étage (n-2)	Étage 2	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$
...	Étage 3	$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
...	Étage 4	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
Niveau le plus bas	Étage n	$Q_0 + [(2n + 3) / n] \times \sum Q_i$

III.5.6.2.2 Charges Permanentes pour chaque élément :

Tableau II.11 : Expressions des Efforts Normaux

Tableau III-11:les expressions des efforts normaux pour les différents éléments

Élément structurel	Expression de N_G	Paramètres
Plancher-Terrasse	$NG_{terr} = G \times Sinf$	G : Charge surfacique (kN/m ²) $Sinf$: Surface d'influence (m ²)
Plancher courant	$NG_{ét} = G \times Sinf$	G : charge surfacique (kN/m ²) $Sinf$: surface d'influence (m ²)
Poutre principale	$NG_{pp} = \rho_b \times b \times h \times L$	$\rho_b = 25 \text{ kN/m}^3$ b, h : dimensions de la section L : longueur
Poutre secondaire	$NG_{ps} = \rho_b \times b \times h \times L$	$\rho_b = 25 \text{ kN/m}^3$ b, h : dimensions de la section L : longueur
Poteau	$NG_{pot} = \rho_b \times a \times b \times (H_{ét} - h_p)$	$H_{ét}$: hauteur d'étage h_p : hauteur de la poutre la plus haute
Acrotère	$N_G.acr = G_{acr} \times P_{inf}$	G_{acr} : poids linéaire (kN/m) P_{inf} : périmètre d'influence
Mur / Double cloison	$NG.mur = G_{mur} \times L \times (H_{ét} - h_p)$	G_{mur} : poids surfacique (kN/m ²) L : longueur du mur

III.5.6.3 Résultats de la Descente de Charges

Les tableaux ci-après présentent les résultats numériques de la descente de charges pour chaque niveau, en intégrant la loi de dégression des surcharges d'exploitation. Deux variantes de poteau (A et B) sont considérées pour les niveaux présentant plusieurs configurations structurelles. La variante retenue est celle satisfaisant simultanément la condition de résistance ($Br \geq 0.54 \times Nu$) et le de l'effort normal réduit ($v < 0.35$) imposé par le règlement.

Le tableau suivant regroupe l'ensemble des résultats.

Tableau II.12 : Descente des charges et surcharges pour le poteau le plus sollicité.

Niveau	$G_{niv}(kN)$	$Q_{niv}(kN)$	$\Sigma G (kN)$	$\Sigma Q (kN)$	$Nu (kN)$	$Br (cm^2)$	$a_{adopté}$	$v < 0.35$
Terrasse	117.38	14.39	117.38	14.39	180.05	97.22	35×40	0.043
6 ^e étage	158.12	81.02	275.5	95.42	566.56	305.92	35×40	0.135
5 ^e étage	145.72	86.92	421.22	173.94	912.52	492.76	35×40	0.217
4 ^e étage	150.99	86.92	572.22	243.78	1252	676.06	40×45	0.232
3 ^e étage	150.99	79.14	723.21	298.3	1566.2	845.73	40×45	0.290
2 ^e étage	157.72	79.14	880.93	344.91	1877.3	1013.7	45×50	0.278
1 ^{er} étage	157.72	78.23	1038.65	382.92	2174.2	1174.1	45×50	0.322
RDC	163.97	110.73	1202.62	444.47	2519.3	1360.4	45×55	0.339
1 ^{er} E.S.	222.54	81.19	1425.16	484.16	2915.2	1574.2	50×60	0.324
2 ^e E.S.	179.51	77.23	1604.67	521.41	3243.3	1751.1	50×65	0.333

III.6 Conclusion du Chapitre

Ce chapitre a été consacré au prédimensionnement des éléments structuraux du bâtiment, conformément aux règlements en vigueur [2][3][4][5]. L'évaluation des charges permanentes et des surcharges d'exploitation a constitué le point de départ de cette démarche [5]. Les planchers à corps creux ont été dimensionnés à une épaisseur de 20 cm (16+4), et la dalle pleine à 15 cm [2]. Les poutres principales et secondaires ont été adoptées respectivement aux sections de (30×50) cm² et (30×35) cm² [2][3]. La paillasse et le balcon ont été dimensionnés à 20 cm et 15 cm respectivement [2][7]. La descente de charges a permis de déterminer des sections de poteaux évolutives, allant de (35×40) cm² en partie haute jusqu'à (50×65) cm² en partie basse, avec des efforts normaux réduits inférieurs à 0.35 [4]. L'ensemble de ces résultats satisfait les exigences de résistance et de stabilité, et servira de base pour la modélisation et l'analyse structurale développées dans le chapitre suivant.

IV. Chapitre 3 : Étude et ferrailage des éléments secondaires

IV.1 Introduction :

Ce chapitre est consacré à l'étude des éléments secondaires de la structure, notamment l'acrotère, le balcon, l'escalier avec sa poutre palier, ainsi que le plancher à corps creux. Pour chacun de ces éléments, nous avons déterminé les sollicitations de calcul, puis procédé au dimensionnement et au ferrailage, en conformité avec les règlements.

IV.2 Etude de l'acrotère :

IV.2.1 Caractéristiques géométriques :

$$S = \frac{0.05 \times 0.15}{2} + (0.1 \times 0.15) + (0.6 \times 0.15) \quad \text{DONC} \quad S = 0.1087 \text{m}^2$$

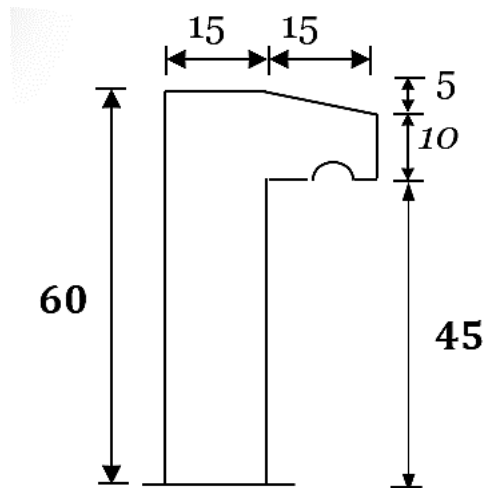


Figure IV-1: Coupe de l'acrotère

Tableau IV-1: Caractéristiques géométriques de l'acrotère

La hauteur h	60cm
L'épaisseur h_o	45cm
L'enrobage c	2cm
La surface S	0.1087 m ²
L'enrobage C = C'	2cm

IV.2.2 Calcul des Sollicitation :

On estime que la fissuration est nuisible (L'acrotère soumis aux conditions climatiques). Le calcul est réalisé pour une bande de largeur d'un mètre [2][3][4].

$$F_{pc} = A. I. S. C_p. \left(1 + \frac{h_z}{H}\right). W_p$$

WP : Le Poids Propre de l'Acrotère.

CP : Facteur de Force Horizontale Variant entre 0.4 et 0.8 ;

CP = 0.8.

WP = $25 \times 0.1087 = 2.72$ KN/ml.

$$F_p = 1.32 \text{ KN/ml}$$

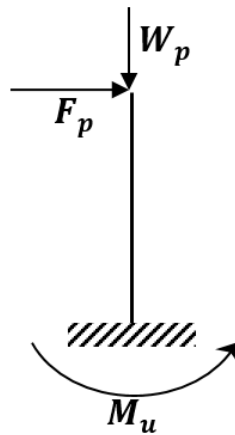


Figure IV-2: schéma statique de calcul d'acrotère

Tableau IV-2: Les sollicitations à l'état limite ultime (ELU)

ELU		
La charge permanente ultime	$N_u = 1.35W_p$	3.672 KN
La surcharge d'exploitation ultime	$Q_u = 1.5F_p$	1.98 KN
Moment d'encastrement	$M_u = h \times Q_u$	1.188 KN.m

Tableau IV-3: Les sollicitations à l'état limite de service (ELS)

ELS		
La charge permanente ultime	$N_s = W_p$	2.72 KN
La surcharge d'exploitation ultime	$Q_s = F_p$	1.32 KN
Moment d'encastrement	$M_s = h \times Q_s$	0.792 KN.m

IV.2.2.1 Calcul de l'excentricité :

L'excentricité de 1er ordre :

$$e_1 = M_u / N_u = 0.323 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_o = 0.323\text{m} \\ \frac{h}{2} = 0.075\text{m} \end{array} \right. \Rightarrow e_o > \frac{h}{2} \text{ La section partiellement comprimée}$$

IV.2.2.2 Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue :

ELU :



Figure IV-3: La coupe utilisée pour calculer le ferrailage d'acrotère

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

$$M_f = 1.408 \text{ kN}$$

IV.2.3 Calcul de Ferrailage :

IV.2.3.1 Armatures longitudinales :

La section minimale des armatures longitudinales est donnée par [2]:

$$A_{\min} = 0.25\% B$$

- Si $f_{t28} > 2.4 \text{ MPa}$

Avec :

B: section de calcul de l'élément

Tableau IV-4: Résultats de ferrailage d'acrotère à l'ELU

M_f (KN. m)	u_{bu}	u_l	α	Z (cm)	A (cm ²)	$A_{\min}$ (cm ²)	$A_{\min}$ (cm ²)	A_{Adopt} (cm ²)	Choix
1.408	0.0031	0.358	0.004	13.5	0.21	1.49	3.75	3.93	5HA10

IV.2.3.2 Vérification à L'ELS :

Tableau IV-5: vérification de ferrailage d'acrotère à l'ELS

M_s (KN. m)	b (cm)	d (cm)	A' (cm ²)	A (cm ²)	K	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	Condition
0.792	100	13.5	0	3.93	10.81	3.44	7322.87	0.37	16.32	CV

IV.2.3.3 Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.982 \text{ cm}^2$$

$$4\text{HA8} \Rightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2$$

IV.2.3.4 Vérification des espacements :

- **Armatures longitudinales :** $S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 15 ; 33) = 33 \text{ cm}$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartition :** $S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 15 ; 45) = 45 \text{ cm}$

$$S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$$

IV.2.3.5 Vérification de l'effort tranchant :

Tableau IV-6: vérification des contraintes de cisaillement d'acrotère

Contrainte tangente	$\tau_u = \frac{1.98}{1 \times 0.135}$	$\tau_u = 0.014 \text{ MPa}$
Contrainte tangente limite	$\text{Min}(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} . 4 \text{ MPa})$	3.75 MPa
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u \leq \text{Min}(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} . 4 \text{ MPa})$	$0.014 < 3.75$ vérifiée

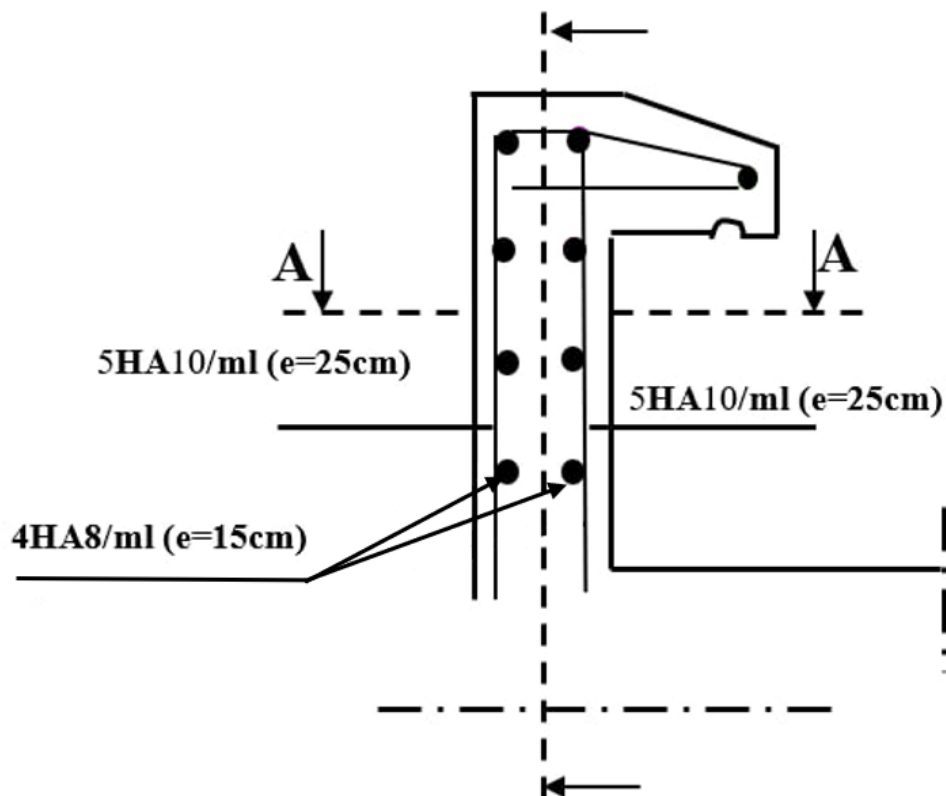


Figure IV-4: Schéma de ferrailage d'acrotère

IV.3 Etude du balcon :

IV.3.1 Calcule des sollicitations [4][6]:

Données :

- Épaisseur du balcon : $e = 0.15$ m
- Poids propre du plancher : $G = 5.84$ K/m²
- Charges d'exploitation : $Q = 3.5$ KN/m²
- Charge de mure : $q = 1$ KN/m²

IV.3.1.1 Moments :

- Moments de base (RDM)

$$M_G = 5.32 \text{ KN.M}$$

$$M_Q = 3.19 \text{ KN.M}$$

$$M_q = 1.35 \text{ KN.M}$$

- Moment ultime (ELU)

$$M_u = 1.35 (M_G + M_q) + 1.5 M_Q$$

$$M_u = 1.35 (5.32 + 1.35 + 1.5 \times 3.19)$$

$$M_u = 13.79 \text{ KN.m}$$

- Moment de service (ELS)

$$M_s = M_G + M_q + M_Q$$

$$M_s = 5.32 + 1.35 + 3.19$$

$$M_s = 9.86 \text{ kN.M}$$

IV.3.1.2 Efforts tranchants

$$T_G = 7.85 \text{ KN}$$

$$T_Q = 4.73 \text{ KN}$$

$$T_q = 1 \text{ KN}$$

- Effort tranchant ultime (ELU)

$$T_u = 1.35 (T_G + T_q) + 1.5 T_Q$$

$$T_u = 1.35 (7.85 + 1) + 1.5 \times 4.73$$

$$T_u = 19.05 \text{ kN}$$

1) Effort tranchant de service (ELS) :

$$\begin{aligned} T_s &= T_G + T_q + T_Q \\ T_s &= 7.85 + 1 + 4.73 \\ T_s &= 13.58 \text{ kN} \end{aligned}$$

IV.3.2 Calcul du ferrailage de balcon :

IV.3.2.1 Ferrillages longitudinaux :

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple

La section du béton ($b \times h$) est $(100 \times 15) \text{ cm}^2$

$$d = 0.9h = 13.5 \text{ cm} \quad d' = H - d = 1.5 \text{ cm}$$

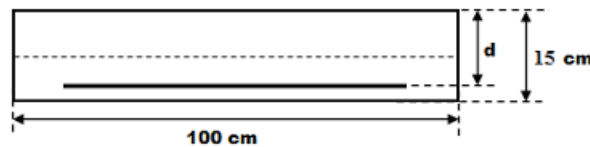


Figure IV-5:section de ferrailage de balcon

Tableau IV-7: Ferrailage du balcon a ELU

μ_{bu}	A' (cm ²)	z (cm)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adt} (cm ²)	A_r (cm ²)
0.045	0	13.19	2.41	1.49	5HA10 = 3.93	2.51=5HA8

La section des armatures transversales doit être suffisante pour satisfaire la condition suivante :

$$A_t \geq \frac{A}{4}$$

IV.3.2.2 Espacement des armatures [2]:

• Armatures verticales :

L'espacement des armatures verticales est déterminé comme suit :

$$S_v = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.51 \text{ cm}^2 (5HA8) \geq 0.98 \text{ cm}^2$$

$$20 \text{ cm} < S_t = \min (3h = 45; 33) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{cv}$$

- **Armatures de répartition :**

L'espacement est donné par :

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$20\text{cm} < S_t = \min(4h = 60; 45) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{cv}$$

IV.3.2.3 Vérifications à l'ELU [2][3] :

- **Condition de non-fragilité :**

La section minimale d'armature est calculée par :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 2.4 \times 1 \times 0.135}{500} = 1.49 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.49 \text{ cm}^2 < A = 2.57 \text{ cm}^2$$

- **Effort tranchant :**

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = 0.14 \text{ MPa}$$

$$0.14 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

IV.3.2.4 Vérifications à l'ELS :

Les contraintes doivent respecter les limites suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I_h} \cdot y \leq 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \cdot \frac{M_{\text{ser}}}{I_h} \cdot (d - y) \leq 215.55 \text{ MP}$$

Tableau IV-8 : Vérifications de ferrailage de balcon a l'ELS

Ms (KN. m)	b (cm)	y (cm)	d (cm)	A (cm ²)	A' (cm ²)	I _h (cm ⁴)	σ _{st} (MPa)	Observation
9.86	100	3.44	13.5	3.93	0	7322.82	203.99	Vérifier

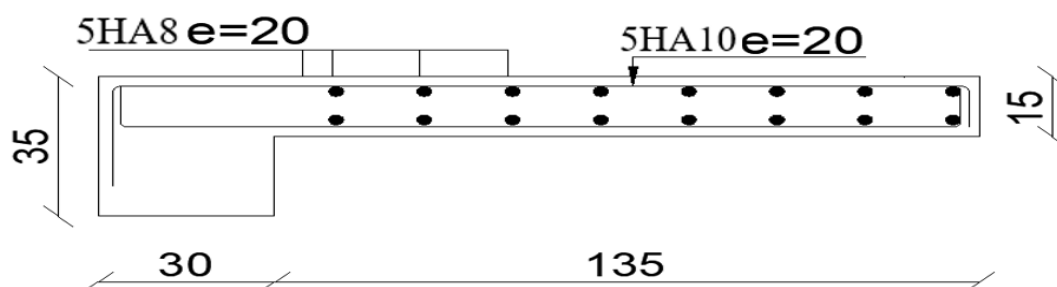


Figure IV-6: Schéma de ferrailage de balcon

IV.4 Les escaliers :

IV.4.1 Étude de la paillasse + palier d'escalier :

IV.4.1.1 Les combinaisons des charges [2]:

Tableau IV-9 : Combinaison des charges de l'escalier

Eléments	ELU	ELS
	$P_u = 1.35G + 1.5Q(\text{KN/m})$	$P_{ser} = G + Q(\text{KN/m})$
Palier	12.39	8.9
Paillasse	17.979	13.04

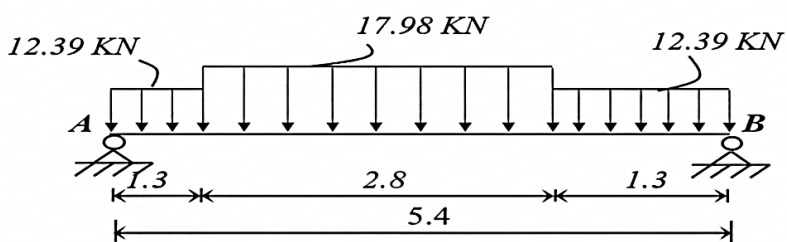


Figure IV-7: schéma statique de l'escalier à ELU

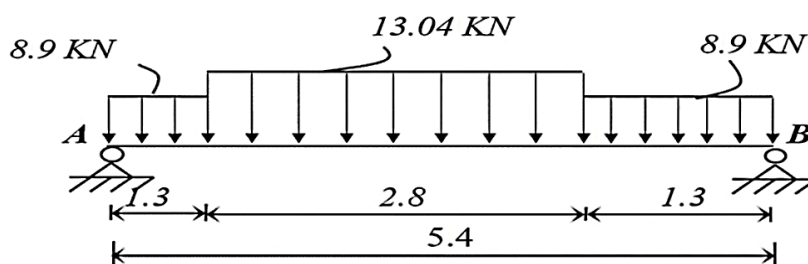


Figure IV-8: schéma statique de l'escalier à ELS

IV.4.1.2 Diagrammes des sollicitations :

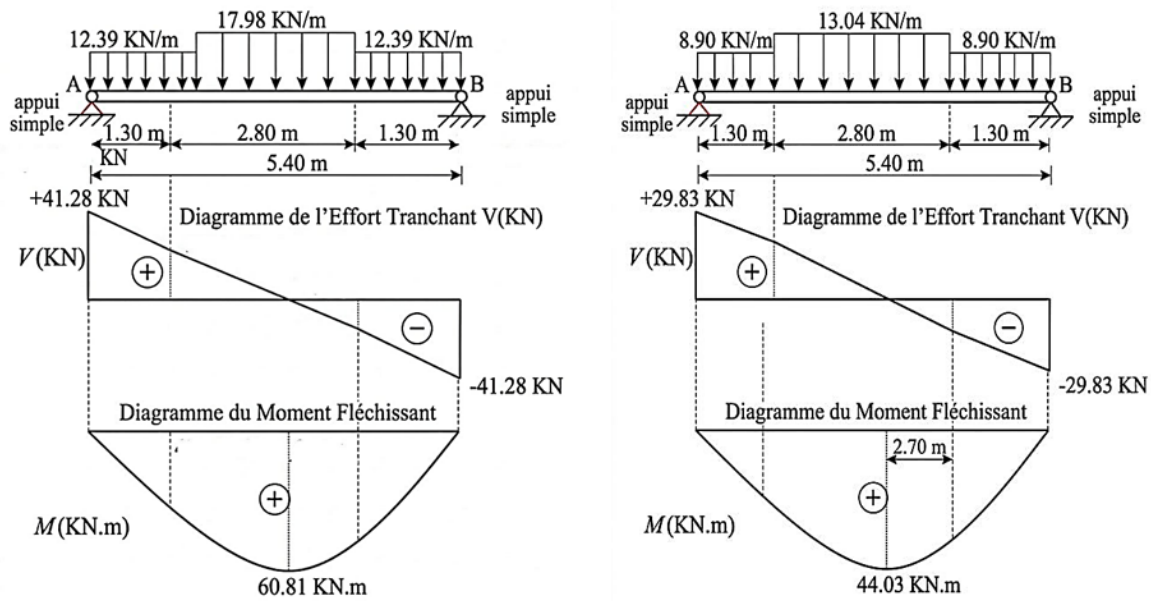


Figure IV-9: Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU est à l'ELS d'escalier

Donc :

$$M_{\text{travée}} = 0.75 M_{\text{max}}$$

$$M_{\text{appuis}} = -0.5 M_{\text{max}}$$

Et le calcul se fera à la flexion simple [3].

Tableau IV-10: résultats moments fléchissant à l'ELU est à l'ELS de paillasse + palier

L'état	$M_{\text{appuis}}(\text{KN. m})$	$M_{\text{travée}}(\text{KN. m})$
ELU	30.405	45.608
ELS	22.015	33.023

IV.4.1.3 Calcul de ferrailage longitudinale :

Le renforcement des escaliers est réalisé en utilisant une flexion simple, avec un moment maximal M_t pour une section de $(100 \times 20) \text{ cm}^2$. Voici les résultats que nous avons obtenus :

Tableau IV-11: Calcul de ferrailage de paillasse + palier a l'ELU

Position	M_u (KN. m)	μ	α	z (m)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{Adopt} (cm^2)	Choix	A_r (Cm^2)
En travée	45.608	0.0828	0.108	0.172	6.099	1.987	10.78	7HA14	4HA10=4.71
En Appuis	30.405	0.0552	0.071	0.175	3.996	1.987	7.91	7HA12	4HA10=4.71

IV.4.1.4 : Vérification aux ELS

Contrainte de compression dans le béton

La fissuration étant nuisible, il convient de vérifier que :

$$\sigma_{st} = 15x \frac{M_{ser}}{I} x(d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 215.56 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV-12:Vérification de ferrailage de paillasse + palier a l'ELS

Situation	Ms (KN. m)	b (m)	d (m)	As (cm²)	y (cm)	I _h (cm⁴)	σ _{st} (MPa)	Vérification
En travée	33.023	1	0.18	10.78	6.18	30459.13	192.19	OK
En appuis	22.015	1	0.18	7.91	5.46	24083.60	172.0	OK

IV.4.1.5 Espacement des armatures :

- En travée :

Armatures verticales :

$$S_v = \frac{100}{6} = 15 \text{ cm} \leq S_T = \min(3h = 45; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Armatures de répartition :

$$S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \leq S_T = 45 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

En appui

Armatures verticales :

$$S_v = \frac{100}{6} = 15 \text{ cm} \leq S_t = \min(3h = 45; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Armatures de répartition :

$$S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \leq S_t = \min(4h = 60; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.4.1.6 Vérification à l'effort tranchant :

Aucune armature d'effort tranchant n'est requise si [2][3] :

On vérifie que : $\tau_u = \frac{0.07 \times f_{cj}}{\gamma_b}$

Effort tranchant : $T_u = V_u = 41.28 \text{ kN}$

Contrainte de cisaillement : $\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = 0.229 \text{ MPa}$

Contrainte admissible : $\bar{\tau}_u = 0.07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.4 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.229 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.4 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$

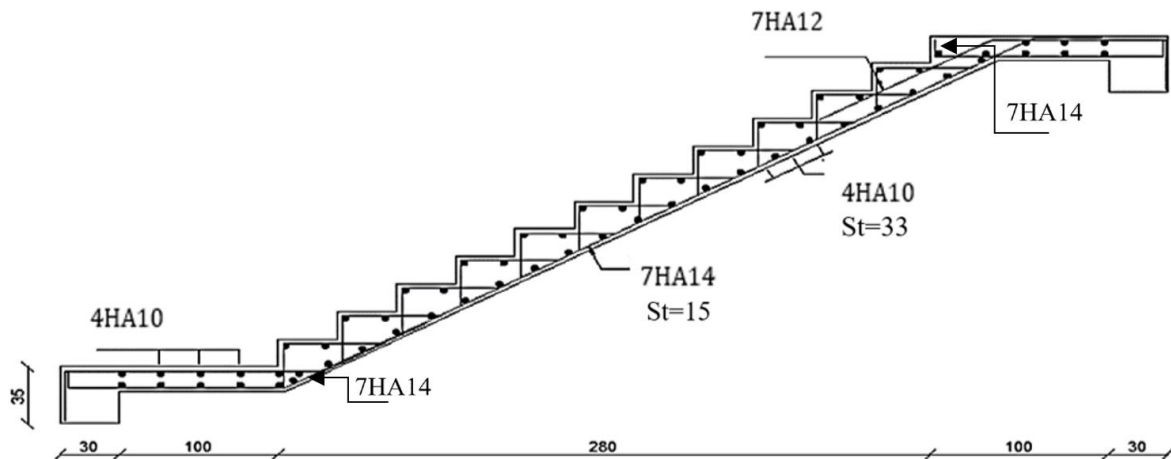


Figure IV-10: Schéma ferrailage d'escalier

IV.4.2 Étude de la poutre palière :

La poutre palière est un élément structural horizontal qui supporte les volées d'escalier entre deux niveaux successifs.

Elle est soumise principalement à un chargement uniforme provenant des réactions des volées d'escaliers .

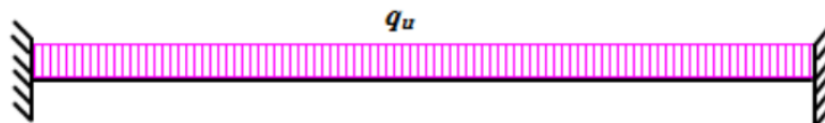


Figure IV-11: Schéma statique de poutre palière

IV.4.2.1 Calcul des efforts de la poutre palière :

La poutre palière est dimensionnée à l'ELU, la fissuration étant considérée peu nuisible

À l'ELU : $R_u = 41.28 \text{ kN}$

À l'ELS : $R_s = 29.83 \text{ kN}$

Combinaisons de charges :

- À l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times (G_p + G_{\text{mac}}) + R_b$$

$$G_p = b \times h \times 25 = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{ kN}$$

$$G_{\text{mac}} = G_{\text{maçonnerie}} \times h_{\text{maçonnerie}} = 2.81 \times 3.17 = 8.908 \text{ kN}$$

$$q_u = 1.35 (2.625 + 8.908) + 41.28 = 56.85 \text{ kN/ml}$$

- À l'ELS :

$$q_s = G_p + G_{\text{mac}} + R_b$$

$$q_s = 2.625 + 8.908 + 29.83 = 41.363 \text{ kN/ml}$$

Calcul des sollicitations :

$$\text{Moment en appui : } M_a = - (q \times L^2 / 12)$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = - (q \times L^2 / 24)$$

$$\text{Effort tranchant : } T = q \times L / 2$$

Note : En travée, on considère $M_t' = M_t + 0.2 M_a$

Et En appuis, on considère $M_a' = 0.8 M_a$

- ELU :

Moment en appui : $M_a = - (56.85 \times 3.6^2 / 12) = -61.398 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t = (56.85 \times 3.6^2 / 24) = 30.70 \text{ KN.m}$

Effort tranchant : $T_u = 56.85 \times 3.6 / 2 = 102.33 \text{ KN}$

$M_t' = 30.70 + 0.2 \times 61.398 = 42.979 \text{ KN.m}$

$M_a' = 0.8 \times 61.398 = 49.118 \text{ KN.m}$

- ELS

Moment en appui : $M_a = - (41.363 \times 3.6^2 / 12) = -44.672 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t = (41.363 \times 3.6^2 / 24) = 22.336 \text{ KN.m}$

Effort tranchant : $T_s = 41.363 \times 3.6 / 2 = 74.453 \text{ KN}$

$M_t' = 22.336 + 0.2 \times 44.672 = 31.270 \text{ KN.m}$

$M_a' = 0.8 \times 44.672 = 35.738 \text{ KN.m}$

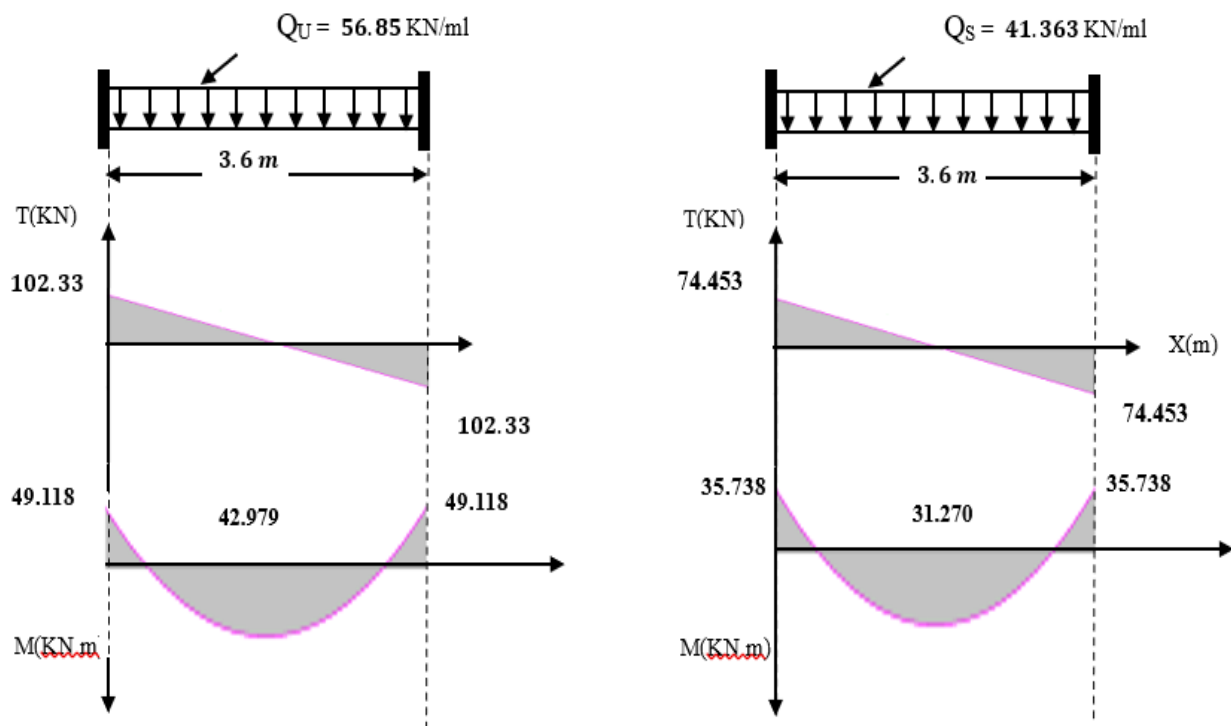


Figure IV-12: Diagramme des moments et des efforts tranchants pour la poutre palière

IV.4.2.2 Calcul des armatures**IV.4.2.2.1 Armatures longitudinales**

Le tableau ci-après présente une synthèse des résultats obtenus pour le dimensionnement des armatures longitudinales de la poutre palière

Tableau IV-13: Calcul de ferrailage de La poutre palière ELU

Position	Mu (KN. m)	μ	α	z (m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{Adopt} (cm ²)	Choix
En travée	42.979	0.085	0.111	0.301	3.284	1.043	6.03	3HA16
En Appuis	49.118	0.097	0.128	0.299	3.78	1.043	6.03	3HA16

Tableau IV-14: Vérification de La poutre palière ELS

Position	Ms (KN. m)	b (m)	d (m)	As (cm ²)	y (cm)	I _h (cm ⁴)	σ _{st} (MPa)	Vérification
En travée	31.27	30	31.5	6.03	11.09	51317.96	186.52	OK
En appuis	35.78	30	31.5	6.03	11.09	51317.96	213.42	OK

IV.4.2.2.2 Vérification à l'effort tranchant :

Effort tranchant maximal :

$$T_u = 102.33 \text{ kN}$$

Contrainte de cisaillement [2][3] :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 1.083 \text{ MPa}$$

Contrainte admissible [2][3] :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.083 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \quad \dots \text{Condition vérifiée}$$

IV.4.2.2.3 Armatures transversales [2][3] :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\varphi = \min \begin{cases} 35/35 = 10 \text{ mm} \\ 30/10 = 35 \text{ mm} \\ \varphi_{\ell} = 12 \text{ mm} \end{cases}$$

On prendre **φ = 8 mm**

$$s_t \leq \min \begin{cases} \min (0.9 * 31.5 * 40 \text{ cm}) = 28.35 \text{ cm} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_o \cdot 0.4} \\ \frac{A_t \cdot 0.3 f_e}{b_o \cdot \gamma_s (\tau_u - 0.3 \cdot f_{t28})} \end{cases}$$

On fixe $s_t = 15 \text{ cm}$ en travée et $s_t = 8 \text{ cm}$ en appuis

$$A_t = \frac{15 * 0.4 * 30}{500} = 0.36 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4HA8 = 2.02 \text{ cm}^2$$

• **Espacement des armatures transversales :**

Dans les zones critiques [4] :

$$s \leq \min \left(\frac{35}{4} ; 24 \varphi_t ; 17.5 \text{ cm} ; 6 \varphi_l \right)$$

$$s = 8.75 \text{ cm}$$

En dehors des zones critiques [4] :

$$s \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5$$

Dimensionnement des armatures transversales

• **Espacement des étriers**

$s_t = 8 \text{ cm}$ en zone nodale critique

$s_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante

• **Calcul de la section des armatures transversales**

$$A_t \geq \frac{b_o \cdot s_t \cdot (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 \sigma_s}$$

$$A_t \geq \frac{30 \times 15 \times (0.796 - 0.3 \times 2.4)}{0.9 \times 500} = 0.041 \text{ cm}^2$$

• **Condition minimale réglementaire**

$$A_t \geq 0.003 b_o s_t = 0.003 \times 30 \times 15 = 1.35 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures**

$$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

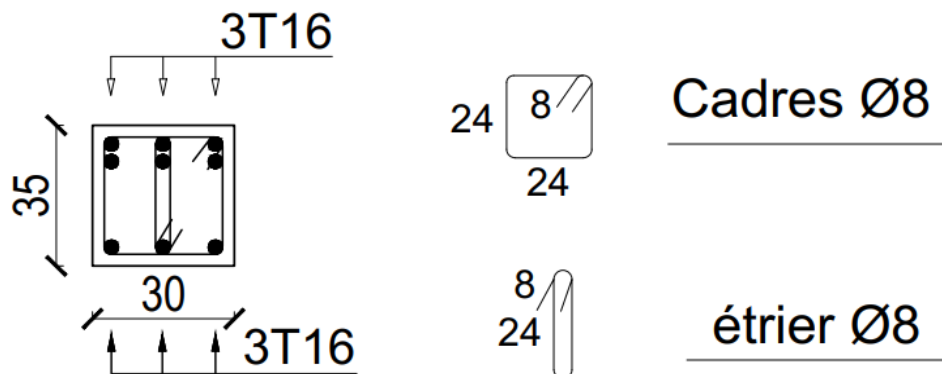


Figure IV-13: schéma de ferrailage de poutre palière

IV.5 Etude de plancher à corps creux :

Ce genre de plancher est composé d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux), dont les dimensions sont 16x20x65 cm³. Il dispose d'une table de compression ayant une épaisseur de 4 cm. On procédera au calcul de deux éléments.

- Les poutrelles.
- La dalle de compression.

IV.5.1 Evaluation des charges :

Tableau IV-15: Charges supportées par les poutrelles

Niveau du Plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times b$	ELS $q_s = (G + Q) \times b$
ETAGE COM	5.48	5	9.68	6.81
TERASSE	7.18	1	7.27	5.32
Terrasse ACC	5.48	4	8.71	6.16
	6.82	3.5	9.39	6.71

IV.5.2 Sélection de la méthode de calcul :

Pour déterminer les efforts internes dans les poutrelles, traitées comme poutres continues sur plusieurs supports, l'une des deux méthodes simplifiées est utilisée.

- Méthode forfaitaire
- La méthode de Caquot

IV.5.2.1 Méthode forfaitaire

Principe de la méthode forfaitaire : Cette méthode consiste à évaluer les moments maximums sur appuis et en travées fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique M₀ dans la travée.

Domaine d'application :

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées [6] :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q \leq 2G. \\ OU \\ Q \leq 5 \text{ kN/m}^2. \end{array} \right.$$

Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

- $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1.25$
- $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$
- Fissuration peu nuisible.

Remarque : Si l'une des conditions n'est pas respectée, la méthode forfaitaire ne peut pas être utilisée, donc nous adoptons la méthode de Caquot

IV.5.2.2 Méthode Caquot :

La technique suggérée par Albert Caquot est applicable pour le calcul des poutres portant des planchers avec des charges d'exploitation assez importantes : $Q > 2G$ ou $Q > 5 \text{ kN/m}^2$. C'est le cas notamment pour les entrepôts et les bâtiments industriels. Elle est aussi applicable lorsque l'une des conditions définissant la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite (inerties variables, différence de longueur entre les portées supérieure à 25% , fissuration nuisible ou extrêmement nuisible).

Principe de la méthode

Pour le calcul des moments sur appuis M_a on fait les hypothèses suivantes :

- Les moments aux nus des appuis sont calculés en tenant en compte uniquement des charges appliquées sur les travées voisines à gauche (w) et à droite (e).
- On adopte la longueur fictive des travées de calcul (l_w' et l_e'), telle que :
Concernant les travées de rive : $l_i' = l_i$
Pour les portées intermédiaires : $l_i' = 0.8l_i$

Les moments en appuis :

$$M_a = M_i = \frac{p_w l_w'^3 + p_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')}$$

Les moments en travées :

$$M(x) = m(x) + M_w \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \frac{x}{l}$$

Avec :

$$x = \frac{1}{2} + \frac{M_e - M_w}{pl}$$

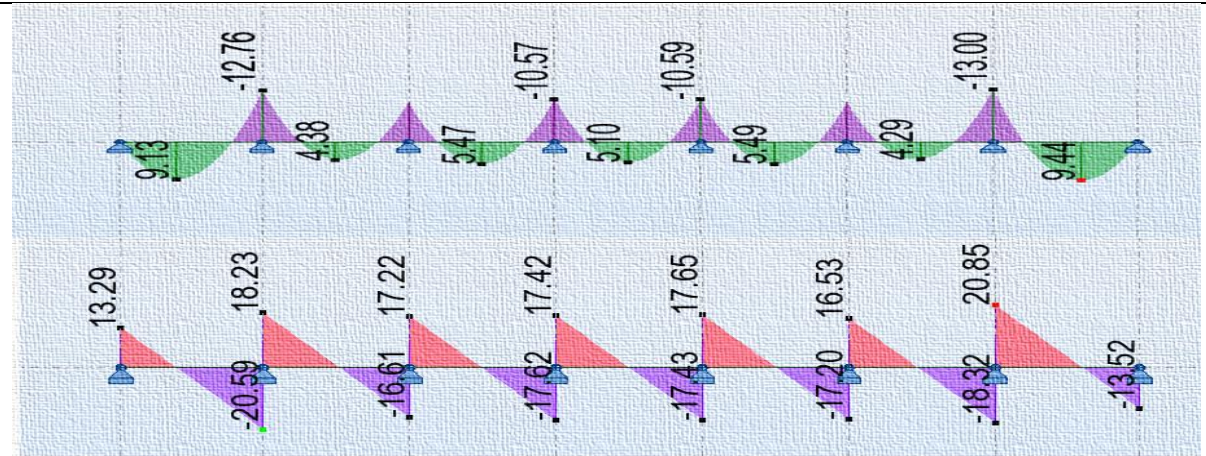
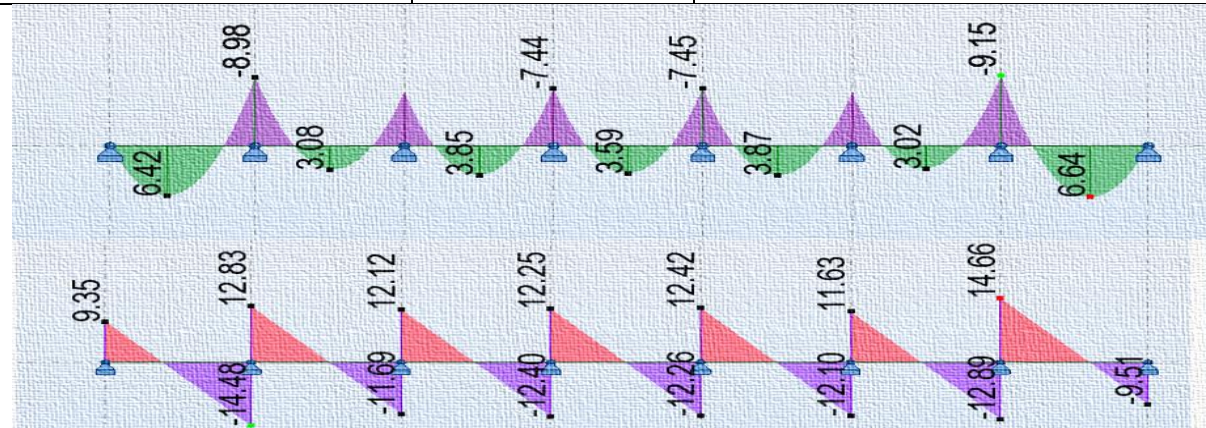
Efforts tranchants :

$$\begin{cases} V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2} \\ V_e = V_w + qL \end{cases}$$

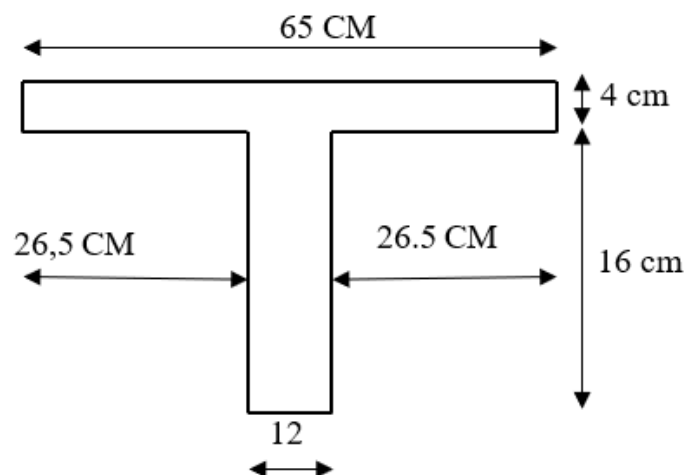
IV.5.3 Sollicitations de calcul :

On adopte la section la plus défavorable. C'est-à-dire celle correspondant à l'effort le plus important Les valeurs des efforts et des moments ont été déterminées en utilisant le logiciel Robot Structural Analysis.

Tableau IV-16: Sollicitations de calcul poutrelles

7 Travee			
ELU		ELS	
Diagramme des moments et des efforts tranchants		Diagramme des moments et des efforts tranchants	
			
En Appuis(KN)		En Travée (KN)	
13		9.44	
		Effort tranchant (KN)	
		20.85	
En Appuis (KN)		En Travée (KN)	
9.15		6.64	
		Effort tranchant (KN)	
		14.66	

IV.5.4 Calcul le ferrailage des poutrelles :


Figure IV-14: coupe de la poutrelle

IV.5.4.1 Calcul des armatures longitudinales :

Les calculs des armatures s'effectuent comme une poutre de section en T

- **Calcul détaillé (En travée) :**

$$b = 65\text{cm}$$

$$b_0 = 12\text{cm}$$

$$h = 20\text{cm}$$

$$h_0 = 4\text{cm}$$

$$d = 0.9h = 18\text{cm}$$

$$M_{Tu}(\text{max}) = 8.49 \text{ kn. m}$$

$$M_{Tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{Tu} = 0.65 \times 0.04 \times 17 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.0707 \text{ MN. m}$$

$M_{Tu} \geq M_u$ DONC : Calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$)

La section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions ($b \times h$)

$$b = 65\text{cm et } h = 20\text{cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{9.44 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.18)^2 \times 17} = 0.0263$$

$$\varepsilon_l = \frac{500}{1.15 \times 200000} = 2.173 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + (1000 \times 2.173 \times 10^{-3})} = 0.616$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.616 \times (1 - 0.4 \times 0.616) = 0.371$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0263}) = 0.0333$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.0299) = 0.177 \text{ m}$$

$$f_{st} = \frac{500}{1.15} = 434.782 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{9.44 \times 10^{-3}}{0.177 \times 434.782} = 1.22 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times \frac{2.4}{500} = 1.29 \times 10^{-4}$$

$$A_{\min} = 1.29 \text{ Cm}^2 > A = 1.22 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Donc ferrailer avec } A_{\min}$$

On prend : 3HA10

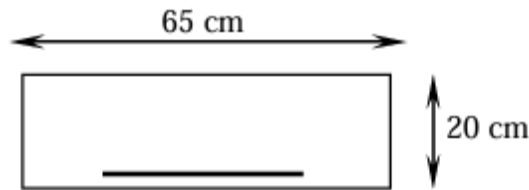


Figure IV-15: section rectangulaire de ferrailage

Tableau IV-17: Ferrailage des poutrelles en travées et en appui a ELU

station	Mu KN. m	μ_{bu}	Z cm	As_calc cm ²	Choix	As Adopté
En travée	9.44	0.0237	17.17	1.22	3HA10	2.36
En appui	13	0.0363	17.17	1.692	1 HA12 + 1HA14	2.67

Tableau IV-18: Vérification de ferrailage des poutrelles en travées et en appui a ELS

station	Mser KN. m	A cm ²	y cm	I cm ⁴	σ_{bc} MPa	Vérification
En travée	6.64	2.36	3.92	8323.04	168.53	OK
En appui	9.15	2.67	4.13	9231.00	206.17	OK

IV.5.4.2 Ferrailage transversal

Le diamètre des barres d'armature [2][3] :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_1 \right) \Rightarrow \phi_t = \min \left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1 \right) \Rightarrow \phi_t \leq 0.571 \text{ cm}$$

$$\text{On pendre : } 2HA6 \Rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$$

Zone critique [4] :

$$s = \min \left(\frac{h}{4}; 24\phi_t; 17.5 \text{ cm}; 6\Phi_1 \right) \Rightarrow s = \min \left(\frac{20}{4}; 24 \times 6; 17.5 \text{ cm}; 6 \times 1 \right) \Rightarrow s = 5 \text{ cm}$$

Zone non critique [4] :

$$s' = \min \left(\frac{h}{4}; 12 \right) \Rightarrow s' = \min \left(\frac{20}{4}; 12 \times 1 \right) \Rightarrow s' = 5 \text{ cm}$$

$$s' \leq \frac{h}{2} \Rightarrow s' = \leq \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

$$s' = 5 \text{ cm} \leq 10 \text{ cm} \dots \text{ CV}$$

$$A_t = (0.003) \times s \times b_0 \Rightarrow A_t = (0.003) \times 5 \times 12 \Rightarrow A_t = 0.18 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2\text{HA6}$$

Espacement des armatures transversales :

L'espacement S_t des lits successifs d'armatures transversales d'âmes doit vérifier [2][3] :

$$S_t \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm}) = \min (16.2 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

IV.5.4.3 Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement se fait à l'état limite ultime (ELU). Elle consiste à comparer la contrainte de cisaillement dans l'âme de la poutrelle avec la contrainte limite que peut supporter le béton, en tenant compte du cas où la fissuration est considérée comme préjudiciable, ainsi que la présence d'armatures transversales verticales selon le règlement [2][3].

La condition suivante doit être vérifiée :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min (4 ; 5 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{20850}{120 \cdot 650} = 0.27 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.27 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{ad} = 4 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

IV.5.4.4 Contrôle de la flèche

Les normes [3]. Nous démontrons qu'il n'est pas indispensable de déterminer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est liée à un hourdis et si toutes les inégalités ci-après sont respectées :

$$\left(\frac{h_t}{L} \right) \geq \left(\frac{1}{22.5} \right) \quad \text{Eq (3.32)}$$

$$\left(\frac{h_t}{L} \right) \geq \left(\frac{M_{\text{ser.travée}}}{15M_{0\text{ser}}} \right) \quad \text{Eq (3.33)}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \cdot d} \right) \leq \left(\frac{3.6}{f_e} \right) \quad \text{Eq (3.34)}$$

Vérification des conditions

$$a. \frac{h}{L} = \frac{20}{360} = 0.055 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \rightarrow \text{C.V}$$

$$b. \frac{h}{L} = \frac{20}{360} = 0.055 \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{6.64}{11.03} = 0.04 \rightarrow \text{C.V}$$

$$c. \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.011 \geq \frac{3.6}{500} = 0.007 \rightarrow \text{C.N.V}$$

$$\text{On a: } \begin{cases} G = 5.48 \text{ KN/m}^2 \\ P = (5.48 + 5) = 10.48 \text{ KN/m}^2 \\ J = 2.8 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Module du modèle de déformation longitudinale :

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{30} = 34179.55 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{30} = 114967.60 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } b = 0.65 \text{ m } \begin{cases} G = 5.48 \cdot 0.65 = 3.56 \text{ KN/m}^2 \\ P = (5.48 + 5) \cdot 0.65 = 6.18 \text{ KN/m}^2 \\ J = 2.8 \cdot 0.65 = 1.82 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Calcul des moments fléchissant

$$\begin{cases} M_G = 0.85 \cdot \frac{G \cdot L^2}{8} = 0.85 \cdot \frac{3.56 \times (3.6)^2}{8} = 4.9 \text{ KN.m.} \\ M_P = 0.85 \cdot \frac{P \cdot L^2}{8} = 0.85 \cdot \frac{6.18 \times (3.6)^2}{8} = 8.51 \text{ KN.m.} \\ M_J = 0.85 \cdot \frac{J \cdot L^2}{8} = 0.85 \cdot \frac{1.82 \times (3.6)^2}{8} = 2.5 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

Détermination du centre de gravité

1) Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = b \cdot h_0 + b_0 \cdot (h - h_0) + 15A_s$$

$$B_0 = (65 \times 4) + 12 \times (20 - 4) + 15 \times 2.36$$

$$B_0 = 260 + 192 + 35.4 = 487.4 \text{ cm}^2$$

2) Moment statique :

$$S_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + \frac{(65 - 12) \times 4^2}{2} + 15 \times (2.36 \times 18)$$

$$S_{xx} = \frac{12 \times 400}{2} + \frac{53 \times 16}{2} + 15 \times 42.48$$

$$S_{xx} = 2400 + 424 + 637.2 = 3461.2 \text{ cm}^3$$

3) Position du centre de gravité :

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3461.2}{487.4} = 7.10 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.10 = 12.9 \text{ cm}$$

4) Moment d'inertie :

$$I_0 = 14994.327 \text{ cm}^4$$

Pourcentages des armatures :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.011$$

Calcul des contraintes suivant les sollicitations :

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{4.9 \times 10^{-3}}{8.02448 \times 10^{-5}} (0.18 - 0.038) = 130.06 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{8.51 \times 10^{-3}}{8.02448 \times 10^{-5}} (0.18 - 0.038) = 225.88 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{2.5 \times 10^{-3}}{8.02448 \times 10^{-5}} (0.18 - 0.038) = 66.35 \text{ MPA}$$

Calculer des coefficients λ_i ; λ_v

$$\lambda_i = 0.05 \times f_{t28} \times \frac{2 + 3 \frac{b_0}{b}}{\rho}$$

$$\lambda_i = 2.78$$

$$\lambda_i = 0.02 \times f_{t28} \times \frac{2 + 3 \frac{b_0}{b}}{\rho}$$

$$\lambda_i = 1.11$$

Calcul de μ_g, μ_p, μ_j :

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \cdot 2.4}{4 \times 0.011 \times 130.06 + 2.4} \right] = 0.929$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \cdot 2.4}{4 \times 0.011 \times 225.88 + 2.4} \right] = 0.958$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \cdot 2.4}{4 \times 0.011 \times 66.35 + 2.4} \right] = 0.867$$

Calcul des moments d'inertie fictifs

$$I_{fi}^g = \frac{1.1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_g)} = \frac{1.1 \cdot 14994.327}{(1 + 2.78 \times 0.929)} = 4603.82 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^g = \frac{1.1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_g)} = \frac{1.1 \cdot 14994.327}{(1 + 1.11 \times 0.929)} = 8120.24 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^p = \frac{1.1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_p)} = \frac{1.1 \cdot 14994.327}{(1 + 2.78 \times 0.958)} = 4502.5 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^J = \frac{1.1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_j)} = \frac{1.1 \cdot 14994.327}{(1 + 2.78 \times 0.867)} = 4836.51 \text{ cm}^4$$

Calcul de flèche (total et admissible)

$$f_{gi} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^g} = \frac{4.9 \times (3.60)^2}{10 \times 34179.55 \times 4603.82} * 10^7 = 0.4 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}^g} = \frac{4.9 \times (3.60)^2}{10 \times 11496.760 \times 8120.24} * 10^7 = 0.68 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^J} = \frac{2.5 \times (3.60)^2}{10 \times 34179.55 \times 4836.51} * 10^7 = 0.2 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^P} = \frac{8.51 \times (3.60)^2}{10 \times 34179.55 \times 4502.5} * 10^7 = 0.71 \text{ cm}$$

La flèche totale

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - 2f_{gi} \leq \frac{L}{500} (\text{cm})$$

$$\Delta f = 0.68 + 0.71 - 2 * 0.4 = 0.59 \leq \frac{360}{500} = 0.72 (\text{cm})$$

$$\Delta f_t = 0.59 \text{ cm}$$

$$\Delta f_{\max} = 0.72 \text{ CM}$$

$$\Delta f_t = 0.59 \text{ cm} < \Delta f_{\max} \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.5.4.5 Ferrailage de la table de compression :

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on utilise un treillis dont les mailles respectent les dimensions suivantes :

Maximum 20 cm dans la direction des poutrelles.

Maximum 30 cm dans la direction perpendiculaire aux poutrelles.

Dans la direction perpendiculaire aux nervures, la section minimale de l'armature **A_s** se calcule avec la formule :

$$A_s \geq \frac{4 \times L}{f_e}$$

On prend 3 barres HA06 (**A_s = 0.85 cm²**)

Espacement choisi **S_t = 20cm**

$$A_s = \frac{4 \times 65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2$$

Conclusion : pour le ferrailage. Un treillis soudé avec des mailles de 30 cm dans les deux directions assure la résistance nécessaire.

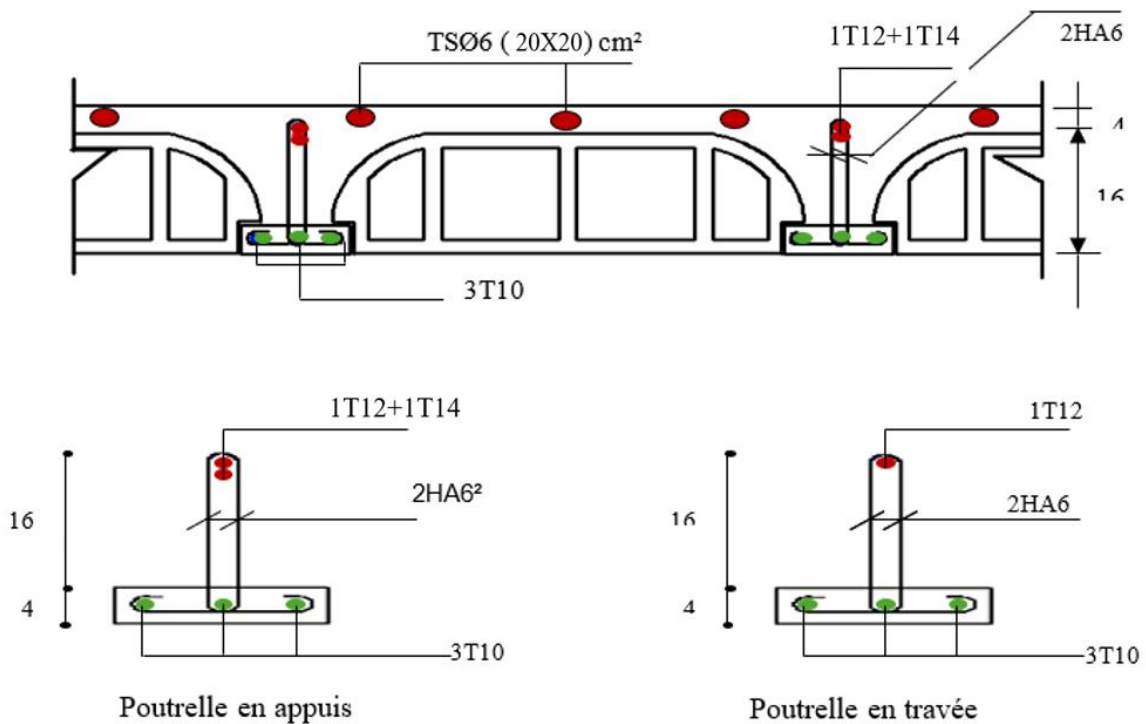


Figure IV-16 : schéma de ferrailage du plancher en corps creux

IV.6 Dalle plane :

1. Données initiales et charges

- Dimensions de la dalle : $l_x = 1.75 \text{ m}$, $l_y = 5.40 \text{ m}$.
- Épaisseur de la dalle : $h = 15 \text{ cm}$.
- Charges : $G = 3.75 \text{ kN/m}^2$, $Q = 2.50 \text{ kN/m}^2$.

IV.6.1 Détermination du sens de portée de la dalle [2][6] :

- Rapport des dimensions : $\alpha = l_x/l_y = 1.75/5.40 = 0.324$
- Type de portée : Puisque $\alpha < 0.4$, la dalle porte dans un seul sens (l_x).

La dalle est étudiée comme une poutre continue de largeur 1 m.

IV.6.2 Charges de calcul surfaciques [2][3] :

- État limite ultime (ELU) : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 8.81 \text{ kN/m}^2$.
- État limite de service (ELS) : $q_s = G + Q = 6.25 \text{ kN/m}^2$.

4. Analyse structurale et calcul des moments (ELU)

- Moment isostatique : $M_{0xu} = q_u \times l_x^2 / 8 = 8.81 \times 1.75^2 / 8 = 3.37 \text{ kN.m}$
- Moment sur appui de rive : $M_{ae} = 0.3 \times M_{0xu} = 1.01 \text{ kN.m}$
- Moment sur appui intermédiaire : $M_{ai} = 0.5 \times M_{0xu} = 1.69 \text{ kN.m}^2$
- Moment en travée : $M_{txu} = 0.85 \times M_{0xu} = 2.86 \text{ kN.m}$

IV.6.3 Calcul du ferrailage :

- Sens principal (X) : $A_{x\min} = 0.0006 \times (3 - \alpha) / 2 \times b \times h = 1.20 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- Sens de répartition (Y) : $A_{y\min} = 0.0006 \times b \times h = 0.90 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

IV.6.3.1 Sections de ferrailage adoptées :

Tableau IV-19: calcul de Ferrailage de la dalle plane en travées et en appui a ELU

station	Mu KN. m	μ_{bu}	Z cm	As_calc cm ²
En travée	2.86	0.0092	13.44	1.490 (Amin)
En appui de rive	1.01	0.0033	13.48	1.490 (Amin)
En appui intermédiaire	1.69	0.0054	13.46	1.490 (Amin)

IV.6.3.2 Vérification de ferrailage minimal [2]:

On a des charges uniformément réparties en fissuration peu préjudiciable donc :

- Ferrailage du sens principal (X) : La valeur déterminante est le ferrailage minimal $A_{x\min}$. Section adoptée : 4HA8 (2.01 cm²/ml) avec un espacement de 33 cm.
- Ferrailage du sens de répartition (Y) : La valeur déterminante est le ferrailage minimal $A_{y\min}$. Section adoptée : 4HA8 (2.01 cm²/ml) avec un espacement de 33 cm.

IV.6.3.3 Vérification de l'effort tranchant (Effort Tranchant) [2]:

- Contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \cdot f_{c28} / \gamma_b = 1.40 \text{ MPa.}$$

- Effort tranchant maximal :

$$V_u = q_u \cdot l_x / 2 = 8.81 \cdot 1.75 / 2 = 7.71 \text{ kN}$$

$$V_y = 0$$

- Contrainte de cisaillement appliquée :

$$\tau_u = V_u / (b \cdot d) = 7.71 \times 10^3 / (1000 \times 130) = 0.059 \text{ MPa}$$

On a : $\tau_u = 0.059 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.40 \text{ MPa} \rightarrow$ L'effort tranchant est repris par le béton seul (pas d'armatures transversales nécessaires).

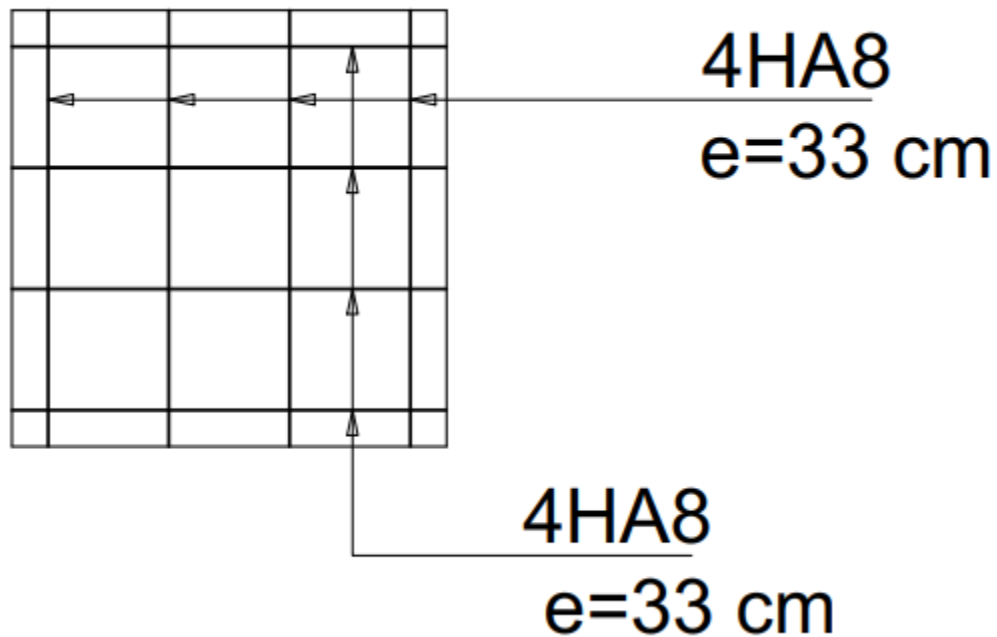


Figure IV-17:schéma de ferrailage de dalle plan

IV.7 Conclusion du Chapitre

L'étude menée dans ce chapitre a permis de dimensionner l'ensemble des éléments secondaires de la structure. Les vérifications aux états limites ultimes (ELU) et de service (ELS) ont montré que les sections d'armatures adoptées satisfont aux exigences de résistance, de déformation et de fissuration imposées par la résistance nécessaire.

V. Chapitre 4 : Analyse sismique comparative — Étude de l'effet de la composante verticale du séisme sur la structure avec consoles selon le RPA2024

V.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous procédons à une étude sismique en présentant les exigences du RPA ainsi que les conditions d'application des coefficients du règlement parasismique algérien. Il a pour objectif de comparer le comportement des deux configurations étudiées : Cas 01 (sans consoles) et Cas 02 (avec consoles), afin de définir le cadre normatif adopté pour l'analyse et le dimensionnement sismique de l'ouvrage étudié.

V.2 Scénario de modification et problématique :

V.2.1 Demande de modification :

Après la conception initiale du bâtiment, le maître d'ouvrage a suggéré de transformer les balcons en espaces supplémentaires pour ses locaux. Cela se fait en ajoutant des consoles en porte-à-faux au niveau des balcons existants, à l'extrémité de la structure.

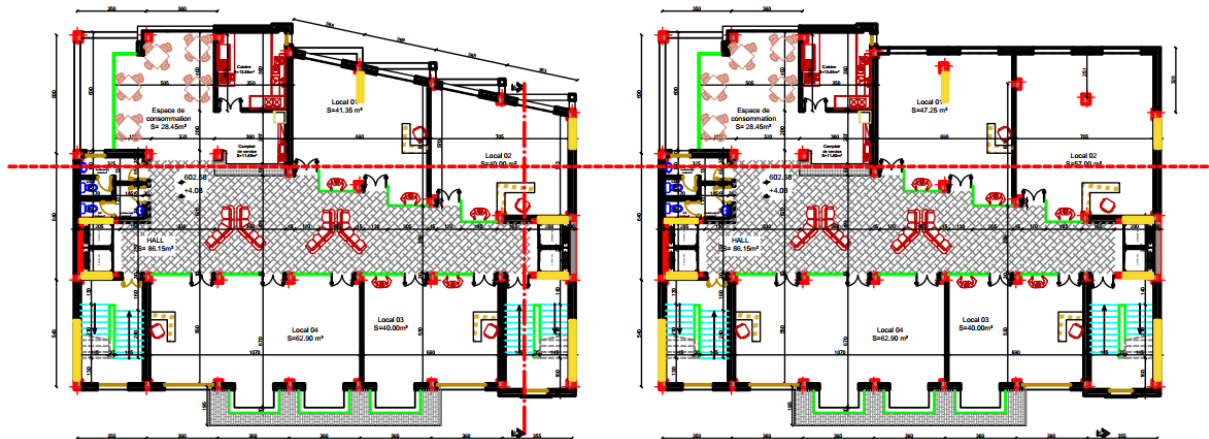


Figure V-1: Exemple d'un étage type montrant la transformation des balcons en espaces supplémentaires

V.2.2 Problématique :

Dans quelle mesure l'introduction de ces modifications affecte-t-elle le comportement global de la structure ainsi que sa réponse dynamique sous sollicitations sismiques ?

V.2.3 Objectifs de l'étude :

Pour mieux comprendre cela, il est nécessaire de comparer le bâtiment dans son état initial à son état après les modifications, Cela permet de voir clairement les différences et les changements qui ont eu lieu, Cette étude vise à :

- Modéliser la structure dans son état initial et dans son état modifié.
- Comparer les résultats obtenus dans les deux configurations.
- Vérifier la conformité de la structure modifiée aux exigences réglementaires.
- Formuler une conclusion sur la faisabilité de la modification demandée.

V.3 Cadre théorique de la composante verticale du séisme :

La présente section constitue le fondement théorique de notre étude. Il vise à définir les caractéristiques du mouvement sismique vertical, à exposer les preuves de terrain des dommages qu'il engendre, et à présenter comment les codes parasismiques modernes le prennent en compte. Cette base théorique est indispensable pour comprendre la démarche comparative adoptée dans cette mémoire, qui consiste à étudier l'influence de la composante verticale sur la réponse sismique d'une structure comportant des consoles (porte-à-faux), par rapport à la même structure soumise uniquement aux composantes horizontales.

V.3.1 Le Mouvement Sismique Vertical :

V.3.1.1 Contenu Fréquentiel :

La composante verticale du mouvement sismique est associée à l'arrivée des ondes P (ondes primaires, longitudinales ou de compression) qui se propagent verticalement, tandis que la composante horizontale est due principalement à la propagation des ondes S (ondes secondaires, transversales ou de cisaillement). La longueur d'onde des ondes P étant plus courte que celle des ondes S, la composante sismique verticale possède un contenu en hautes fréquences beaucoup plus élevé que la composante horizontale.

Ce contenu en hautes fréquences est équivalent à de grandes amplifications dans la gamme des courtes périodes, qui coïncident souvent avec les périodes verticales de vibration des structures en béton armé, provoquant ainsi une amplification significative des réponses sismiques verticales [9].

V.3.1.2 Rapport des Accélérations Maximales (V/H)

L'importance de la composante verticale du mouvement sismique est souvent caractérisée par le rapport des accélérations maximales verticales sur les accélérations maximales horizontales (V/H). La plupart des codes parasismiques, dont [10], suggèrent d'utiliser un rapport V/H moyen égal à 2/3 pour dériver le spectre vertical à partir du spectre horizontal.

Cependant, plusieurs études ont démontré que cette règle des 2/3 est non sécuritaire en champ proche (distance inférieure à 5 km de la source sismique) et trop conservatrice pour les grandes distances épacentrales [11]. Bozorgnia et Campbell [12] ont montré que le rapport V/H peut dépasser 1.0 et même atteindre 1.8 pour des grandes magnitudes et en champ proche.

Pour le projet étudié, situé à Alger (Zone VI — sismicité élevée), la proximité relative de la faille du Sahel et le coefficient d'accélération élevé $A = 0.30$ justifient pleinement la prise en compte de la composante sismique verticale dans l'analyse [4].

Tableau V-1: Influence de la distance à la source sur le rapport V/H

Distance à la source	Rapport V/H	Remarque
< 5 km	> 1.0 (pouvant dépasser 1.8)	Non sécuritaire avec règle 2/3
5 à 25 km	> 2/3	Règle 2/3 insuffisante
> 25 km	< 2/3	Règle 2/3 conservative

V.3.1.3 Intervalle de Temps entre les Pics Vertical et Horizontal

Le mouvement sismique vertical se reconnaît aussi à la différence de temps entre les pics du mouvement horizontal et du mouvement vertical. Le mouvement vertical peut arriver avant le mouvement horizontal et créer des secousses verticales qui modifient la réponse de la structure. Quand les deux pics arrivent en même temps, c'est le cas le plus défavorable.

Collier et Elnashai [11] ont montré que l'intervalle de temps entre les pics augmente quand la source est plus éloignée, et que cet intervalle devient presque nul pour des distances inférieures à 5 km. L'effet d'interaction entre les deux mouvements devient significatif dès que l'intervalle de temps descend sous 2 secondes.

Je constate que la composante verticale ne peut pas être considérée indépendamment de la composante horizontale. En champ proche, les pics d'accélération qui arrivent presque en même temps (intervalle $\Delta t < 2$ s) provoquent des effets combinés qui altèrent la réponse et la capacité portante de la structure.

Dans ce contexte, l'analyse découplée des composantes sismiques peut être insuffisante. Les règlements parasismiques tiennent compte de cet effet en combinant les actions qui intègrent simultanément les composantes horizontales (E_x, E_y) et la composante verticale (E_z). Les règlements parasismiques représentent ainsi de façon conservatrice les effets tridimensionnels de l'excitation sismique.

V.3.2 Preuves de Terrain des Dommages dus au Mouvement Sismique Vertical :

Plusieurs séismes ont fourni des preuves irréfutables de l'effet destructeur de la composante verticale sur les structures en béton armé. Ces observations constituent la motivation scientifique principale de la présente étude.

V.3.2.1 Séisme de Boumerdes — Algérie (2003)

Principal a enregistré, à une station située à environ 7 km de l'épicentre, les accélérations suivantes [13] :

Composante Est–Ouest : 0.29 g ;

Composante Nord–Sud : 0.13 g ;

Composante verticale : 0.40 g (rapport V/H supérieur à 1,3).

Les effets de cette composante verticale ont notamment été observés sur les cellules en béton des silos de grains de la société Eriad de Corso. Plusieurs cellules ont présenté des fissurations horizontales localisées dans leur partie inférieure, accompagnées d'un écrasement du béton et d'un flambement des armatures verticales sous l'effet des efforts axiaux de compression. Ces dommages mettent en évidence l'influence potentielle de la composante sismique verticale sur les structures en béton armé soumises à d'importants efforts de compression [13].



Figure V-2: Dommages observés sur les silos de grains de la société Eriad de Corso après le séisme de Boumerdes (2003).

V.3.2.2 Séisme de Yogyakarta — Indonésie (2006) :

Le séisme de Yogyakarta ($M_w = 6.3$) a causé des dommages caractéristiques au stade GOR Sport, structure en béton armé à deux étages. Le mécanisme d'effondrement observé était la rupture des poteaux du périmètre du deuxième niveau par flexion vers l'intérieur, attribuée aux très grandes forces verticales appliquées sur le toit lourd dues au mouvement sismique vertical [14].



Figure V-3: Dommages du stade GOR Sport causés par le séisme de Yogyakarta (2006)

L'excitation verticale provoque une augmentation uniforme des forces axiales de réponse de tous les poteaux d'un même étage. Par conséquent, les poteaux intérieurs, soumis aux charges gravitaires les plus importantes, sont les plus vulnérables au mouvement sismique vertical.

V.3.2.3 Séisme de L'Aquila — Italie (2009) :

Le séisme de L'Aquila (magnitude 6.3) a provoqué des effondrements notables dans les structures en béton armé comportant des éléments en porte-à-faux. [15] confirmé que ces modes de rupture ne peuvent être expliqués en considérant uniquement la réponse horizontale, et que l'augmentation des charges axiales due à la composante verticale constitue la justification la plus convaincante des dommages observés.

Cette observation est directement pertinente pour notre étude, qui porte sur une structure comportant des consoles (porte-à-faux), éléments naturellement sensibles à l'excitation sismique verticale.

V.3.3 Effets Structuraux de la Composante Verticale sur les Bâtiments en Béton Armé :

Les études analytiques menées par plusieurs chercheurs ont permis de quantifier et de caractériser les effets de la composante sismique verticale sur les structures en béton armé.

V.3.3.1 Effets sur les Forces Axiales et la Résistance au Cisaillement :

[10] a démontré, sur un bâtiment de 8 étages, que le mouvement sismique vertical peut augmenter la demande en force de compression jusqu'à 100% ou davantage, tout en générant des forces de traction importantes dans les poteaux. Cette variation des forces axiales augmente considérablement la probabilité de rupture par cisaillement des poteaux.

Dans une étude portant sur 12 bâtiments en béton armé de configurations variées, ont conclu que la prise en compte du mouvement sismique vertical peut induire :

- Une augmentation des paramètres de réponse globale de plus de 22% au PGA de conception.
- Une augmentation des forces axiales de compression dans les poteaux allant jusqu'à 45%.
- Une augmentation de près de 58% de la demande de ductilité en courbure.

L'apparition de forces de traction dans les poteaux soumis à de faibles charges gravitaires. [14]

V.3.3.2 Effets Particuliers sur les Éléments en Porte-à-Faux (Consoles)

Les éléments en porte-à-faux présentent une vulnérabilité particulière à la composante sismique verticale, pour deux raisons fondamentales liées à leur comportement mécanique :

Premièrement, la nature même du porte-à-faux — un élément fixé à une seule extrémité et libre à l'autre — lui confère une fréquence propre verticale basse et une grande liberté de déformation dans la direction verticale. Cela rend cet élément particulièrement réceptif à l'excitation verticale, dont le contenu fréquentiel élevé (lié aux ondes P) est susceptible d'entrer en résonance avec ses modes verticaux.

Deuxièmement, la variation dynamique de la charge axiale induite par l'accélération verticale génère des efforts de flexion négatifs importants à l'encastrement, qui peuvent dépasser la capacité portante de la section dans des cas extrêmes. [11] montré que l'augmentation moyenne des charges de compression dans les poteaux supportant des porte-à-faux peut varier entre 59% et 174% selon la valeur de l'effort normal réduit.

C'est précisément ce phénomène qui constitue l'objet d'investigation de la présente étude : évaluer, par comparaison entre deux cas (Cas 1 sans consoles / Cas 2 avec consoles et spectre vertical), l'impact de l'ajout de la composante verticale sur la réponse globale d'une structure comportant des éléments en porte-à-faux.

V.3.4 Prise en Compte de la Composante Verticale dans les Codes Parasismiques :

V.3.4.1 Eurocode 8 (EC8. 2005) :

L'Eurocode 8 constitue, à ce jour, le référentiel parasismique le plus élaboré en matière de prise en compte de la composante sismique verticale. Sa démarche repose sur une représentation spectrale explicite, dont la rigueur physique permet de traiter distinctement les effets dynamiques verticaux par rapport aux effets horizontaux.

V.3.4.1.1 Critères de déclenchement de la vérification :

Conformément aux prescriptions de l'EC8 (2005. Partie 1), la prise en compte de la composante verticale de l'action sismique est obligatoire lorsque l'accélération verticale de calcul a_{vg} dépasse le seuil de 0.25g. et ce exclusivement pour les configurations structurales suivantes :

- Éléments de structure horizontaux ou quasi-horizontaux de portée supérieure ou égale à 20 m ;
- Éléments horizontaux en console (porte-à-faux) de longueur supérieure à 5 m ;
- Éléments précontraints horizontaux, pour lesquels l'inversion d'effort normal constitue un risque de perte de précontrainte ;
- Poutres supportant des poteaux, en raison de la redistribution d'efforts axiaux induite par le mouvement vertical ;
- Structures sur appuis parasismiques, dont le comportement vertical peut différer significativement du comportement horizontal.

Note critique : Le seuil de 0.25g ne constitue pas un critère anodin. Il reflète le constat empirique selon lequel, en deçà de cette valeur, les effets de la composante verticale restent généralement enveloppés par les marges de sécurité inhérentes aux combinaisons d'actions gravitationnelles. Au-delà, l'interaction champ proche (near – field interaction) peut produire des accélérations verticales dépassant celles de la composante horizontale, rendant la vérification indispensable.

V.3.4.1.2 Spectre de réponse élastique vertical :

La composante verticale de l'action sismique est représentée par un spectre de réponse élastique $S_{ve}(T)$, défini par les expressions suivantes, segmentées selon les domaines de périodes :

$$0 \leq T \leq T_B : \quad S_{ve}(T) = avg \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right] \quad (2.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : \quad S_{ve}(T) = avg \cdot \eta \cdot 3,0 \quad (2.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : \quad S_{ve}(T) = avg \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T}{T_B} \right] \quad (2.3)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : \quad S_{ve}(T) = avg \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (2.4)$$

Avec :

avg : Accélération de calcul verticale du sol

T_B, T_C : Limites de la plage à accélération spectrale constante

T_D : Début du palier à déplacement spectral constant

H : Coefficient de correction d'amortissement

L'EC8 recommande l'utilisation de deux types de spectre selon la magnitude des séismes contributeurs à l'aléa sismique du site. Si la magnitude d'onde de surface $M_s \leq 5.5$, le Spectre de Type 2 est prescrit.

Tableau V-2: Paramètres des spectres de réponse élastique verticaux (EC8)

Type de spectre	$\frac{a_{vg}}{a_g}$	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Type 1 (séismes à forte magnitude)	0.90	0.05	0.15	1.0
Type 2 (séismes à faible magnitude. $M_s \leq 5.5$)	0.45	0.05	0.15	1.0

V.3.4.1.3 Spectre de calcul vertical et coefficient de comportement :

Pour le dimensionnement en capacité, le spectre de calcul $S_d(T)$ est obtenu à partir du spectre élastique pondéré par le coefficient de comportement Q . L'EC8 impose une contrainte fondamentale : le coefficient de comportement q utilisé pour la direction verticale ne doit pas dépasser 1.5, quelle que soit la nature des matériaux ou du système de contreventement. Toute valeur supérieure à 1.5 requiert une justification analytique spécifique.

Cette limitation traduit une réalité physique essentielle : les structures présentent généralement une ductilité en courbure (courbature ductilité) plus faible dans la direction verticale que dans

les directions horizontales, en raison de la superposition des effets gravitationnels permanents et des forces sismiques verticales, l'effort normal réduit (axial load ratio) dans les éléments verticaux porteurs est ainsi modifié, pouvant conduire à des mécanismes de rupture fragiles si la ductilité disponible est surestimée.

V.3.4.1.4 Combinaisons d'actions sismiques tridimensionnelles :

Les composantes horizontales et verticale de l'action sismique sont combinées selon les règles pondérées prescrites par l'EC8 :

$$E_3 = \pm E_{Edx} \pm 0.30 \cdot E_{Edy} \pm 0.30 \cdot E_{Edz}$$

$$E_4 = \pm 0.30 \cdot E_{Edx} \pm E_{Edy} \pm 0.30 \cdot E_{Edz}$$

$$E_5 = \pm 0.30 \cdot E_{Edx} \pm 0.30 \cdot E_{Edy} \pm E_{Edz}$$

Où E_{Edx} , E_{Edy} et E_{Edz} désignent respectivement les effets de l'action sismique appliquée selon les axes horizontaux X, Y, et l'axe vertical Z.

Remarque méthodologique : L'EC8 précise également que si une analyse statique non linéaire (pushover) est conduite, la composante verticale peut être négligée, au motif que cette méthode est principalement calibrée pour les mécanismes de plastification horizontaux.

V.3.4.2 RPA 99/2003 :

Dans sa version de 2003, le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99/2003) ne contient qu'une seule disposition relative à la composante sismique verticale, ce qui reflète l'état de la recherche et des pratiques normatives de l'époque :

« Les effets de la composante verticale de l'action sismique doivent être pris en compte dans le calcul des porte-à-faux de plus de 1.50 m de long, en zones sismiques *Iib* et *III*. »

La force ascendante nette à appliquer est définie par la relation :

$$F_r = 0.5 \times A \times W_p$$

Avec :

A = coefficient d'accélération de zone (adimensionnel).

W_p = poids propre de l'élément en porte-à-faux (kN).

Analyse critique de cette prescription :

Cette formulation, bien qu'elle ait le mérite d'introduire explicitement la notion de composante verticale, souffre de plusieurs limitations conceptuelles notables :

- Absence de représentation spectrale : La force F_r est purement statique et ne rend pas compte des effets dynamiques d'amplification liés à la résonance entre la fréquence propre de l'élément en porte-à-faux et le contenu fréquentiel du mouvement vertical.
- Champ d'application restreint : Seuls les porte-à-faux de plus de 1.50 m sont concernés, excluant d'autres configurations structurales potentiellement vulnérables (éléments précontraints, poutres-transfert, etc.).
- Absence de critère basé sur l'accélération : Contrairement à l'EC8, aucun seuil d'accélération verticale (*avg*) ne conditionne l'application de la règle.

Ces lacunes motivent directement l'évolution réglementaire consacrée par le RPA [4].

V.3.4.3 PRA2024 — Évolution Normative et Cadre Spectral Complet :

Le RPA2024 représente une refonte substantielle de la réglementation algérienne, dont l'apport le plus significatif est l'introduction d'un spectre de calcul vertical explicitement défini, aligné sur les meilleures pratiques internationales tout en étant adapté à la sismicité spécifique du territoire algérien.

V.3.4.3.1 Critères de déclenchement de la vérification verticale :

La prise en compte de la composante verticale est obligatoire lorsque le produit ($A_v \times I \times g$) dépasse le seuil de **0.25g**, et ce pour les configurations structurales suivantes — dont les seuils géométriques sont plus conservateurs que ceux de l'EC8 :

- Éléments horizontaux de portée supérieure ou égale à 15 m (vs. 20 m dans l'EC8) ;
- Éléments en console de longueur supérieure à 2.00 m (vs. 5 m dans l'EC8, et 1.50 m dans le RPA 99/2003) ;
- Éléments précontraints horizontaux ;
- Poutres supportant des poteaux ;
- Structures sur appuis parasismiques.

Observation analytique : Le RPA24 adopte des seuils géométriques plus stricts que ceux de l'EC8, notamment pour les consoles (2.00 m contre 5.00 m), ce choix reflète une adaptation aux caractéristiques du contexte sismotectonique algérien, caractérisé par la prédominance de séismes de type champ proche (near – field), dont le contenu fréquentiel vertical est particulièrement riche en hautes fréquences.

V.3.4.3.2 Coefficients d'accélération verticale et coefficients de zone :

Le [4] introduit un tableau complet des coefficients d'accélération verticale A_v en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance de la structure, en l'absence d'effet topographique (coefficient $S = 1$).

Tableau V-3: Coefficients d'accélération verticale $A_v \cdot I$ selon la zone sismique et la catégorie d'importance.

Zone sismique	A (horizontal)	1A	1B	2	3
Zone I	0.07	0.054	0.046	0.039	0.031
Zone II	0.10	0.077	0.066	0.055	0.044
Zone III	0.15	0.116	0.099	0.083	0.066
Zone IV	0.20	0.252	0.216	0.180	0.144
Zone V	0.25	0.315	0.270	0.225	0.180
Zone VI	0.30	0.378	0.324	0.270	0.216

La relation entre accélération verticale et horizontale est donnée par :

$$A_v = 0.90 \times A$$

V.3.4.3.3 Spectre de réponse élastique vertical :

La composante verticale de l'action sismique est représentée par un spectre de réponse élastique $S_{ve}/g(T)$ défini par le RPA [4] :

$$\frac{S_{ve}}{g}(T) = \begin{cases} A_v \cdot I \cdot [1 + \frac{T}{T_1} \cdot (2.5\eta - 1)] & \text{si } 0 \leq T < T_1 \\ A_v \cdot I \cdot [2.5\eta] & \text{si } T_1 \leq T < T_2 \\ A_v \cdot I \cdot [2.5\eta] \cdot [(\frac{T_2}{T})^\alpha] & \text{si } T_2 \leq T < T_3 \\ A_v \cdot I \cdot [2.5\eta] \cdot [(\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2})^\alpha] & \text{si } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Tableau V-4: Paramètres du spectre élastique vertical — Type 1 (Zones IV, V et VI)

Spectre Type 1	A_v	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)	α
Site S1	0.90	0.05	0.20	1.0	0.6
Site S2	0.90	0.05	0.30	1.0	0.6
Site S3	0.90	0.05	0.40	1.0	0.6
Site S4	0.90	0.05	0.50	1.0	0.6

Tableau V-5: Paramètres du spectre élastique vertical — Type 2 (Zones I, II et III)

Spectre Type 2	A_v	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)	α
Site S1	0.55	0.05	0.15	1.0	0.8
Site S2	0.55	0.05	0.20	1.0	0.8
Site S3	0.55	0.05	0.25	1.0	0.8
Site S4	0.55	0.05	0.30	1.0	0.8

V.3.4.3.4 Spectre de calcul vertical :

Pour le dimensionnement en résistance, le spectre de calcul vertical $S_{vd}/g(T)$ est dérivé du spectre élastique en appliquant les paramètres suivants, fixes pour la direction verticale :

$$\frac{S_{vd}}{g}(T) = \begin{cases} A_v \cdot I \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(\frac{2.5}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si } 0 \leq T < T_1 \\ A_v \cdot I \cdot \left[\frac{2.5}{R} \right] & \text{si } T_1 \leq T < T_2 \\ A_v \cdot I \cdot \left[\frac{2.5}{R} \right] \cdot \left[\left(\frac{T_2}{T} \right)^\alpha \right] & \text{si } T_2 \leq T < T_3 \\ A_v \cdot I \cdot \left[\frac{2.5}{R} \right] \cdot \left[\left(\frac{T_2 \cdot T_1}{T^2} \right)^\alpha \right] & \text{si } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Avec :

$$S = 1.0 ; R = 1.5 ; Q_f = 1.0$$

Contrainte fondamentale : Les valeurs du spectre de calcul ne doivent en aucun cas être inférieures à $0.2 \times A_v \times I$, garantissant ainsi un plancher minimal d'accélération spectrale de calcul.

La limitation du coefficient de comportement vertical à $R = 1.5$ est physiquement cohérente avec la limitation de la ductilité en courbure des éléments structuraux soumis simultanément à des efforts gravitationnels permanents et à des impulsions verticales cycliques. En effet, L'augmentation de l'effort normal réduit ($v = N / (f_c \cdot A_c)$) sous l'effet des accélérations verticales ascendantes réduit la capacité de rotation plastique des sections. Justifiant la prudence dans le choix du coefficient de ductilité.

V.3.4.3.5 Combinaisons d'actions tridimensionnelles :

Pour la vérification vis-à-vis de la résistance. Le RPA2024 prescrit les combinaisons d'actions suivantes. Intégrant les trois composantes spatiales de l'action sismique :

$$G + \psi \times Q + E_3$$

$$G + \psi \times Q + E_4$$

$$G + \psi \times Q + E_5$$

Avec les effets combinés E_3 , E_4 et E_5 sont définis par :

$$E_3 = \pm E_x \pm 0.30 E_y \pm 0.30 E_z$$

$$E_4 = \pm 0.30 E_x \pm E_y \pm 0.30 E_z$$

$$E_5 = \pm 0.30 E_x \pm 0.30 E_y \pm E_z$$

Note réglementaire : Le [4] précise que l'analyse des effets de la composante verticale peut être réalisée sur la base d'un modèle partiel de la structure, incluant uniquement les éléments dans lesquels cette composante est supposée agir, ainsi que les éléments supports ou

infrastructures qui leur sont directement associés. Cette disposition vise à alléger la complexité computationnelle de l'analyse tridimensionnelle complète.

V.3.5 Synthèse Comparative et Justification de l'Approche Adoptée :

L'analyse comparative des trois référentiels normatifs (EC8 (2005). RPA 99/2003 et RPA 2024) met en évidence une progression normative convergente vers une représentation spectrale complète de la composante verticale, le Tableau 1.5 synthétise les principales caractéristiques de chaque code :

Tableau V-6: Synthèse comparative des prescriptions relatives à la composante sismique verticale

Critère	EC8 (2005)	RPA 99/2003	RPA 2024
Représentation du mouvement vertical	Spectre élastique	Force statique	Spectre élastique
Seuil d'activation	$a_{vg} > 0.25g$	Non défini (zones IIb. III)	$A_v \cdot I \cdot g > 0.25g$
Portée minimale	20 m	Non défini	15 m
Console minimale	5 m	1.50 m	2.00 m
Coeff de comportement vertical	$q \leq 1.5$	Non défini	$R = 1.5$
Combinaisons tridimensionnelles	Oui (30%)	Non	Oui (30%)
Sélection du type de spectre	$M_s \leq 5.5$ → Type 2	-	$M_w \leq 5.5$ → Type 2

V.3.6 Application au Projet étudié :

Pour la structure faisant l'objet de la présente étude. Située en Zone Sismique VI avec un coefficient d'accélération horizontale $A = 0.30$, L'accélération verticale de calcul est donnée par:

$$A_v = 0.90 \times A = 0.90 \times 0.30 = 0.27$$

La prise en compte de la composante verticale de l'action sismique est obligatoire lorsque la condition réglementaire suivante est satisfaite :

$$A_v \times I \times g > 0.25 \times g$$

Avec : $I = 1.20$

On obtient alors :

$$A_v \times I = 0.27 \times 1.20 = 0.324 > 0.25$$

La condition réglementaire de prise en compte de la composante verticale est donc satisfaite pour les consoles de longueur supérieure à 2.00 m adoptées dans la modification de projet. Par conséquent, la composante verticale du séisme doit être prise en compte conformément aux exigences [4].

Cas 1 Structure sans consoles : Analyse modale spectrale standard, intégrant les seules composantes horizontales de l'action sismique. Ce cas constitue le cas de référence permettant d'isoler la contribution spécifique de la composante verticale [4].

- **Cas 2 Structure avec consoles > 2 m** : soumise au spectre vertical : Analyse modale spectrale tridimensionnelle complète, Intégrant le spectre de calcul vertical $S_{vd}(T)$ et les combinaisons d'actions pondérées Ce cas permet de quantifier l'impact de la composante verticale sur les efforts internes, les déplacements et les conditions de ductilité en courbure des éléments en porte-à-faux [4].

V.4 Classification des zones sismiques :

Le territoire national divisé en sept zones d'activité sismique, variant de la zone 0 (très faible activité) aux zones V et VI (forte activité), conformément aux cartes de zonage sismique. Cette classification est faite par rapport au coefficient d'accélération de la zone de référence, qui représente l'accélération maximale normalisée (A) par rapport à l'accélération gravitationnelle (g) au niveau du sol rocheux S1 [4].

Tableau V-7: IV.4 Classification des zones sismiques en Algérie

Sismicité	Zone
Très faible	0
Faible	I
Faible a moyenne	II
Moyenne	III
Moyenne a élevée	IV
Elevée	V & VI

Pour le projet, il est situé à Alger avec une zone VI de forte activité sismique

V.5 Classification des sites :

Les sites ont été classés en cinq catégories (S1 à S5) selon leurs propriétés géophysiques et mécaniques, en prenant la valeur de la vitesse de l'onde de cisaillement V_{s30} comme valeur de référence.

Cette classification présente une limite : l'exigence de données jusqu'à une profondeur de 30 mètres.

À défaut, la moyenne harmonique des résultats d'autres essais géotechniques est utilisée. La classification s'étend des sites rocheux (S1) aux sites très meubles (S4), une catégorie spéciale (S5) étant réservée aux sites nécessitant des investigations approfondies en raison de la présence de sols liquéfiables ou de couches d'argile exceptionnellement épaisses ou très plastiques.

En cas de doute, il est toujours conseillé de retenir la catégorie adjacente la plus défavorable afin de garantir la sécurité de l'ouvrage [4].

Tableau V-8: Classification des sites

Catégorie	Description	VS30 (m/s)
S1	Rocheux (a)	>800
S2	Ferme	360 – 800
S3	Meuble	180 – 360
S4	Très Meuble ou Présence de 3 m au moins. d'argile molle (b)	< 180
S5	Site nécessitant investigations approfondies et études spécifiques	/

Pour notre projet, le site est classé comme un site meuble S3, caractérisé par une résistance moyenne du sol.

V.6 Actions sismiques :

Chaque zone sismique est associée à un coefficient d'accélération de référence (A) calculé au niveau du substratum rocheux (classe S1) pour une période de retour de 475 ans [4].

Tableau V-9: coefficient d'accélération de référence (A)

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	-
I	Faible	0.07
II	Faible à moyenne	0.1
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.2
V	Elevée	0.25
VI	Elevée	0.3

Pour notre projet, de site VI d'un niveau de sismicité élevée : **A= 0.3**

V.7 Classification des bâtiments selon leur importance :

Le niveau minimal de protection sismique est fonction de l'usage du bâtiment et de son importance pour la société par rapport aux objectifs de protection collective. Il y a 04 groupes d'importance, caractérisés par des coefficients d'importance I [4].

Tableau V-10: Coefficients d'importance par groupe

Groupe 1A	Groupe 1B	Groupe 2	Groupe 3
I = 1.40	I = 1.20	I = 1.00	I = 0.80

Application :

Le projet est à usage mixte (commerce, services, bureaux et crèche), est un bâtiment de grande importance. Groupe 1B en raison de sa capacité d'accueil importante et de la présence du public.

Par un coefficient d'importance : **$I=1.20$**

V.8 Classification des systèmes de contreventement :

Pour le dimensionnement sismique, on prend en compte la capacité des structures à dissiper l'énergie par un comportement ductile, ce qui permet de réduire les forces sismiques élastiques. Cette capacité est traduite par le coefficient de comportement R , dont la valeur dépend de la nature des matériaux, du type de construction ainsi que du système de contreventement adopté

Les systèmes de contreventement en béton armé sont classés en plusieurs catégories, notamment : les systèmes à ossature, les systèmes mixtes (ossature-voiles), les systèmes à voiles, ainsi que d'autres configurations spécifiques telles que les systèmes à noyau ou en pendule inverse. Chaque catégorie est définie par des conditions de fonctionnement, des exigences de conception et, dans certains cas, des limitations en hauteur et en nombre de niveaux. [4]

Application :

Pour le présent projet, et compte tenu des limitations imposées par règlement en termes de hauteur, les systèmes à ossature et équivalents sont écartés. Seuls les systèmes de contreventement mixte équivalents à des voiles et de contreventement constitué par des voiles restent possibles.

Toutefois, il convient de vérifier que la structure ne relève pas du système à noyau (effet noyau), résultant d'une insuffisance de rigidité en torsion.

Le choix définitif du système de contreventement sera arrêté après l'analyse sismique de la structure.

Le coefficient de comportement correspondant est pris égal à : $R = 4.5^{(b)}$

V.9 Facteur de qualité Q_f :

Le facteur de qualité Q_f est un coefficient multiplicateur appliqué au spectre de calcul pour moduler la valeur du coefficient de comportement R en fonction de la ductilité effective du système de contreventement. Il reflète deux dimensions complémentaires de la qualité structurale [4] :

- La redondance et la géométrie des éléments qui constituent la structure.
- La régularité en plan et en élévation de la structure.

V.9.1 Classification des bâtiments selon leur configuration :

La classification des bâtiments en structures régulières ou irrégulières est définie par le RPA en fonction de leur comportement géométrique et structural. Elle conditionne la méthode d'analyse sismique ainsi que les paramètres de calcul, notamment le coefficient de comportement.

La régularité est évaluée selon deux aspects indépendants : la régularité en plan et la régularité en élévation. Un bâtiment est considéré régulier uniquement s'il satisfait simultanément l'ensemble des critères relatifs aux deux catégories.

Tableau V-11: Critères de régularité d'un bâtiment

Code	Critères de régularité [4]
a1	Symétrie
a2	Excentricité structurale
a3	Compacité
a4	Rigidité du diaphragme
b1	Continuité verticale
b2	Progressivité
b3	Rapport Masse/Rigidité
b4	Décrochements

Application :

Cas 1 :

1. Régularité en plan

Critère A1 – Symétrie :

La configuration est non symétrique dans les deux sens (X et Y).

La condition A1 n'est donc pas vérifiée ⇒ **La structure est irrégulière en plan (en X et Y).**

2. Régularité en élévation

Critère B1 : Le critère est vérifié.

Critère B2 :

Étage	Masse kg	Variation de masse (%)
Toiture	62161.78	-
6 eme étage	102956.58	39.62
5 eme étage	107725.29	4.42
4 eme étage	112439.95	4.19
3 eme étage	117580.97	4.37
2 eme étage	123012.11	4.42
1er étage	136538.52	9.91
RDC	137035.9	0.36
1er E. S	144611.11	5.23

La condition B2 n'est pas respectée ⇒ **La structure est irrégulière en élévation (en X et Y).**

• Cas 2:

1. Régularité en plan :

Critère A1 – Symétrie :

La configuration est également non symétrique dans les deux sens (X et Y) au niveau du RDC et des sous-sols.

La condition A1 n'est pas vérifiée ⇒ La structure est irrégulière en plan (en X et Y).

2. Régularité en élévation :

Critère B1 : Le critère est vérifié.

Critère B2 :

Étage	Masse kg	%Variation de masse (%)
Toiture	62161.78	-
6 eme étage	104553.08	40.55
5 eme étage	109321.78	4.36
4 eme étage	114046	4.14
3 eme étage	119609.57	4.65
2 eme étage	125029.23	4.33
1er étage	138154.13	9.50
RDC	136076.09	-1.52
1er E. S	144794.66	6.02

La condition B2 n'est pas respectée $\Rightarrow$ La structure est irrégulière en élévation (en X et Y).

V.9.2 La pondérations Pq :

Pour les deux cas étudiés, les mêmes valeurs de pondération sont adoptées dans les directions X et Y :

Tableau V-12: Valeurs des pondérations Pq

Catégorie	Critère	Pq (observé)	Pq (non obs.)
(b)	1. Régularité en plan	0	0,05
	2. Régularité en élévation	0	0,20
	3. Redondance en plan (≥ 2 files de voiles)	0	0,05

$$Pq = 0.25$$

V.9.3 Formulation mathématique :

La valeur de Qf est déterminée par la relation suivante :

$$QF = 1 + \Sigma(Pq)$$

Ainsi :

$$QF_x = QF_y = 1 + 0.25 = 1.25$$

V.10 Actions sismiques :

L'action sismique est représentée par :

- Deux composantes horizontales orthogonales indépendantes ;
- Une composante verticale.

Dans le cadre de cette étude, l'analyse sismique est effectuée par une approche spectrale. Afin de tenir compte de la capacité de la structure à dissiper l'énergie par son comportement ductile, et pour éviter une analyse non linéaire complexe, nous utilisons un spectre de calcul. Ce dernier est obtenu en réduisant le spectre de réponse élastique par l'introduction du coefficient de comportement (R) et du facteur de qualité (QF) [4].

V.10.1 Spectre de calcul :

L'action sismique est donc définie par un spectre de calcul horizontal et un spectre de calcul vertical, intégrant les paramètres suivants :

- Coefficient d'accélération du sol A
- Coefficient d'accélération l'accélération verticale du sol Av
- Coefficient d'importance I
- Coefficient de site S
- Coefficient de comportement R
- Facteur de qualité QF
- Paramètres dynamiques du site (T1, T2, T3, α) définis selon le type de spectre et la classe de sol

Pour le projet (Zone VI — Site S3) pour le spectre de Type 1 :

V.10.1.1 Spectre de calcul horizontal RPA2024 :

- Coefficient d'accélération de zone : A = 0.30
- Coefficient de comportement (R) = 4.5
- Facteur de qualité (QF) = 1.25
- Coefficient d'importance : I = 1.20
- Coefficient de site : S = 1.30
- Périodes caractéristiques : T1 = 0.15 s ; T2 = 0.60 s ; T3 = 2.0 s
- Coefficient d'amortissement (ξ = 5 %).

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

V.10.1.2 Spectre de calcul vertical :

Le spectre de calcul dans la direction verticale est défini avec les spécificités suivantes :

- Accélération de calcul (Av) = 0,27.
- Coefficient de décroissance spectrale (α) = 0.6
- Coefficient de site (S) = 1.0.
- Coefficient de comportement (R) = 1.5
- Facteur de qualité (QF) = 1.0.
- Périodes caractéristiques : T1 = 0.05 s ; T2 = 0.40 s ; T3 = 1.0 s

$$\frac{S_{vd}}{g}(T) = \begin{cases} A_v \cdot I \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(\frac{2.5}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & si : 0 \leq T < T_1 \\ A_v \cdot I \cdot \left[\frac{2.5}{R} \right] & si : T_1 \leq T < T_2 \\ A_v \cdot I \cdot \left[\frac{2.5}{R} \right] \cdot \left[\left(\frac{T_2}{T} \right)^\alpha \right] & si : T_2 \leq T < T_3 \\ A_v \cdot I \cdot \left[\frac{2.5}{R} \right] \cdot \left[\left(\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right)^\alpha \right] & si : T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Application Numérique :

Spectre de calcul horizontal : On adopte le même spectre de calcul pour les deux cas d'étude, et ce, pour les deux directions (X et Y)

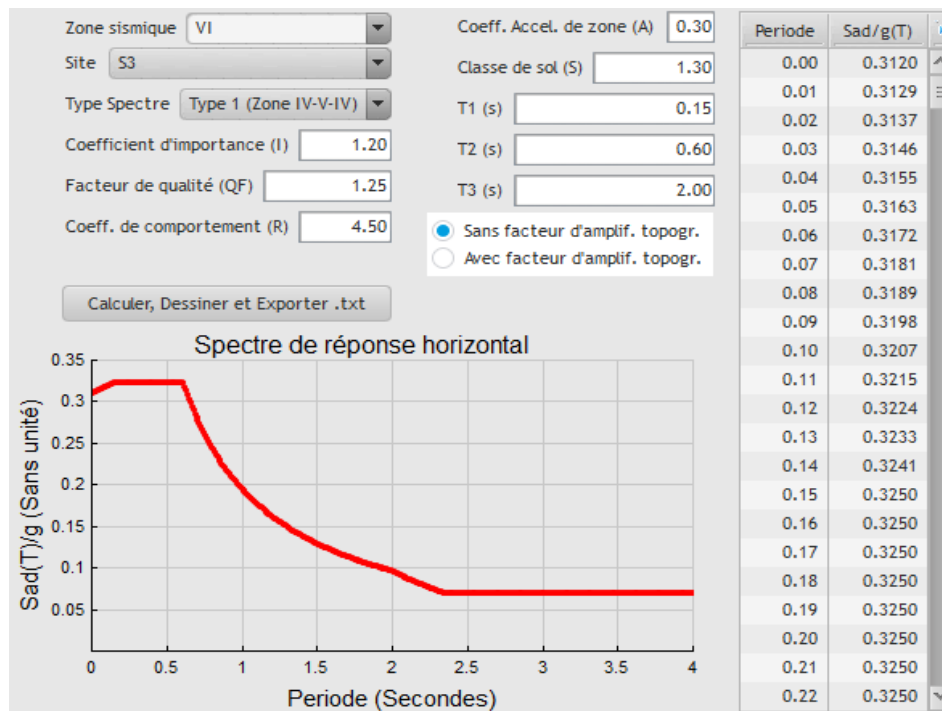


Figure V-4: Le spectre de calcul horizontal adopté pour les 2 Cas

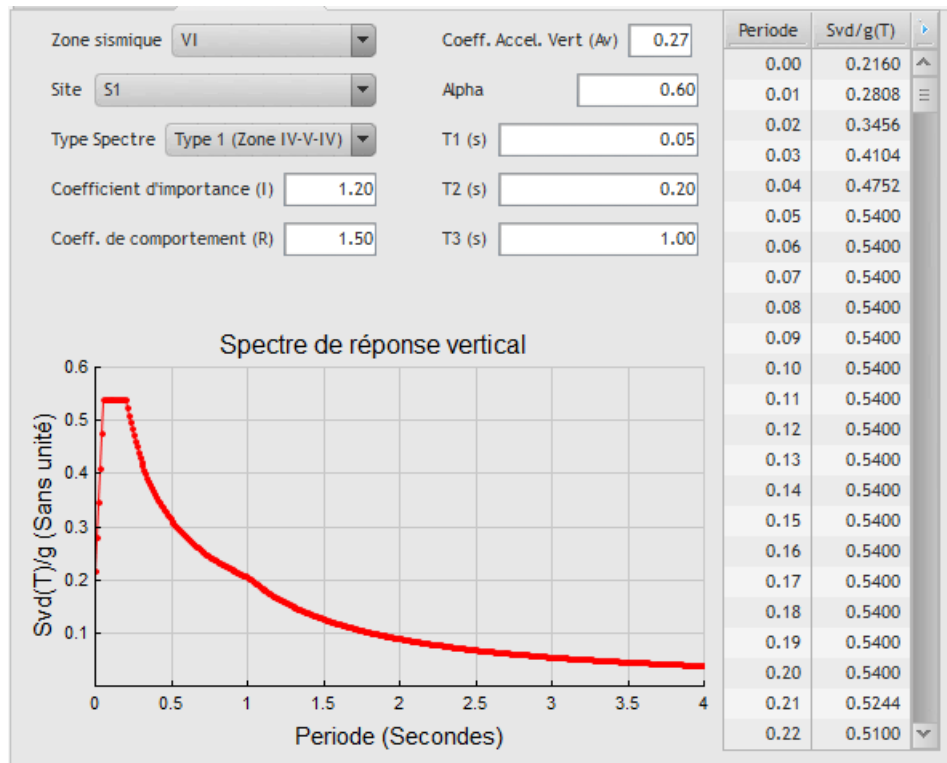


Figure V-5: spectre de calcul vertical adopté uniquement pour le cas 02

V.11 Méthode statique équivalente :

Ce principe consiste à remplacer l'impact réel d'un séisme par des forces horizontales constantes (statiques) exerçant le même effet sur la structure. Ces forces sont appliquées selon deux directions horizontales perpendiculaires, choisies par le concepteur et souvent alignées sur les axes de la structure.

Toutefois, cette méthode sous-estime les forces et les déformations réelles par rapport à celles qui se produiraient lors d'un séisme de forte magnitude. La structure doit donc pouvoir résister à cette augmentation.

C'est pourquoi il est impératif de respecter les règles de construction afin de garantir :

- Une ductilité suffisante de la structure.
- Sa capacité à absorber et à atténuer l'énergie du séisme.

D'après les données du projet et l'article, cette méthode est inapplicable, car la hauteur du bâtiment et son importance dépassent la limite de 17 m mentionnée dans le tableau du RPA [4] (Conditions d'application de la méthode statique équivalente) mais quand même le calcul de la force sismique à la base de la structure ($V_{statique}$) reste nécessaire pour la comparaison avec les résultats obtenus par l'analyse modale spectrale.

V.11.1 Calcul de la force sismique totale :

On a :

$$V = \lambda \times S_{ad}/g(T_0) \times W$$

Avec :

- **Sad/g(T0)** : Ordonnée du spectre de calcul pour la période fondamentale de vibration du bâtiment pour le mouvement de translation dans la direction considérée **T0**.

on a :

Tableau V-13: la période fondamentale de vibration du bâtiment

Cas	Période à utiliser
Tcalcul < 1.3 Tempirique	T0 = Tcalcul
Tcalcul ≥ 1.3 Tempirique	T0 = 1.3 Tempirique

Avec :

$$Tempirique = CT \times (HN)^{3/4}$$

- HN : Hauteur du bâtiment mesurée
- CT : Coefficient, fonction du système de contreventement, pour le projet = 0.05

Application Numérique :

$$Tempirique = 0.05 \times (30.9)^{3/4} = 0.655 \text{ s}$$

Tableau V-14: Valeurs de Tcalcul extraites du modèle ETABS

Cas	Direction	Tcalcul	1.3 x Tempirique	T0
1	X	1.211	0.852	0.852
	Y	0.952		0.852
2	X	1.23		0.852
	Y	0.952		0.852

λ : Coefficient de correction : **T0 < 2 x T2** pour tous les cas donc : **$\lambda = 0.85$** .

W : Poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids Wi, calcules chaque

Niveau (i) :

$$Wi = G + \Psi Q$$

Avec Ψ : Coefficient d'accompagnement, le projet et un bâtiment recevant du public temporairement d'après le RPA2024.

$$\Psi = 0.4$$

Tableau V-15: calcul de l'effort tranchant à la base pour chaque cas

<i>Cas</i>	<i>Direction</i>	<i>T0 (s)</i>	<i>Sad/g(T0)</i>	<i>W (Kn)</i>	<i>λ</i>	<i>Vstatiq (Kn)</i>
1	X	0.852	0.2289	38030.43	0.85	7399.39
	Y	0.852	0.2289			7399.39
2	X	0.852	0.2289	39067.41		7601.15
	Y	0.852	0.2289			7601.15

Commentaire 01 : La différence de poids sismique total ($\Delta W = 2,73\%$) entre le Cas 1 et le Cas 2 s'explique par l'augmentation des charges résultant de l'ajout des consoles (porte-à-faux) introduites lors de la variante de modification structurale, ce qui entraîne une augmentation proportionnelle de l'effort tranchant à la base.

V.12 Méthode d'Analyse Modale Spectrale :

Cette méthode consiste à déterminer, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés par les forces sismiques, représentées par le spectre de calcul. Les réponses sont ensuite combinées afin d'obtenir la réponse globale de la structure.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et, en particulier,

Dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise [4].

V.12.1 Modélisation :

Compte tenu de l'irrégularité en plan de la structure la structure est soumise à des effets de torsion significatifs.

Conformément au le RPA[4], la structure est donc représentée par un modèle 3D, encastré à la base, dans lequel :

- Les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité de chaque plancher.
- Chaque niveau dispose de trois degrés de liberté (DDL) : Deux translations horizontales (selon X et Y) et Une rotation d'axe vertical (torsion).

La modélisation tridimensionnelle de la structure a été réalisée à l'aide du logiciel ETABS :

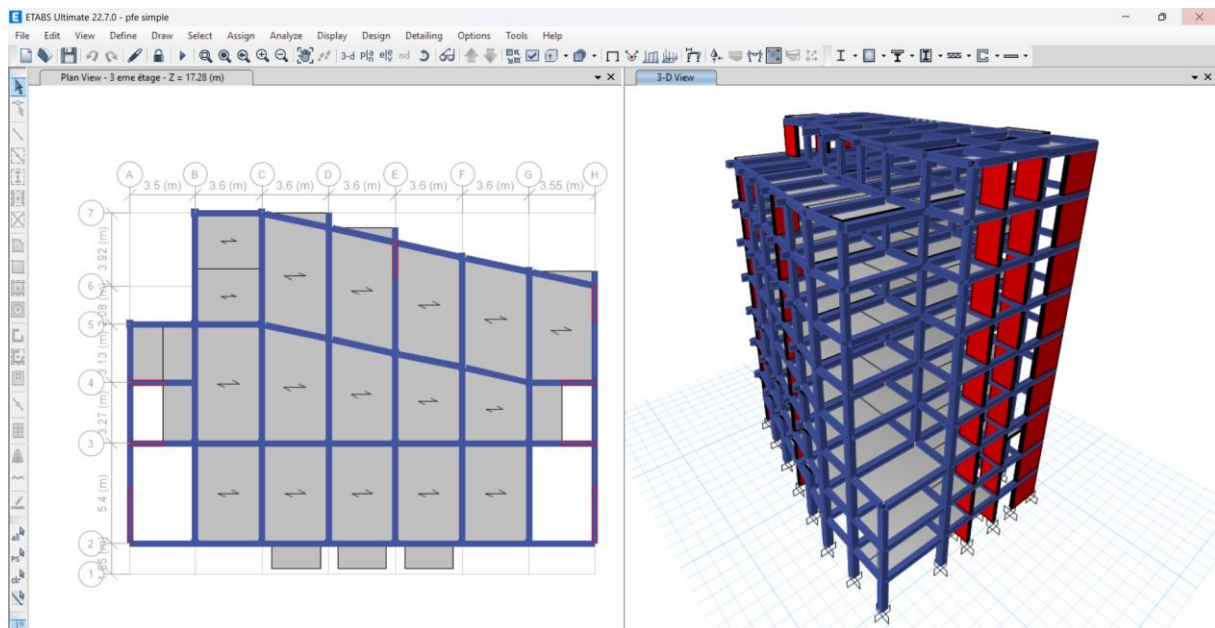


Figure V-6:Modélisation de cas 01

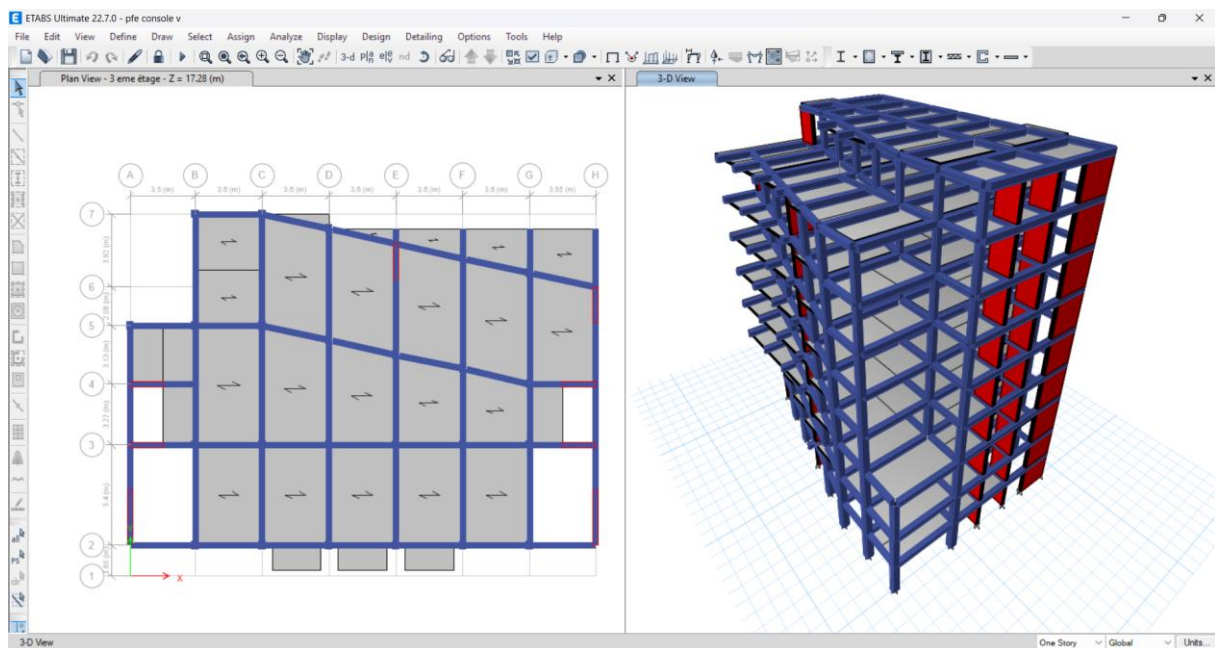


Figure V-7: Modélisation de cas 02

V.12.2 Nombre de Modes à Considérer :

D'après le RPA[4], le nombre de modes de vibration à retenir pour notre projet est : La somme des masses modales effectives des modes retenus est supérieure ou égale à 90% de la masse totale de la structure.

Tableau V-16: Masses modales effectives cumulées — Cas 1 et Cas 2

Nombre de mode	Cas 1 (sans consoles)		Cas 2 (avec consoles)	
	sum UX	sum UY	sum UX	sum UY
1	0.704	0.0001	0.7096	0.0005
2	0.7041	0.6492	0.7099	0.6782
3	0.7088	0.6989	0.7122	0.7029
4	0.8451	0.699	0.8473	0.703
5	0.8451	0.8332	0.8473	0.8387
6	0.8466	0.843	0.8482	0.8447
7	0.9059	0.8431	0.9063	0.8448
8	0.9059	0.8998	0.9063	0.9023
9	0.9136	0.9037	0.9074	0.9035
10	0.9426	0.9054	0.9085	0.9045
11	0.9428	0.9341	0.9087	0.9046
12	0.9469	0.9374	0.9405	0.9048
Nombre de modes retenus	9 modes		8 modes	

Pour comprendre cette différence, les excentricités structurales extraites du modèle sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-17: Excentricités structurales par niveau — Cas 1 et Cas 2

Cas1		Cas2	
ex	ey	ex	ey
3.2472	6.1862	3.2713	0.7966
2.2259	3.5811	2.0846	1.3577
1.5507	3.4496	1.1557	1.0268
0.9514	3.4433	0.5286	0.8986
0.949	3.4143	0.4838	0.8379
0.9112	3.3995	0.4034	0.7641
0.8495	3.1866	0.3706	0.921
0.7439	3.543	0.3109	0.4669
1.5752	6.2897	1.3607	2.4938

Commentaire : La différence du nombre de modes nécessaires pour atteindre le seuil de 90% de masse massique cumulée entre les deux cas s'explique par la modification de la distribution spatiale des masses et des rigidités induites par l'ajout des consoles.

Tableau V-18: Tableau récapitulatif (Seuil de 90% atteint)

Paramètre	Cas 01 (sans consoles)	Cas 02 (avec consoles)
Modes retenus	9 modes	8 modes
Seuil 90% UX atteint au mode	Mode 9 (sum UX = 0.9136)	Mode 8 (sum UX = 0.9063)
Seuil 90% UY atteint au mode	Mode 9 (sum UY = 0.9037)	Mode 8 (sum UY = 0.9023)
Excentricité ey max (base)	6.29 m (élevée)	2.49 m (réduite)

Analyse du Nombre de Modes et des Excentricités Structurales :

Réduction du nombre de modes : L'ajout des consoles en Cas 02 modifie la position du centre de masse à chaque niveau, réduisant de manière significative les excentricités ey (de 6.29 m à 2.49 m en sous-sol), cette réduction du bras de levier torsionnel diminue le couplage flexion-torsion et améliore l'efficacité dynamique des premiers modes, permettant d'atteindre le seuil réglementaire de 90% dès le 8ème mode.

Interprétation physique du couplage torsion-translation : En Cas 01, la forte excentricité ey amplifie le couplage entre les modes de translation et les modes de torsion, dispersant la participation massique sur un plus grand nombre de modes et nécessitant 9 modes pour satisfaire l'exigence de RPA [4], ce phénomène est caractéristique des structures à géométrie irrégulière.

Remarque réglementaire : Le fait que la condition des 90% soit atteinte en 8–9 modes pour les deux cas confirme la pertinence du modèle 3D adopté et la cohérence de la discrétisation modale effectuée sous ETABS [4].

V.12.3 Combinaison des Réponses Modales :

Deux modes T_i et T_j sont indépendants si leurs périodes vérifient [4]:

$$(T_i - T_j) / T_j > 10\%$$

a) Si tous les modes sont indépendants (SRSS) :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

b) Si deux modes ou plus ne sont pas indépendants (CQC) :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^k E_i \cdot r_{ij} \cdot E_j}$$

Avec le facteur de corrélation :

$$r_{ij} = \frac{8\xi^2(1+\rho_{ij})\rho_{ij}^{\frac{3}{2}}}{(1-\rho_{ij}^2)^2 + 4\xi^2\rho_{ij}(1+\rho_{ij})} \quad \text{Avec : } \rho_{ij} = \frac{T_i}{T_j} \leq 1 \quad \text{ou} \quad T_i < T_j$$

V.12.4 Résultante des forces sismiques de calcul :

L'article RPA2024[4.3.5] impose une condition de stabilité et de sécurité minimale pour les résultats d'analyse numérique

L'effort tranchant à la base obtenu par la méthode dynamique (V_{modal}) doit être comparé à l'effort tranchant calculé par la méthode statique équivalente ($V_{statique}$)

Condition réglementaire : **$V_{modal} > 0.8 \times V_{statique}$**

Sinon le modèle numérique sous-estime l'action sismique et le règlement impose alors d'ajuster tous les résultats en les multipliant par le rapport : **$(0.8 \times V_{statique}) / V_{modal}$**

Application Numérique :

Pour le 1^{er} cas :

Tableau V-19: Combinaison des Réponses Modales (Cas 1)

MODE	Période sec	UX	UY	Sa/g	Indépendance des réponses ($T_i - T_j$) / T_j		Poids KN
1	1.212	0.7035	0.0001	0.1609	0.214	Indépendante	38030.43
2	0.953	4.22E-05	0.6485	0.2046	0.164	Indépendante	38030.43
3	0.797	0.0047	0.0495	0.2447	0.541	Indépendante	38030.43
4	0.366	0.1363	2.93E-05	0.325	0.238	Indépendante	38030.43
5	0.279	7.08E-06	0.1342	0.325	0.194	Indépendante	38030.43
6	0.225	0.0015	0.0097	0.325	0.218	Indépendante	38030.43
7	0.176	0.0591	0.0001	0.325	0.222	Indépendante	38030.43
8	0.137	3.37E-06	0.0565	0.3239	0.212	Indépendante	38030.43
9	0.108	0.0075	3.80E-03	0.3214	0.911	Indépendante	38030.43

Tous les modes sont indépendants (SRSS) donc :

Tableau V-20: Combinaison des Réponses Modales (Cas 1)

MODE	Eix	Eiy
	kN	kN
1	4304.784	0.61191
2	0.328359	5045.995
3	43.73842	460.6493
4	1684.653	0.361774
5	0.087483	1658.697
6	18.53983	119.8909
7	730.4695	1.235989
8	0.041475	695.9702
9	91.67235	46.44732
V_{modal}	6359.61	5378.332

Vérification de condition :

On a la même valeur de **Vstat** pour les deux directions :

$$0.8 \times V_{stat} = 0.8 \times 7399.39 = 5919.51 \text{ kN}$$

Tableau V-21: Vérification de la force sismique à la base (Cas 01)

0.8 Vstat (kN)	Vérification	Vmodal (kN)	Rapport
5919.51	<	6359.61	1
5919.51	>	5378.332	1.101

Interprétation : Pour le Cas 01, la condition est vérifiée dans le sens X. Cependant, dans le sens Y, un facteur multiplicateur de 1.101 doit être appliqué à l'action sismique Ey.

Pour le 2^{ème} cas :

Tableau V-22: Combinaison des Réponses Modales (Cas 2)

MODE	Période sec	UX	UY	Sa/g	Indépendance des réponses		Poids
					(T _i -T _j) / T _j		kN
1	1.23	0.7096	0.0005	0.1585	0.226	Indépendante	39067.41
2	0.952	2.00E-04	0.6776	0.2048	0.141	Indépendante	39067.41
3	0.818	0.0023	0.0248	0.2384	0.546	Indépendante	39067.41
4	0.371	0.1352	1.00E-04	0.325	0.245	Indépendante	39067.41
5	0.28	1.07E-05	0.1357	0.325	0.171	Indépendante	39067.41
6	0.232	0.0008	0.006	0.325	0.233	Indépendante	39067.41
7	0.178	0.0581	0.0001	0.325	0.23	Indépendante	39067.41
8	0.137	1.42E-05	0.0575	0.3239	0.889	Indépendante	39067.41

Tous les modes sont indépendants (SRSS) donc :

Tableau V-23: Combinaison des Réponses Modales (Cas 2)

MODE	Eix	Eiy
	kN	kN
1	4393.974	3.096092
2	1.600201	5421.481
3	21.42144	230.979
4	1716.622	1.269691
5	0.135984	1722.97
6	10.15753	76.18145
7	737.6904	1.269691
8	0.179686	727.6012
Vmodal	6488.88	5740.18

Vérification de condition :

On a la même valeur de ***Vstat*** pour les deux directions :

$$0.8 \times V_{stat} = 0.8 \times 7601.15 = 6080.92 \text{ kN}$$

Tableau 4.2 : Vérification de la force sismique à la base (Cas 02)

0.8 <i>Vstat</i> (kN)	Vérification	<i>Vmodal</i> (kN)	Rapport
6080.92	<	6488.88	1
6080.92	>	5740.18	1.059361

Interprétation : Pour le Cas 02, l'effort tranchant modal dans le sens Y est inférieur au seuil des 80%, un facteur multiplicateur de 1.059 doit être appliqué à l'action sismique *Ey*.

Tableau V-24: Combinaison des Réponses Modales (Cas 2)

Cas	Direction	0.8 × <i>Vstat</i> (kN)	<i>Vmodal</i> (kN)	Vérification	Facteur
Cas 01	X	5919.51	6359.61	VÉRIFIÉE	1.00
Cas 01	Y	5919.51	5378.33	NON VÉRIF	1.101
Cas 02	X	6080.92	6488.88	VÉRIFIÉE	1.00
Cas 02	Y	6080.92	5740.18	NON VÉRIF	1.059

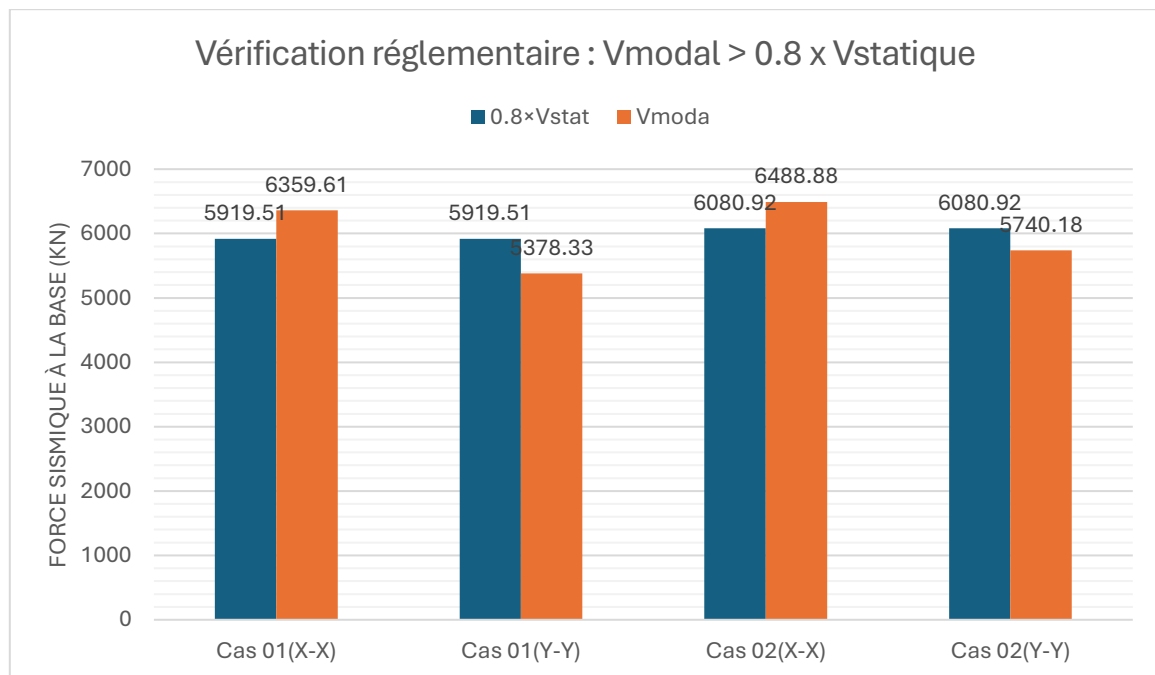


Figure V-8 : Vérification réglementaire *Vmodal* vs 0.8 × *Vstatique* (Cas 01 et Cas 02)

Commentaire 05 :

Sens X (Condition vérifiée pour les deux cas) : L'effort tranchant modal *Vmodal* dépasse 0.8 × *Vstatique* dans la direction X pour les deux configurations. Cela signifie que le modèle numérique ETABS capture correctement la réponse sismique dans cette direction sans

nécessiter de recalage. Cette cohérence traduit une distribution des rigidités et des masses bien représentée dans la direction X.

Sens Y (Application du facteur multiplicateur réglementaire) : Dans la direction Y, V_{moda1} est inférieur au seuil des 80%, avec un déficit de 9.1% pour le Cas 01 et de 5.9% pour le Cas 02. Conformément à l'article [4.3.5] [4], tous les résultats d'analyse dans la direction Y doivent être majorés par les facteurs correctifs respectifs (1.101 pour le Cas 01 et 1.059 pour le Cas 02). L'application de ces facteurs garantit que les efforts de dimensionnement ne sous-estiment pas l'action sismique réelle.

Comparaison inter-cas : L'augmentation de 2.7% du poids sismique W entre le Cas 01 (38030 kN) et le Cas 02 (39067 kN) due aux consoles entraîne logiquement une augmentation proportionnelle de $V_{statique}$. Cependant, le facteur de correction en Y est plus faible en Cas 02 (1.059 et 1.101), ce qui indique que la présence des consoles améliore la participation modale dans la direction Y, en modifiant la distribution massique et en réduisant l'excentricité e_y .

V.13 Vérification du système de contreventement :

Après vérification de la cohérence globale des efforts, il est nécessaire d'identifier le système de contreventement conformément au RPA [4].

V.13.1 Système 6 :

$$r_x < l_s \text{ et } r_y < l_s$$

Avec :

- r_x et r_y représentent, respectivement, les rayons de torsion suivant X et Y en appliquant des forces au centre de torsion F_x et $F_y = 100000 \text{ kN}$ et un moment $M_z = 1000000 \text{ kN} \cdot m$ [18].
- l_s : rayon de giration massique en plan, qui est la racine carrée du moment d'inertie polaire du plancher en plan, mesuré par rapport au centre de gravité de ce plancher, divisée par la masse de ce plancher [4].

Pour définir si on adopte le système 5 ou 4, on vérifie si la contribution des voiles structuraux verticaux à la résistance à l'effort tranchant, à la base du bâtiment, est comprise entre 50 % et 65 % de la résistance totale du système structural, ou dépasse 65 % [4].

Application Numérique :

Pour le 1^{er} cas :

Tableau V-25: Vérification de système à effet de noyau (Cas 01)

Etage	H (m)	Ux (m)	Uy (m)	Rz (Rad)	Masse (kg)	Iz (Kg/m²)	KFX (KN/m)	KFY (KN/m)	KMT (KN/Rad)
9	30.9	127.7555	78.57269	0.699041	288790.5	21021067	7827.449	12727.07	1430531
8	27.84	118.0664	72.10442	0.641468	399235.9	30754971	8469.812	13868.78	1558924
7	24.32	106.0657	64.22257	0.568035	380120.8	28663263	9428.123	15570.85	1760455
6	20.8	91.91025	55.15815	0.4844	388761.7	29351684	10880.18	18129.69	2064410
5	17.28	75.71019	45.04788	0.392559	389897.3	29692853	13208.26	22198.6	2547388
4	13.76	57.76147	33.94548	0.293203	394010.5	30075871	17312.58	29459	3410606
3	10.24	38.95255	22.77211	0.193938	438144.2	35896731	25672.26	43913.37	5156287
2	6.4	19.07551	11.01689	0.093096	452474.6	36646126	52423.23	90769.73	10741600
1	3.2	5.799371	3.366899	0.028436	469054.1	40221408	172432.5	297009.2	35166690

Tableau V-26: vérification $r_{x,y} \leq l_s$ (Cas 01)

rx (m)	ry (m)	ls (m)	Sens X	Sens Y
10.60192	13.51881	8.531707	C. N. V	C. N. V
10.60214	13.56674	8.776935	C. N. V	C. N. V
10.63301	13.66469	8.683644	C. N. V	C. N. V
10.67094	13.77463	8.6891	C. N. V	C. N. V
10.71235	13.88752	8.726716	C. N. V	C. N. V
10.75986	14.03573	8.736856	C. N. V	C. N. V
10.83603	14.17217	9.051466	C. N. V	C. N. V
10.87837	14.31438	8.99947	C. N. V	C. N. V
10.8813	14.28092	9.260132	C. N. V	C. N. V

Tableau V-27: Vérification du système de contreventement (Cas 01)

Effort tranchante	Cas 01	
	Ex (kN)	Ey (kN)
Vtotal	3898.772	5136.654
Vvoile	2652.639	3757.438
% de résistance	68%	73%
Système adopté	Système 05	

Pour le 2^{ème} cas :

Tableau V-28: Vérification de système à effet de noyau (Cas 02)

Etage	H (m)	Ux (m)	Uy (m)	Rz (Rad)	Masse (kg)	Iz (Kg/m ²)	KFX (kN/m)	KFY (kN/m)	KMT (kN/Rad)
9	30.9	127.4771	76.8572	0.681234	289501.7	21144162	7844.547	13011.14	1467924
8	27.84	118.3097	70.71956	0.625977	414348.3	33020688	8452.39	14140.36	1597503
7	24.32	106.3519	62.99706	0.554943	393084.7	30495700	9402.75	15873.76	1801987
6	20.8	92.12819	54.12593	0.473893	405229	31650367	10854.44	18475.43	2110181
5	17.28	75.89124	44.24711	0.384613	406126.6	31863660	13176.75	22600.35	2600016
4	13.76	57.89443	33.384	0.287734	410319.4	32209095	17272.82	29954.47	3475432
3	10.24	39.03092	22.38253	0.190559	452902.9	38051129	25620.71	44677.7	5247719
2	6.4	19.10546	10.84423	0.09152	453140.4	36744405	52341.05	92214.92	10926573
1	3.2	5.801014	3.332281	0.028054	471736.8	40677427	172383.7	300094.7	35645541

Tableau V-29: vérification $r_{x,y} \leq l_s$ (Cas 02)

rx (m)	ry (m)	ls (m)	Sens X	Sens Y
10.6217	13.67943	8.546133	C. N. V	C. N. V
10.62896	13.74773	8.927097	C. N. V	C. N. V
10.65457	13.84358	8.807978	C. N. V	C. N. V
10.68717	13.943	8.837698	C. N. V	C. N. V
10.72582	14.04701	8.857621	C. N. V	C. N. V
10.77144	14.18479	8.859888	C. N. V	C. N. V
10.83777	14.31165	9.166029	C. N. V	C. N. V
10.88532	14.44843	9.004907	C. N. V	C. N. V
10.89867	14.37986	9.285961	C. N. V	C. N. V

Tableau V-30: Vérification du système de contreventement (Cas 02)

Effort tranchante	Cas 02	
	Ex (kN)	Ey (kN)
Vtotal	3975.198	5146.026
Vvoile	2652.639	3679.371
% de résistance	67%	72%
Système adopté	Système 05	

Commentaire 03 : d'après les résultats obtenus, le système de contreventement adopté pour les deux cas est le système 5, car la contribution des voiles à la résistance à l'effort tranchant à la base dépasse 65 % de la résistance totale du système structural.

V.14 Prescriptions communes aux méthodes d'analyse :

V.14.1 5.5 La vérification du renversement :

Cette condition d'équilibre concerne la stabilité globale du bâtiment vis-à-vis des effets de renversement engendrés par les actions horizontales, principalement sismiques. Elle consiste à vérifier que la structure ne présente pas de risque de basculement autour de la base de ses fondations sous l'effet des sollicitations combinées. D'après le RPA [4] , on doit vérifier la condition suivante :

$$M_{stab} = \sum(W_i \cdot (X; Y)G) \geq 1.3(M_{renv} = \sum(F_i \cdot h_i))$$

Avec :

- **Mstab** : Le moment stabilisant est généralement exprimé sous forme globale
- **Wi** : poids de l'étage i
- **XG ; YG** : centre de gravité global de la structure
- **Mrenv** : Le moment de renversement
- **Fi** : force appliquée sur l'étage i
- **hi** : hauteur de l'étage i mesurée depuis la base

Application Numérique :

Pour le cas 01 :

Tableau V-31: Le moment stabilisant est généralement exprimé sous forme globale (Cas 01)

Story	Wétage	XGi	YGi	Mstab. X	Mstab. Y
	Kn	m	m	kN. m	kN. m
Toiture	3085.282	12.7588	9.8198	472539.52	372453.4
6 eme étage	4231.447	11.9134	10.5582		
5 eme étage	4046.99	12.1574	10.2585		
4 eme étage	4176.312	12.613	10.1211		
3 eme étage	4142.734	12.5993	10.134		
2 eme étage	4230.459	12.6095	10.1212		
1er étage	4682.891	12.6759	10.3388		
RDC	4683.071	12.7234	9.9243		
1er E. S	4751.244	11.8713	7.1568		

Tableau V-32: Le moment de renversement (Cas 01)

Story	Hauteur	Fx	FY	Mrenv. X	Mrenv. X
	D'etage	kN	kN	kN. m	kN. m
Toiture	30.9	762.516	925.3911	83204.93	110685
6 eme étage	27.84	768.9614	1030.233		
5 eme étage	24.32	533.3794	761.3402		
4 eme étage	20.8	425.7902	628.4389		
3 eme étage	17.28	363.9989	533.3905		
2 eme étage	13.76	340.53	454.2898		
1er étage	10.24	334.4847	408.3973		
RDC	6.4	257.6823	283.2665		
1er E. S	3.2	111.623	112.0293		

Pour le cas 02 :

Tableau V-33: Le moment stabilisant est généralement exprimé sous forme globale (Cas 02)

Story	Wétage	XGi	YGi	Mstab. X	Mstab. Y
	Kn	m	m	kN. m	kN. m
Toiture	3092.2572	12.6908	9.825	491903.1	389136.58
6 eme étage	4379.6495	11.8825	10.567		
5 eme étage	4190.4478	12.3949	10.4019		
4 eme étage	4351.6037	12.8727	10.3682		
3 eme étage	4318.167	12.8837	10.3769		
2 eme étage	4406.6257	12.9185	10.3657		
1er étage	4843.855	12.9377	10.5764		
RDC	4705.7841	12.9284	10.16		
1er E. S	4779.0156	11.8422	7.1647		

Tableau V-34: Le moment de renversement (Cas 02)

Story	Hauteur	Fx	FY	Mrenv. X	Mrenv. X
	D'étage	kN	kN	kN. m	kN. m
Toiture	30.9	762.516	925.3911	83204.93	110685
6 eme étage	27.84	768.9614	1030.233		
5 eme étage	24.32	533.3794	761.3402		
4 eme étage	20.8	425.7902	628.4389		
3 eme étage	17.28	363.9989	533.3905		
2 eme étage	13.76	340.53	454.2898		
1er étage	10.24	334.4847	408.3973		
RDC	6.4	257.6823	283.2665		
1er E. S	3.2	111.623	112.0293		

Tableau V-35: Vérification du Renversement Cas1 et Cas 02

Cas	Mstab. X (kN. m)	Mrenv. X (kN. m)	Ratio X	Mstab. Y (kN. m)	Mrenv. Y (kN. m)	RatioY
Cas 01	472 539.52	83 204.93	5.68 $\geq$ 1.30	372 453.40	110 685.00	3.37 $\geq$ 1.30
Cas 02	491 903.10	83 204.93	5.8 $\geq$ 1.30	389 136.58	110 685.00	3.5 $\geq$ 1.30

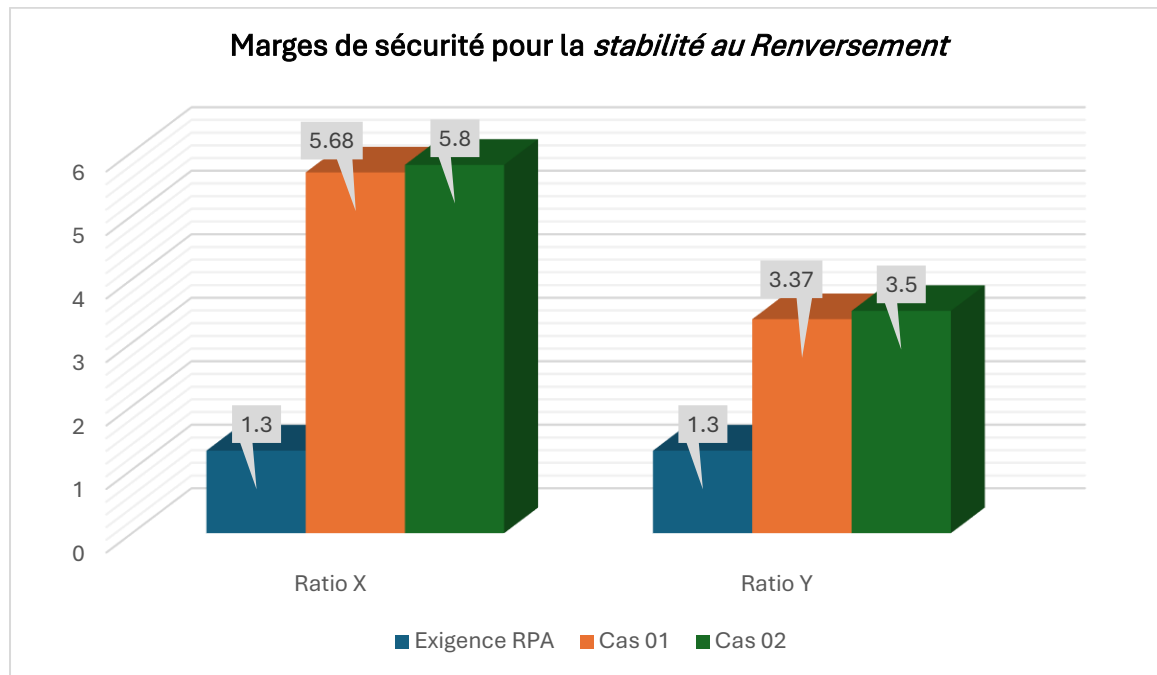


Figure V-9 : Vérification du Renversement Cas1 et Cas 02

Commentaire :

Marges de sécurité très élevées :

Les rapports $Mstab/Mrenv$ obtenus sont largement supérieurs à la valeur minimale exigée de 1.30 selon RPA [4]. Cela confirme la stabilité globale de la structure vis-à-vis du renversement dans les deux directions.

Ces résultats traduisent une bonne résistance au basculement, assurée principalement par le poids propre important de la structure en béton armé ainsi que par sa configuration géométrique globale.

Différence entre les directions X et Y :

Le ratio plus faible observé dans la direction Y s'explique par une combinaison de facteurs, notamment la distribution des masses, la géométrie de la structure ainsi que l'influence du couplage torsion–translation lié à l'excentricité e_y .

Impact de l'ajout des consoles :

Le passage du Cas 01 au Cas 02 entraîne une augmentation du moment stabilisant M_{stab} de l'ordre de +4% à +4.5% selon les directions, due à l'augmentation du poids sismique total W.

Le moment de renversement M_{renv} reste globalement peu variable entre les deux cas, ce qui conduit à une légère amélioration du ratio de sécurité en Cas 02, cohérente avec l'augmentation de la masse.

V.14.2 Calcul des déplacements :

D'après le RPA [4] :

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

Avec :

δ_k : Déplacement horizontal du niveau k

δ_{ek} : Déplacement élastique dû aux forces sismiques

R : Coefficient de comportement.

QF : Coefficient de qualité.

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

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

Application Numérique :

Les déplacements élastiques δ_{ek} sont obtenus à partir des résultats du logiciel ETABS :

Pour le 1^{er} cas :

Tableau V-36: Calcul des déplacements et dérivées inter-étages (Cas 01)

Story		δ_{ekX}	δ_{ekY}	R/Qf	δ_kX	δ_kY	ΔkX	ΔkY
		mm	mm		mm	mm	mm	mm
Toiture	D9	68.54	57.686	3.6	246.744	207.6696	22.5576	19.2708
6 eme étage	D8	62.274	52.333		224.1864	188.3988	25.4232	22.4928
5 eme étage	D7	55.212	46.085		198.7632	165.906	28.9224	25.4808
4 eme étage	D6	47.178	39.007		169.8408	140.4252	32.598	27.7452
3 eme étage	D5	38.123	31.3		137.6028	112.68	34.1136	29.5308
2 eme étage	D4	28.647	23.097		103.1292	83.1492	34.344	28.5336
1er étage	D3	19.107	15.171		68.2092	54.6156	36.1944	29.0016
RDC	D2	9.053	7.115		32.5908	25.614	22.8744	18.0468
1er E. S	D1	2.699	2.102		9.7164	7.5672	9.7164	7.5672

Pour le 2^{ème} cas :

Tableau V-37: Calcul des déplacements et dérives inter-étages (Cas 02)

Story		δkX mm	δkY mm	R/Qf	δkX mm	δkY mm	ΔkX mm	ΔkY mm
Toiture	D9	69.394	56.481	3.6	249.8184	203.3316	21.1896	18.0828
6 ^{ème} étage	D8	63.508	51.458		228.6288	185.2488	25.5816	22.0608
5 ^{ème} étage	D7	56.402	45.33		203.0472	163.188	29.5344	24.9696
4 ^{ème} étage	D6	48.198	38.394		173.5128	138.2184	33.3108	27.144
3 ^{ème} étage	D5	38.945	30.854		140.202	111.0744	34.7508	28.962
2 ^{ème} étage	D4	29.292	22.809		105.4512	82.1124	34.9596	28.2456
1 ^{er} étage	D3	19.581	14.963		70.4916	53.8668	37.152	28.5768
RDC	D2	9.261	7.025		33.3396	25.29	23.4216	17.7732
1 ^{er} E.S	D1	2.755	2.088		9.918	7.5168	9.918	7.5168

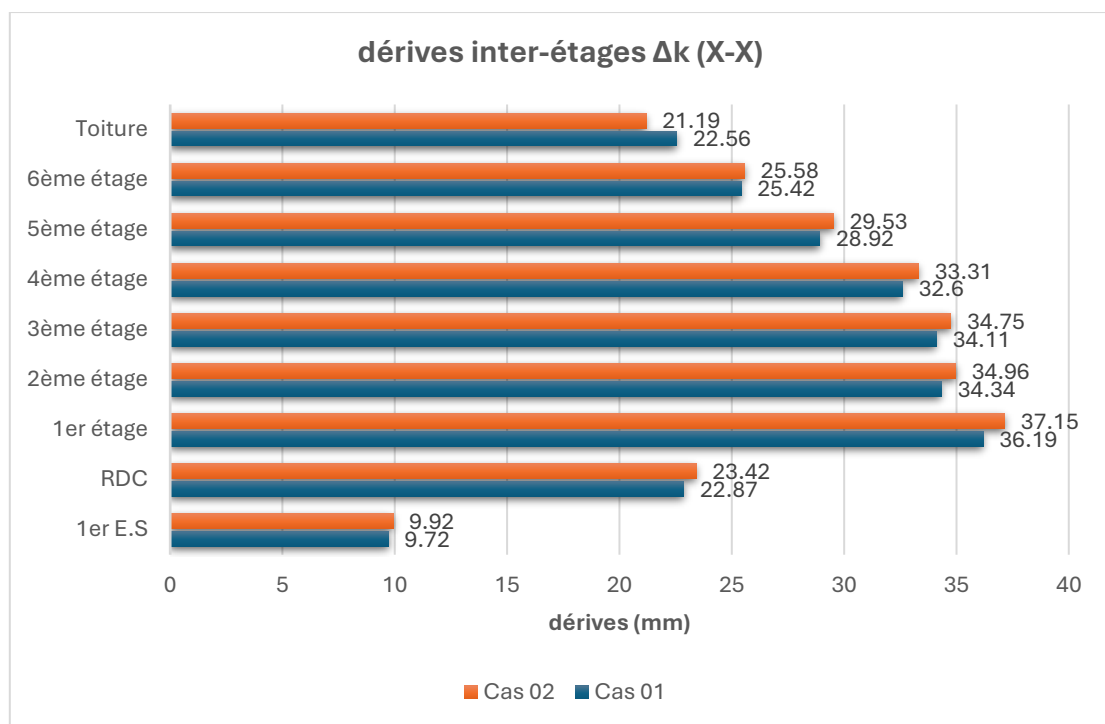


Figure V-10 : Comparaison des dérives inter-étages Δk (mm) Cas 01 vs Cas 02
(directions X)

Tableau V-38: Comparaison des dérives inter-étages et écarts relatifs entre Cas 01 et Cas 02 (directions X)

Niveau	ΔkX Cas01 (mm)	ΔkX Cas02 (mm)	Écart X (%)
1er E. S	9.7164	9.918	2.10%
RDC	22.8744	23.4216	2.39%
1er étage	36.1944	37.152	2.65%
2ème étage	34.344	34.9596	1.79%
3ème étage	34.1136	34.7508	1.87%
4ème étage	32.598	33.3108	2.19%
5ème étage	28.9224	29.5344	2.12%
6ème étage	25.4232	25.5816	0.62%
Toiture	22.5576	21.1896	-6.06%

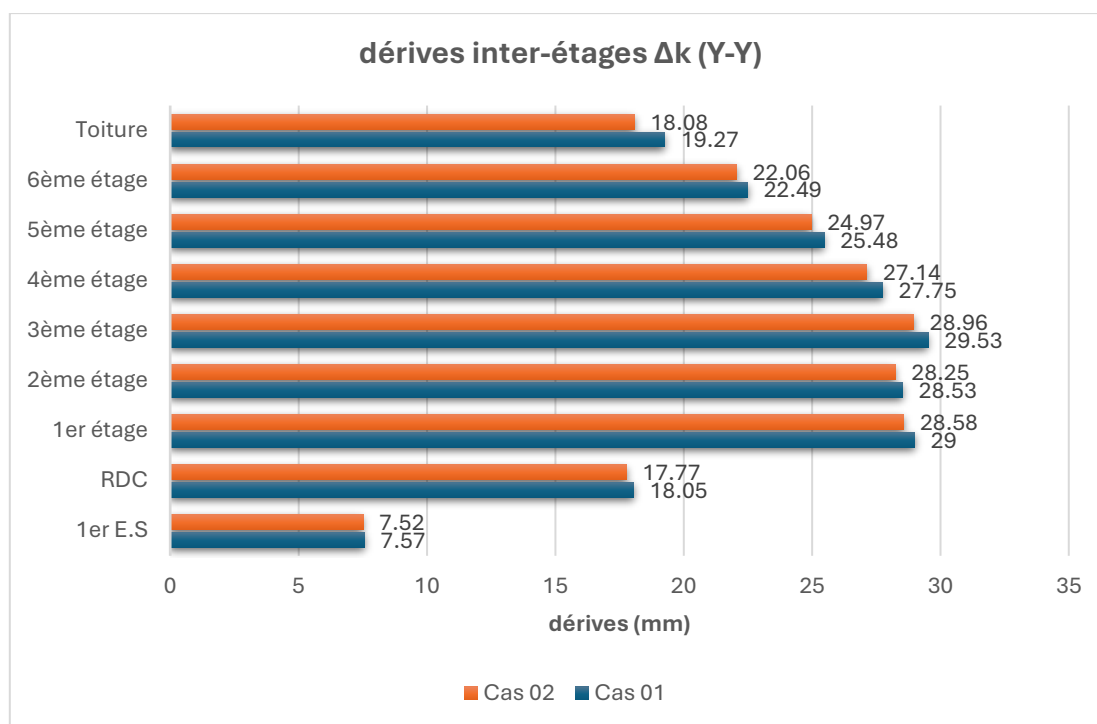


Figure V-11: Comparaison des dérives inter-étages Δk (mm) Cas 01 vs Cas 02 (directions Y)

Tableau V-39: Comparaison des dérives inter-étages et écarts relatifs entre Cas 01 et Cas 02 (directions Y-Y)

Niveau	Δk_Y Cas01 (mm)	Δk_Y Cas02 (mm)	Écart Y (%)
1er E. S	7.57	7.52	-0.70%
RDC	18.05	17.77	-1.60%
1er étage	29	28.58	-1.40%
2ème étage	28.53	28.25	-1.00%
3ème étage	29.53	28.96	-1.90%
4ème étage	27.75	27.14	-2.20%
5ème étage	25.48	24.97	-2.00%
6ème étage	22.49	22.06	-1.90%
Toiture	19.27	18.08	-6.20%

Commentaire 06 :

Les résultats montrent une variation différenciée des dérives inter-étages entre les deux configurations étudiées.

Direction X :

On observe une augmentation quasi uniforme des dérives comprise entre +1.9 % et +2.4 % pour les niveaux courants. Cette évolution est liée à la modification globale de la distribution des masses et des rigidités induites par l'ajout des consoles.

Direction Y :

À l'inverse, les dérives diminuent légèrement sur l'ensemble des niveaux (-0.7 % à -2.2 %), ce qui traduit une redistribution de la réponse dynamique dans cette direction, influencée par le couplage torsion–translation et la réduction de l'excentricité e_y observée dans le Cas 02.

Comportement en toiture :

Une diminution plus marquée est observée en toiture (-6.1 % en X et -6.2 % en Y), liée à la modification de la forme modale globale et à la contribution différente des modes supérieurs.

Vérification réglementaire :

Les deux configurations respectent les exigences [4] relatives aux dérives inter-étages. Le niveau le plus sollicité reste le 1er étage en direction X avec $\Delta k = 36.43$ mm, valeur inférieure à la limite réglementaire, assurant une marge de sécurité acceptable.

V.14.3 Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages :

[4] il exige deux vérifications fondamentales pour garantir que la structure est sécurisée en temps de séisme :

- **Justification de non-effondrement :** implique que les déplacements relatifs Δk ne doivent pas dépasser les limites Δk_{bar} .
- **Justification de limitation des dommages :** implique que les déplacements relatifs Δk ne doivent pas dépasser les limites données.

Application Numérique :

Notre projet est un Bâtiments en Béton Arme ayant des éléments non structuraux composés de matériaux fragiles fixes à la structure donc :

$$\Delta k < 0.0150hk \text{ et } va.\Delta k < 0.005hk [4]$$

Avec :

- hk : la hauteur du niveau « k »
- va : Le coefficient réducteur = 0.5

Pour le 1^{er} Cas :

Tableau V-40: vérification vis-à-vis des déplacements inter-étages (Cas 01)

Story	h	Δx	Δy	Va	Va * Δx	Va * Δy	0.005 hk	Δk_{bar}
	mm	mm	mm		mm	mm	mm	mm
Toiture	3060	22.5576	19.2708	0.5	11.2788	9.6354	15.3	45.9
6 eme étage	3520	25.4232	22.4928	0.5	12.7116	11.2464	17.6	52.8
5 eme étage	3520	28.9224	25.4808	0.5	14.4612	12.7404	17.6	52.8
4 eme étage	3520	32.598	27.7452	0.5	16.299	13.8726	17.6	52.8
3 eme étage	3520	34.1136	29.5308	0.5	17.0568	14.7654	17.6	52.8
2 eme étage	3520	34.344	28.5336	0.5	17.172	14.2668	17.6	52.8
1er étage	3840	36.1944	29.0016	0.5	18.0972	14.5008	19.2	57.6
RDC	3200	22.8744	18.0468	0.5	11.4372	9.0234	16	48
1er E. S	3200	9.7164	7.5672	0.5	4.8582	3.7836	16	48

Pour le 2^{eme} Cas 2 :

Tableau V-41: vérification vis-à-vis des déplacements inter-étages (Cas 02)

Story	h	Δx	Δy	Va	Va * Δx	Va * Δy	0.005hk	Δk_{bar}
	mm	mm	mm		mm	mm	mm	mm
Toiture	3060	21.1896	18.0828	0.5	10.5948	9.0414	15.3	45.9
6 eme étage	3520	25.5816	22.0608	0.5	12.7908	11.0304	17.6	52.8
5 eme étage	3520	29.5344	24.9696	0.5	14.7672	12.4848	17.6	52.8
4 eme étage	3520	33.3108	27.144	0.5	16.6554	13.572	17.6	52.8
3 eme étage	3520	34.75	28.962	0.5	17.375	14.481	17.6	52.8
2 eme étage	3520	34.9596	28.2456	0.5	17.4798	14.1228	17.6	52.8
1er étage	3840	37.152	28.5768	0.5	18.576	14.2884	19.2	57.6
RDC	3200	23.4216	17.7732	0.5	11.7108	8.8866	16	48
1er E. S	3200	9.918	7.5168	0.5	4.959	3.7584	16	48

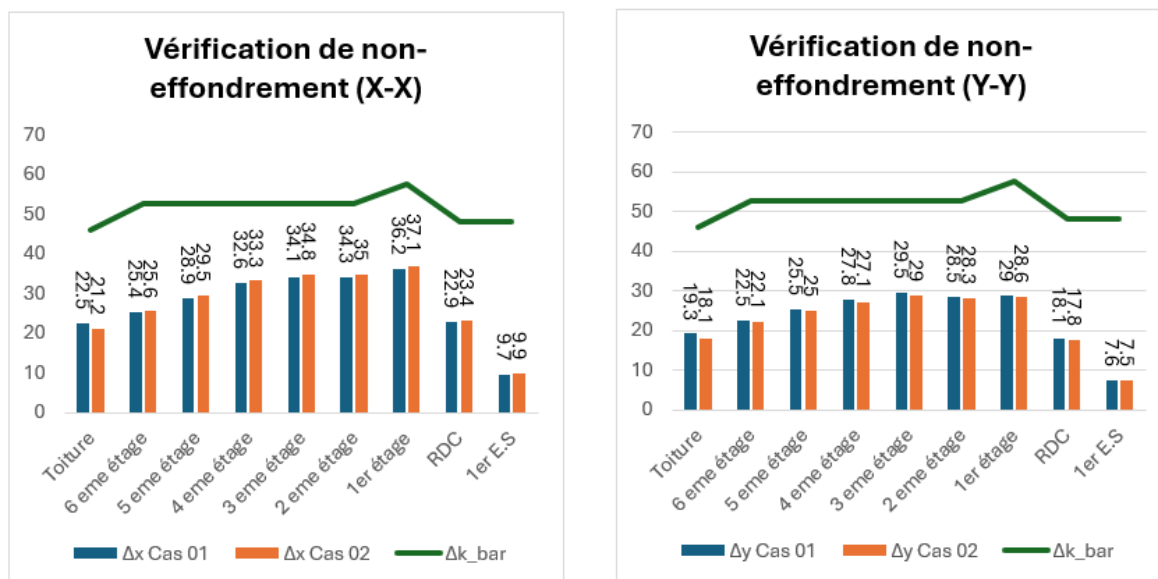


Figure V-12 : Vérification de non effondrement et Comparaison Cas 01 / Cas 02

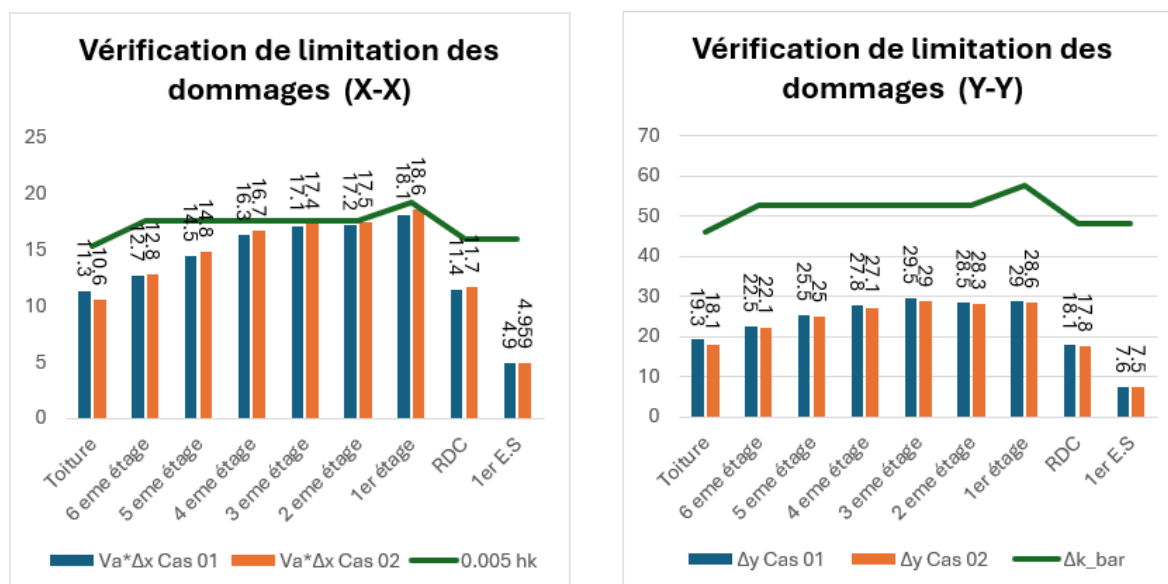


Figure V-13: Vérification de limitation des dommages et Comparaison Cas 01 / Cas 02

Commentaire 06 :

Direction X : Le Cas 02 présente une augmentation des dérivés dans la direction X pour les niveaux courants, comprise entre +1.8% et +2.7%, avec un maximum de +2.65% au 1^{er} étage. Cette évolution résulte de la combinaison de l'augmentation de la masse totale (+2.7%) et de la réduction locale de rigidité des poutres périphériques induite par les consoles.

Direction Y : À l'inverse, les dérivés en Y diminuent systématiquement en Cas 02 à tous les niveaux (de -0.7% à -2.2%), en raison de la réduction significative de l'excentricité e_y (de 6.29 m à 2.49 m), qui atténue le couplage flexion-torsion et améliore l'efficacité modale dans cette direction.

Comportement en toiture : Une réduction plus marquée est observée en toiture (−6.1% en X, −6.2% en Y), attribuable à la modification de la forme modale globale entre les deux cas.

Conformité réglementaire : Les deux conditions du RPA [4] sont satisfaites dans les deux configurations. Cependant, la vérification déterminante est celle de la **limitation des dommages au 2ème étage en direction X (Cas 02)**, avec un taux d'exploitation de **99.3%** (va · $\Delta k = 17.48 \text{ mm}$ vs limite = 17.6 mm). Cette marge résiduelle de **0.12 mm** constitue le point le plus critique de l'ensemble de l'analyse et impose une vigilance particulière lors du dimensionnement des éléments à ce niveau.

V.14.4 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Les effets du second ordre (effet P- Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est vérifiée à tous les niveaux :

$$\theta_k = P_k \cdot \Delta k / V_k \cdot h_k$$

Avec :

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation, au-dessus du niveau « k »,
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k »
- Δk : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »
- h_k : hauteur du niveau « k »

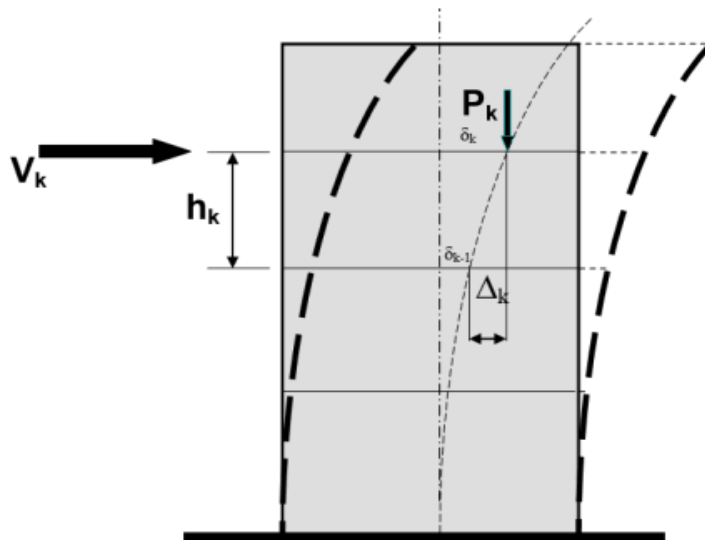


Figure V-14: Effet P- Δ

Selon la valeur de θ_k , il convient de considérer que:

- Si $(0.10 \leq \theta_k \leq 0.20)$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte, de manière approchée, en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $(\frac{1}{1-\theta_k})$.
- Si $(\theta_k \geq 0.20)$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Application Numérique :

Tableau V-42: vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ (Cas 01)

Story	h (mm)	VX kN	VY kN	P kN	Δx (mm)	Δy (mm)	θ _{kx}	θ _{ky}
Toiture	3060	762.516	925.3911	3085.282	22.5576	19.2708	0.029	0.021
6 ^{eme} étage	3520	1531.477	1955.624	7316.73	25.4232	22.4928	0.034	0.024
5 ^{eme} étage	3520	2064.857	2716.964	11363.72	28.9224	25.4808	0.045	0.030
4 ^{eme} étage	3520	2490.647	3345.403	15540.03	32.598	27.7452	0.057	0.037
3 ^{eme} étage	3520	2854.646	3878.793	19682.76	34.1136	29.5308	0.066	0.043
2 ^{eme} étage	3520	3195.176	4333.083	23913.22	34.344	28.5336	0.073	0.045
1 ^{er} étage	3840	3529.661	4741.48	28596.11	36.1944	29.0016	0.076	0.046
RDC	3200	3787.343	5024.747	33279.19	22.8744	18.0468	0.063	0.037
1 ^{er} E. S	3200	3898.966	5136.776	38030.43	9.7164	7.5672	0.030	0.018

Tableau V-43: vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ (Cas 02)

Story	h (mm)	VX kN	VY kN	P kN	Δx (mm)	Δy (mm)	θ _{kx}	θ _{ky}
<i>Toiture</i>	3060	757.1519	899.8845	3092.257	21.1896	18.0828	0.028	0.020
<i>6^{eme} étage</i>	3520	1552.188	1949.369	7471.907	25.5816	22.0608	0.035	0.024
<i>5^{eme} étage</i>	3520	2100.092	2717.835	11662.35	29.5344	24.9696	0.047	0.030
<i>4^{eme} étage</i>	3520	2538.256	3360.373	16013.96	33.3108	27.144	0.060	0.037
<i>3^{eme} étage</i>	3520	2912.781	3907.342	20332.13	34.7508	28.962	0.069	0.043
<i>2^{eme} étage</i>	3520	3263.822	4363.029	24738.75	34.9596	28.2456	0.075	0.046
<i>1^{er} étage</i>	3840	3608.068	4781.081	29582.61	37.152	28.5768	0.080	0.046
<i>RDC</i>	3200	3865.079	5049.426	34288.39	23.4216	17.7732	0.065	0.038
<i>1^{er} E.S</i>	3200	3975.445	5146.196	39067.41	9.918	7.5168	0.031	0.019

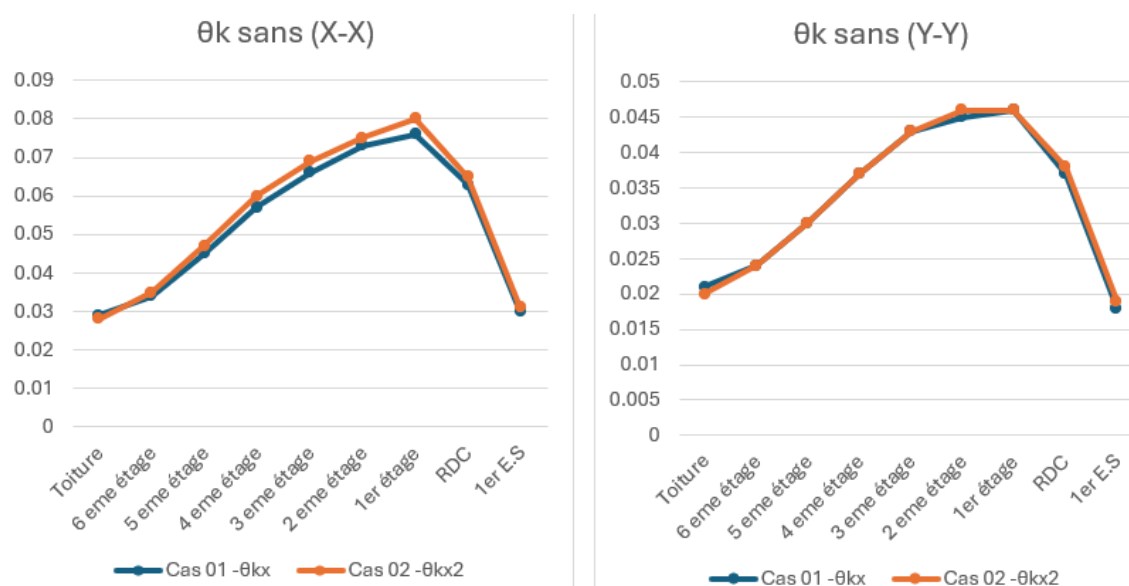


Figure V-15: Vérification d'effet P-Δ et Comparaison Cas 01 / Cas 02

Commentaire 07 :

Les résultats obtenus montrent que les valeurs de θ_k restent inférieures au seuil réglementaire de 0.10 à tous les niveaux et dans les deux configurations étudiées, ce qui permet de négliger les effets du second ordre conformément au RPA [4].

Valeurs maximales et niveau critique : Les coefficients de stabilité atteignent leur valeur maximale au 1er étage dans la direction X pour le Cas 02, avec $\theta_{kX} = 0.080$, soit 80% de la limite réglementaire. Dans la direction Y, le maximum est de $\theta_{kY} = 0.046$, observé aux 1er et 2ème étages (Cas 02). Ces valeurs confirment que la structure dispose d'une marge de sécurité satisfaisante vis-à-vis des effets du second ordre.

Prédominance de la direction X : Les coefficients θ_{kX} sont systématiquement supérieurs aux coefficients θ_{kY} à tous les niveaux et dans les deux cas. Cela s'explique par la rigidité latérale moindre de la structure dans la direction X (la structure apparaît plus flexible dans la direction X), qui génère des déplacements relatifs Δ_k plus importants dans cette direction, amplifiant ainsi les effets P- Δ associés.

Évolution par niveau : Les coefficients θ_k présentent un profil caractéristique : ils augmentent progressivement depuis les niveaux inférieurs vers les niveaux intermédiaires, atteignent leur maximum au 1er étage, puis décroissent vers la toiture. Ce profil reflète la compétition entre deux grandeurs antagonistes : l'effort tranchant cumulé V_k , qui est maximum en base et décroît vers le sommet, et le déplacement relatif Δ_k , qui est maximum aux niveaux médians.

Influence des consoles — Comparaison inter-cas : Le Cas 02 présente des valeurs de θ_k légèrement supérieures à celles du Cas 01 pour la quasi-totalité des niveaux, avec un écart compris entre +2.7% et +5.3%, en cohérence avec l'augmentation des dérives observée dans la direction X. À l'exception de la toiture, où une légère réduction est constatée dans les deux directions, l'ajout des consoles tend à accentuer modérément les effets du second ordre sans pour autant remettre en cause la conclusion générale.

Conclusion : Les effets du second ordre (effet P – Δ) peuvent être négligés pour les deux configurations, conformément au critère $\theta_k < 0.10$ du RPA [4]. La valeur maximale $\theta_{kX} = 0.080$ obtenue au 1er étage pour le Cas 02 représente le point de contrôle de cette vérification et demeure dans des limites tout à fait acceptables.

Justification vis-à-vis des diaphragmes horizontaux :

Les diaphragmes doivent pouvoir transmettre les effets de l'action sismique aux différents éléments de contreventement. Cette condition est considérée comme satisfaite si la force sismique dans le diaphragme est déterminée conformément au RPA [4]

$$F_{pk} = \frac{F_t + \sum_{i=k}^n F_i}{\sum_{i=k}^n W_i} \cdot W_{pk}$$

$$0.35 \leq \frac{F_{pk}}{(A.I.S) \cdot W_{pk}} \leq 0.70$$

$$0.35 (A.I.S) \cdot W_{pk} \leq F_{pk} \leq 0.70 (A.I.S) \cdot W_{pk}$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i

F_t : La force concentrée au sommet de la structure = 0

F_{pk} : Force sismique exercée sur le diaphragme au niveau k

W_{pk} : poids du diaphragme et des éléments tributaires du niveau k

Tableau V-44: calcul de force sismique exercée sur le diaphragme (Cas 01)

Story	ΣFix	ΣFiy	W_{pk}	$\Sigma W(KN)$	F_{pkx}	F_{pky}
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
Toiture	762.516	925.3911	3085.282	3085.282	762.516	925.3911
6 eme étage	1531.477	1955.624	4231.447	7316.73	885.6916	1130.986
5 eme étage	2064.857	2716.964	4046.99	11363.72	735.3626	967.5991
4 eme étage	2490.647	3345.403	4176.312	15540.03	669.3499	899.0616
3 eme étage	2854.646	3878.793	4142.734	19682.76	600.8321	816.3897
2 eme étage	3195.176	4333.083	4230.459	23913.22	565.2547	766.5604
1er étage	3529.661	4741.48	4682.891	28596.11	578.0161	776.4633
RDC	3787.343	5024.747	4683.071	33279.19	532.9576	707.086
1er E.S	3898.966	5136.776	4751.244	38030.43	487.1083	641.7513

Tableau V-45: vérification de force sismique exercée sur le diaphragme (Cas 01)

Story	F_{pkx}	F_{pky}	W_{pk}	A. I. S	F_{pkx}	F_{pky}
	kN	kN	kN		(A. I. S). W_{pk}	(A. I. S). W_{pk}
Toiture	762.516	925.3911	3085.282	0.468	0.52809	0.640892
6 eme étage	885.6916	1130.986	4231.447	0.468	0.447247	0.571113
5 eme étage	735.3626	967.5991	4046.99	0.468	0.388261	0.510878
4 eme étage	669.3499	899.0616	4176.312	0.468	0.342464	0.459992
3 eme étage	600.8321	816.3897	4142.734	0.468	0.309899	0.42108
2 eme étage	565.2547	766.5604	4230.459	0.468	0.285503	0.38718
1er étage	578.0161	776.4633	4682.891	0.468	0.263742	0.354292
RDC	532.9576	707.086	4683.071	0.468	0.243173	0.322623
1er E.S	487.1083	641.7513	4751.244	0.468	0.219065	0.288611

Tableau V-46: Force sismique exercée sur le diaphragme (Cas 02)

Story	ΣF_{ix}	ΣF_{iy}	Wpk	$\Sigma W(KN)$	Fpkx	Fpky
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
Toiture	757.1519	899.8845	3092.257	3092.257	757.1519	899.8845
6 eme étage	1552.188	1949.369	4379.65	7471.907	909.8134	1142.62
5 eme étage	2100.092	2717.835	4190.448	11662.35	754.5927	976.5564
4 eme étage	2538.256	3360.373	4351.604	16013.96	689.7411	913.1416
3 eme étage	2912.781	3907.342	4318.167	20332.13	618.6208	829.8472
2 eme étage	3263.822	4363.029	4406.626	24738.75	581.373	777.1707
1er étage	3608.068	4781.081	4843.855	29582.61	590.7849	782.854
RDC	3865.079	5049.426	4705.784	34288.39	530.4486	692.9899
1er E. S	3975.445	5146.196	4779.016	39067.41	486.306	629.5209

Tableau V-47: vérification de force sismique exercée sur le diaphragme (Cas 02)

Story	Fpkx	Fpky	A. I. S	Wpk	Fpkx	Fpky
	kN	kN		kN	(A. I. S). Wpk	(A. I. S). Wpk
Toiture	757.1519	899.8845	0.468	3092.257	0.523193	0.621821
6 eme étage	909.8134	1142.62	0.468	4379.65	0.443882	0.557464
5 eme étage	754.5927	976.5564	0.468	4190.448	0.384775	0.497956
4 eme étage	689.7411	913.1416	0.468	4351.604	0.338681	0.448377
3 eme étage	618.6208	829.8472	0.468	4318.167	0.306111	0.410632
2 eme étage	581.373	777.1707	0.468	4406.626	0.281905	0.376846
1er étage	590.7849	782.854	0.468	4843.855	0.260611	0.345338
RDC	530.4486	692.9899	0.468	4705.784	0.24086	0.314665
1er E. S	486.306	629.5209	0.468	4779.016	0.217433	0.281466

Pour valeurs qui étant inférieures à 0.35, les efforts de calcul retenus pour le Dimensionnement des diaphragmes sont pris égaux : $F_{pk} = 0.35 \cdot A. I. S \cdot W_{pk}$
Donc en a :

Tableau V-48: Efforts de calcul des diaphragmes pour les cas CAS01 et CAS02 après application de la borne réglementaire.

CAS01		CAS02	
Design Fpkx	Design Fpky	Design Fpkx	Design Fpky
kN	kN	kN	kN
762.516	925.3911	757.1519	899.8845
885.6916	1130.986	909.8134	1142.62
735.3626	967.5991	754.5927	976.5564
684.0799	899.0616	712.7927	913.1416
678.5798	816.3897	707.3158	829.8472
692.9492	766.5604	721.8053	777.1707
767.0575	776.4633	793.4234	793.4234
767.087	767.087	770.8074	770.8074
778.2538	778.2538	782.8028	782.8028

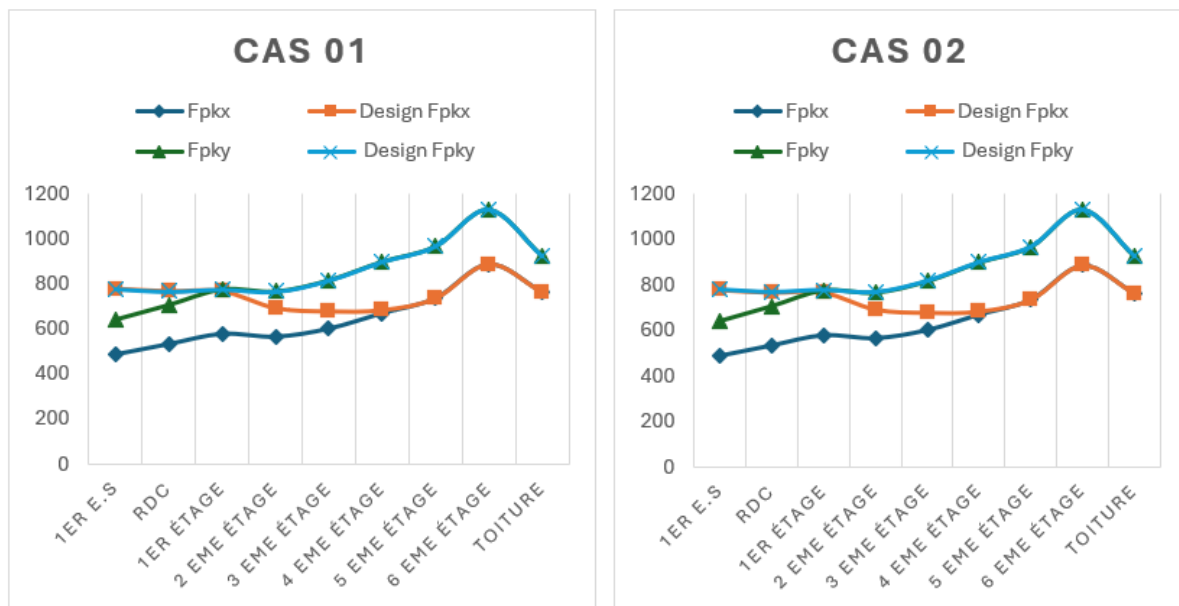


Figure V-16 : Justification vis-à-vis des diaphragmes horizontaux et Comparaison Cas 01 et 02

Commentaire 07 :

L'analyse des résultats montre que les rapports :

$$\frac{F_{pk}}{(A \cdot I \cdot S) \cdot W_{pk}}$$

Deviennent inférieurs à la limite réglementaire de 0.35 principalement à partir des niveaux intermédiaires et supérieurs, en particulier dans la direction X. Dans ce cas, la borne minimale imposée par le [4] est appliquée afin de garantir une capacité suffisante de transmission des efforts sismiques au sein des diaphragmes.

Le Cas 02 présente des efforts diaphragmatiques légèrement supérieurs à ceux du Cas 01, avec une augmentation modérée liée à l'accroissement des masses tributaires et des efforts sismiques cumulés induits par les consoles. Toutefois, cette augmentation reste limitée, ce qui montre que l'ajout des consoles n'entraîne pas une sollicitation excessive des diaphragmes et demeure compatible avec les exigences réglementaires de dimensionnement.

V.15 Conclusion :

L'analyse comparative dans ce chapitre a permis d'évaluer le comportement sismique global d'une structure en béton armé en présence de consoles de grande portée, en s'appuyant sur une analyse modale spectrale modélisée à l'aide du logiciel ETABS, conformément aux prescriptions du RPA [4]. L'étude a été réalisée pour un site situé en zone sismique VI, caractérisée par une forte sismicité.

L'approche adoptée, fondée sur la comparaison entre une structure de référence sans consoles et une autre modifiée intégrant des porte-à-faux, met en évidence une modification significative de la répartition des rigidités et des masses, influençant directement la réponse dynamique de la structure.

Sur le plan du comportement mécanique, l'introduction des consoles entraîne une redistribution des rigidités qui se traduit par une réduction notable de l'excentricité globale en plan dans la direction Y, passant de 6,29 m à 2,49 m. Cette évolution contribue à une diminution des effets de torsion globale et à une meilleure répartition des sollicitations entre les éléments porteurs.

Du point de vue dynamique, la structure modifiée présente une légère amélioration de la participation modale, avec l'atteinte du seuil réglementaire de 90 % de masse participante au 8ème mode contre le 9ème mode dans la configuration de référence. Cette évolution traduit une modification de la distribution de l'énergie vibratoire entre les modes sans altération du comportement global de stabilité.

L'augmentation du poids sismique, de l'ordre de 2,73 %, induit une variation modérée des efforts à la base, sans modifier de manière significative la hiérarchie des sollicitations internes. Par ailleurs, une amélioration du comportement dans la direction Y est observée à travers la diminution du facteur de majoration dynamique, passant de 1,101 à 1,059, ce qui traduit une réponse plus équilibrée dans cette direction.

L'évaluation réglementaire selon le RPA [4] montre que les deux configurations respectent les critères de stabilité globale, de limitation des déplacements et de contrôle des effets du second ordre. Le critère le plus contraignant reste celui des dérives inter-étages dans la direction X, particulièrement au niveau intermédiaire, où les valeurs s'approchent des limites admissibles sans les dépasser.

L'effet P- Δ demeure maîtrisé, avec des coefficients de stabilité inférieurs au seuil critique de 0,10, confirmant l'absence d'instabilité géométrique significative. De même, les efforts transmis aux diaphragmes restent compatibles avec les hypothèses de rigidité adoptées, malgré une légère augmentation liée à la redistribution des masses.

En synthèse, l'introduction des consoles modifie le comportement dynamique de la structure de manière mesurable mais contrôlée. Elle améliore certains aspects liés à la torsion et à la répartition des efforts, tout en induisant une sensibilité accrue des déplacements dans une direction principale. L'ensemble des vérifications confirme la conformité globale de la structure aux exigences du RPA2024 [4], avec un critère de dérive constituant le paramètre dimensionnant principal du dimensionnement sismique.

VI. Chapitre : Dimensionnement et ferrailage des éléments porteurs principaux — Étude comparative Cas 01 / Cas 02

VI.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous étudions l'analyse et le ferrailage des éléments en béton armé, en nous basant sur les résultats des chapitres précédents. L'objectif est de comprendre le comportement de ces éléments et de déterminer le ferrailage nécessaire pour les éléments principaux. Nous effectuons également une comparaison entre les deux cas afin d'étudier l'influence de la configuration sur les sollicitations internes (moments fléchissant et efforts tranchants). Cette comparaison permet de mettre en évidence les différences dans la répartition des efforts et leur impact sur le calcul du ferrailage. Enfin, ce chapitre permet d'appliquer les méthodes de ferrailage de manière rigoureuse, tout en respectant les règlements et les normes de calcul en vigueur.

VI.2 Hypothèses et Données de Calcul :

Le ferrailage des poutres est réalisé conformément aux prescriptions du RPA [4] et du CBA93 [2], sur la base des sollicitations extraites du modèle ETABS pour les combinaisons les plus défavorables.

Tableau VI-1: Rappel des caractéristiques des matériaux

Matériau	Paramètre	Valeur
Béton	Résistance caractéristique f_{c28}	30 MPa
Béton	Contrainte admissible σ_{bc} (ELS)	18 MPa
Acier HA	Limite élastique f_e	500 MPa
Acier HA	Contrainte de calcul f_s (ELU)	434.8 MPa
Acier HA	Contrainte admissible σ_{st} (ELS)	215.56 MPa
Enrobage	(Zones IV, V, VI)	3 cm
Situation	Courante	$\gamma_b = 1.50$; $\gamma_s = 1.15$
	Accidentelle	$\gamma_b = 1.2$; $\gamma_s = 1.00$
Contrainte tangente admissible	τ_{bar}	3 MPa

VI.3 Combinaisons d'Actions :

Conformément au RPA [4] et BAEL [3], les combinaisons d'actions suivantes sont adoptées :

Tableau VI-2: Combinaisons réglementaires de calcul

Combinaison	Expression	Remarque
ELU	$1,35G + 1,5Q$	Ultime
ELS	$G + Q$	Service
Sismique E1	$G + 0,4Q + E1$ avec : $E1 = \pm E_x \pm 0,30 \cdot E_y$	Cas 01 & 02

Sismique E2	$G + 0,4Q + E2$ avec : $E2 = \pm 0,30 \cdot Ex \pm Ey$	Cas 01 & 02
Sismique E3	$G + 0,4Q + E3$ avec : $E3 = \pm Ex \pm 0,30 \cdot Ey \pm 0,30 \cdot Ez$	Cas 02
Sismique E4	$G + 0,4Q + E4$ avec : $E4 = \pm 0,30 \cdot Ex \pm Ey \pm 0,30 \cdot Ez$	Cas 02
Sismique E5	$G + 0,4Q + E5$ avec : $E5 = \pm 0,30 \cdot Ex \pm 0,30 \cdot Ey \pm Ez$	Cas 02

Le coefficient d'accompagnement adopté : $\psi = 0,4$ (bâtiment recevant du public temporairement).

- Cas 01 : Structure soumise aux composantes horizontales de l'action sismique conformément aux dispositions réglementaires usuelles.
- Cas 02 : Structure soumise simultanément aux composantes horizontales et à la composante verticale de l'action sismique afin d'évaluer l'influence de cette dernière sur la réponse globale de la structure.

VI.4 Les poutres :

VI.4.1 Définition et Rôle :

Les poutres sont des éléments horizontaux conçus pour supporter les charges et surcharges du plancher, puis les transférer aux poteaux. Sous l'influence des charges verticales et horizontales, des efforts internes se manifestent à travers toutes leurs sections, à savoir :

- Des moments de flexion (M)
- Des efforts tranchants (V)

VI.4.2 Recommandations du [4] :

a. Zone Critique :

La longueur de la zone critique est définie à partir de chaque extrémité de la poutre connectée à un nœud poteau-poutre :

$$l_{cr} = 1,5 \times h$$

b. Armatures Longitudinales :

Prescription [4]	Valeur réglementaire
Pourcentage minimal total	$0.5\% \times b \times h$
Pourcentage maximal (zone courante)	$4\% \times B$
Pourcentage maximal (zone recouvrement)	$6\% \times B$
Diamètre minimal (Zones IV, V, VI)	4 HA 12 mm
Prolongement armatures supérieures sur appuis	1/4 de la section max
Longueur minimale de recouvrement (Zone VI)	60Øl

Avec :

- **h** : hauteur de la poutre.
- **B** : section brute de la poutre ($B = b \times h$).
- **Øl** : diamètre des armatures longitudinales.

c. Armatures Transversales :

- **Diamètre des armatures transversales [2] :** $\phi t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \phi l)$
 - ϕt : diamètre des armatures de confinement.
 - ϕl : diamètre minimal des barres longitudinales.
- **Quantité minimale [4] :** $A_t = 0.003 \times s \times b$
 - s : espacement maximum entre les armatures transversales.
- **Espacement maximal :**
 - Dans les zones critiques : $s = \min (h/4 ; 24 \phi t ; 17,5 \text{ cm} ; 6 \phi l)$
 - En dehors de la zone critique (Zone courante) : $s' \leq h/2$

Note 01 : Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu d'appui. Le diamètre des armatures de confinement ne doit pas être inférieur à 6mm.

Note 02 : Les poutres, supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques, doivent avoir des armatures symétriques avec une section, en travée, au moins égale à la moitié de la section sur appui.

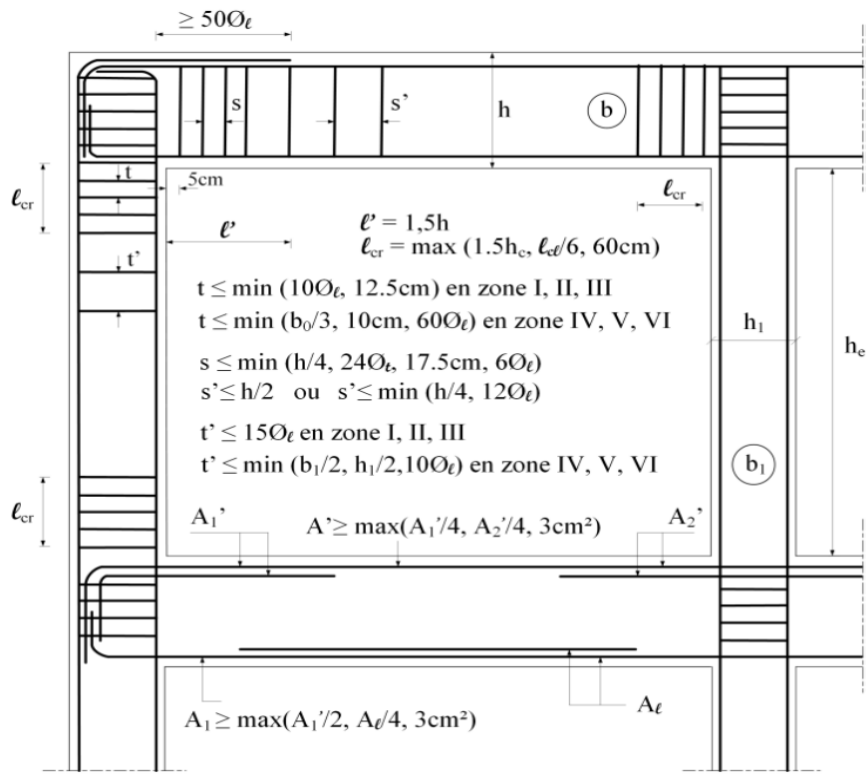


Figure VI-1: Détails constructifs et dispositions de ferrailage d'un nœud portique (poteau-poutre).

Avec :

- **Lcl** : longueur libre.
- **Lcr** : longueur critique.

- **hc** : plus grande dimension de la section transversale du poteau.
- **l'** : longueur critique de la poutre.
- **b0** : dimension minimale du noyau de béton.

VI.4.3 Application Numérique (Portique 01 et 02) :

Portique 01 (axe G) : Le portique est constitué de trois poutres principales (B19, B20, B21) ainsi que d'un élément en console (B60 – Ca 01 / B76 – Cas 02).

Portique 02 (axe H) : Le portique est constitué de trois poutres principales (B22, B23, B24) ainsi que d'un élément en console (B59 – Cas 01 / B63 – Cas 02).

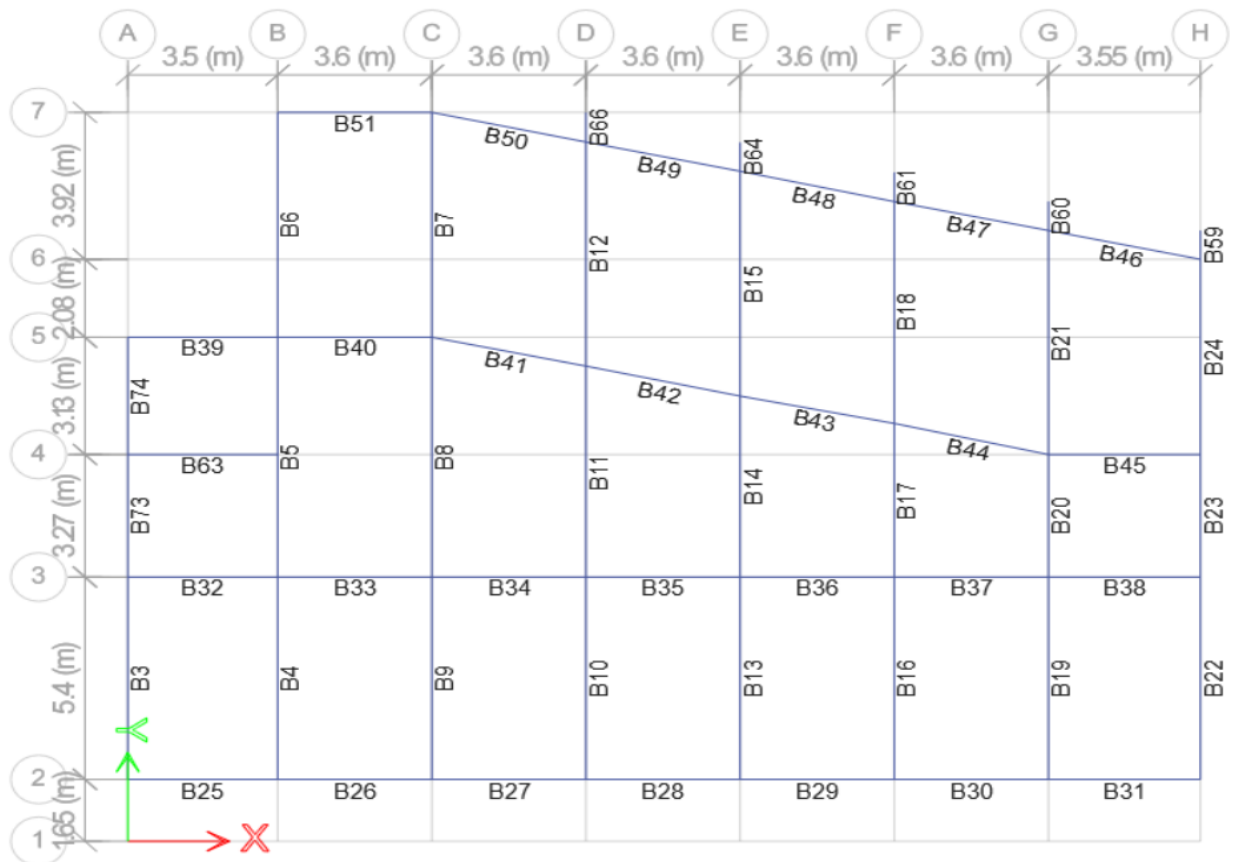


Figure VI-2: vue en plan des portiques 01 et 02 (Cas 01)

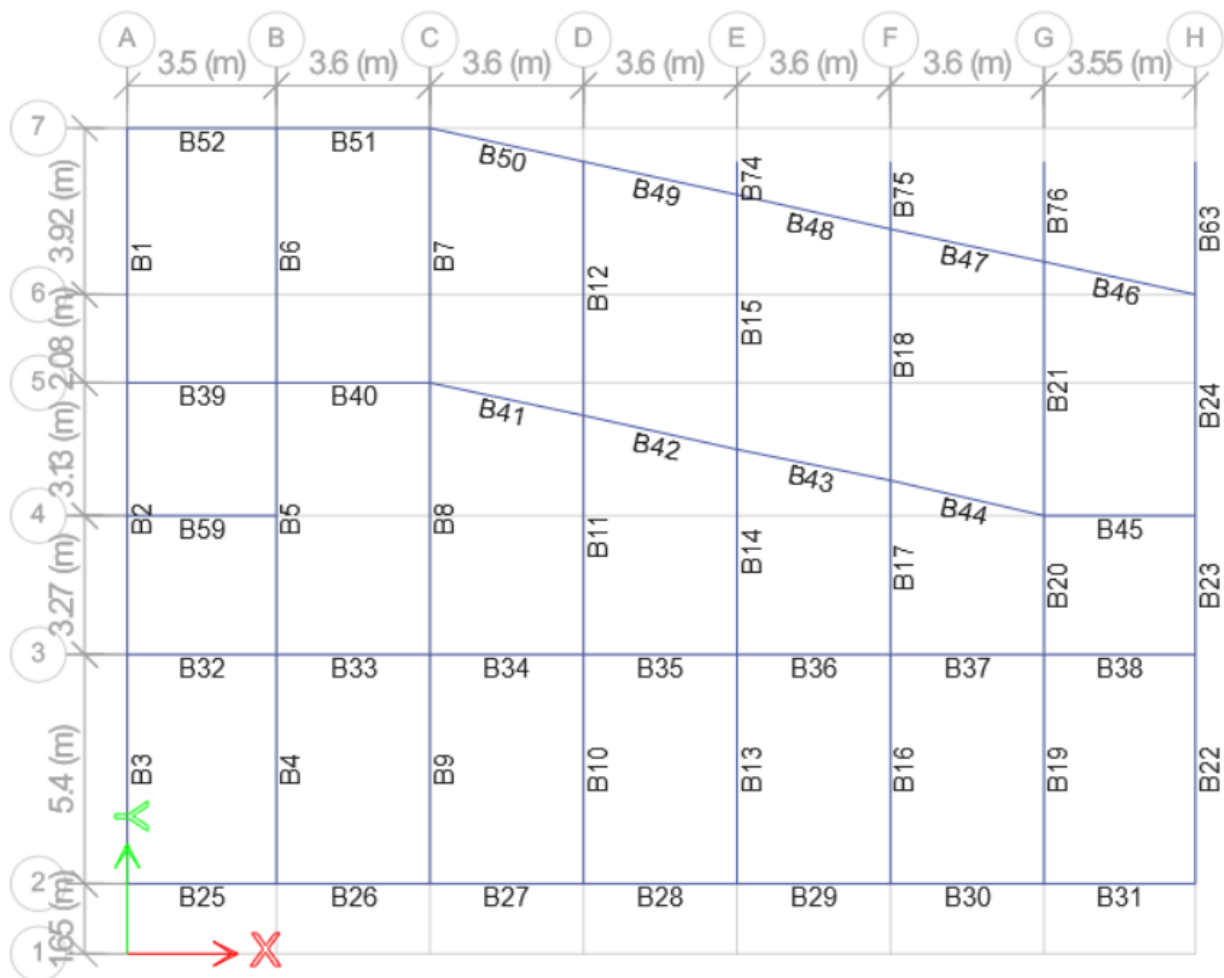


Figure VI-3: vue en plan des portiques 01 et 02 (Cas 02)

La section transversale de toutes les poutres principales est identique dans les deux cas :

Tableau VI-3: Paramètre de section transversale de toutes les poutres principales

Paramètre	Valeur
Largeur b	30 cm
Hauteur h	50 cm
Hauteur utile d	$h \times 0.9 = 45 \text{ cm}$
Longueur console B60/B76	B60 (Cas 01) = 0.9 m / B76 (Cas 02) = 2.5 m
Longueur console B59/B63	B59 (Cas 01) = 0.9 m / B63 (Cas 02) = 3.4 m

La section transversale de toutes les poutres secondaires est identique dans les deux cas :

Tableau VI-4: Paramètre de section transversale de toutes les poutres secondaires (identique dans les deux cas)

Paramètre	Valeur
Largeur b	30 cm
Hauteur h	35 cm
Hauteur utile d	$h \times 0.9 = 31.5 \text{ cm}$

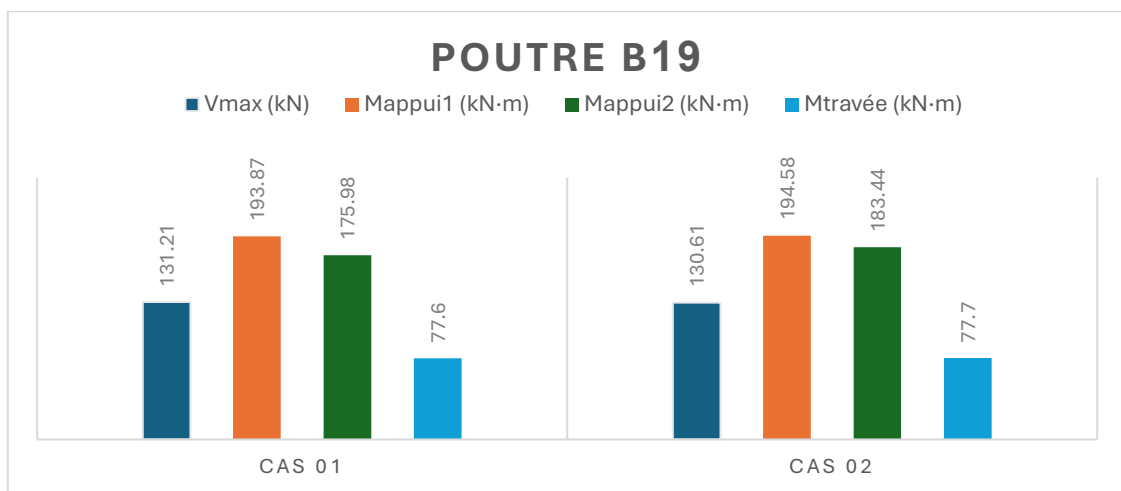
Objectif de la comparaison : Ce portique et ses poutres associées ont été sélectionnés spécifiquement car cette zone intègre les éléments en console, qui constituent l'objet central de cette étude. La comparaison entre le Cas 01 (structure de référence) et le Cas 02 (structure avec grandes consoles > 2 m soumise au spectre vertical) permet de quantifier avec précision l'influence de la composante sismique verticale sur les sollicitations internes des poutres adjacentes.

VI.4.4 Analyse comparative des sollicitations – Portique 01 :

Poutre B19 (b = 30 cm, h = 50 cm) :

Tableau VI-5 : Comparaison des sollicitations de la poutre B19 entre le Cas 01 et le Cas 02

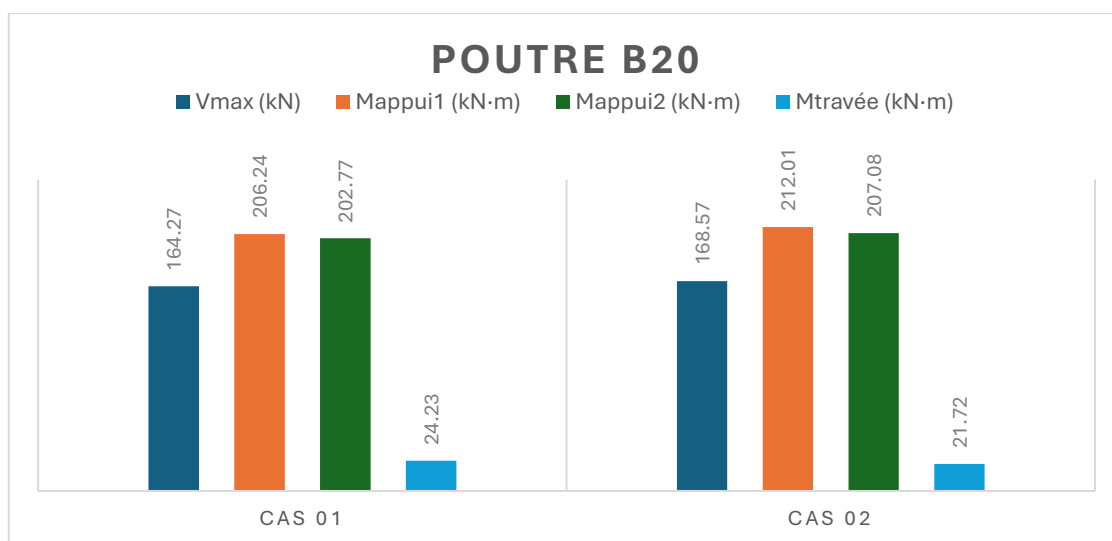
Sollicitation	Cas 01		Cas 02		Variation (%)
Vmax (kN)	131.21	ELU	130.61	ELU	-0.46%
Mappui1 (kN · m)	193.87	G+0.4Q+E2	194.58	G+0.4Q+E2	+0.37%
Mappui2 (kN · m)	175.98	G+0.4Q+E2	183.44	G+0.4Q+E2	+4.24%
Mtravée (kN · m)	77.6	ELU	77.7	ELU	+0.13%



Poutre B20 (b = 30 cm, h = 50 cm) :

Tableau VI-6: Comparaison des sollicitations de la poutre B20 entre le Cas 01 et le Cas 02

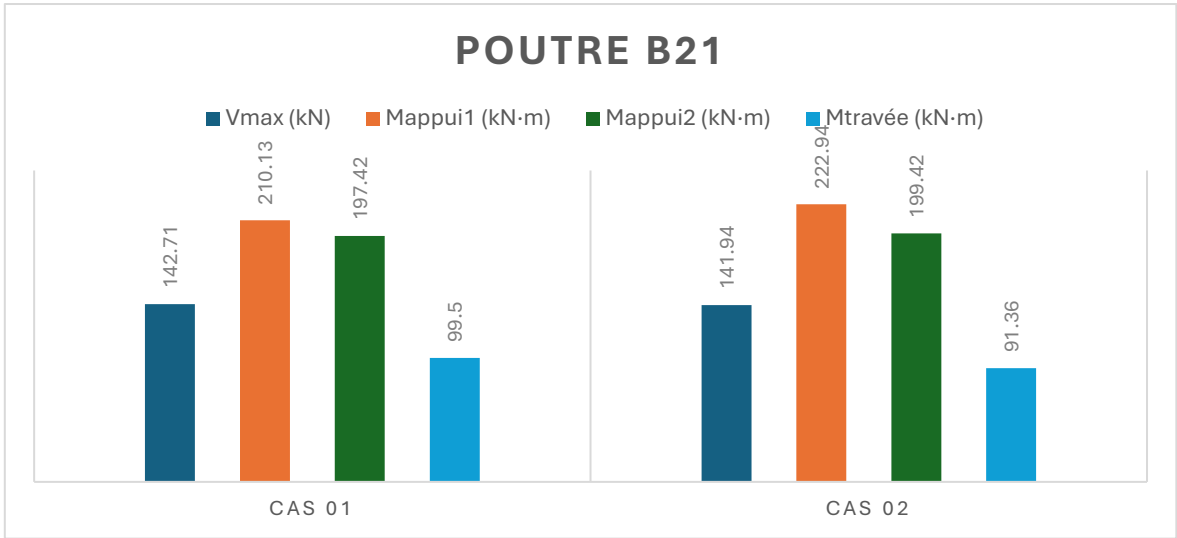
Sollicitation	Cas 01		Cas 02		Variation (%)
Vmax (kN)	164.27	G+0.4Q+E2	168.57	G+0.4Q+E2	+2.62%
Mappui1 (kN · m)	206.24	G+0.4Q+E2	212.01	G+0.4Q+E2	+2.80%
Mappui2 (kN · m)	202.77	G+0.4Q+E2	207.08	G+0.4Q+E2	+2.13%
Mtravée (kN · m)	24.23	ELU	21.72	ELU	-10.36%



Poutre B21 (b = 30 cm, h = 50 cm) :

Tableau VI-7: Comparaison des sollicitations de la poutre B21 entre le Cas 01 et le Cas 02

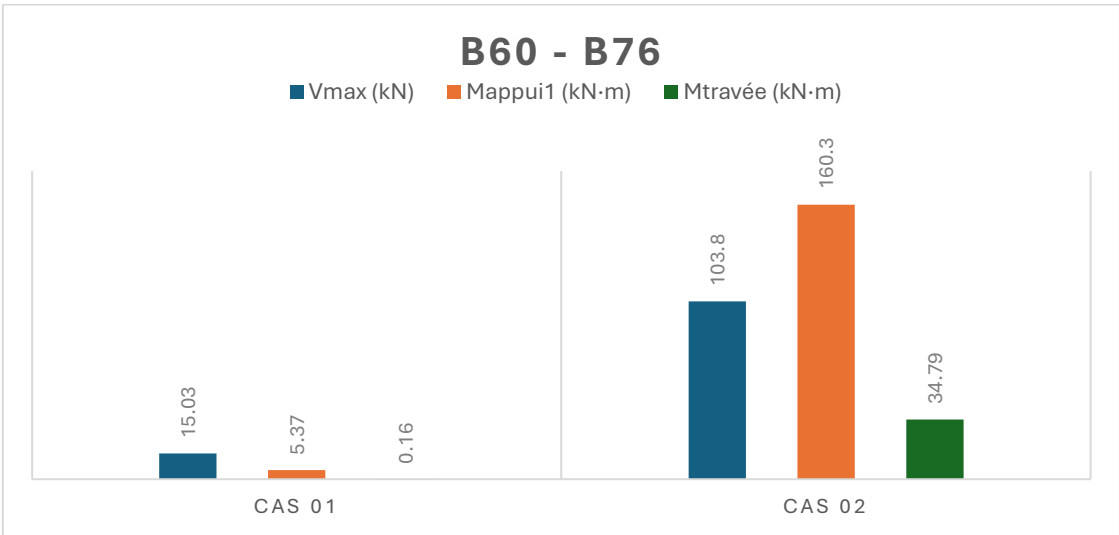
Sollicitation	Cas 01		Cas 02		Variation (%)
Vmax (kN)	142.71	ELU	141.94	ELU	-0.54%
Mappui1 (kN · m)	210.13	G+0.4Q+E2	222.94	G+0.4Q+E2	+6.10%
Mappui2 (kN · m)	197.42	G+0.4Q+E2	199.42	G+0.4Q+E4	+1.01%
Mtravée (kN · m)	99.50	ELU	91.36	ELU	-8.18%



Console ($b = 30\text{ cm}$, $h = 50\text{ cm}$) : B60 (Cas 01) et B76 (Cas 02)

Tableau VI-8: Comparaison des sollicitations des console (B60/76) entre le Cas 01 et le Cas 02

Sollicitation	Cas 01		Cas 02		Variation (%)
V_{max} (kN)	15.03	G+0.4Q+E1	103.8	ELU	+590.61%
M_{appui1} (kN · m)	5.37	G+0.4Q+E1	160.3	G+0.4Q+E5	+2885.1%
$M_{travée}$ (kN · m)	0.16	ELU	34.79	G+0.4Q+E5	+21643.75%



VI.4.4.1 Analyse des Sollicitations Portique 01 :

Poutres B19 et B20 : Variations négligeables ($< 5\%$), dues uniquement à une redistribution globale des efforts liée à l'allongement de la console. Aucune influence directe du séisme vertical.

Poutre B21 : Directement connectée à la console B76, elle subit une augmentation significative de son moment en appui 1 (+6.10 %) et un changement de combinaison dimensionnante (E2 $\rightarrow$ E4). Le moment en travée diminue en contrepartie (-8.18%), ce qui est physiquement cohérent avec l'équilibre des moments dans une poutre continue.

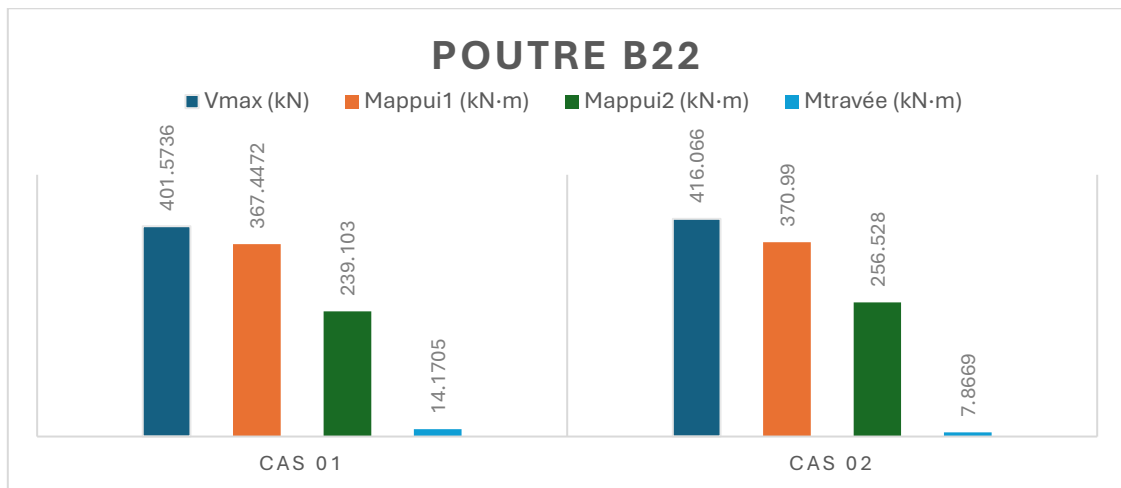
Console B60 $\rightarrow$ B76 : C'est l'élément le plus impacté. En Cas 01, la console B60 (0.9 m) présente des sollicitations faibles, sans séisme vertical. En Cas 02, la console B76 (2.5 m) dépasse le seuil de 2.00 m imposé par le [4], rendant la composante sismique verticale obligatoire (combinaison E5).

VI.4.5 Sollicitations de Portique 02 :

Poutre B22 (b = 30 cm, h = 50 cm) :

Tableau VI-9: Comparaison des sollicitations de la poutre B22 entre le Cas 01 et le Cas 02

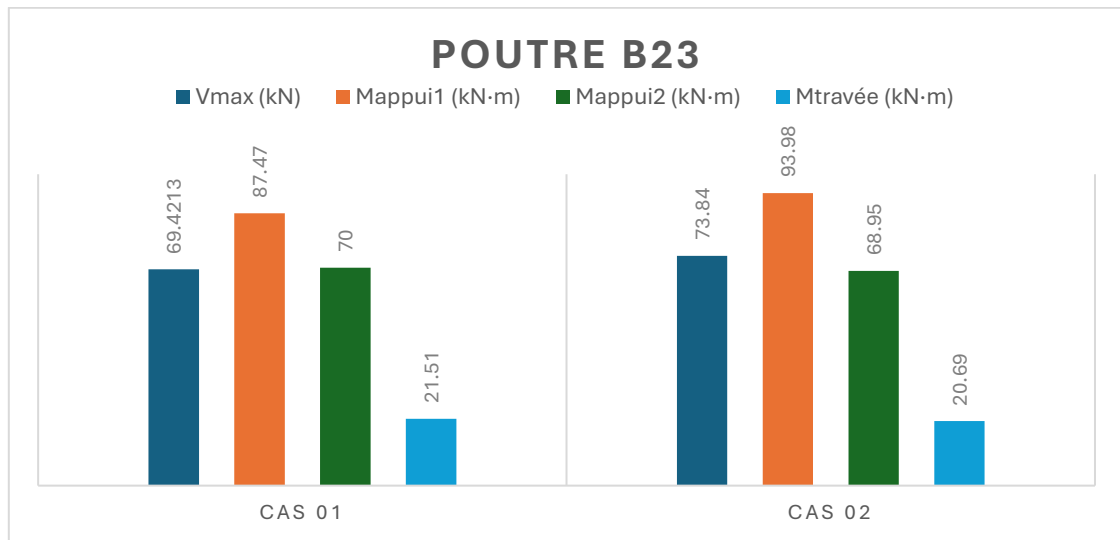
Sollicitation	Cas 01		Cas 02		Variation (%)
V max (kN)	401.574	ELU	416.007	ELU	+3.61%
Mappui1 (kN · m)	367.447	G+0.4Q+E2	370.99	G+0.4Q+E2	+0.96%
Mappui2 (kN · m)	239.103	G+0.4Q+E2	256.53	G+0.4Q+E2	+7.29%
Mtravée (kN · m)	14.171	ELU	7.867	ELU	-44.48%



Poutre B23 (b = 30 cm, h = 50 cm) :

Tableau VI-10: Comparaison des sollicitations de la poutre B23 entre le Cas 01 et le Cas 02

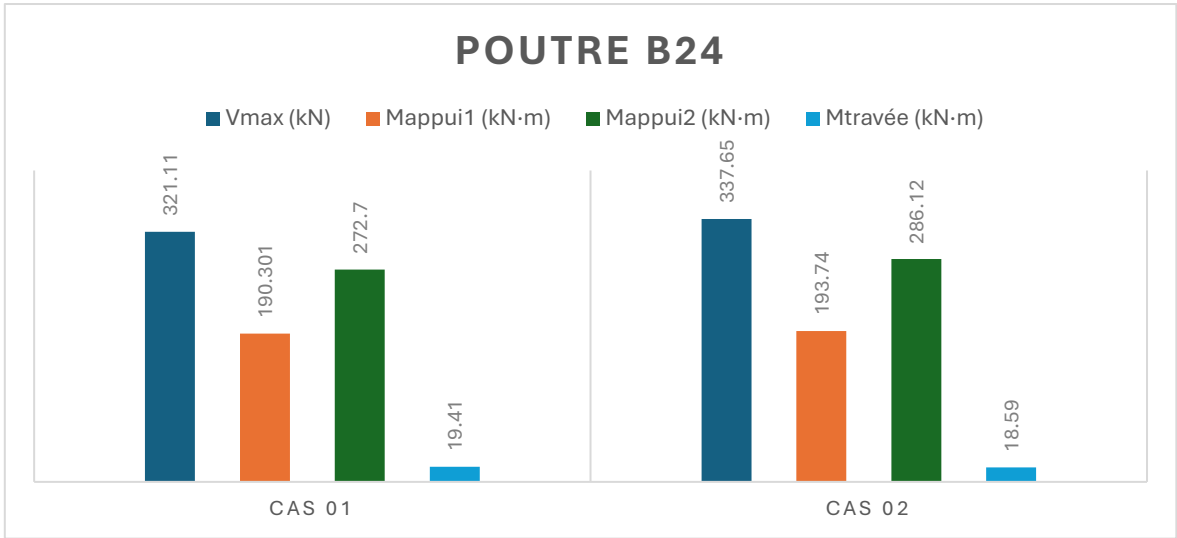
Sollicitation	Cas 01		Cas 02		Variation (%)
Vmax (kN)	69.42	G+0.4Q+E2	73.84	G+0.4Q+E2	+6.37%
Mappui1 (kN · m)	87.47	G+0.4Q+E2	93.98	G+0.4Q+E2	+7.44%
Mappui2 (kN · m)	70	G+0.4Q+E2	68.95	G+0.4Q+E2	-1.5%
Mtravée (kN · m)	21.51	ELU	20.69	ELU	-3.81%



Poutre B24 (b = 30 cm, h = 50 cm) :

Tableau VI-11: Comparaison des sollicitations de la poutre B19 entre le Cas 01 et le Cas 02

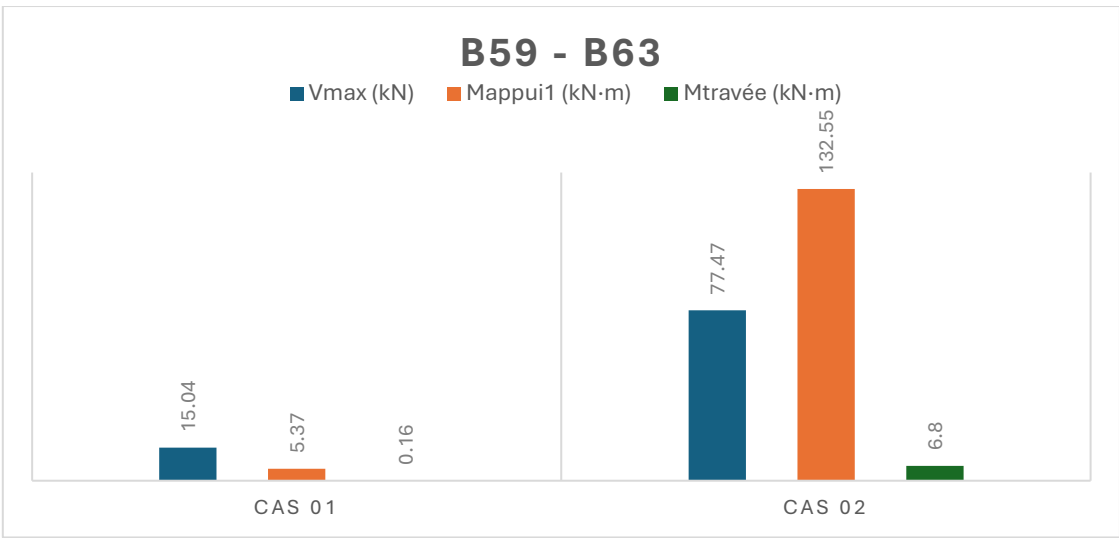
Sollicitation	Cas 01		Cas 02		Variation (%)
Vmax (kN)	321.11	ELU	337.645	G+0.4Q+E2	+5.15%
Mappui1 (kN · m)	190.301	G+0.4Q+E2	193.74	G+0.4Q+E2	+1.81%
Mappui2 (kN · m)	272.7	G+0.4Q+E2	286.12	G+0.4Q+E4	+4.92%
Mtravée (kN · m)	19,41	ELU	18.59	ELU	-4.22%



Console : B59 (Cas 01) et B63 (Cas 02) (b = 30 cm, h = 50 cm)

Tableau VI-12: Comparaison des sollicitations de Console (B59/B63) entre le Cas 01 et le Cas 02

Sollicitation	Cas 01		Cas 02		Variation (%)
Vmax (kN)	15.04	G+0.4Q+E1	77.47	ELU	+415.09%
Mappui1 (kN · m)	8.51	G+0.4Q+E1	132.55	ELU	+1457.58%
Mtravée (kN · m)	0.16	ELU	6.8	G+0.4Q+E5	+4150%



VI.4.5.1 Analyse des Sollicitations — Portique 02 :

Poutres B22 et B24 : Leurs sollicitations élevées (367.45 et 272.70 kN · m) s'expliquent par leur liaison directe à des voiles en béton armé. La rigidité transversale de ces voiles concentre les moments aux nœuds extrêmes du portique — c'est l'effet de transfert de rigidité.

Poutre B22 – Moment en travée : La réduction de -44.48% est la variation la plus marquante du Portique 02. Elle est mécaniquement cohérente : l'augmentation des moments sur appuis ($+7.29\%$ sur Mappui2), induite par l'allongement de la console B63, entraîne par continuité une forte diminution du moment en travée.

Console B59 $\rightarrow$ B63 : Comportement identique à B76 (Portique 01), avec des amplifications majeures dues à la composante sismique verticale

VI.4.6 Sollicitations de Poutre Secondaire B46 :

Parmi l'ensemble des poutres secondaires de la structure, la poutre B46 a été sélectionnée comme élément représentatif de cette étude comparative, en raison de sa position adjacente aux consoles en porte-à-faux. Elle constitue l'élément secondaire le plus directement influencé par l'introduction de la composante sismique verticale en Cas 02, ce qui se traduit par un changement de combinaison dimensionnante ($E1 \rightarrow E3$) et des augmentations de sollicitations notables.

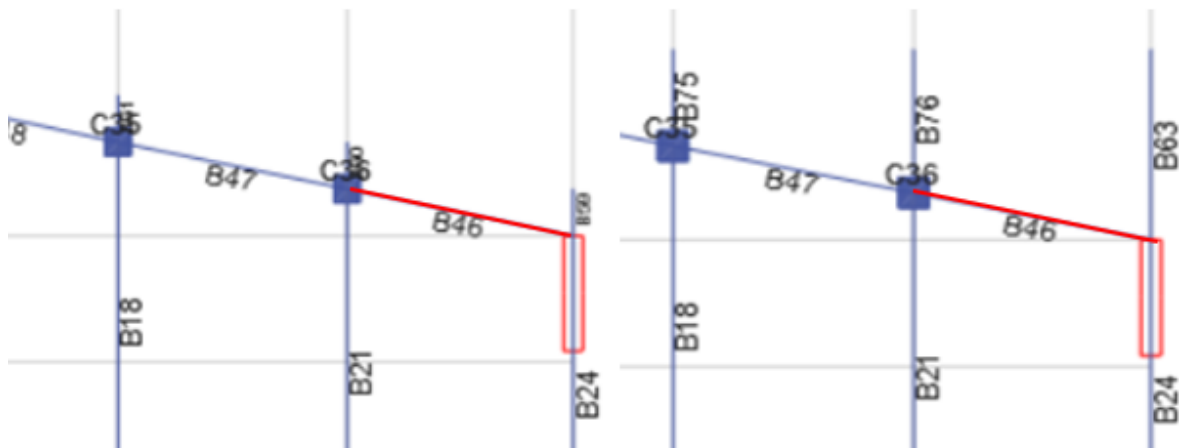
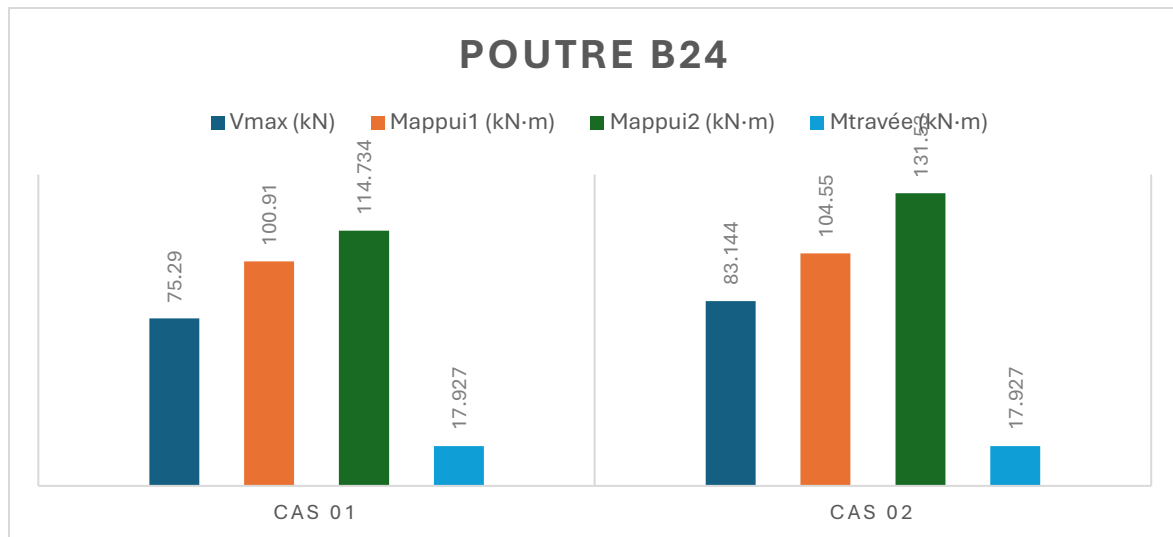


Figure VI-4: positionnement de la poutre secondaire B46 (Cas 01 et Cas 02).

Tableau VI-13: Sollicitations de la poutre secondaire B46 (Cas 01 et Cas 02)

Sollicitation	Cas 01	Combinaison	Cas 02	Combinaison	Variation (%)
Vmax (kN)	114.73	G+0,4Q+E1	131.53	G+0,4Q+E3	+14.66%
Mappui1 (kN · m)	100.91	G+0,4Q+E1	104.55	G+0,4Q+E3	+3.61%
Mappui2 (kN · m)	13.78	ELU	17.93	ELU	+30.11%
Mtravée (kN · m)	75.29	G+0,4Q+E1	83.14	G+0,4Q+E3	+10.42%



VI.4.6.1 Analyse des sollicitations de la poutre secondaire B46

Poutre B46 présente trois impacts directs du passage au Cas 02 :

- Combinaison dimensionnante : E1 → E3, confirmant l'influence du séisme vertical (Ez).
- Sollicitations : hausses notables sur appuis (+14.66 %), en travée (+30.11 %) et en cisaillement (+10.42 %), dues aux accélérations verticales alternées.
- Conséquence pratique : vérification obligatoire des armatures transversales face à l'effort tranchant amplifié.

VI.4.7 Ferrailage des Poutres

VI.4.7.1 Méthodologie de calcul :

Le ferrailage est calculé en flexion simple à l'ELU, en retenant la combinaison la plus défavorable.

Pour le Portique 01, une approche d'uniformisation est adoptée : les sollicitations étant homogènes entre les poutres d'un même portique, un ferrailage unique est appliqué à tous les appuis (basé sur l'appui le plus sollicité) et un ferrailage commun à toutes les travées (vérifié à l'ELS). Cela simplifie la mise en œuvre et réduit les pertes de matériaux sur chantier.

VI.4.7.2 Ferrailage longitudinal des poutres du Portique 01 (Cas 01) :

Tableau VI-14: Ferrailage longitudinal uniformisé des poutres du Portique 01 (Cas 01).

Section	Mu (kN · m)	Mser (kN · m)	μbu	As calc (cm ²)	Ferrailage Adopté	As (cm ²)	σst (MPa)	ELS
Appui	210.13	76.74	0.1384	10.09	3HA16 +2HA20	12.31	156.17	OK
Travée	99.50	70.95	0.0963	5.36	6HA16	12.06	147.32	OK

VI.4.7.3 Ferrailage des Consoles B60 :

Tableau VI-15: Ferrailage longitudinal de la console B60 a l'ELU et l'ELS (Cas 01).

Section	Mu (kN · m)	Mser (kN · m)	As calc	As calc (cm ²)	Ferrailage Adopté	As (cm ²)	σst (MPa)
Appui	5.37	2.45	1.49 (min)	3HA16	06.03	10.05	OK
Travée	0.16	0.00	0	3HA16	06.03	—	—

VI.4.7.4 Ferrailage longitudinal des poutres du Portique 01 (Cas 02) :

Tableau VI-16: Ferrailage longitudinal uniformisé des poutres du Portique 01 (Cas 02).

Section	Mu (kN · m)	Mser (kN · m)	μbu	As calc (cm ²)	Ferrailage Adopté	As (cm ²)	σst (MPa)	ELS
Appui	222.94	84.82	0.1468	10.77	3HA16 +2HA20	12.31	172.62	OK
Travée	91,36	65.70	0.0885	4.90	4HA16	8.04	205.01	OK

VI.4.7.5 Ferrailage des Consoles B76 :

Tableau VI-17: Ferrailage longitudinal de la console B76 a l'ELU et l'ELS (Cas 02).

Section	Mu (kN · m)	Mser (kN · m)	As calc	As calc (cm ²)	Ferrailage Adopté	As (cm ²)	σst (MPa)
Appui	160.3	82.99	7.63	5HA16	10.05	205.87	OK
Travée	34.77	0	1.81	3HA16	6.03	-	-

VI.4.7.6 Ferrailage longitudinal des poutres du Portique 02 :

Les sollicitations aux appuis de B22 et B24 sont nettement plus élevées que celles de B23, pour deux raisons distinctes :

- **B24** : liée à un voile de contreventement, dont la rigidité concentre les moments aux nœuds extrêmes.
- **B22** : en tête de portique, elle cumule les charges sismiques redistribuées des niveaux supérieurs et l'effet de la console B63 adjacente.

Poutre B22 :

Tableau VI-18: Synthèse du ferrailage longitudinal de la poutre B22 (Cas 01)

Section	Mu (kN.m)	Mser (kN.m)	As calc (cm ²)	As adopté (cm ²)	Ferrailage	σ_{st} (MPa)	ELS
Appui 1	367.45	20.35	19,12	5HA16+3HA20	19.47	26.41	OK
Travée	14.17	6.09	1.49	3HA16	6.03	24.82	OK
Appui 2	239.103	10.4	11.63	3HA16 + 2HA20	12.31	21.17	OK

Tableau VI-19: Synthèse du ferrailage longitudinal de la poutre B22 (Cas 02)

Section	Mu (kN.m)	Mser (kN.m)	As calc (cm ²)	As adopté (cm ²)	Ferrailage	σ_{st} (MPa)	ELS
Appui 1	370.99	12.07	19.34	5HA16+3HA20	19.47	15.67	OK
Travée	7.9	5.73	1.49	3HA16	6.03	23.36	OK
Appui 2	256.53	7.6	12.61	4HA16 + 2HA20	14.32	13.75	OK

Poutre B23 :

Tableau VI-20: Synthèse du ferrailage longitudinal de la poutre B23 (Cas 01).

Section	Mu (kN.m)	Mser (kN.m)	As calc (cm ²)	As adopté (cm ²)	Ferrailage	σ_{st} (MPa)	ELS
Appui 1	70.00	15.89	3,19	3HA16	6.03	64.77	OK
Travée	21.51	15.42	1.49	3HA16	6.03	62.86	OK
Appui 2	87,46	18.70	4,01	3HA16	6.03	76.23	OK

Tableau VI-21: Synthèse du ferrailage longitudinal de la poutre B23 (Cas 02)

Section	Mu (kN.m)	Mser (kN.m)	As calc (cm ²)	As adopté (cm ²)	Ferrailage	σ_{st} (MPa)	ELS
Appui 1	68.95	15.28	3.14	3HA16	6.03	62.28	OK
Travée	20.7	14.83	1.49	3HA16	6.03	60.45	OK
Appui 2	93.98	23.32	4.32	3HA16	6.03	95.06	OK

Poutre B24 :

Tableau VI-22: Synthèse du ferrailage longitudinal de la poutre B24 (Cas 01)

Section	Mu (kN.m)	Mser (kN.m)	As calc (cm ²)	As adopté (cm ²)	Ferrailage	σ_{st} (MPa)	ELS
Appui 1	190.30	19.85	9.07	5HA16	10.05	49.24	OK
Travée	19.40	13.92	1.490	3HA16	6.03	56.74	OK
Appui 2	272.70	23.56	13.46	4HA16 + 2HA20	14.33	41.35	OK

Tableau VI-23: Synthèse du ferrailage longitudinal de la poutre B24 (Cas 02)

Section	Mu (kN. m)	Mser (kN. m)	As calc (cm ²)	As adopté (cm ²)	Ferrailage	σst (MPa)	ELS
Appui 1	193.74	19.83	9.24	5HA16	10.05	49.19	OK
Travée	18,59	13.34	1.49	3HA16	6.03	54.38	OK
Appui 2	286.12	30.23	14.21	4HA16 + 2HA20	14.33	53.06	OK

Consoles B59 et B63 :

Tableau VI-24: Synthèse du ferrailage des consoles B59 (Cas 01)

Section	Mu (kN. m)	Mser (kN. m)	As calc (cm ²)	Ferrailage	As adopté (cm ²)	σst (MPa)	ELS
Appui	8.51	5	1.49 (Amin)	3HA16	6.03	20.38	OK
Travée	0.16	0	1.49 (Amin)	3HA16	6.03	-	-

Tableau VI-25: Synthèse du ferrailage des consoles B63 (Cas 02)

Section	Mu (kN. m)	Mser (kN. m)	As calc (cm ²)	Ferrailage	As adopté (cm ²)	σst (MPa)	ELS
Appui	132.55	94.87	7.276	6HA16	12.06	201.76	OK
Travée	6.80	0	1.49	3HA16	6.03	-	-

VI.4.7.7 Ferrailage longitudinal des poutres secondaires :

Le ferrailage est calculé sur la base des sollicitations les plus défavorables issues des deux configurations.

Tableau VI-26: Synthèse du ferrailage longitudinal des poutres secondaires (Cas 01)

Section	Mu (kN. m)	Mser (kN. m)	As calc (cm ²)	As adopté (cm ²)	Ferrailage	σst (MPa)	ELS
Appui 2	114.734	23.241	7.954	2HA16 + 4HA14	10.18	82.00	OK
Travée	13.78	9.88	1.043	3HA14	4.62	75.29	OK
Appui 1	100.91	9.78	6.91	5HA14	7.7	45.34	OK

Tableau VI-27: Synthèse du ferrailage longitudinal des poutres secondaires (Cas 02).

Section	Mu (kN. m)	Mser (kN. m)	As calc (cm ²)	As adopté (cm ²)	Ferrailage	σst (MPa)	ELS
Appui 2	131.53	27.075	9.26	2HA16 + 4HA14	10.18	95.52	OK
Travée	17.927	12.136	1.33	3HA14	4.62	92.48	OK
Appui 1	104.55	12.036	7.184	5HA14	7.7	55.80	OK

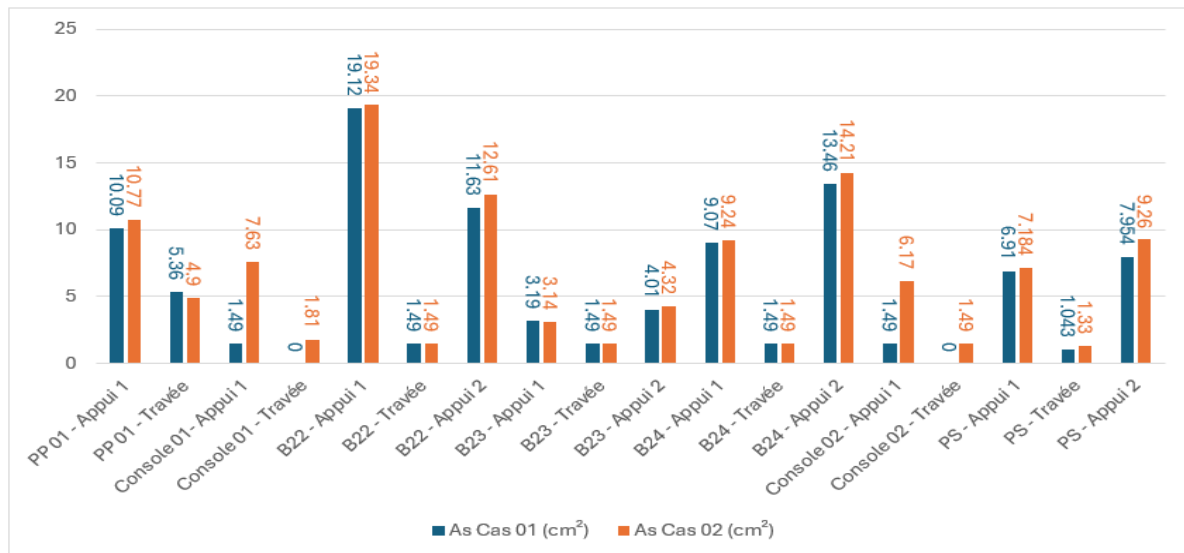


Figure VI-5: Comparaison des sections d'acier calculer (As) des éléments les plus sensibles

VI.4.7.8 Conclusion comparative Ferrailage des poutres (Cas 01 vs Cas 02) :

Trois niveaux de réponse se dégagent de la comparaison Cas 01 / Cas 02 :

Poutres éloignées des consoles (B19, B20, B23) : variations < 7 %, absorbées par les marges des sections normalisées. Aucune modification du ferrailage.

Poutres connectées aux nœuds d'encastrement (B21, B22, B24) : variations plus sensibles, avec une augmentation du ferrailage aux appuis de B22 (12.31 → 14,32 cm²). La poutre secondaire B46 accuse jusqu'à +30 % en travée sans modification du ferrailage final grâce aux marges disponibles.

Consoles : impact le plus critique. Le dépassement du seuil de 2,00 m impose l'application du spectre sismique vertical [4], entraînant des augmentations significatives du ferrailage :

- B76 (2,5 m) : 6,03 → 10,05 cm² (+66 %)
- B63 (3,4 m) : ferrailage minimal → 12,06 cm²

La longueur de la console est donc le **paramètre déterminant** : au-delà de 2,00 m, le dimensionnement est gouverné par la réponse dynamique verticale du séisme.

Note : La section d'acier adoptée (3HA16) correspond à l'armature minimale de construction (disposition forfaitaire) car la section calculée réglementairement est très faible.

VI.4.8 La vérification de la flèche :

VI.4.8.1 Vérification de la Flèche Cas 01 [2][3] :

A. Poutre Secondaire :

Dimensions : b = 30 cm h = 35 cm | Portée : L = 3.63 m | Armatures : At = 4HA16 = 8.04 cm²

Condition	Calculé		Limite	Résultat
$At / (b_0 \cdot d) \leq 4.2 / f_e$	0.005	<	0.0084	Vérifiée
$h / l \geq M_t / (10 \cdot M_0)$	0.096	>	0.052	Vérifiée
Portée L ≤ 8,0 m	3.63 m	<	8.0 m	Vérifiée

Les 3 conditions de [3] sont satisfaites : Aucune vérification de la flèche requise

B. Poutre Principale (Vérification par calcul) :

Les conditions préalables ne sont pas toutes satisfaites → calcul de la flèche requis.

Élément	b × h	l (m)	Mser (KN·m)	Mg (KN·m)	As (cm ²)	Δft (mm)	fadm (mm)	Condition
Poutre principale	30×50	6.4	70.95	66.87	12.06	10.3	11.4	Vérifiée

C. Consoles :

Dans le Cas 01, les consoles sont de petites dimensions ; leurs fléchés sont de valeurs proches de zéro et sont négligeables. La vérification est considérée satisfaite sans calcul détaillé.

VI.4.8.2 Vérification de la Flèche Cas 02 :

A. Justification de la Méthode :

Conformément aux prescriptions de [2][3], la valeur limite de la flèche pour les éléments en console est fixée à $l/250$:

$$f_{adm} = l_{eq} / 250$$

2. Données de la Section et des Matériaux :

Paramètre	Symbole	Valeur	Unité
Portée de la console	l	3.40	m
Largeur de la section	b	30	cm
Largeur de l'âme	b0	25	cm
Hauteur de la section	h	50	cm
Moment fléchissant perm. (ELS)	Mg	65.06	kN · m
Moment fléchissant total (ELS)	Mser	94.87	kN · m
Armatures (6HA16)	As	6HA16 = 12.06	cm ²
Hauteur utile	d	45	cm
Module d'élast. Instantané	Ei	34 179.56	MPa
Module d'élast. Différé	Ev	11496.76	MPa
Moment d'inertie section brute	I0	0.002038	m ⁴
Position axe neutre	y	0.1654	m

- Flèche admissible : $f_{adm} = 3400 / 250 = 13.6 \text{ mm}$

Expression	Valeur	Unité
$\delta = A_s / (b \cdot d)$	0.011	—
$\lambda_i = (0,05 \times f_{28}) / [\delta \times (2 + 3b_0 / b)]$	30.303	—
$\lambda_v = (0,02 \times f_{28}) / [\delta \times (2 + 3b_0 / b)]$	12.121	—
$\sigma_s = (15 \times M_{ser} / I) \times (d - y)$	198.7	MPa
$\sigma_v = (15 \times M_g / I) \times (d - y)$	136.26	MPa
$\mu_s = \max (1 - (1.75 \times f_{28}) / (4\delta\sigma_s + f_{28}) ; 0)$	0	—
$\mu_v = \max (1 - (1.75 \times f_{28}) / (4\delta\sigma_v + f_{28}) ; 0)$	0	—
$I_i^f = (1.1 \times I_0) / (1 + \mu \times \lambda_i)$	0.002241998	m ⁴
$I_v^f = (1.1 \times I_0) / (1 + \mu \times \lambda_v)$	0.002241998	m ⁴
$f_{gv} = (M_g \times L^2) / (4 \times I_v^f \times E_v)$	0.0073	mm
$f_{gi} = (M_g \times L^2) / (4 \times I_i^f \times E_i)$	0.0025	mm
$f_{pi} = (M_{ser} \times L^2) / (4 \times I_i^f \times E_i)$	0.0036	mm
$\Delta f_t = f_{gv} - f_{gi} + f_{pi}$ (mm)	8.4	mm
fadm	13.6	mm

Consoles B76 :

Élément	b × h	l (m)	Mser (KN·m)	Mg (KN·m)	As (cm ²)	Δft (mm)	fadm (mm)	Condition
B76	30×50	2.5	82.99	54.06	10.05	3.9	10.0	Vérifiée

B. Poutre Secondaire :

Dimensions : b = 30 cm, h = 35 cm | **Portée :** L = 3,63 m | **Armatures :** At = 4,52 cm²

Condition	Calculé		Limite	Résultat
$A_t / (b \cdot d) \leq 4.2 / f_e$	0.005	<	0.0084	Vérifiée
$h / l \geq M_t / (10 \cdot M_0)$	0.096	>	0.038	Vérifiée
Portée L ≤ 8.0 m	3.63 m	<	8.0 m	Vérifiée

Les 3 conditions de [3] sont satisfaites : Aucune vérification de la flèche requise

C. Poutre Principale :

Dimensions : b = 30 cm, h = 50 cm | **Portée :** L = 6,4 m | **Armatures :** At = 4HA16 = 8,04 cm²

Condition	Calculé		Limite	Résultat
$A_t / (b \cdot d) \leq 4.2 / f_e$	0.007	<	0.0084	Vérifiée
$h / l \geq M_t / (10M_0)$	0.078	>	0.044	Vérifiée
Portée L ≤ 8.0 m	6.4 m	<	8.0 m	Vérifiée

Les 3 conditions [3] sont satisfaites : Aucune vérification de la flèche requise

D. Consoles l < 2,0 m :

La portée est inférieure à 2,0 m → vérification par la formule $f_{adm} = l / 250$.

Élément	$b \times h$	l (m)	M_{ser} (KN·m)	M_g (KN·m)	A_s (cm ²)	Δf_t (mm)	f_{adm} (mm)	Condition
B75	30×50	1.6	34.10	22.22	6.03	0.7	6.4	Vérifiée

Commentaire :

Cas 01 : Consolés négligeables, poutres secondaires validées sans calcul, poutres principales conformes par calcul.

Cas 02 : Les grandes consoles deviennent les éléments dimensionnants à l'ELS, avec calcul explicite de flèche. Poutres principales et secondaires restent conformes dans les deux cas.

VI.4.9 Vérifications des poutres vis-à-vis de l'effort tranchant :

Poutre principale (b = 30 cm, h = 50 cm) :

Vérification [2][3]	Paramètre	Cas 01	Cas 02	Limite	Résultat
Contrainte tangente	τ_u (MPa)	1.267	1.265	4	Vérifiée
Compression bielle	V_u (KN)	170.980	170.740	1093.365	Vérifiée
Armatures inf. appuis	A_s (cm ²)	6.03	6.03	3.933 / 3.927	Vérifiée
Contrainte moy. compression	σ_{mb} (MPa)	2.505	2.502	26	Vérifiée

Poutre secondaire (b = 30 cm, h = 35 cm) :

Vérification [2][3]	Paramètre	Cas 01	Cas 02	Limite	Résultat
Contrainte tangente	τ_u (MPa)	1.593	1.578	4	Vérifiée
Compression bielle	V_u (KN)	150.570	149.100	1093.365	Vérifiée
Armatures inf. appuis	A_s (cm ²)	6.03	6.03	3.463 / 3.429	Vérifiée
Contrainte moy. compression	σ_{mb} (MPa)	2.206	2.185	26	Vérifiée

Toutes les vérifications sont satisfaites pour les deux cas. Les écarts entre Cas 01 et Cas 02 sont négligeables (inférieurs à 0.5 %), confirmant que l'introduction des grandes consoles n'affecte pas le comportement au cisaillement des poutres principales et secondaires.

VI.4.10 Exemples de ferrailage des poutres et consoles (Cas 01 et Cas 02) :

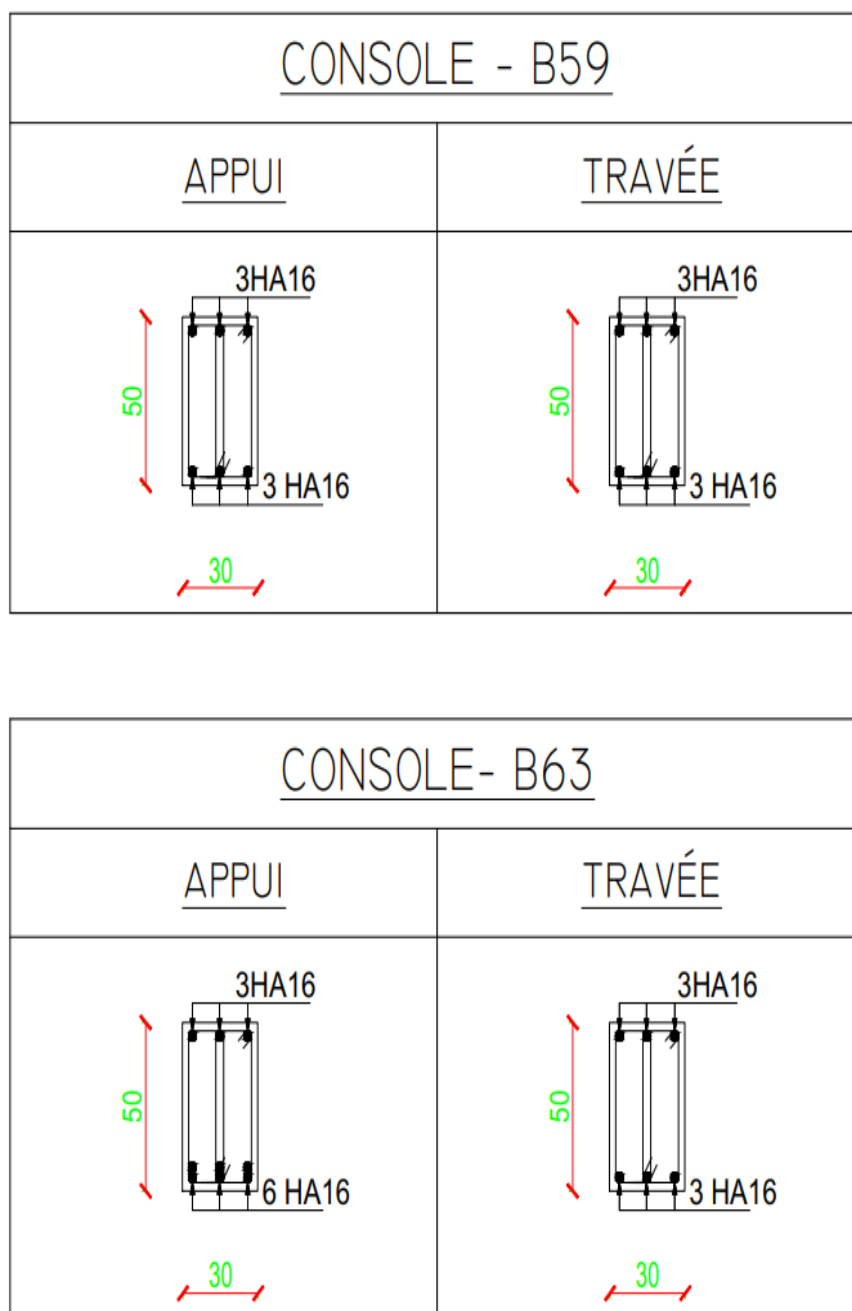


Figure VI-6: Chemin de ferrailage des console B5 /B63

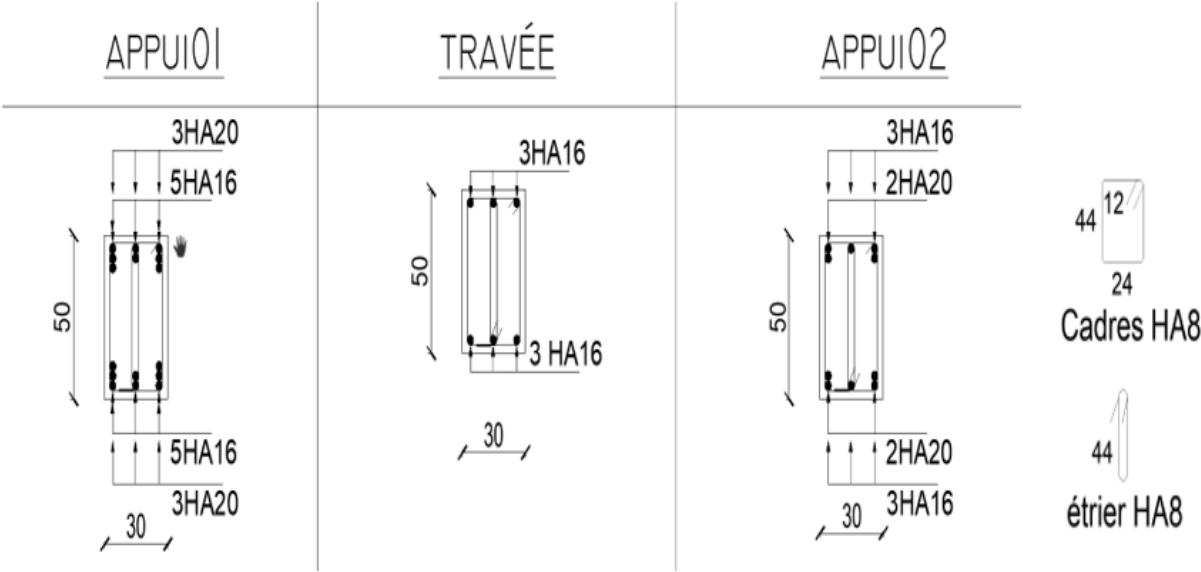


Figure VI-7:Chemin de ferrailage de la poutre B22 (Cas01)

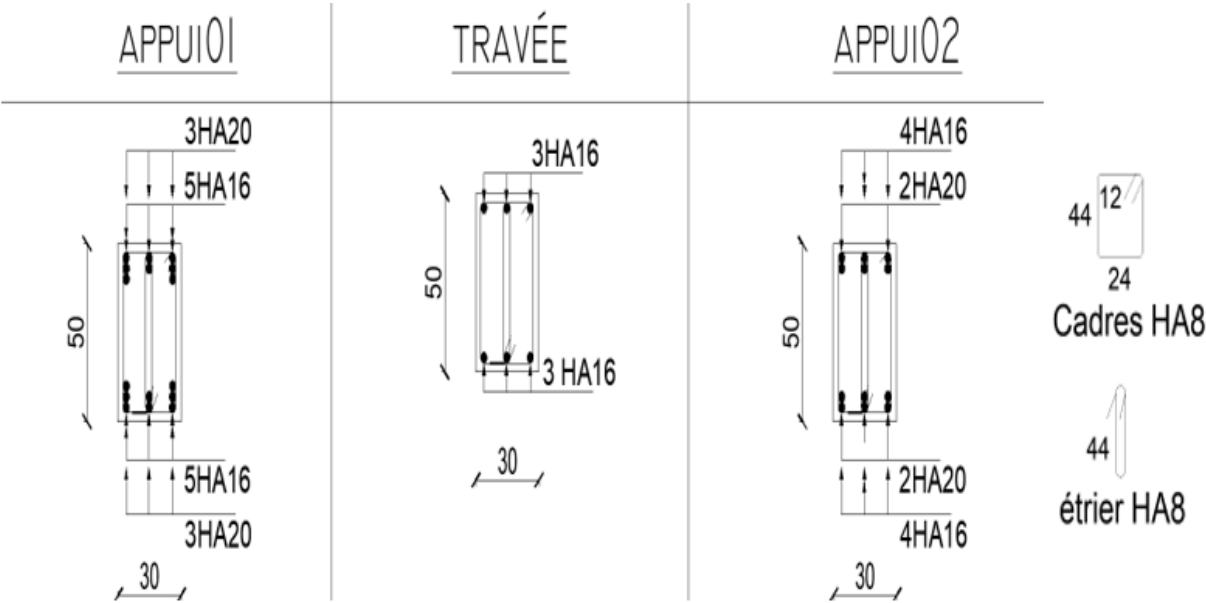


Figure VI-8 : Chemin de ferrailage de la poutre B22 (Cas02)

APPUI01	TRAVÉE	APPUI02	ARMATURES TRANSV

Figure VI-9: Chemin de ferrailage de poutre secondaire (Identique pour les deux cas)

VI.5 Les Poteaux :

VI.5.1 Définition et rôle :

Les poteaux sont des éléments verticaux pour supporter et transférer les charges et surcharges provenant des niveaux supérieurs aux fondations. Le rôle des poteaux ne se limite pas à assurer la reprise des charges verticales ; ils contribuent largement, lorsqu'ils sont associés à des poutres pour former des cadres ou portiques, à reprendre les actions horizontales dues aux séismes.

VI.5.2 Sollicitations internes

Les poteaux sont soumis à trois types de sollicitations internes :

- Effort normal de compression N (prédominant) ;
- Moments fléchissant M_x et M_y dans les deux directions (produits par les charges horizontales sismiques) ;
- Effort tranchant V (résultant du transfert des forces horizontales).

Le calcul est donc conduit en flexion composée déviée selon [2], avec vérification des prescriptions du RPA [4].

VI.5.3 Principe de dimensionnement

Le dimensionnement des poteaux repose sur les combinaisons les plus défavorables issues de l'analyse de la structure. Les sollicitations (N, M_x, M_y) sont utilisées pour le calcul du ferrailage longitudinal et transversal conformément aux prescriptions du [2] et du [4].

VI.5.4 Recommandations du RPA:

Le rapport d'élancement est :

$$l_{cl} / h_c = 270 / 90 = 3$$

- h_c : dimension maximale de la section transversale du poteau
- l_{cl} : longueur libre du poteau entre appuis (cm)

VI.5.4.1 Vérification des poteaux courts :

Condition : $H > L/4$

$60 < 67.5$ (condition non vérifiée) → tous les poteaux ne sont pas des poteaux courts.

- La hauteur de calcul $L_0 = 2.7$ m est celle de l'entresol, qui est l'étage avec la plus grande hauteur libre. Tous les poteaux de la structure sont donc des poteaux élancés.

VI.5.4.2 Vérification de l'effort normal réduit :

L'effort normal réduit ne dépasse pas 0.35 pour éviter la rupture fragile par compression sous sollicitations sismiques [4] :

$$v = N_d / (B_c \times f_{c28}) \leq 0.35$$

Avec :

N_d = effort normal de compression sous combinaisons accidentelles (kN)

B_c = aire brute de la section (cm²).

Application numérique : Le poteau le plus sollicité pour les deux cas est le C23.

Tableau VI-28: Tableau comparatif (Cas 01 / Cas 02) Effort normal réduit v

Etage	b (cm)	h (cm)	Cas 01		Cas 02		Variation	Condition
			Nd (kN)	v	Nd (kN)	v		
Terrasse	35	40	117.804	0.028	118.255	0.028	+0.38%	Vérifie
6eme étage	35	40	332.678	0.079	333.250	0.079	+0.17%	Vérifie
5eme étage	35	40	525.790	0.125	526.636	0.125	+0.16%	Vérifie
4eme étage	40	45	723.845	0.134	724.904	0.134	+0.15%	Vérifie
3eme étage	40	45	922.203	0.171	923.414	0.171	+0.13%	Vérifie
2eme étage	45	50	1125.162	0.167	1126.526	0.167	+0.12%	Vérifie
1er étage	45	50	1330.622	0.197	1332.134	0.197	+0.11%	Vérifie
RDC	45	55	1548.326	0.209	1549.919	0.209	+0.10%	Vérifie
1er E.S.	50	60	1788.455	0.199	1790.494	0.199	+0.11%	Vérifie

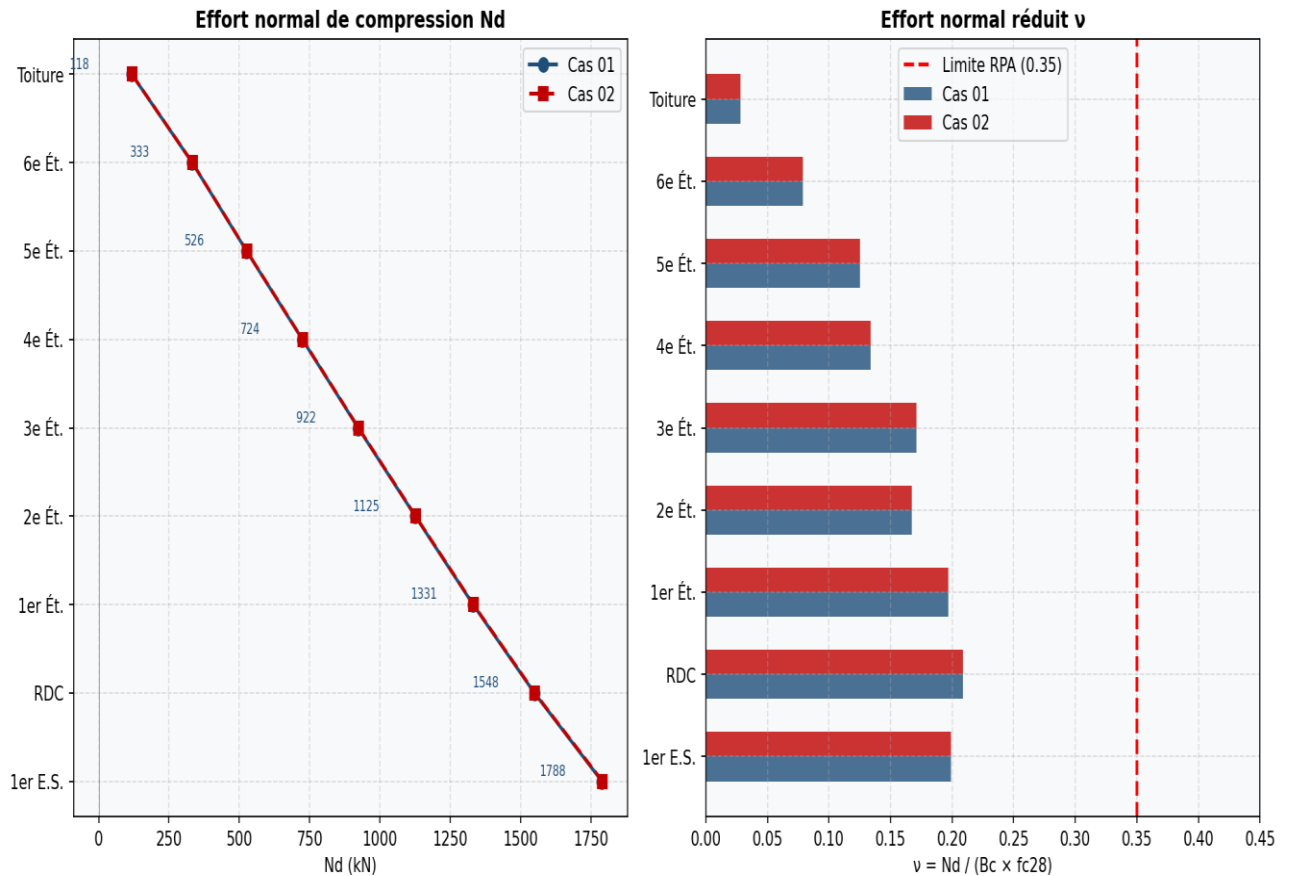


Figure VI-10: Comparaison de l'effort normal réduit et l'effort normal (Cas 01 vs Cas 02)

Commentaire 01 : Les valeurs de l'effort normal réduit v demeurent quasi-identiques entre les deux cas (écarts inférieurs à 0,40 %). Cette similitude confirme que la masse additionnelle apportée par les consoles en porte-à-faux est négligeable par rapport aux charges gravitaires totales de l'ouvrage. L'introduction des consoles en Cas 02 n'affecte pas de façon significative la compression axiale des poteaux. Dans les deux cas, la condition $v \leq 0,35$ est largement satisfaite, avec une marge minimale de sécurité supérieure à 40 %, écartant tout risque de rupture fragile par compression excessive.

VI.5.4.3 Sollicitations tangentielles :

La vérification des contraintes tangentielles consiste à comparer la contrainte calculée τ avec une contrainte admissible τ_{bar} définie par [4]. Cette contrainte dépend de l'élancement du poteau, représenté par $\lambda_g = l_f / h_c$, ce qui permet de déterminer le coefficient p_d (0.04 ou 0.075 selon le cas).

Formule de calcul de la contrainte de cisaillement conventionnelle :

$$\tau_u = V / (b_0 \cdot d) \leq \tau_{\text{bar}} = p_d \cdot f_{c28}$$

Calcul de la contrainte admissible :

- τ : contrainte de cisaillement calculée dans le poteau
- τ_{bar} : contrainte admissible de cisaillement
- L_f : longueur de flambement du poteau (prise égale à $0.7 \cdot L_0$)
- L_0 : longueur libre du poteau
- h_c : dimension de la section transversale du poteau
- λ_g : élancement géométrique du poteau ($\lambda_g = L_f / h_c$)
- ρ_d : coefficient dépendant de l'élancement (0.04 ou 0.075 selon λ_g)

Application numérique : Les valeurs sont ensuite appliquées pour chaque étage afin de vérifier la condition ($\tau \leq \tau_{\text{bar}}$)

Tableau VI-29: Détermination de l'élancement géométrique λ_g des poteaux

Étage	Longueur	$L_f = 0.7 \cdot L_0$	h_c	λ_g
Toiture	2.56	179.2	40	4.48
6 ^{eme} étage	3.02	211.4	40	5.29
5 ^{eme} étage	3.02	211.4	40	5.29
4 ^{eme} étage	3.02	211.4	45	4.7
3 ^{eme} étage	3.02	211.4	45	4.7
2 ^{eme} étage	3.02	211.4	50	4.23
1 ^{er} étage	3.34	233.8	50	4.68
RDC	2.7	189	55	3.44
1 ^{er} E. S	2.7	189	60	3.15

Détermination de ρ_d selon λ_g :

- $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_d = 0.075$
- $\lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_d = 0.04$

Tableau VI-30: Calcul de la contrainte admissible τ_{bar} pour chaque étage

Étage	ρ_d	f_{c28}	τ_{bar}
Toiture	0.04	30	1.2
6 ^{eme} étage	0.075	30	2.25
5 ^{eme} étage	0.075	30	2.25
4 ^{eme} étage	0.04	30	1.2
3 ^{eme} étage	0.04	30	1.2
2 ^{eme} étage	0.04	30	1.2
1 ^{er} étage	0.04	30	1.2
RDC	0.04	30	1.2
1 ^{er} E. S	0.04	30	1.2

Vérification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement est calculée par :

Tableau VI-31: Vérification de la contrainte de cisaillement (Cas 01)

Étage	V	d	b0	τ_u	< τ_{bar}
Toiture	81.724	36	30	0.757	Condition vérifiée
6 eme étage	86.404	36	30	0.8	Condition vérifiée
5 eme étage	90.858	36	30	0.841	Condition vérifiée
4 eme étage	131.549	40.5	35	0.928	Condition vérifiée
3 eme étage	122.788	40.5	35	0.866	Condition vérifiée
2 eme étage	154.737	45	40	0.86	Condition vérifiée
1er étage	114.413	45	40	0.636	Condition vérifiée
RDC	128.886	49.5	40	0.651	Condition vérifiée
1er E. S	86.929	54	45	0.358	Condition vérifiée

Tableau VI-32: Vérification de la contrainte de cisaillement (Cas 02)

Étage	V	d	b0	τ_u	< τ_{bar}
Toiture	81.99	36	30	0.759	Condition vérifiée
6 eme étage	87.784	36	30	0.813	Condition vérifiée
5 eme étage	91.56	36	30	0.848	Condition vérifiée
4 eme étage	132.86	40.5	35	0.937	Condition vérifiée
3 eme étage	123.884	40.5	35	0.874	Condition vérifiée
2 eme étage	156.405	45	40	0.869	Condition vérifiée
1er étage	115.283	45	40	0.64	Condition vérifiée
RDC	128.988	49.5	40	0.651	Condition vérifiée
1er E. S	87.212	54	45	0.359	Condition vérifiée

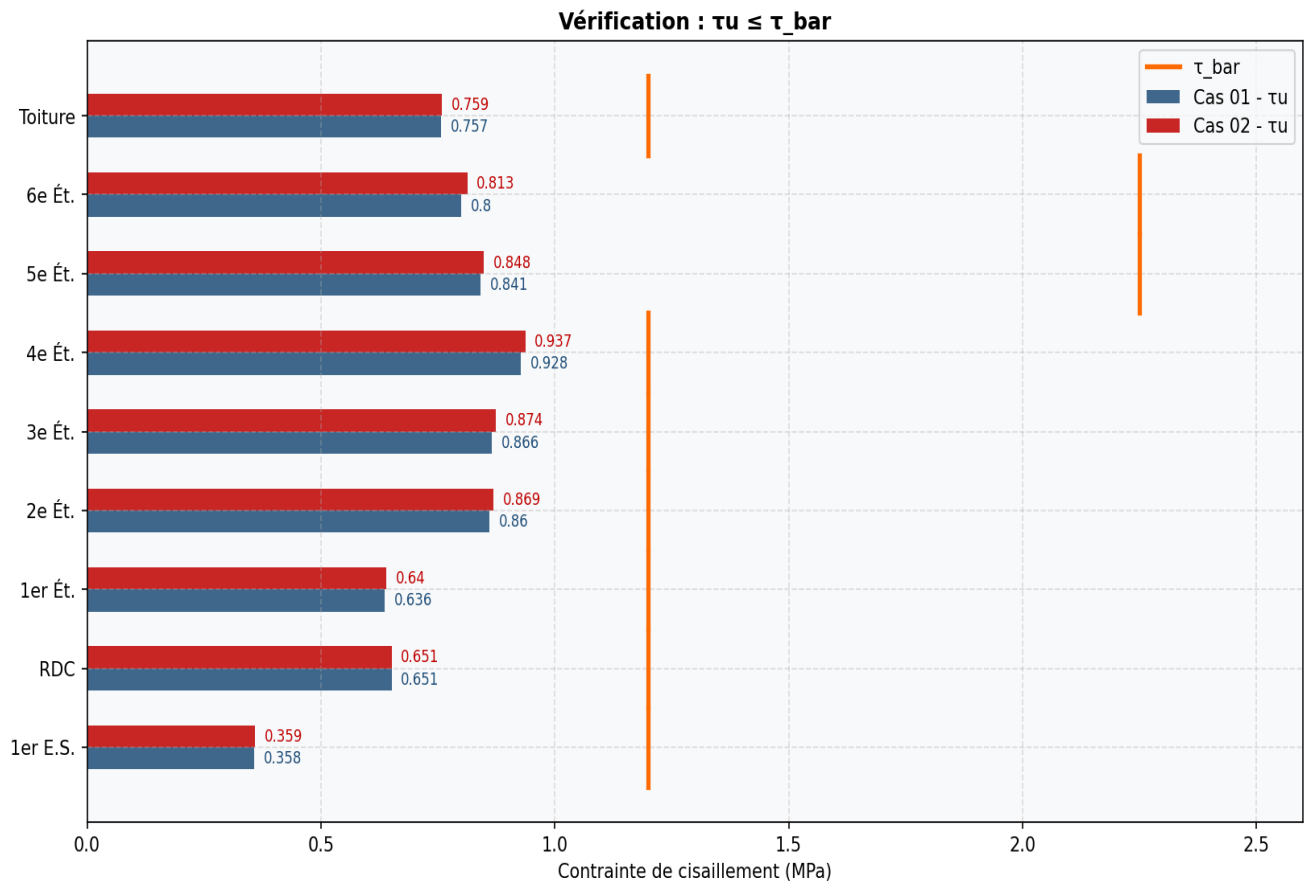


Figure VI-11: Comparaison des contraintes de cisaillement τ_u (Cas 01 et Cas 02)

Commentaire : Les résultats obtenus montrent que la contrainte de cisaillement τ_u présente une légère augmentation dans le Cas 02 par rapport au Cas 01 pour l'ensemble des niveaux. Cette évolution s'explique par l'introduction des consoles, qui modifient la répartition des charges et introduisent une excentricité supplémentaire, engendrant une redistribution des efforts internes au sein de la structure.

Cependant, cette augmentation reste limitée et ne remet pas en cause le comportement global des poteaux, car les différences observées demeurent faibles et localisées. Dans les deux configurations, les valeurs de τ_u restent nettement inférieures à τ_{bar} , ce qui confirme la vérification de la résistance au cisaillement et la stabilité des poteaux vis-à-vis de cet état limite.

Commentaire 2 : Les contraintes de cisaillement présentent des écarts marginaux entre les deux cas (de 0.3 % à 1.6 %), les valeurs les plus importantes étant observées aux étages intermédiaires (4e à 2e étages), là où l'effet de redistribution des forces horizontales induit par les consoles est le plus prononcé. La différence maximale est enregistrée au 6e étage (+1.6 %). Toutefois, dans tous les niveaux et pour les deux configurations, la condition $\tau_u \leq \tau_{bar}$ est largement vérifiée, avec des marges de sécurité confortables.

VI.5.5 Ferrailage longitudinal :

VI.5.5.1 Exigences de ductilité pour la zone critique :

Les zones situées à partir des extrémités du poteau sur une longueur l_{cr} sont considérées comme zones critiques. Cette longueur est définie comme la valeur maximale entre :

$$l_{cr} = \max (1.5 h_c ; l_{cl} / 6 ; 60 \text{ cm})$$

- l_{cr} : longueur de la zone critique du poteau (en cm)
- h_c : dimension maximale de la section transversale du poteau
- l_{cl} : longueur libre du poteau entre appuis (en cm)

Avec $h_c = 60 \text{ cm}$:

$$l_{cr} = \max (1.5 \times 60 ; 270 / 6 ; 60) = 90 \text{ cm}$$

Ce résultat est égal à 3, ce qui indique que le poteau présente un élancement suffisant pour limiter l'extension des zones critiques aux seules régions situées à proximité des extrémités.

Par conséquent, seule une longueur l_{cr} à chaque extrémité du poteau est considérée comme zone critique et doit être ferrillée conformément aux exigences de ductilité du [4].

VI.5.5.2 Exigences d'armatures longitudinales :

Les armatures doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Les pourcentages réglementaires sont [4]:

- Minimum : 1.0% en zones IV, V et VI.
- Maximum : 4% en zone courante et 8% en zone de recouvrement.
- Diamètre minimum : 12mm.
- Espacement maximal : 15 cm en zones IV, V et VI.

Tableau VI-33: Prescriptions minimales et maximales d'armatures longitudinales

Étage	b (cm)	h (cm)	As min (cm ²)	As max courante
Terrasse / 6 ^e / 5 ^e	35	40	14	56
4 ^e / 3 ^e étage	40	45	18	72
2 ^e / 1 ^{er} étage	45	50	22.5	90
RDC	45	55	24.75	99
1 ^{er} E.S.	50	60	30	120

VI.5.5.3 Méthodologie de calcul adoptée :

Pour chaque section, la section théorique des armatures longitudinales est déterminée en adoptant le principe du cas le plus défavorable. Les sollicitations sont extraites pour les triplets (N, M2, M3) correspondant aux combinaisons critiques suivantes :

Situation courante (ELU) :

- Effort de compression maximal
- Effort de compression minimal
- Moment M2 maximal
- Moment M3 maximal

Situation accidentelle ($G + 0.4Q \pm E$) :

- Effort de traction maximal
- Effort de compression maximal
- Effort de compression minimal
- Moment M2 maximal
- Moment M3 maximal

La section d'acier la plus grande issue de toutes les combinaisons est retenue comme ferrailage de calcul final [2][3].

Note : La valeur négative de N représente la compression ; la valeur positive représente la traction.

Poteaux 60×50 cm (1er Entresol) :

Tableau VI-34: Vérification des sollicitations et ferrailage des poteaux – Situation courante (ELU) Cas 01

N KN	M ₂ KN · m	M ₃ KN · m	Pot	Comb	Axe Y (M ²) h = 60, b = 50			Axe X (M ³) h = 50, b = 60		
					Type	SUP (cm ²)	INF (cm ²)	Type	SUP (cm ²)	INF (cm ²)
-2963.83	13.20	7.42	C23	ELU	SPC	0	0	SPC	0	0
-391.78	9.61	-7.88	C4	ELU	SPC	0	0	SPC	0	0
-1543.85	-56.22	-2.46	C36	ELU	SPC	0	0	SPC	0	0
-364.44	-14.61	18.20	C4	ELU	SPC	0	0	SPC	0	0

Tableau VI-35: Vérification des sollicitations et armatures des poteaux – Situation accidentelle (ELA) Cas 01

N KN	M ₂ KN · m	M ₃ KN · m	Pot	Comb	Axe Y (M ₂) h = 60, b = 50			Axe X (M ₃) h = 50, b = 60		
					Type	SUP (cm ²)	INF (cm ²)	Type	SUP (cm ²)	INF (cm ²)
416.87	28.39	19.26	C6	E1	SET	14.4	14.4	SET	14.4	14.4
-2500.47	-80.83	-209.53	C6	E1	SPC	0	0	SPC	0	0
-19.75	216.82	63.53	C5	E2	SPC	0	8.077	SPC	0	2.981
-251.06	-1535.83	-65.10	C6	E2	SPC	0	0	SPC	0	0
211.49	309.17	72.57	C14	E1	SET	14.4	14.4	SPC	0	13.007

La section d'acier maximale obtenue est égale à $14.4 \times 4 = 57.6 \text{ cm}^2$, correspondant aux sollicitations accidentelles de traction. Cette valeur reste supérieure à la section minimale réglementaire $A_{s, \min} = 30 \text{ cm}^2$.

Par conséquent, on adopte : $2 \times (10 \text{ HA20}) = 62,8 \text{ cm}^2$ pour tous les poteaux de 1er Entresol.

Tableau VI-36: Vérification des sollicitations et ferrailage des poteaux – Situation courante (ELU) Cas 02

N KN	M ₂ KN · m	M ₃ KN · m	Pot	Comb	Axe Y (M ²) h = 60, b = 50			Axe X (M ³) h = 50, b = 60		
					Type	SUP (cm ²)	INF (cm ²)	Type	SUP (cm ²)	INF (cm ²)
-2963.23	13.86	6.87	C23	ELU	SPC	0	0	SPC	0	0
-366.03	-14.78	17.94	C4	ELU	SPC	0	0	SPC	0	0
52.75	-1580.29	-0.38	C33	ELU	SPC	0	0	SPC	0	0
17.94	-366.03	-14.78	C4	ELU	SPC	0	0	SPC	0	0

Tableau VI-37: Vérification des sollicitations et armatures des poteaux – Situation accidentelle (ELA) Cas 02

N KN	M ₂ KN · m	M ₃ KN · m	Pot	Comb	Axe Y (M ₂) h = 60, b = 50			Axe X (M ₃) h = 50, b = 60		
					Type	SUP (cm ²)	INF (cm ²)	Type	SUP (cm ²)	INF (cm ²)
445.63	29.30	19.44	C6	E1	SET	14.4	14.4	SET	14.4	14.4
-2551.67	-76.70	-212.46	C6	E1	SPC	0	0	SPC	0	0
-51.15	73.65	175.46	C4	E1	SPC	0	2.981	SPC	0	7.499
245.75	-1422.18	-57.64	C3	E2	SPC	0	0	SPC	0	0
214.36	-327.79	74.64	C14	E1	SET	14.4	14.4	SPC	13.3	13.3

La section d'acier maximale obtenue est égale à $14.4 \times 4 = 57.6 \text{ cm}^2$, correspondant aux sollicitations accidentelles de traction. Cette valeur reste supérieure à la section minimale réglementaire $A_{s, \min} = 30 \text{ cm}^2$

On adopte : $2 \times (10 \text{ HA20}) = 62,8 \text{ cm}^2$ pour tous les poteaux de 1er Entresol

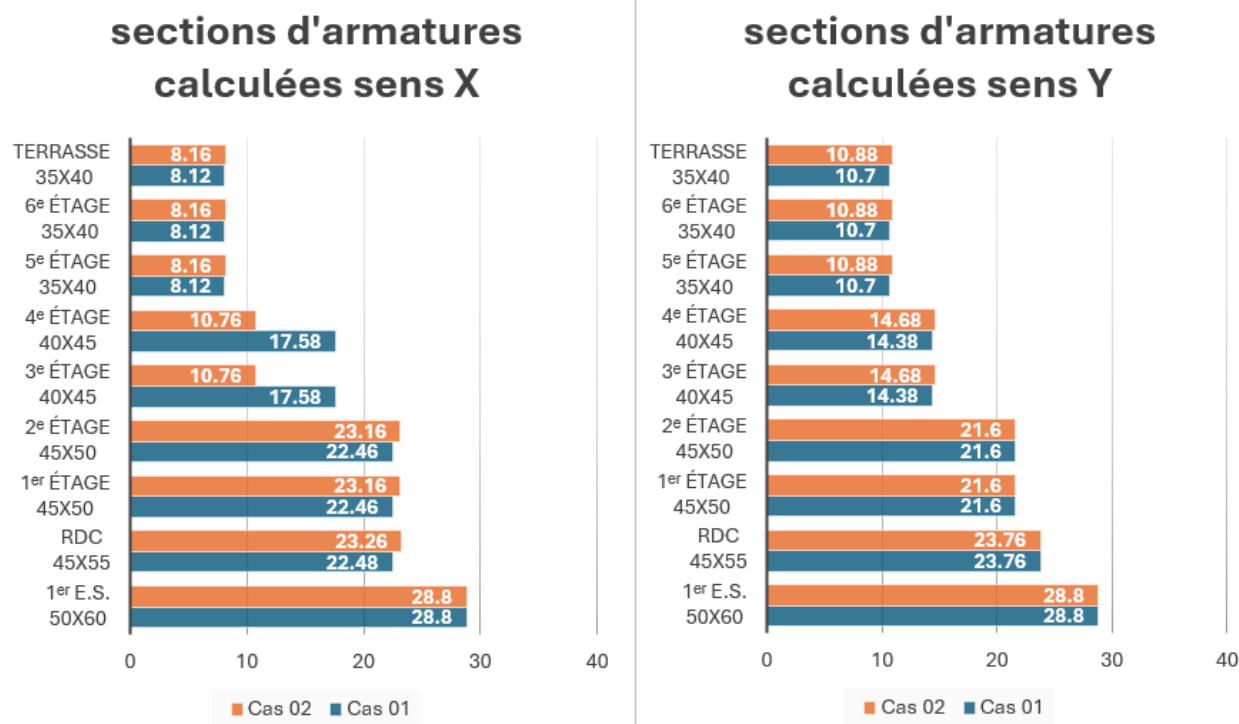
VI.5.6 Synthèse du ferrailage longitudinal adopté :

Tableau VI-38: Ferrailage des poteaux — Sections d'acier requises et adoptées (Cas 01)

Etage	b	h	Ay calc	Ay adopte	Ax calc	Ax adopte
Terrasse / 6e / 5e	35	40	10.70	8HA14=12.31	8.12	4HA14+4HA12=10.68
4e / 3e étage	40	45	14.38	8HA16=16.08	17.58	4HA20+4HA16=20.60
2e / 1er étage	45	50	21.60	4HA20+6HA14=21.80	22.46	4HA20+6HA16=24.62
RDC	45	55	23.76	4HA20+6HA16=24.62	22.48	4HA20+6HA16=24.62
1er E.S.	50	60	28.80	10HA20=31.40	28.80	10HA20=31.40

Tableau VI-39: Ferrailage des poteaux — Sections d'acier requises et adoptées (Cas 02)

Etage	b	h	Ay calc	Ay adopte	Ax calc	Ax adopte
Terrasse / 6e / 5e	35	40	10.88	8HA14=12.31	8.16	4HA14+4HA12=10.68
4e / 3e étage	40	45	14.68	8HA16=16.08	10.76	4HA16+4HA14=14.20
2e / 1er étage	45	50	21.60	4HA20+6HA14=21.80	23.16	4HA20+6HA16=24.62
RDC	45	55	23.76	4HA20+6HA16=24.62	23.26	4HA20+6HA16=24.62
1er E.S.	50	60	28.80	10HA20=31.40	28.80	10HA20=31.40


Figure VI-12: Comparaison des armatures longitudinales Ax et Ay des poteaux selon les étages (Cas 01 vs Cas 02)

Commentaire comparatif :

La comparaison entre les deux Cas (sans consoles et avec consoles) montre des écarts globalement limités sur le ferrailage longitudinal des poteaux.

Aux niveaux supérieurs (terrasse et étages élevés), le ferrailage reste pratiquement inchangé, les poteaux étant principalement dimensionnés par les minima réglementaires et des efforts faibles, peu sensibles aux effets additionnels du Cas 02.

Aux niveaux intermédiaires et au RDC, une légère augmentation des sollicitations est observée en Cas 02 (augmentation de l'effort normal et des moments de flexion biaxiale, notamment (M3), entraînant une hausse modérée du ferrailage de l'ordre de quelques pourcents (1 à 3 % selon les sections). Cette variation reste toutefois insuffisante pour modifier significativement les sections adoptées.

Globalement, l'introduction des consoles et de la composante verticale du séisme influence principalement les efforts internes sans entraîner de modification importante du dimensionnement final. Le comportement de la structure reste donc globalement stable, avec une sensibilité localisée aux niveaux bas et aux poteaux de rive.

Tableau VI-40: Recouvrement des barres longitudinales (Cas 01 vs Cas 02)

Étage	Cas 01		Cas 02	
	Øl max (cm)	60 Øl (cm)	Øl max (cm)	60 Øl (cm)
Terrasse	1.4	84	1.4	84
6 ^e étage	1.4	84	1.4	84
5 ^e étage	1.4	84	1.4	84
4 ^e étage	2	120	1.6	96
3 ^e étage	2	120	1.6	96
2 ^e étage	2	120	2	120
1 ^{er} étage	2	120	2	120
RDC	2	120	2	120
1 ^{er} E.S.	2	120	2	120

VI.5.7 Vérification réglementaire :

Formule de calcul [4] :

$$At / t = (\rho_a \cdot Vu) / (hc \cdot fe)$$

Avec :

- At : section des armatures transversales (cm²)
- t : espacement des armatures transversales (cm)
E spacements maximaux (zones IV-VI) :
 - Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (b_0 / 3 ; 10 \text{ cm} ; 6 \text{ Øl})$.
 - Dans la zone courante : $t' \leq \text{Min} (bc / 2 ; hc / 2 ; 10 \text{ Øl})$.
- ρ_a : coefficient correcteur (2,50 si $\lambda_g \geq 5$; 3,75 si $\lambda_g \leq 5$)
- Vu : effort tranchant de calcul (kN)
- hc : hauteur totale de la section brute dans la direction considérée (cm)
- fe : contrainte limite élastique de l'acier (MPa)

VI.5.7.1 Calcul des espacements (t et t')

Cas 01 :

Section	b0 Min (cm)	Øl Min (cm)	t (Adopté) (cm)	t' (Adopté) (cm)
Poteaux 35×40	30	1.2	7	10
Poteaux 40×45	35	1.4	8	10
Poteaux 45×50	40	1.4	8	10
Poteaux 45×55	40	1.6	9	15
Poteaux 50×60	45	2.0	10	20

Cas 02 :

Section	b0 Min(cm)	Øl Min (cm)	t (Adopté)(cm)	t' (Adopté)(cm)
Poteaux 35×40	30	1.2	7	12
Poteaux 40×45	35	1.4	8	14
Poteaux 45×50	40	1.4	8	14
Poteaux 45×55	40	1.6	9	16
Poteaux 50×60	45	2.0	10	20

VI.5.7.2 Calcul de At : (Résultats par niveau)

Tableau VI-41: Calcul d'armatures transversales des Poteaux Cas 01

Niveau	hc (cm)	λg	ρa	Vu (kN)	fe (MPa)	t (cm)	At calc (cm ²)
Toiture	40	4.48	3.75	81.72	500	7	1.073
6ème étage	40	5.29	2.50	86.40	500	7	0.756
5ème étage	40	5.29	2.50	90.86	500	7	0.795
4ème étage	45	4.70	3.75	131.55	500	8	1.754
3ème étage	45	4.70	3.75	122.79	500	8	1.637
2ème étage	50	4.23	3.75	154.74	500	8	1.857
1er étage	50	4.68	3.75	114.41	500	8	1.373
RDC	55	3.44	3.75	128.89	500	9	1.582
1er E.S.	60	3.15	3.75	86.93	500	10	1.087

Tableau VI-42: Calcul d'armatures transversales des Poteaux Cas 02

Niveau	hc (cm)	λg	ρ_a	Vu (kN)	fe (MPa)	t (cm)	At calc (cm ²)
Toiture	40	4.48	3.75	81.99	500	7	1.076
6ème étage	40	5.29	2.50	87.78	500	7	0.768
5ème étage	40	5.29	2.50	91.56	500	7	0.801
4ème étage	45	4.70	3.75	132.86	500	9	1.993
3ème étage	45	4.70	3.75	123.88	500	9	1.858
2ème étage	50	4.23	3.75	156.41	500	8	1.877
1er étage	50	4.68	3.75	115.28	500	8	1.383
RDC	55	3.44	3.75	128.99	500	9	1.584
1er E.S.	60	3.15	3.75	87.21	500	10	1.090

Commentaire comparatif :

Les efforts tranchants Vu sont quasi identiques dans les deux cas pour la majorité des niveaux. Les variations les plus significatives apparaissent aux 3ème et 4ème étage, où Vu augmente légèrement en Cas 02 (+0,9 % et +1,0 % respectivement), résultant d'une redistribution des efforts internes due à l'excentricité de masse introduite par les consoles.

La différence notable entre les deux cas concerne l'espacement adopté aux 3ème et 4ème étage : t = 8 cm (Cas 01) contre t = 9 cm (Cas 02). Malgré la légère augmentation de Vu, l'espacement plus grand en Cas 02 est justifié par le ferrailage longitudinal Ø1 de section de poteau correspondante (45×40 cm).

Conclusion : L'armature transversale adoptée (6Ø8 = 3,02 cm² pour les étages courants ; 4Ø11 = 4,02 cm² pour le RDC et le 1er E.S.) est identique pour les deux cas.

VI.5.7.3 Armatures transversales adoptées :

Niveaux	Armature adoptée	As adopté (cm ²)
Étages courants (1er → Toiture)	6 Ø 8	3,02 cm ² (Valable pour Cas 01 et Cas 02)
RDC et 1er Entresol	4 Ø 11	4,02 cm ² (Valable pour Cas 01 et Cas 02)

VI.5.7.4 Vérification de la quantité minimale $A_t / (t \times bc) \geq [A_t / (t \cdot bc)] [4]$:

Tableau VI-43: Vérification de la quantité minimale d'armatures transversales (Cas 01)

Niveau	λg	Quantité min (%)	A_t adopt (cm^2)	bc (cm)	t (cm)	$\frac{A_t}{(t \cdot bc)}$ (%)	Vérification
Toiture	4.48	0.43	3.02	35	7	1.233	Vérifié
6ème étage	5.29	0.30	3.02	35	7	1.233	Vérifié
5ème étage	5.29	0.30	3.02	35	7	1.233	Vérifié
4ème étage	4.70	0.375	3.02	40	8	0.944	Vérifié
3ème étage	4.70	0.375	3.02	40	8	0.944	Vérifié
2ème étage	4.23	0.493	3.02	45	8	0.839	Vérifié
1er étage	4.68	0.380	3.02	45	8	0.839	Vérifié
RDC	3.44	0.690	4.02	45	9	0.993	Vérifié
1er E.S.	3.15	0.763	4.02	50	10	0.804	Vérifié

Tableau VI-44: Vérification de la quantité minimale d'armatures transversales (Cas 02)

Niveau	λg	Quantité min (%)	A_t adopt (cm^2)	bc (cm)	t (cm)	$\frac{A_t}{(t \cdot bc)}$ (%)	Vérification
Toiture	4.48	0.43	3.02	35	7	1.233	Vérifié
6ème étage	5.29	0.30	3.02	35	7	1.233	Vérifié
5ème étage	5.29	0.30	3.02	35	7	1.233	Vérifié
4ème étage	4.70	0.375	3.02	40	9	0.839	Vérifié
3ème étage	4.70	0.375	3.02	40	9	0.839	Vérifié
2ème étage	4.23	0.493	3.02	45	8	0.839	Vérifié
1er étage	4.68	0.380	3.02	45	8	0.839	Vérifié
RDC	3.44	0.690	4.02	45	9	0.993	Vérifié
1er E.S.	3.15	0.763	4.02	50	10	0.804	Vérifié

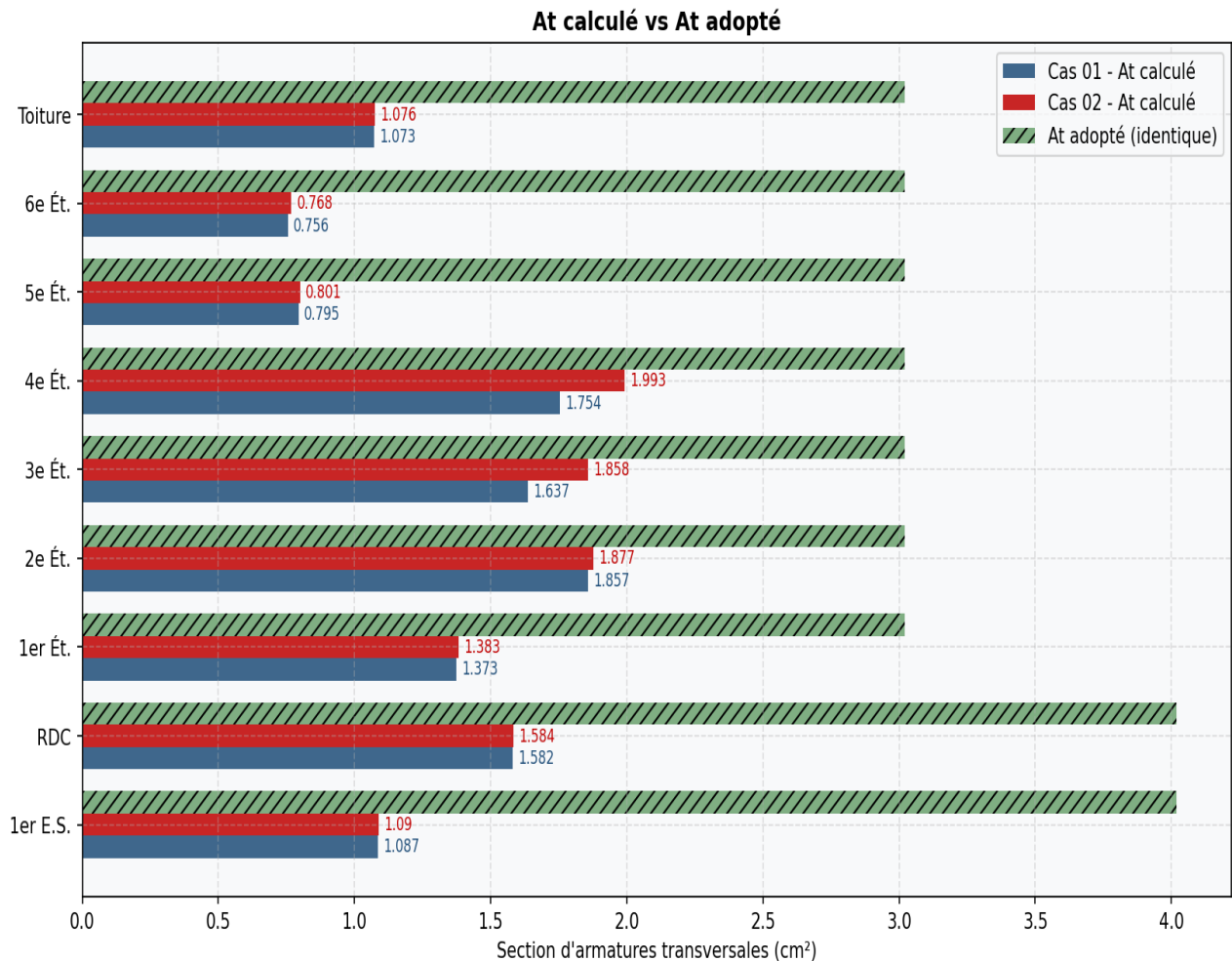


Figure VI-13: Comparaison des armatures transversales Calculées et adoptées selon les étages (Cas 01 vs Cas 02)

Commentaire comparatif :

Vérification de la quantité minimale d'armatures transversales — Cas 01 vs Cas 02

La condition réglementaire $A_t/(t \cdot bc) \geq A_t/(t \cdot bc)_{\min}$ est satisfaite pour l'ensemble des niveaux dans les deux cas. Les taux adoptés sont systématiquement supérieurs aux taux minimaux prescrits [4], avec des marges confortables (de l'ordre de 10 % à 300 % selon le niveau).

La seule différence entre les deux tableaux concerne les 3ème et 4ème étage : l'espacement t passe de 8 cm (Cas 01) à 9 cm (Cas 02), ce qui réduit le taux adopté de 0,944 % à 0,839 %. Cette valeur demeure toutefois supérieure au taux minimal de 0,375 %, confirmant la validité du ferrailage transversal retenu dans les deux configurations.

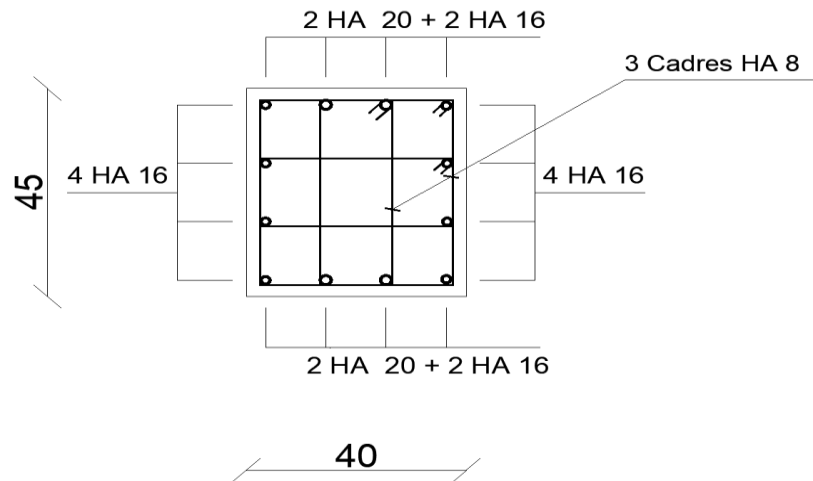


Figure VI-14: Ferrailage longitudinal et transversal des poteaux de 3e et 4e étage (Cas 01)

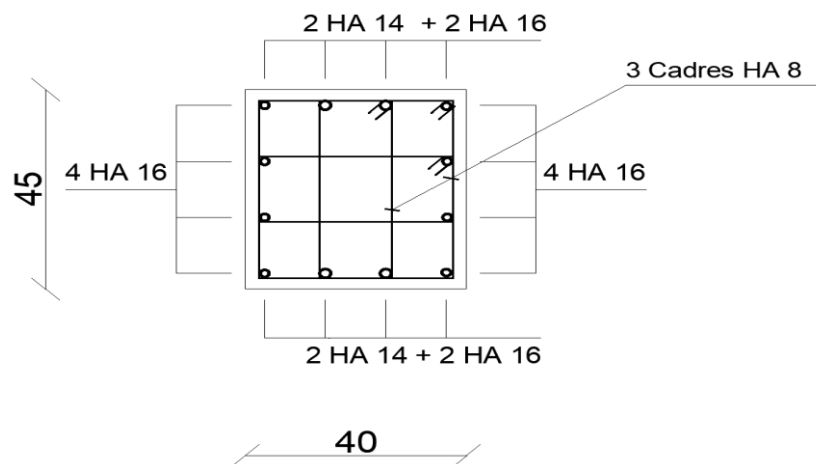


Figure VI-15: Ferrailage longitudinal et transversal des poteaux de 3e et 4e étage (Cas 02)

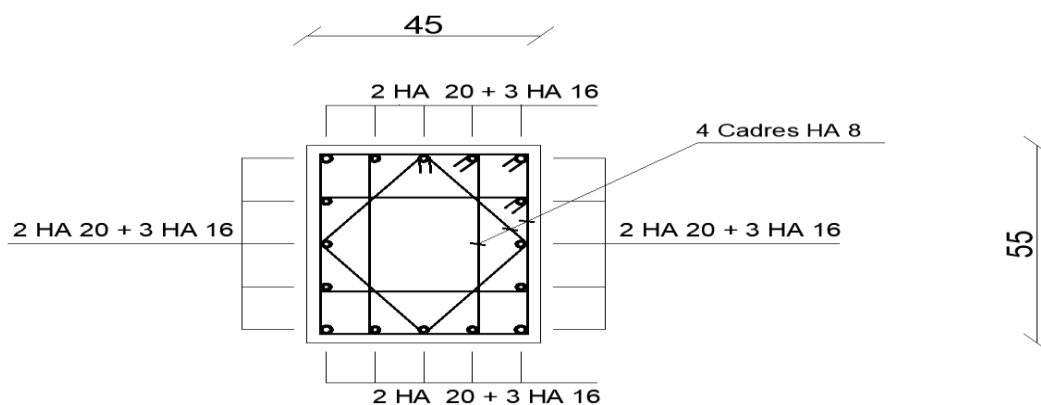


Figure VI-16: Ferrailage longitudinal et transversal des sections de poteaux du RDC (Identique pour les deux cas)

VI.6 Les Voiles :

VI.6.1 Introduction :

Les voiles de contreventement constituent, dans les structures en béton armé parasismiques, les éléments de rigidité les plus efficaces vis-à-vis des forces horizontales. En vertu de leur grande rigidité dans leur plan, ils reprennent l'essentiel des efforts sismiques transmis par les planchers. Soumis à une flexion composée (effort normal N et moment fléchissant M dus aux charges gravitaires et sismiques) et à un effort tranchant horizontal, leur ferrailage doit être conduit avec rigueur selon les prescriptions du [4], du [3] et du [2].

VI.6.2 Vérifications de RPA :

VI.6.2.1 Limitation de l'effort normal de compression :

Afin d'éviter la rupture fragile des voiles sous sollicitations sismiques, le taux de travail axial normalisé limité à [4]:

$$v_d = N_d / (B_c \times f_{c28}) \leq 0,40$$

Où :

- N_d : l'effort normal de compression sous combinaison la plus défavorable
- B_c : la section brute du voile.

Application numérique :

Tableau VI-45: vérification d'effort normal de compression pour le Cas 01

Voile	Combinaison	N_d (kN)	B_w (m)	L_w (m)	B_c (m ²)	$B_c \times f_{c28}$ (kN)	$0,4 \times B_c \times f_{c28}$ (kN)	v_d
P4	G+0.4Q+E2	3079.68	0.30	3.00	0.90	27000	10800	0.114
P5	G+0.4Q+E2	2815.98	0.30	3.00	0.90	27000	10800	0.104
P8	G+0.4Q+E1	1997.85	0.30	1.90	0.57	17100	6840	0.117
P1	ELU	2582.28	0.30	1.90	0.57	17100	6840	0.151
P2	ELU	2131.04	0.30	1.80	0.54	16200	6480	0.132
P3	G+0.4Q+E2	2592.63	0.30	1.80	0.54	16200	6480	0.160
P6	G+0.4Q+E1	2152.65	0.30	1.80	0.54	16200	6480	0.133
P7	G+0.4Q+E1	2558.91	0.30	1.80	0.54	16200	6480	0.158

Cas 02 :

Tableau VI-46: vérification d'effort normal de compression pour le Cas 02

Voile	Combinaison	Nd (kN)	b (m)	l (m)	Bc (m²)	Bc×fc28 (kN)	0.4×Bc×fc28 (kN)	vd
P4	G+0.4Q+E2	2910.47	0.30	3.00	0.90	27000	10800	0.108
P5	G+0.4Q+E2	2823.96	0.30	3.00	0.90	27000	10800	0.105
P8	G+0.4Q+E3	2215.31	0.30	1.90	0.57	17100	6840	0.130
P1	ELU	2728.01	0.30	1.90	0.57	17100	6840	0.160
P2	ELU	2242.55	0.30	1.80	0.54	16200	6480	0.138
P3	G+0.4Q+E2	2273.45	0.30	1.80	0.54	16200	6480	0.140
P6	G+0.4Q+E1	2165.81	0.30	1.80	0.54	16200	6480	0.134
P7	G+0.4Q+E1	2601.23	0.30	1.80	0.54	16200	6480	0.161

Commentaire : Pour tous les voiles et les deux cas, le taux vd reste très inférieur à 0.40 (valeur maximale = 0.158 (Cas01) et 0.161 (Cas02) pour P7), Ceci confirme que les voiles ne sont pas surcomprimés et que leur comportement sous séisme restera ductile. La présence des consoles (Cas 02) a légèrement augmenté les efforts normaux dans certains voiles, sans toutefois dépasser le seuil réglementaire.

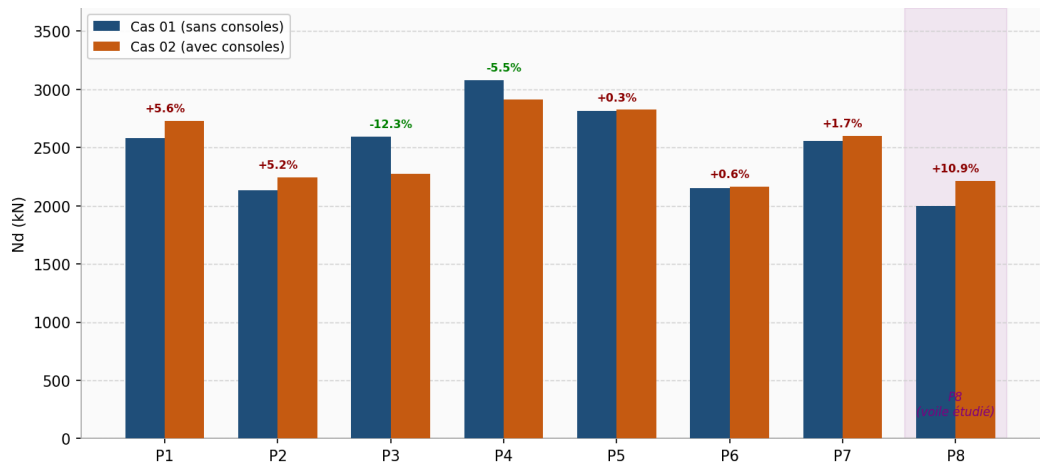


Figure VI-17: Comparaison de l'effort normal réduit Cas 01 vs Cas 02

VI.6.2.2 Vérification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans les voiles est limitée à [4] :

$$\tau_u = (1.4 \times V_u) / (b_w \times d) \leq \bar{\tau}_u = 0.2 \times f_{c28} = 6.0 \text{ MPa}$$

Avec :

- $b_w = 0.30 \text{ m}$, $d = 0.9 \times L_w$
- V_u : l'effort tranchant maximal issu de l'analyse ETABS.

Application numérique :**Pour le Cas 01 :****Tableau VI-47: vérification de la contrainte de cisaillement pour le Cas 01**

Voile	b (m)	l (m)	Combinaison	Vu (kN)	$1.4 \times Vu$ (kN)	d m	τ_u (MPa)	Résultat
P4	0.30	3.00	G+0.4Q+E2	1 380.98	1 933.37	2.70	2.39	Vérifie
P5	0.30	3.00	G+0.4Q+E2	1 023.25	1 432.55	2.70	1.77	Vérifie
P8	0.30	1.90	G+0.4Q+E2	350.78	491.10	1.71	0.96	Vérifie
P1	0.30	1.90	G+0.4Q+E2	447.75	626.85	1.71	1.22	Vérifie
P2	0.30	1.80	G+0.4Q+E1	481.83	674.56	1.62	1.39	Vérifie
P3	0.30	1.80	G+0.4Q+E1	525.10	735.14	1.62	1.51	Vérifie
P6	0.30	1.80	G+0.4Q+E1	524.71	734.59	1.62	1.51	Vérifie
P7	0.30	1.80	G+0.4Q+E1	519.01	726.61	1.62	1.50	Vérifie

Pour le Cas 02 :**Tableau VI-48: vérification de la contrainte de cisaillement pour le Cas 02**

Voile	b (m)	l (m)	Combinaison	Vu (kN)	$1.4 \times Vu$ (kN)	d m	τ_u (MPa)	Résultat
P4	0.30	3.00	G+0.4Q+E2	1 292.20	1 809.08	2.70	2.23	Vérifie
P5	0.30	3.00	G+0.4Q+E2	1 050.31	1 470.43	2.70	1.82	Vérifie
P8	0.30	1.90	G+0.4Q+E4	345.76	484.07	1.71	0.94	Vérifie
P1	0.30	1.90	G+0.4Q+E2	447.90	627.06	1.71	1.22	Vérifie
P2	0.30	1.80	G+0.4Q+E1	494.64	692.50	1.62	1.43	Vérifie
P3	0.30	1.80	G+0.4Q+E1	533.95	747.53	1.62	1.54	Vérifie
P6	0.30	1.80	G+0.4Q+E1	532.21	745.09	1.62	1.53	Vérifie
P7	0.30	1.80	G+0.4Q+E1	528.31	739.63	1.62	1.52	Vérifie

Commentaire : Les contraintes de cisaillement calculées sont toutes très inférieures à la limite réglementaire ($\bar{\tau}_u = 6$ MPa), la valeur maximale observée est 2.39 MPa pour P4-Cas01, soit à peine 40% de la valeur limite. Le voile P8, objet de notre étude, présente des contraintes de cisaillement modestes ($\tau_u = 0.96$ MPa), ce qui confirme la prédominance de la flexion composée dans sa sollicitation. La présence des consoles en Cas 02 n'a pas modifié significativement le cisaillement dans P8.

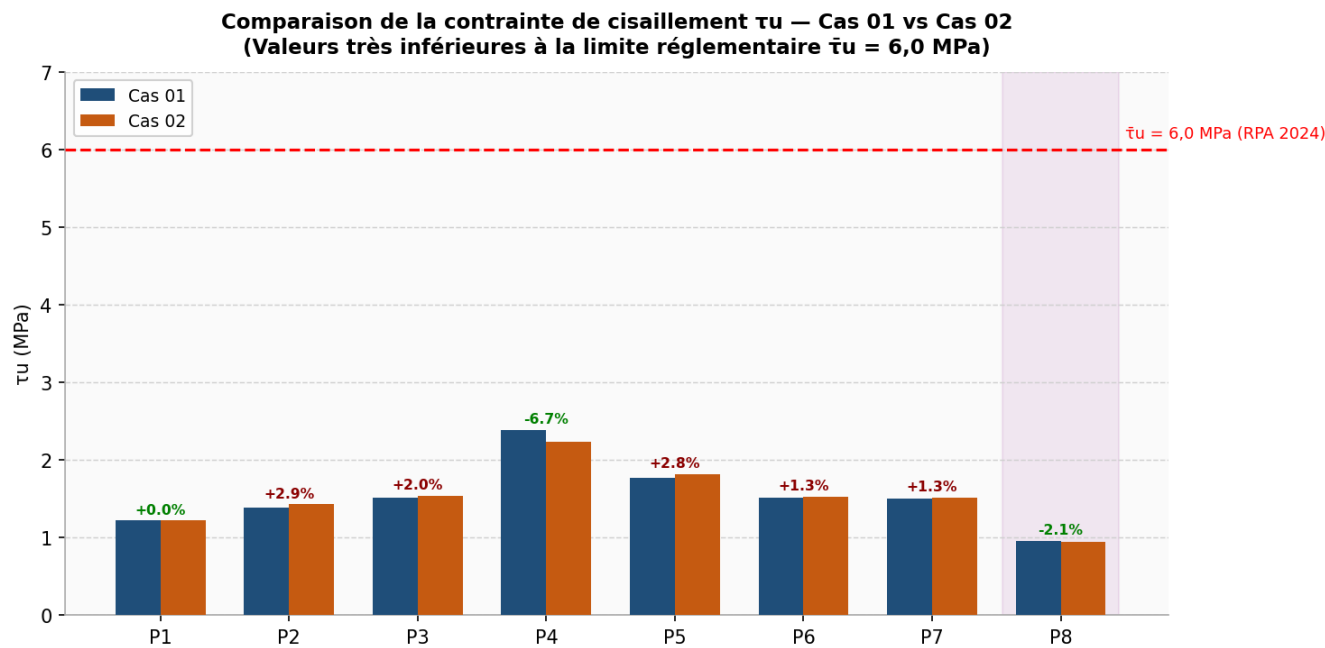


Figure VI-18: Comparaison de la contrainte de cisaillement (Cas 01 vs Cas 02)

VI.6.3 Calcul détaillé de voile :

Pour l’étude détaillée, le voile P8 a été choisi pour notre comparaison parce que c’est l’élément le plus approprié pour mettre en évidence la différence et l’influence de l’ajout des consoles et de la composante verticale sur notre projet, dans le Cas 02, où ce voile agit comme élément support d’une console de portée supérieure à 2 m, et conformément aux dispositions [4], la prise en compte de la composante sismique verticale dans les combinaisons E3, E4 et E5 est requise.

Tableau VI-49: Caractéristiques géométriques et mécaniques de voile P8

Longueur du voile L_w	1.90 m
Épaisseur du voile b_w	0.30 m
Hauteur totale du voile h_w	27.84 m
Hauteur libre d’étage h_e	3.54 m
Section brute $\Omega = L_w \times b_w$	$0.57 \text{ m}^2 = 5700 \text{ cm}^2$
Moment d’inertie $I = b_w \times L_w^3 / 12$	0.1715 m^4
Bras de levier $V = L_w / 2$	0.95 m
Hauteur utile $d = 0.9 \times L_w$	1.71 m = 171 cm
Enrobage $d' = 0.1 \times L_w$	0.19 m = 19 cm

VI.6.3.1 Classification du Voile [4] :

Il y a trois catégories de voiles selon leur élancement $\frac{h_w}{l_w}$ Cette classification conditionne l’enveloppe de calcul des moments fléchissant à adopter.

$$h_w / l_w = 27.84 / 1.90 = 14.65 > 2.0$$

Le voile P8 est un voile élancé ($h_w/l_w > 2.0$). Selon [6], le diagramme de moment fléchissant de calcul doit être décalé verticalement vers le haut d'une distance égale à la hauteur critique h_{cr} , afin de tenir compte du décalage de traction dû aux déformations non-linéaires du voile dans la zone critique.

Commentaire : Le fait que $h_w/l_w = 14.65 > 2$ traduit un comportement de type console élancée. Le moment fléchissant résultant de l'analyse statique doit donc être amplifié par l'enveloppe décalée, ce qui augmente les moments de calcul dans les zones supérieures et constitue une mesure de sécurité contre la plastification soudaine en pied de voile.

VI.6.3.2 Identification des sollicitations critiques de voile :

Conformément à la méthodologie préconisée [6], les quatre cas de chargement :

- a) $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$
- b) $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$
- c) $N_{cor} \rightarrow M_{max}$
- d) $N_{cor} \rightarrow M_{min}$

Application numérique :

Tableau VI-50: les sollicitations de voile P8 (Cas 01)

Cas de Chargement	N (kN)	M (kN.m)	Étage	Combinaison
$N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$	11.59	106.27	6 – ème	$G + 0.4Q + E1$
$N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$	1997.85	794.72	1er E. S	$G + 0.4Q + E1$
$M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$	371.69	2452.22	1er E. S	$G + 0.4Q + E2$
$M_{min} \rightarrow N_{correspondant}$	1896.4	2459.39	1er E. S	$G + 0.4Q + E2$

Tableau VI-51: les sollicitations de voile P8 (Cas 02)

Cas de Chargement	N (kN)	M (kN.m)	Étage	Combinaison
$N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$	48.43	361.8	6 ème	$G + 0.4Q + E4$
$N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$	2215.31	764.77	1er E. S	$G + 0.4Q + E3$
$M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$	582.5	2561.06	1er E. S	$G + 0.4Q + E4$
$M_{min} \rightarrow N_{correspondant}$	2152.93	2515.36	1er E. S	$G + 0.4Q + E4$

Commentaire 08 : La combinaison ($M_{max}.N_{correspondant}$) est systématiquement la plus défavorable pour le ferrailage vertical du voile P8, dans les deux cas de calcul, en Cas 01 cette

combinaison (G+0.4Q+E2) conduit à $A_v = 35.08 \text{ cm}^2$, soit une zone tendue $L_t = 0.904 \text{ m}$ représentant 47.6% de la longueur totale du voile. En Cas 02, la combinaison gouvernante devient G+0.4Q+E4 (intégrant la composante verticale), avec $A_v = 37.08 \text{ cm}^2$ et $L_t = 0.839 \text{ m}$. L'augmentation de 5.7% de la section requise entre Cas 01 et Cas 02 est directement imputable à l'accroissement du moment fléchissant et de l'effort normal induits par les consoles et le spectre sismique vertical. Le calcul par la méthode des contraintes confirme ainsi le choix de la combinaison c comme cas de calcul de référence pour la flexion composée.

En utilisant la méthode des contraintes, on détermine la combinaison de chargement la plus défavorable pour le ferrailage du voile P8 :

VI.6.3.3 Exposé de la méthode [6]:

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction à l'aide des formules suivantes (formules de RDM) :

$$\sigma_{\max.\min} = N/\Omega \pm (M \times V)/I$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : moment fléchissant appliqué

Ω : section transversale du voile

V : bras de levier

I : inertie du voile

Avec :

$$V = L_{\text{voile}} / 2$$

Calcul de L_t (longueur tendue) :

$$L_t = (\sigma_{\min} \times L_w) / (\sigma_{\max} + \sigma_{\min})$$

Calcul de la force de traction :

$$F_t = (\sigma_{\min} \times B_w \times L_t) / 2$$

Calcul des armatures verticales :

$$A_v = F_t / f_e$$

Détail du calcul :

1. Calcul des contraintes : $\sigma_{\max} = (N / \Omega) + (M \times V / I)$

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= (0.3717 / 0.57) + (2.4522 \times 0.95 / 0.1715) = 0.652 + 13.584 \\ &= 14.236 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{\min} = 0.652 - 13.584 = -12.932 \text{ MPa}$$

2. Longueur de la zone tendue : $L_t = [(|\sigma_{\min}| / (\sigma_{\max} + |\sigma_{\min}|))] \times L_w$

$$L_t = [12.932 / (14.236 + 12.932)] \times 1.90 = 0.476 \times 1.90 = 0.904 \text{ m}$$

3. Force de traction : $N_t = (|\sigma_{\min}| \times B_w \times L_t) / 2$

$$N_t = ((12.932 \times 0.30 \times 0.904) / 2) = 1753.6 \text{ MN}$$

4. Section d'armatures verticales (A_v) : $A_v = N_t / f_e$

$$A_v = 1.7536 / 500 = 35.07 \times (10^{-4}) \text{ m}^2$$

Application numérique :

Tableau VI-52: les sollicitations critiques de voile Cas 01

Cas	N (kN)	M (kN.m)	Combinaison	$\sigma_{\max}$ (MPa)	$\sigma_{\min}$ (MPa)	Type	Lt (m)	F (kN)	A_v (cm ²)
a	11.59	106.27	G+0.4Q+E1	0.609	-0.568	SPC	0.917	78.13	1.56
b	1997.85	794.72	G+0.4Q+E1	7.908	-0.898	SPC	0.194	26.13	0.52
c	371.69	2452.22	G+0.4Q+E2	14.238	-12.934	SPC	0.904	1753.85	35.08
d	1896.4	2459.39	G+0.4Q+E2	16.952	-10.298	SPC	0.718	1109.09	22.18

Tableau VI-53: les sollicitations critiques de voile Cas 02

Cas	N (kN)	M (kN.m)	Combinaison	$\sigma_{\max}$ (MPa)	$\sigma_{\min}$ (MPa)	Type	Lt (m)	F (kN)	A_v (cm ²)
a	48.43	361.8	G+0.4Q+E4	2.323	-2.144	SPC	0.864	277.86	5.56
b	2215.31	764.77	G+0.4Q+E3	8.823	-0.618	SPC	0.118	10.94	0.22
c	582.5	2561.06	G+0.4Q+E4	16.888	-14.73	SPC	0.839	1853.77	37.08
d	2152.93	2515.36	G+0.4Q+E41	19.514	-11.54	SPC	0.669	1158.03	23.16

Commentaire technique : Toutes les combinaisons produisent une Section Partiellement Comprimée (SPC). Situation caractéristique du comportement d'un voile sous séisme. La combinaison **c** (Mmax et Ncorrespondant) est la plus défavorable pour les armatures de traction.

La méthode des contraintes fournit ici des valeurs A_v indicatives ; le ferrailage final est obtenu par la méthode de flexion composée appliquée sur les groupes d'étages [6].

Tableau VI-54: Efforts par niveau de sollicitations la plus défavorable (Cas 01)

Niveau	Voile	Combinaison	N (kN)	M (kN. m)
6 ^e étage	P8	G+0.4Q+E2	62.17	273.25
5 ^e étage	P8	G+0.4Q+E2	116.71	323.09
4 ^e étage	P8	G+0.4Q+E2	152.30	348.88
3 ^e étage	P8	G+0.4Q+E2	186.84	461.42
2 ^e étage	P8	G+0.4Q+E2	217.37	506.72
1 ^{er} étage	P8	G+0.4Q+E2	255.15	1 121.81
RDC	P8	G+0.4Q+E2	302.19	1 594.73
1 ^{er} E. S	P8	G+0.4Q+E2	371.69	2 452.22

Tableau VI-55: Efforts par niveau de sollicitations la plus défavorable (Cas 02)

Niveau	Voile	Combinaison	N (kN)	M (kN. m)
6 ^e étage	P8	G+0.4Q+E4	98.37	250.03
5 ^e étage	P8	G+0.4Q+E4	187.43	288.56
4 ^e étage	P8	G+0.4Q+E4	264.92	324.58
3 ^e étage	P8	G+0.4Q+E4	333.44	451.24
2 ^e étage	P8	G+0.4Q+E4	397.59	509.48
1 ^{er} étage	P8	G+0.4Q+E4	468.50	1200.29
RDC	P8	G+0.4Q+E4	513.18	1679.11
1 ^{er} E. S	P8	G+0.4Q+E4	582.51	2561.06

VI.6.3.4 Zone Critique et Enveloppe des Moments :

VI.6.3.4.1 Hauteur de la zone critique hcr :

La hauteur de la zone critique est calculée conformément aux équations [4] :

$$hcr \geq \max(lw ; hw/6) = \max(1.90 ; 27.84/6) = \max(1.90 ; 4.64) = 4.64 \text{ m}$$

$$hcr \leq \min(2 \cdot lw ; 2 \cdot he) \text{ pour structure } > 6 \text{ niveaux}$$

$$hcr \leq \min(2 \times 1.90 ; 2 \times 3.54) = \min(3.80 ; 7.08) = 3.80 \text{ m}$$

La condition $hcr \leq 3.80 \text{ m}$ est plus restrictive. On retient donc : $hcr = 3.80 \text{ m}$ pour les de Cas de calcul.

Commentaire : La zone critique ($hcr = 3.80 \text{ m}$) correspond à la région en pied de voile où les déformations plastiques sont les plus intenses sous séisme. Dans cette zone, les armatures verticales sont calculées pour les moments majorés, et les dispositions de confinement sont renforcées pour assurer la ductilité de la structure.

VI.6.3.5 Enveloppe décalée des moments fléchissant

Pour les voiles élancés ($h_w/l_w > 2$), l'enveloppe linéaire du diagramme de moment fléchissant soit décalée verticalement vers le haut d'une distance $h_{cr} = 3.80$ m, Ce décalage (dit décalage de traction) tient compte de la redistribution des efforts dans la zone non-linéaire. En pratique, cela revient à attribuer à chaque niveau le moment qui, dans l'analyse élastique, était calculé h_{cr} plus bas [4].

La structure est divisée en trois groupes de ferrailage afin d'optimiser la quantité d'acier [6]:

Tableau VI-56: Enveloppe décalée des moments fléchissant et répartition du ferrailage des voiles (Cas 01 et Cas 02)

Groupe	Étage concernés	Moment de calcul Cas 01	Moment de calcul Cas 02
Groupe 01	2eme S.S. 1er S.S. et RDC	2452.22	2561.07
Groupe 02	1er. 2eme et 3eme	2134.24	2027.92
Groupe 03	4eme. 5eme et 6eme	1578.93	1426.28

La division est la même dans les deux Cas de calcul.

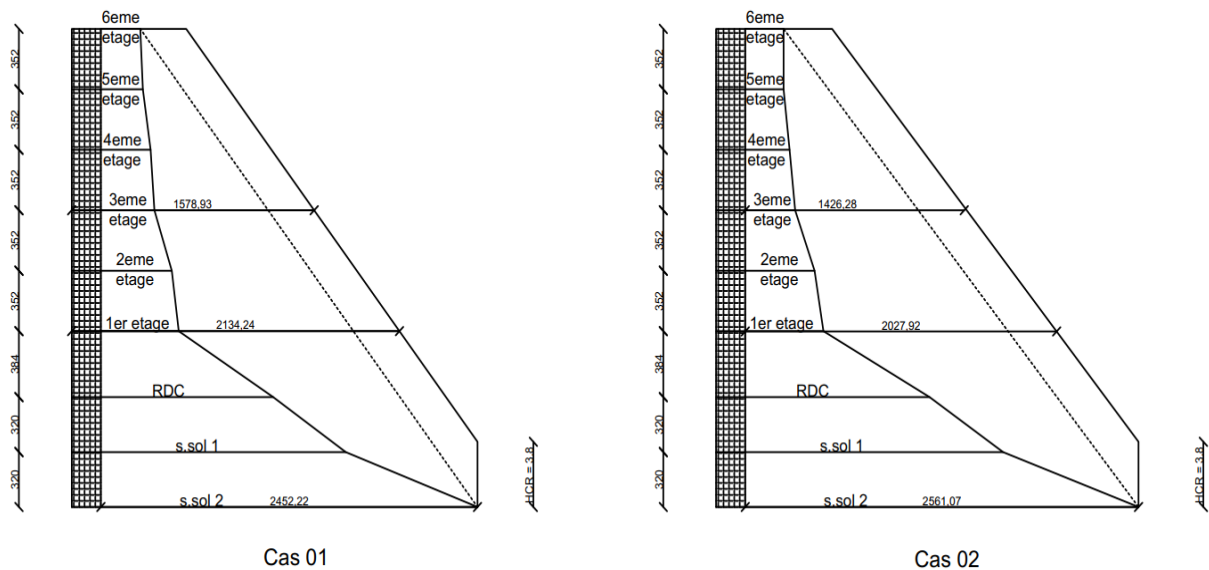


Figure VI-19: les diagrammes des moments fléchissant décaler pour le Cas 01 et Cas 02

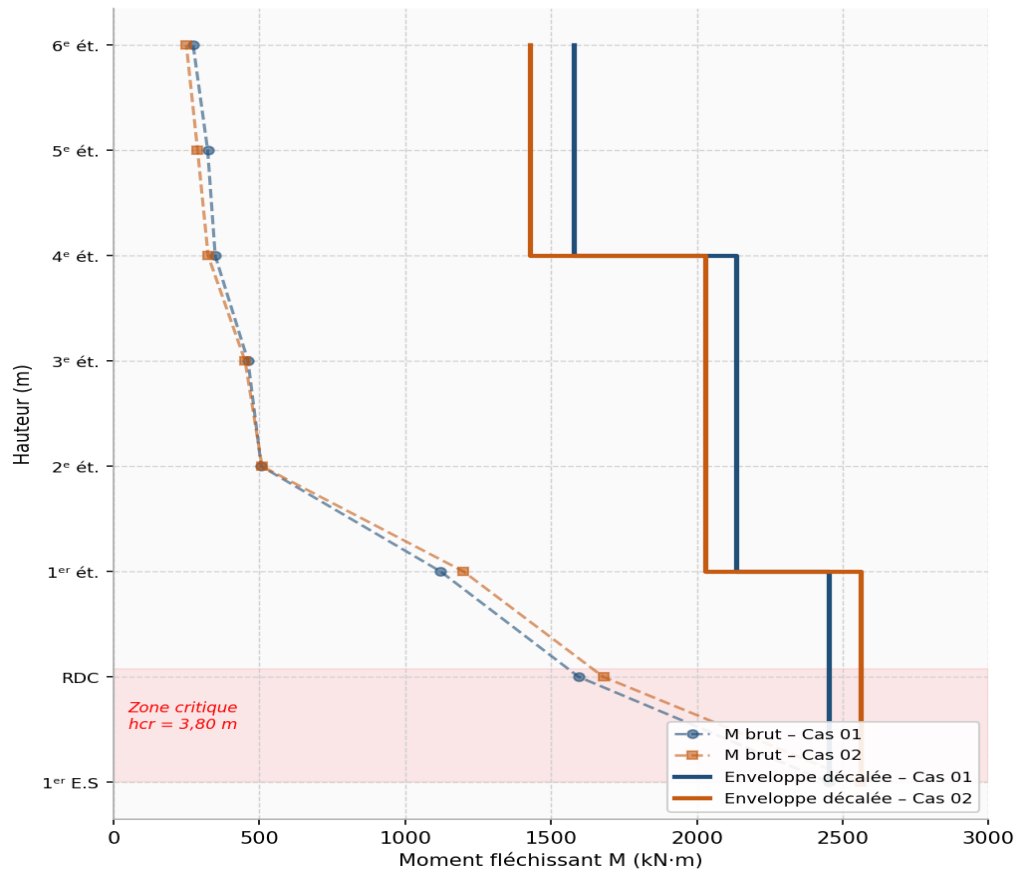


Figure VI-20 : Diagrammes des moments fléchissant décalés de voile P8 (Cas 01 et Cas 02)

VI.6.3.6 Ferrailage des voiles :

VI.6.3.6.1 Longueur de confinement L_c :

Le béton en extrémité du voile est confiné sur une longueur L_c calculée depuis le bord jusqu'au point de déformation critique ($\epsilon_{cu} = 0.35\%$).

Le RPA impose : $L_c \geq \max(0.15 \cdot l_w ; 1.5 \cdot b_w)$

$$L_c = \max(0.15 \times 190 ; 1.5 \times 30) = \max(28.5 ; 45.0) \text{ cm}$$

On retient : $L_c = 55 \text{ cm}$ (valeur majorée pour assurer une bonne ductilité en zone confinée).

VI.6.3.6.2 Armatures minimales dans les éléments de rive :

D'après [4] le pourcentage d'armatures longitudinales dans la zone confinée doit rester au moins égal à 0.5% de la surface de cette zone :

$$A_{s \text{ rive}} \geq 0.5\% \times L_c \times b_w = (0.5/100) \times 55 \times 30 = 8.25 \text{ cm}^2$$

Cette valeur constitue le seuil absolu à respecter dans chacun des deux éléments de rive. Indépendamment du calcul de flexion composée. Le ferrailage calculé par groupe intègre cette contrainte.

VI.6.3.6.3 Calcul des Armatures Verticales :

Le calcul des armatures verticales est conduit par la méthode de la flexion composée. Le voile est assimilé à une section rectangulaire de dimensions $b_w \times l_w$, soumise à un effort normal N et un moment fléchissant M (après majoration par enveloppe décalée). Le pivot A indiqué que les aciers tendus sont à la limite d'élasticité, sans acier comprimé nécessaire ($\mu_{bu} < \mu_l$). Les paramètres de base dans les deux Cas sont [2][3]:

$$l_w = 190 \text{ cm} ; b_w = 30 \text{ cm} ; d = 171 \text{ cm} ; d' = 19 \text{ cm}$$

$$(\gamma_s, \gamma_b): \text{accidentelle} ; \theta = 0.85 (\text{durée de chargement} < 24) ;$$

$$f_{bu} = 25 \text{ MPa} ;$$

$$f_{st} = 500 \text{ MPa} ; \mu_l = 0.3578$$

$$\text{Le moment réduit de la section : } \mu_{bu} = M_{ua} / (b_w \times d^2 \times f_{bu})$$

$$\text{Avec : } M_{ua} = M + N \times (d - h/2)$$

Application numérique :

Détail du calcul :

Détail du calcul Cas 01

Cas 01		
Groupe 01		
Moment final	2452.22	(KN. m)
Effort Normal	371.68	(KN)
l_w	190	(cm)
b_w	30	(cm)
d	171	(cm)
d'	19	(cm)
f_{bu}	25	(Mpa)
f_{st}	500	(Mpa)
M_{ua}	2734.7	(KN. m)
μ_{bu}	0.1247	
μ_l	0.3578	
Pivot	A	
z	159.58	(cm)

Détail du calcul Cas 02

Cas 02		
Groupe 01		
Moment final	2561.07	(KN. m)
Effort Normal	582.51	(KN)
l_w	190	(cm)
b_w	30	(cm)
d	171	(cm)
d'	19	(cm)
f_{bu}	25	(Mpa)
f_{st}	500	(Mpa)
M_{ua}	3003.8	(KN. m)
μ_{bu}	0.137	
μ_l	0.3578	
Pivot	A	
z	158.35	(cm)

As	26.84	(cm ²)
On adopte : 14 HA 16	28.14	(cm ²)
28.14 > 8.25 condition vérifiée		

As	26.287	(cm ²)
On adopte : 14 HA 16	28.14	(cm ²)
28.14 > 8.25 condition vérifiée		

Tableau VI-57: Armatures verticales des éléments de rive pour chaque groupe Cas 01

Groupe	Moment final (KN. m)	Effort Normal (KN)	As calc (cm ²)	As adopté (cm ²)
Groupe 01	2452.22	371.68	26.84	14 HA16 = 28.14
Groupe 02	2134.24	255.15	23.75	4HA16 + 10HA14 = 24.38
Groupe 03	1578.93	186.84	17.25	4HA14 + 10HA12 = 17.46

Tableau VI-58: Armatures verticales des éléments de rive pour chaque groupe Cas 02

Groupe	Moment final (KN. m)	Effort Normal (KN)	As calc (cm ²)	As adopté (cm ²)
Groupe 01	2561.07	582.51	26.29	14 HA16 = 28.14
Groupe 02	2027.92	468.50	20.22	14 HA14 = 21.56
Groupe 03	1426.28	333.44	13.80	14 HA12 = 15.82

Commentaire : Les armatures verticales des Groupes 01 sont identiques pour les deux cas (14HA16). En revanche, les Groupes 02 et 03 montrent des différences notables : en Cas 02, l'effort normal plus élevé (dû aux consoles) exerce un effet de compression partielle qui réduit la longueur tendue L_t et par conséquent la section d'armatures requise dans les groupes supérieurs. Ainsi, le Groupe 02 passe de 4HA16+10HA14 (24.38 cm²) en Cas 01 à 14HA14 (21.56 cm²) en Cas 02 et le Groupe 03 passe de 4HA14+10HA12 (17.46 cm²) à 14HA12 (15.82 cm²). Ce résultat a priori contre-intuitif illustre le rôle ambivalent de la composante sismique verticale : elle augmente les sollicitations à la base (Groupe 01) tout en allégeant le ferrailage des niveaux supérieurs grâce à la compression axiale accrue.

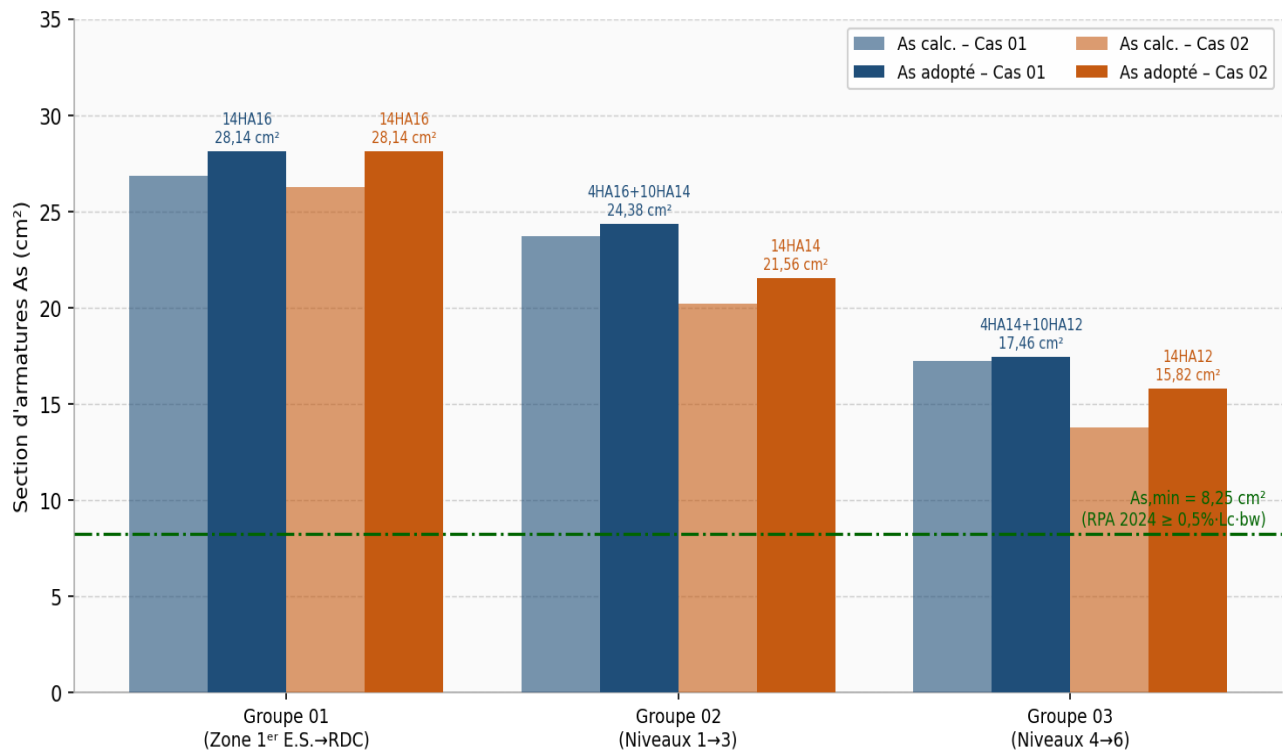


Figure VI-21: Armatures verticales des éléments de rive Comparaison Cas 01 et Cas 02 par groupe

VI.6.3.6.4 Espacement des barres de rive :

La distance entre deux barres verticales dans un élément de rive ne doit pas dépasser 20cm.

Pour notre deux Cas c'est 10 cm donc la condition est vérifiée [4].

VI.6.3.6.5 Armatures de l'Âme (Zone Courante) :

Les armatures d'âme constituent le ferrailage vertical de la partie centrale du voile, entre les deux éléments de rive confinés. Elles assurent la résistance résiduelle à la flexion et participent à la redistribution des efforts dans l'âme du voile.

le diamètre maximal des barres d'âme [4] :

$$8 \text{ mm} < \varnothing_{\text{ame}} < b_w / 8 = 300 / 8 = 37.5 \text{ mm}$$

On adopte : $\varnothing_{\text{ame}} = 12\text{mm}$ pour les deux cas.

VI.6.3.6.6 Espacement des barres d'âme :

L'espacement ne doit pas être supérieur à 25 cm ou 25 fois le diamètre des barres :

$$s \leq \min (25 \text{ cm} ; 25 \times \varnothing) = \min (25 \text{ cm} ; 25 \times 1.2 \text{ cm}) = \min (25 \text{ cm} ; 30 \text{ cm})$$

On adopte :

$s = 16$ cm pour les deux cas. La nappe d'âme se compose de 8 HA12 (deux nappes) pour Cas 01 et Cas 02.

Commentaire : L'espacement adopté (16 cm) est plus restrictif que le minimum réglementaire, ce qui améliore la résistance de l'âme et limite la fissuration entre les barres. Les barres verticales du dernier niveau sont munies de crochets à la partie supérieure ; toutes les autres sont raccordées par recouvrement.

VI.6.3.6.7 Armatures Transversales de Confinement (Éléments de Rive) :

1. Espacement vertical des cadres :

D'après le RPA2024 les armatures de confinement dans les éléments de rive doivent respecter :

$$St \leq \min (b_0/3 ; 12.5 \text{ cm} ; 6x\phi_l)$$

Avec :

- $b_0 = b_w - 5 \text{ cm} = 30 - 5 = 25 \text{ cm}$ (Noyau béton interne)
- $\phi_l \geq 12 \text{ mm}$ (Diamètre minimal des barres longitudinales de rive)

$St \leq \min (25/3 = 8.33 \text{ cm} ; 12.5 \text{ cm} ; 6 \times 1.2 = 7.2 \text{ cm}) \rightarrow$ On adopte: $St = 7 \text{ cm}$

2. Section des armatures de confinement :

- $At \geq 0.09 \times St \times b_0 \times f_{c28} / f_e = 0.09 \times 7 \times 25 \times 30 / 500 = 0.945 \text{ cm}^2$
- On adopte : 2 HA8 = $1.01 \text{ cm}^2 > 0.945 \text{ cm}^2$ (pour les deux cas de calcul).

Commentaire : Le confinement des éléments de rive est indépendant du cas de chargement (Cas 01 ou Cas 02), car il dépend uniquement de la géométrie du voile) et des propriétés des matériaux. Les cadres HA8 à 7 cm d'espacement assurent un confinement efficace du béton comprimé en pied de voile sur toute la hauteur $h_{cr} = 3.80 \text{ m}$.

VI.6.3.6.8 Armatures Horizontales (Résistance à l'Effort Tranchant) :

Les armatures horizontales (parallèles aux faces du voile) reprennent l'effort tranchant. Leur section par mètre courant de hauteur est donnée par [4]:

$$Ah/s \geq V_{\text{bar}} / (z \times f_e)$$

Avec :

- $V_{\text{bar}} = 1.4 \times V_u$
- $s =$ espacement des nappes horizontales = 0.07 m
- $z = L_w - 2 \times L_c + L_c = 190 - 55 = 130 \text{ cm}$ (Distance entre centres de gravité des deux éléments de rive confinés).

Tableau VI-59: Armatures horizontales par groupe (Cas 01)

Groupe	V_u (kN)	V_{bar} (kN)	f_e (MPa)	z (m)	Ah calc. (cm^2)	Choix adopté (cm^2)
01	350.78	491.10	500	1.30	0.53	2 HA8 = 1.01
02	211.52	296.13	500	1.30	0.32	2 HA8 = 1.01
03	156.99	219.78	500	1.30	0.24	2 HA8 = 1.01

Tableau VI-60: Armatures horizontales par groupe (Cas 02)

Groupe	Vu (kN)	V_bar (kN)	fe (MPa)	z (m)	Ah calc. (cm ²)	Choix adopté (cm ²)
01	360.39	504.55	500	1.30	0.54	2 HA8 = 1.01
02	193.38	270.74	500	1.30	0.29	2 HA8 = 1.01
03	130.86	183.20	500	1.30	0.20	2 HA8 = 1.01

Commentaire : Les armatures horizontales (2HA8 par nappe) sont identiques dans les deux cas pour l'ensemble des groupes, malgré la légère augmentation de l'effort tranchant en Cas 02 (ex. : $V_{max} = 360.39$ kN vs 350.78 kN pour le Groupe 01 de P8). Ce résultat s'explique par la prédominance du minimum réglementaire dans tous les groupes : la section calculée (0.20 à 0.54 cm²) restant très inférieure au choix minimal de 2HA8 = 1.01 cm². L'impact de la composante sismique verticale sur les armatures horizontales est donc négligeable dans cette configuration. Notons que la nappe horizontale uniforme sur toute la hauteur du voile simplifie l'exécution et améliore le contrôle qualité sur chantier.

VI.6.4 Vérification de la Ductilité Locale des Voiles :

VI.6.4.1 Conditions de ductilité locale [4] :

1. Rappel réglementaire :

La condition de ductilité locale des voiles rectangulaires est définie par :

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu\Phi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy} \cdot (b_c/b_0) - 0.035$$

Avec la condition minimale : $\omega_{wd} \geq 0.12$ dans la zone critique à la base du voile.

Signification des termes :

- $\alpha = \alpha_n \times \alpha_s$: Coefficient d'efficacité du confinement
- ω_{wd} : Rapport mécanique en volume des armatures de confinement :
(Vol. arm./Vol. noyau) $\times$ (f_{yd}/f_{cd})
- $\mu\Phi$: Coefficient de ductilité en courbure requis (fonction de T0, T2, R, Qf, Med, Mrd)
- v_d : Effort normal réduit de la section du voile
- ω_v : Pourcentage normalisé des armatures verticales d'âme :
○ $(A_{sv}/((l_w - 2l_c) \cdot b_w)) \times (f_{yd}/f_{cd})$
- $\varepsilon_{sy} = f_e/E_s$: Déformation à la limite élastique de l'acier
- b_c/b_0 : Rapport entre la largeur brute et la largeur du noyau de béton

Longueur de la zone de confinement :

- $\chi_u = (v_d + \omega_v) \cdot (l_w \cdot b_c / b_0)$ [Position de l'axe neutre]
- $\varepsilon_{cu,c} = 0.0035 + 0.1 \cdot \alpha \cdot \omega_{wd}$ [Déformation limite du béton confiné]
- $L_{c,calcul} = \chi_u \cdot (1 - \varepsilon_{cu} / \varepsilon_{cu,c})$ [Longueur de la zone comprimée]

Condition : $L_{c,adoptée} > \max(0.15 l_w ; 1.5 b_w)$ et $L_{c,adoptée} > L_{c,calcul}$

2. Données géométriques et matériaux (communes aux deux cas) :

Paramètre	Valeur	Paramètre	Valeur
fc28 (MPa)	30	fe (MPa)	500
γ_b	1.2	γ_s	1.0
Es (MPa)	200 000	lw (cm)	190
bw (cm)	30	lc (cm)	55
b0 (cm)	25	h0 (cm)	55
hc (cm)	380	st. t (cm)	7
L cadres (cm)	395.05	Øl cadres (cm)	0.8
bi (cm)	10	n	14
R	4.5	Qf	1.25
T0 (s)	0.852	T2 (s)	0.6
Asv (cm ²)	9.05	ϵ_{cu}	0.0035

3. Calcul étape par étape (Cas 01) :

Paramètre	Expression	Résultat
f _{yd} / f _{cd}	$(f_e/f_{c28}) \cdot (\gamma_b/\gamma_s) = (500/30) \cdot (1.2/1)$	20
Vol. béton (cm ³)	$l_c \times b_0 \times s = 55 \times 25 \times 380$	522500
Nb. Cadres	$h_c / \text{st. t} = 380 / 7$	52
Vol. arm (cm ³)	$L_{\text{cadre}} \times \text{Acier} \times \text{Nb}_{\text{cadres}} = 395.05 \times 0.5027 \times 52$	10325.8
ω_{wd}	$(\text{Vol. arm.} / \text{Vol. noyau}) \times (f_{yd}/f_{cd}) = (10325.8/522500) \times 20$	0.3952
α_n	$1 - \Sigma n \cdot b_i^2 / (6 \cdot b_0 \cdot h_0) = 1 - (14 \times 10^2) / (6 \times 25 \times 55)$	0.83
α_s	$(1 - t/(2b_0)) \cdot (1 - t/(2h_0)) = (1 - 7/50) \cdot (1 - 7/110)$	0.81
$\alpha = \alpha_n \times \alpha_s$	0.83×0.81	0.67
Med (kN · m)	Moment fléchissant à la base (enveloppe décalée)	2452.22
M _{rd} (kN · m)	Moment résistant de calcul	2882.00
$\mu\Phi$	$T_0 \geq T_2 : 2 \cdot \left(\frac{R}{Q_f}\right) \cdot \left(\frac{\text{Med}}{M_{rd}}\right) - 1$ $= 2 \cdot (4.5/1.25) \cdot (2452.22/2882) - 1$	5.126
vd	Effort normal réduit	0.117
ω_v	$(A_{sv}/((l_w - 2l_c) \cdot b_w)) \cdot (f_{yd}/f_{cd}) = (9.05/((190 - 110) \cdot 30)) \cdot 20$	0.08
ϵ_{sy}	$f_e / E_s = 500 / 200\,000$	0.0025
χ_u (cm)	$(v_d + \omega_v) \cdot (l_w \cdot b_c/b_0) = (0.117 + 0.08) \cdot (190 \times 30/25)$	44.92
$\epsilon_{cu, c}$	$0.0035 + 0.1 \cdot \alpha \cdot \omega_{wd} = 0.0035 + 0.1 \times 0.67 \times 0.3952$	0.030
Lc. calcul (cm)	$\chi_u \cdot (1 - \epsilon_{cu}/\epsilon_{cu, c}) = 44.92 \times (1 - 0.0035/0.030)$	39.68

4. Calcul étape par étape (Cas 02) :

Paramètre	Expression	Résultat
f_{yd} / f_{cd}	$(f_e / f_{c28}) \cdot (\gamma_b / \gamma_s) = (500/30) \cdot (1.2/1)$	20
Vol. béton (cm ³)	$l_c \times b_0 \times s = 55 \times 25 \times 380$	522500
Nb. Cadres	$h_c / s_{t.t} = 380 / 7$	52 (arrondi)
Vol. arm (cm ³)	$L_{cadre} \times A_{acier} \times Nb_{cadres} = 395.05 \times 0.5027 \times 52$	10 325.8
ω_{wd}	$(Vol. arm. / Vol. noyau) \times (f_{yd} / f_{cd}) = (10325.8 / 522500) \times 20$	0.3952
α_n	$1 - \Sigma n \cdot b_i^2 / (6 \cdot b_0 \cdot h_0) = 1 - (14 \times 10^2) / (6 \times 25 \times 55)$	0.83
α_s	$(1 - t / (2b_0)) \cdot (1 - t / (2h_0)) = (1 - 7/50) \cdot (1 - 7/110)$	0.81
$\alpha = \alpha_n \times \alpha_s$	0.83×0.81	0.67
Med (kN · m)	Moment fléchissant à la base (enveloppe décalée)	2 561.07
Mrd (kN · m)	Moment résistant de calcul	2 882.00
$\mu\Phi$	$T_0 \geq T_2 \rightarrow 2 \cdot \left(\frac{R}{Q_f}\right) \cdot \left(\frac{Med}{M_{rd}}\right) - 1$ $= 2 \cdot (4.5/1.25) \cdot (2561.07/2882) - 1$	5.398
vd	Effort normal réduit	0.130
ω_v	$(A_{sv} / ((l_w - 2l_c) \cdot b_w)) \cdot (f_{yd} / f_{cd})$ $= (9.05 / (190 - 110) \cdot 30) \cdot 20$	0.08
ϵ_{sy}	$f_e / E_s = 500 / 200\,000$	0.0025
χ_u (cm)	$(vd + \omega_v) \cdot (l_w \cdot b_c / b_0) = (0.13 + 0.08) \cdot (190 \times 30 / 25)$	47.88
$\epsilon_{cu.c}$	$0.0035 + 0.1 \cdot \alpha \cdot \omega_{wd} = 0.0035 + 0.1 \times 0.67 \times 0.3952$	0.030
Lc. calcul (cm)	$\chi_u \cdot (1 - \epsilon_{cu} / \epsilon_{cu.c}) = 47.88 \times (1 - 0.0035 / 0.030)$	42.29

Tableau VI-61: Tableau récapitulatif comparatif Cas 01 et Cas 02 ductilité

Paramètre	Cas 01	Cas 02	Variation	Remarque
Med (kN · m)	2 452.22	2 561.07	+4.4 %	Augmentation due au spectre vertical (Cas 02)
vd	0.117	0.130	+11.1 %	Effort normal majoré par la composante verticale
$\mu\Phi$	5.126	5.398	+5.3 %	Ductilité requise plus élevée en Cas 02
ω_{wd}	0.3952	0.3952	0%	Identique (même ferrailage de confinement)
α	0.67	0.67	0%	Identique (même géométrie des cadres)
χ_u (cm)	44.92	47.88	+6.6 %	Axe neutre plus profond en Cas 02
$\epsilon_{cu.c}$	0.030	0.030	0%	Identique (confinement inchangé)
Lc. calcul (cm)	39.68	42.29	+6.6 %	Zone comprimée plus grande requise en Cas 02
Lc adoptée (cm)	55	55	0%	Identique (satisfait les deux cas)

Tableau VI-62:6. Vérifications des conditions de ductilité locale

Condition	Valeur requise	Valeur Cas 01	Valeur Cas 02	Vérification
$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu\Phi \cdot (vd + \omega_v) \cdot \epsilon_{sy} \cdot (b_c / b_0) - 0.035$	0.056 (C01) / 0.067 (C02)	0.265	0.265	Vérifié pour les 2 Cas
$\omega_{wd} \geq 0.12$ [4]	0.12	0.395	0.395	Vérifié pour les 2 Cas
Lc. adoptée cm > Lc. calcul cm	Lc. calc : 39.68 / 42.29	55 > 39.68	55 > 42.29	Vérifié pour les 2 Cas

7. Commentaire comparatif :

1. Impact de la composante sismique verticale (Cas 02) :

L'introduction du spectre sismique vertical [4] + le poids de console en Cas 02 engendre une augmentation du moment fléchissant à la base du voile de 2452.22 kN · m à 2561.07 kN · m, soit +4.4 %, Simultanément, l'effort normal réduit ν_d passe de 0.117 à 0.130 (+11.1 %), traduisant la majoration des charges gravitaires amplifiées par la composante verticale de l'action sismique liée aux consoles en porte-à-faux.

2. Conséquences sur la ductilité requise ($\mu\Phi$) :

Le coefficient de ductilité en courbure requis $\mu\Phi$. Calculé selon [4], augmente de 5.126 à 5.398 (+5.3 %) entre les deux cas, Cette hausse reflète la demande accrue en déformation plastique du voile soumis à un moment de renversement plus important, la position de l'axe neutre χ_u se déplace de 44.92 cm à 47.88 cm (+6.6 %), confirmant l'extension de la zone comprimée sous l'effet conjugué de la flexion et de la compression axiale majorée.

3. Longueur de confinement (Lc. calcul) :

La longueur de la zone comprimée à confiner Lc. calcul augmente de 39.68 cm à 42.29 cm (+6.6 %) entre Cas 01 et Cas 02. Cette augmentation est directement imputable à l'accroissement de χ_u Dans les deux cas, la longueur adoptée $L_c = 55$ cm reste supérieure à Lc. calcul, avec une marge de sécurité de 38.6 % (Cas 01) et de 30.1 % (Cas 02), La condition est donc satisfaite dans les deux configurations.

4. Vérification du confinement ($\alpha\omega_{wd}$) :

Les paramètres géométriques et mécaniques de confinement ($\omega_{wd} = 0.3952$; $\alpha = 0.67$) étant identiques pour les deux cas car le ferrailage de confinement des éléments de rive est inchangé, la valeur obtenue $\alpha\omega_{wd} = 0.265$ est constante. Cette valeur est très largement supérieure aux exigences réglementaires : 0.056 pour le Cas 01 et 0.067 pour le Cas 02. La condition $\omega_{wd} \geq 0.12$ est également vérifiée avec un rapport de 3.3.

Conclusion :

Malgré l'amplification des sollicitations en Cas 02 due à la composante verticale sismique et à l'excentricité de masse induite par les consoles, toutes les conditions de ductilité locale prescrites par 6] sont satisfaites dans les deux configurations. Le ferrailage de confinement adopté offre des marges de sécurité confortables, garantissant un comportement ductile adéquat du voile sous séisme majeur.

VI.6.5 Longueurs de Recouvrement :

Pour les zones sismiques IV, V et VI, les longueurs de recouvrement des barres situées dans les zones à inversion de contraintes doivent être de 60ϕ [4].

Tableau VI-63: calcul de Longueurs de Recouvrement de voile P8 Cas 01 et Cas 02

Groupe	Diamètre (Cas 01)	Lr Cas 01 (cm)	Diamètre (Cas 02)	Lr Cas 02 (cm)
01	HA16 (Ø=16mm)	$60 \times 16 = 96 \text{ cm}$	HA16 (Ø=16mm)	$60 \times 16 = 96 \text{ cm}$
02	HA16+HA14 Ø _{max} = 16mm	$60 \times 16 = 84 \text{ cm}$ (HA14)	HA14 (Ø=14mm)	$60 \times 14 = 84 \text{ cm}$
03	HA14+HA12 Ø _{max} = 14mm	$60 \times 14 = 84 \text{ cm}$ (HA14)	HA12 (Ø=12mm)	$60 \times 12 = 72 \text{ cm}$

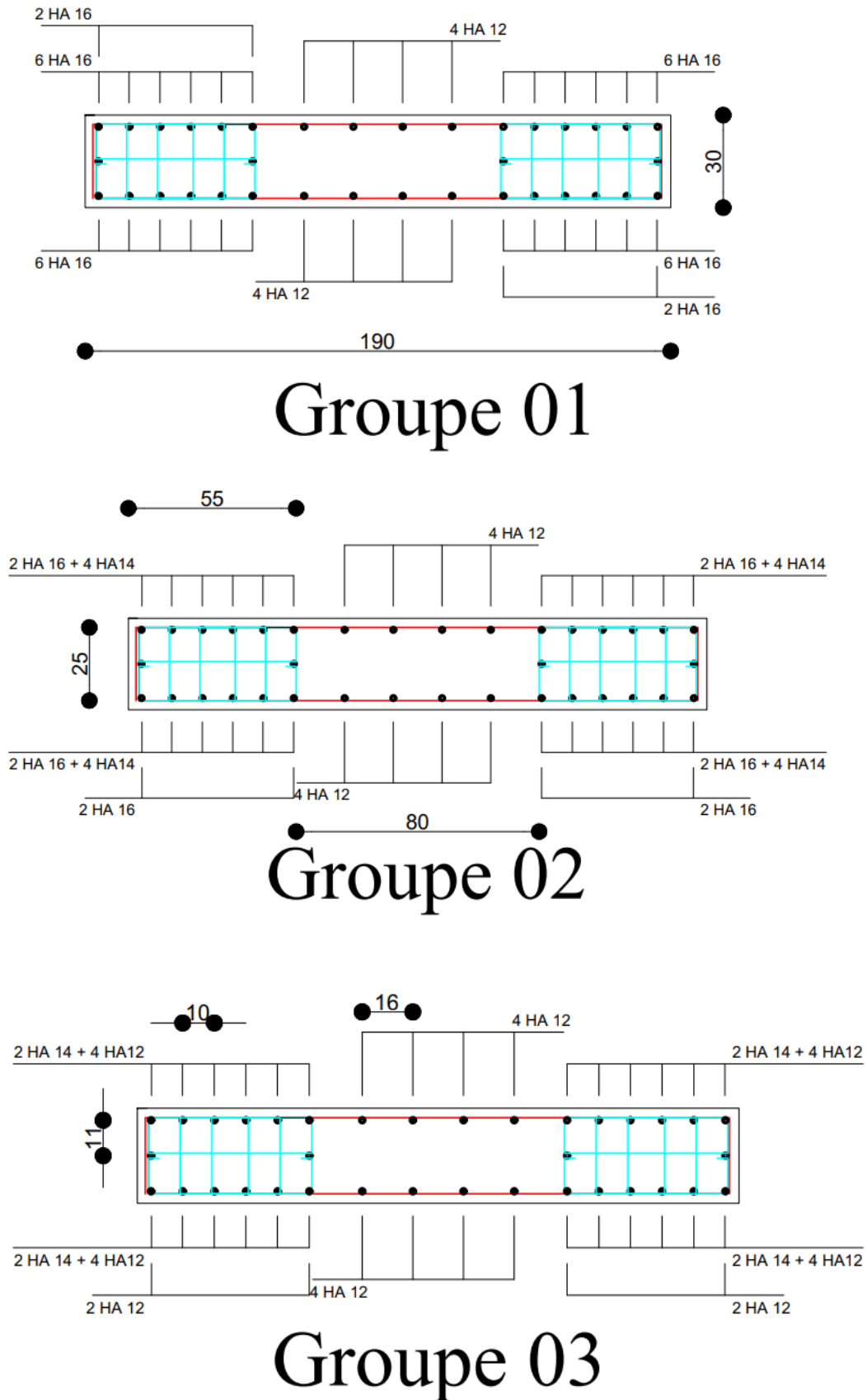
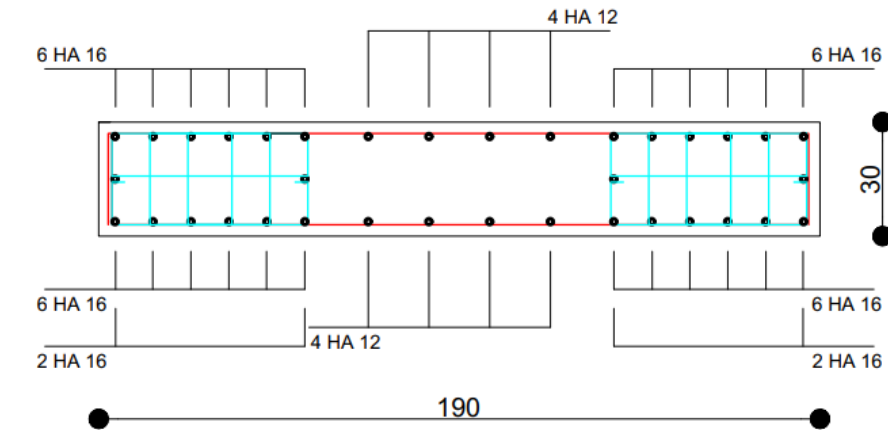
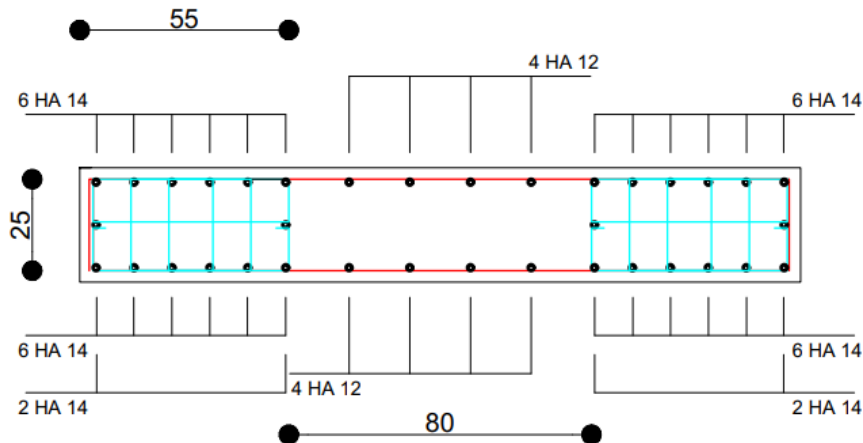


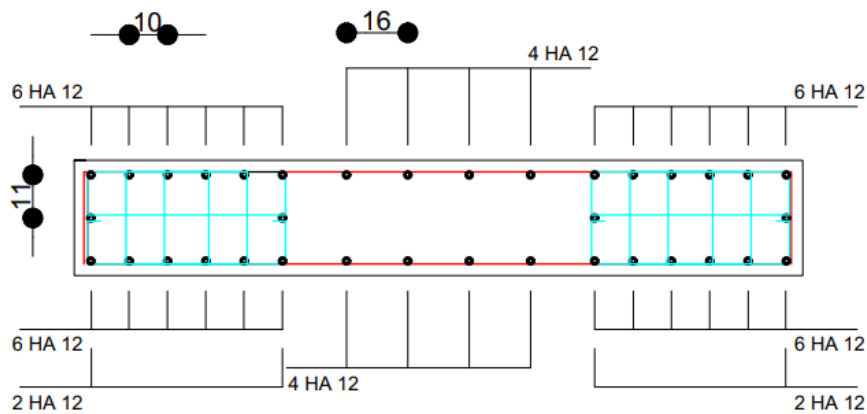
Figure VI-22: Comparaison du ferrailage des 3 groupes de voiles pour les Cas 01



Groupe 01



Groupe 02



Groupe 03

Figure VI-23: Comparaison du ferrailage des 3 groupes de voiles pour les Cas 02

Conclusion du chapitre :

Cette étude comparative a permis d'évaluer l'impact de l'introduction de consoles de grande portée sur le comportement global d'une structure en béton armé, en intégrant la composante sismique verticale conformément au [4], deux configurations ont été analysées sous modélisation élastique linéaire : une structure de référence sans consoles (Cas 01) et une structure comportant des consoles de 2.5 m à 3.4 m (Cas 02), L'objectif était de quantifier les variations des sollicitations internes et d'identifier les éléments structuraux les plus sensibles à cette modification.

Les résultats mettent en évidence une réponse structurelle fortement différenciée selon les éléments considérés. Les consoles constituent les zones les plus critiques, avec des amplifications très importantes des efforts internes dès le dépassement du seuil de 2.00 m, cette rupture de comportement confirme le rôle déterminant de la composante sismique verticale, qui devient prépondérante dans le dimensionnement de ces éléments et modifie profondément leur état de sollicitation.

À l'inverse, les poteaux présentent une sensibilité très limitée, traduisant une robustesse globale de la structure porteuse principale vis-à-vis de l'introduction des consoles. Les variations y restent faibles et ne remettent pas en cause leur dimensionnement, Les voiles montrent un comportement plus nuancé, combinant une augmentation des efforts globaux et une réduction locale des armatures dans certaines zones, illustrant l'effet ambivalent de la compression en flexion composée.

Les poutres, quant à elles, présentent un comportement non uniforme. Certaines zones proches des consoles subissent une augmentation des moments et un changement de combinaisons dimensionnantes, tandis que d'autres travées connaissent une diminution des sollicitations, en raison des phénomènes de redistribution interne propres aux systèmes hyperstatiques.

Globalement, la structure reste conforme aux exigences réglementaires du BAEL 91, du CBA 93 et du RPA2024 dans les deux configurations étudiées, les marges de sécurité observées confirment la stabilité et la validité du dimensionnement adopté.

Cependant, cette étude repose sur une modélisation linéaire et sur une configuration spécifique, ce qui limite la généralisation directe des résultats, des analyses complémentaires, notamment non linéaires et paramétriques, seraient nécessaires pour approfondir la compréhension du comportement observé et étendre la validité des conclusions.

En définitive, l'introduction de consoles de grande portée modifie de manière significative la hiérarchie des sollicitations au sein de la structure. Le seuil de 2.00 m constitue une limite déterminante au-delà de laquelle la composante sismique verticale devient un facteur de dimensionnement majeur, imposant une prise en compte rigoureuse dès la phase de conception afin de garantir la sécurité et la cohérence structurelle de l'ouvrage.

VII. Chapitre 6 : Étude et dimensionnement des fondations

VII.1 Introduction :

Les fondations constituent l'élément de liaison essentiel entre la superstructure et le sol d'assise. Leur mission est de collecter la totalité des charges permanentes, variables et accidentelles pour les transmettre au terrain de fondation dans des conditions garantissant la stabilité de l'ouvrage, la maîtrise des tassements différentiels et l'intégrité structurale sous l'effet des sollicitations sismiques. En zone sismique, la conception des fondations doit assurer non seulement la résistance aux charges gravitaires, mais également la transmission fidèle des efforts d'inertie au massif de sol lors d'un séisme.

Le présent chapitre s'inscrit dans une démarche comparative entre deux configurations structurelles distinctes :

Cas 01 : structure de référence sans porte-à-faux, analysée sous les seules composantes horizontales de l'action sismique (E_x et E_y). Cette configuration constitue la base de référence. Conformément aux dispositions générales du RPA [4] applicables aux structures courantes.

Cas 02 : structure modifiée intégrant des porte-à-faux (balcons) de longueur supérieure à 2 m. Cette modification architecturale impose. Selon RPA [4], la prise en compte obligatoire de la composante verticale du mouvement sismique (E_z) par le biais du spectre de réponse vertical $S_{vd}(T)$, L'introduction de cette composante génère des sollicitations supplémentaires dans les éléments en console et modifie la distribution des charges au niveau de la fondation.

Le système de fondation retenu est un radier général nervuré, calculé comme une dalle renversée sur sol élastique (modèle de Winkler). Son dimensionnement est conduit conformément aux règlements en vigueur [3] [4] : pour la définition des combinaisons d'actions sismiques et pour la justification des sections en béton armé aux états limites.

VII.2 Reconnaissance du Sol et Caractéristiques Géotechniques :

La conception des fondations nécessite une connaissance préalable et rigoureuse des caractéristiques mécaniques du sol d'assise. Ces paramètres, déterminés à partir d'investigations géotechniques comprenant des sondages et des essais in situ, constituent les données d'entrée indispensables à tout calcul de fondation. Pour la présente étude, les paramètres géotechniques retenus sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII-1: Caractéristiques géotechniques et matériaux retenus

Paramètre géotechnique	Symbole	Valeur	Unité
Nature du sol	S3	Sol meuble	—
Contrainte admissible du sol	$\bar{\sigma}_{sol}$	200	kN/m ²
Profondeur d'ancrage	Df	2	m
Coefficient de Winkler (module de réaction)	Ks	40000	kN/m ³
Résistance caractéristique du béton (fc28)	fc28	30	MPa
Limite d'élasticité de l'acier HA	fe	500	MPa

VII.3 Choix du Type de Fondation :

Le choix du système de fondation est gouverné par la capacité portante du sol, l'intensité et la répartition des charges transmises, les inter distances entre éléments porteurs et les exigences parasismiques, la procédure consiste à vérifier successivement l'aptitude des semelles filantes avant d'opter, si nécessaire, pour un radier général.

VII.3.1 Vérification de l'Aptitude des Semelles Filantes :

La réglementation impose que la surface d'emprise totale des semelles (Ss) ne dépasse pas 50% de la surface au sol du bâtiment (Sb). La surface minimale des semelles est donnée par [6]:

$$Ss \geq Ns / \bar{\sigma}_{sol}$$

Où : Ns est l'effort normal total à l'état limite de service (ELS).

Tableau VII-2: Vérification de l'aptitude des semelles filantes

Paramètre	Symbole	Cas 01	Cas 02	Unité
Effort normal à l'ELS	Ns	44126.13	45340.25	kN
Contrainte admissible du sol	$\bar{\sigma}_{sol}$	200	200	kN/m ²
Surface minimale requise	Ss.min	220.63	226.70	m ²
Surface totale du bâtiment	Sb	436.70	436.70	m ²
Rapport Ss. min / Sb	—	51%	52%	—

Les ratios obtenus dépassent le seuil réglementaire de 50 % dans les deux configurations. L'adoption de semelles filantes est donc impossible. Il convient de recourir à un radier général.

VII.3.2 Adoption du Radier Général :

Un radier général est un élément de fondation superficielle occupant la totalité de l'emprise du bâtiment, Ce système présente plusieurs avantages déterminants en contexte sismique [6] :

- Répartition des charges sur l'ensemble de la surface, réduisant la contrainte sur le sol.
- Limitation des tassements différentiels entre éléments porteurs.
- Participation efficace à l'encastrement de la base structurale.
- Résistance accrue aux efforts horizontaux sismiques transmis à la fondation.
- Effet de diaphragme rigide au niveau de l'infrastructure, favorable à la transmission des efforts parasismiques.

VII.4 Prédimensionnement du Radier Général :

Les dimensions du radier doivent satisfaire simultanément plusieurs conditions assurant la résistance structurale (cisaillement, Poinçonnement) et permettant l'application des modèles de calcul simplifiés (condition de rigidité)[6].

VII.4.1 Condition Forfaitaire (hauteur totale de radier) :

La hauteur totale de radier est estimée à partir de la plus grande portée entre axes d'appuis L_{max} :

$$L_{max} / 8 \leq H_r \leq L_{max} / 5$$

Avec $L_{max} = 6.40 \text{ m}$:

$$6.40/8 = 0.8\text{m} \leq H_r \leq 6.40/5 = 1.20 \text{ m}$$

On adopté : $H_r = 1 \text{ m}$.

L'épaisseur de la dalle (e) du radier est estimée à partir de la même portée maximale selon la relation :

$$e \geq L_{max} / 20$$

Avec : e : L'épaisseur de la dalle

$$e \geq 6.40/20 = 0.32 \text{ m}$$

On adopte : $e = 0.40 \text{ m}$.

VII.4.2 Condition de Rigidité :

Pour que le radier puisse être traité comme un élément rigide et que l'application des méthodes forfaitaires soit justifiée, la longueur élastique L_e doit satisfaire :

$$L_e = \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I / K_s \cdot b)} < (\pi/2) \cdot L_{\max}$$

La hauteur totale du radier est déterminée en assurant cette condition :

$$H_r \geq \sqrt[4]{(48 \cdot K_s \cdot L_{\max}^4 / E \cdot \pi^4)}$$

$$\sqrt[4]{(48 \times 40\,000 \times 6.40^4 / 34\,180 \times \pi^4)} = 0.967 \text{ m}$$

→ On a $H_r = 1.00 \text{ m}$ (compris la retombée des nervures).

Vérification :

$$L_e = \sqrt[4]{(4 \times 34\,180 \times (1.0^3/12) / (40 \times 1.0))} = 4.106 \text{ m}$$

$$L_e = 4.106 \text{ m} < (\pi/2) \times 6.40 = 10.05 \text{ m} \rightarrow \text{Le radier est rigide.}$$

VII.4.3 Dimensionnement des Nervures :

La hauteur totale des nervures est déterminée par la condition :

$$h_n \geq L_{\max} / 10 = 6.40 / 10 = 0.64 \text{ m} \rightarrow \text{On a } h_n = 1.00 \text{ m}$$

La largeur des nervures est définie par :

$$b_n \geq h_n / 2 = 1.00 / 2 = 0.50 \text{ m} \rightarrow \text{On adopte } b_n = 0.70 \text{ m}$$

Le type de radier retenu est le radier nervuré, constitué d'une dalle pleine de 40 cm d'épaisseur raidie par des nervures de section (70 × 100) cm. Ce choix permet d'optimiser l'inertie de la fondation tout en limitant le volume de béton par rapport à un radier dalle pleine d'épaisseur équivalente.

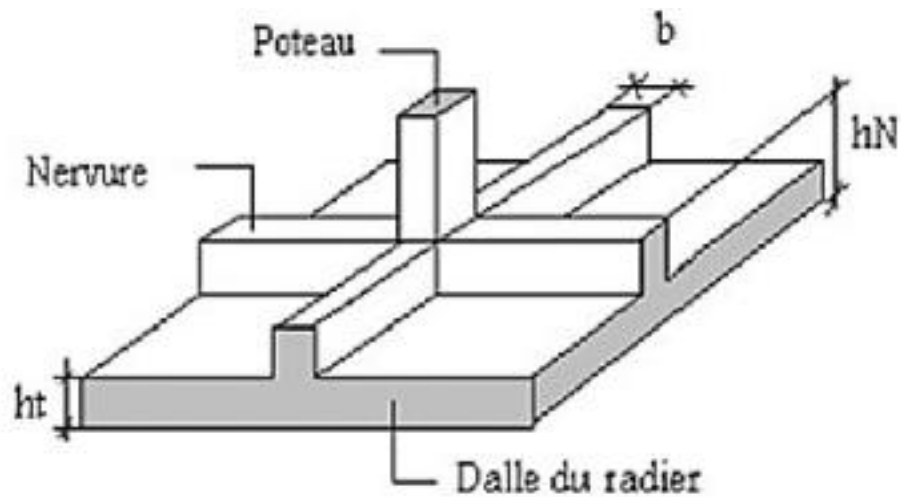


Figure VII-1: les éléments d'un radie nerverait

VII.5 Combinaison d'actions:

L'évaluation des sollicitations appliquées aux fondations repose sur deux cadres réglementaires : [3] pour les situations permanentes et transitoires, et [4] pour les situations accidentelles d'origine sismique, la distinction entre les deux cas d'étude réside principalement dans le jeu de combinaisons sismiques applicable.

Tableau VII-3: Combinaisons d'actions adoptées par cas d'étude

Combinaison d'actions	Type
$1.35G + 1.5Q$	ELU statique
$G + Q$	ELS statique
$G + 0.4Q \pm 1.4E1$	Sismique – [4]
$G + 0.4Q \pm 1.4E2$	Sismique – [4]

VII.6 Caractéristiques Géométriques du Radier :

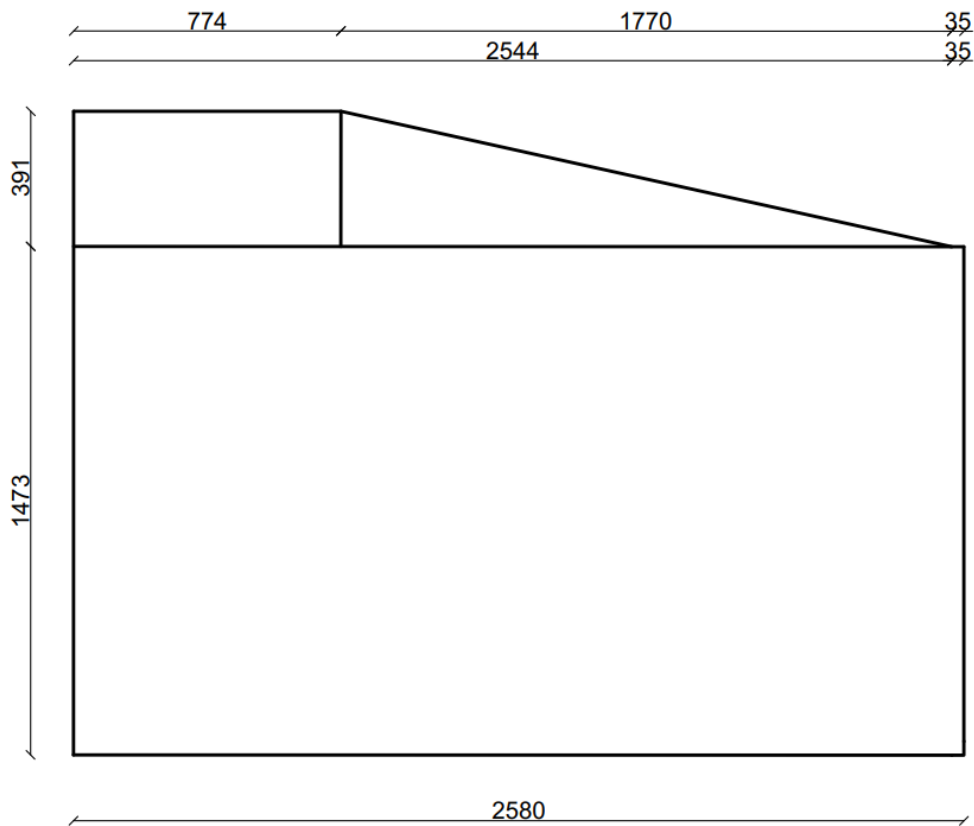


Figure VII-2: surface de radier adoptée pour les deux Cas

VII.6.1 Centre de Gravité du Radier :

La surface du radier est décomposée en trois éléments géométriques simples (deux rectangles et un triangle) afin de calculer le centre de gravité global (XG, YG) par application du théorème des barycentres :

$$XG = \frac{\sum(X_i \cdot S_i)}{\sum S_i} ; \quad YG = \frac{\sum(Y_i \cdot S_i)}{\sum S_i}$$

Tableau VII-4: Décomposition de la surface du radier pour le calcul du centre de gravité

Élément	Type	Dimensions (m)	Si (m²)	Xi (m)	Yi (m)
1	Rectangle principal	25.80 × 14.73	380.03	12.90	7.365
2	Rectangle supérieur gauche	7.74 × 3.91	30.26	3.87	16.685
3	Triangle supérieur	b=17.70 ; h=3.91	34.60	13.64	16.033
Total	—	—	444.9	—	—

Application numérique :

$$XG = (12.90 \times 380.03 + 3.87 \times 30.26 + 13.64 \times 34.60) / 444.9 = 12.34 \text{ m}$$

$$YG = (7.365 \times 380.03 + 16.685 \times 30.26 + 16.033 \times 34.60) / 444.9 = 8.67 \text{ m}$$

→ Centre de gravité du radier : $XG = 12.34 \text{ m}$; $YG = 8.67 \text{ m}$

VII.6.2 Moments d'Inertie du Radier :

Les moments d'inertie du radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité sont calculés par le théorème de Huygens-Steiner :

$$I_{xx} = \Sigma [I_{xi} + S_i \cdot (y_i - YG)^2] \quad ; \quad I_{yy} = \Sigma [I_{yi} + S_i \cdot (x_i - XG)^2]$$

Application numérique :

$$I_{xx} = 7\,518.63 + 1\,982.68 + 1\,905.38 = 11\,406.69 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 21\,199.66 + 2\,322.21 + 660.75 = 24\,182.63 \text{ m}^4$$

VII.6.3 Excentricité de la Résultante des Charges :

Le centre d'application des charges de la superstructure (centre de masse XS. YS) est distinct du centre de gravité du radier (XG. YG), ce qui génère une excentricité et donc une distribution non uniforme des contraintes sous la fondation.

Tableau VII-5: Excentricités par rapport au centre du radier

Paramètre	Symbole	Cas 01	Cas 02	Unité
Centre de masse – coordonnée X	XS	12.64	12.66	m
Centre de masse – coordonnée Y	YS	10.27	10.29	m
Excentricité selon X ($ex = XS - XG $)	ex	0.30	0.32	m
Excentricité selon Y ($ey = YS - YG $)	ey	1.60	1.62	m

L'augmentation légère des excentricités dans le Cas 02 est due au déplacement du centre de masse provoqué par l'ajout des charges des consoles, asymétriques dans le plan.

VII.7 Vérifications Géotechniques :

VII.7.1 Vérification de la Contrainte du Sol – Situation Courante :

À l'état limite de service et à l'état limite ultime, les contraintes exercées sur le sol par le radier doivent rester inférieures aux valeurs admissibles définies ci-après [6]:

$$\text{À l'ELS : } \sigma_{\text{sol}} = N_s / S_{\text{radier}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{À l'ELU : } \sigma_{\text{sol}} = N_u / S_{\text{radier}} \leq 1.33 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 266 \text{ kN/m}^2$$

Tableau VII-6: Vérification de contrainte du sol situation courante ($S_{radier} = 444.9 \text{ m}^2$)

Paramètre	Symbole	Cas 01	Cas 02	Unité
Effort normal à l'ELS	Ns	44126.13	45340.25	kN
Contrainte sol à l'ELS	$\sigma_{\text{sol. els}}$	99.20 < 200	101.93 < 200	kN/m ²
Effort normal à l'ELU	Nu	61094.20	62777.55	kN
Contrainte sol à l'ELU	$\sigma_{\text{sol. elu}}$	137.35 < 266	141.14 < 266	kN/m ²

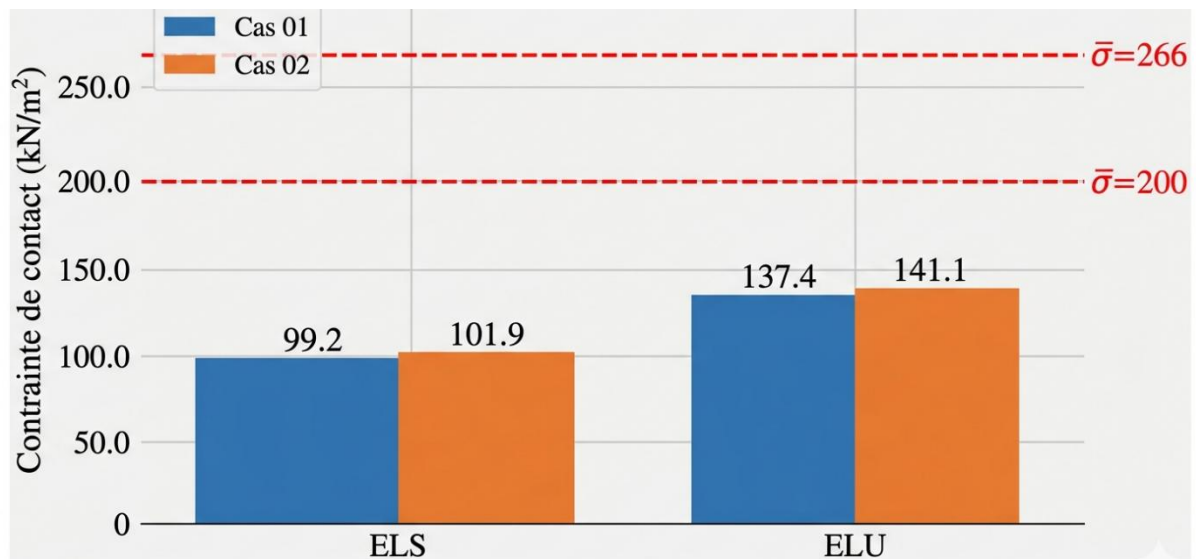


Figure VII-3 :Contraintes du sol en situation courante (Cas 01 et Cas 02)

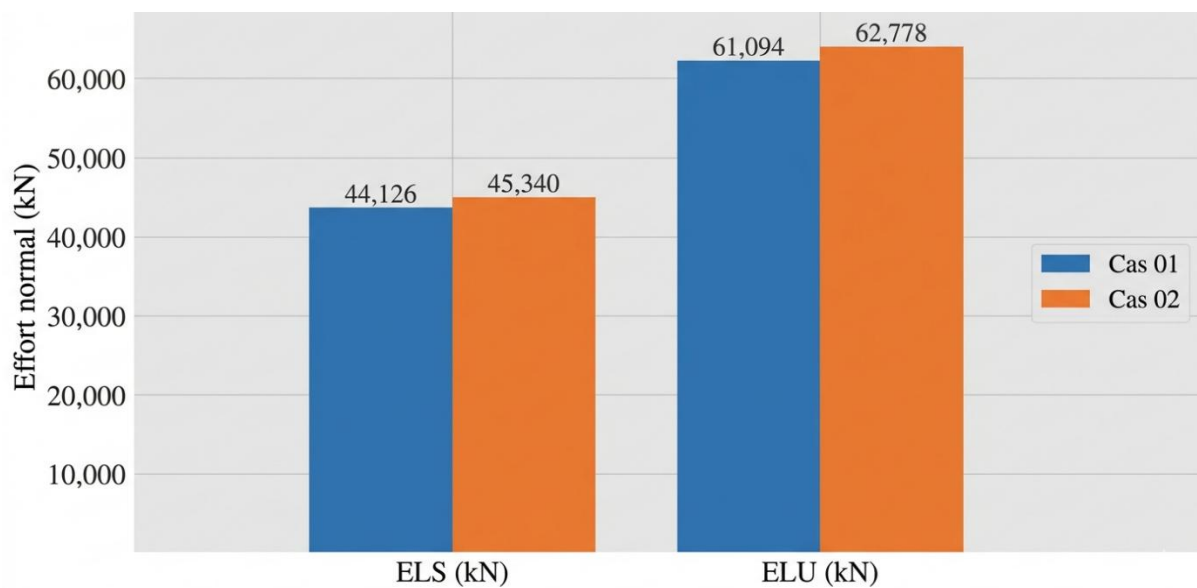


Figure VII-4:Efforts normaux Ns (ELS) et Nu (ELU) (Cas 01 et Cas 02)

Commentaire : Les contraintes de contact calculées à l'ELS et à l'ELU sont inférieures aux valeurs admissibles dans les deux configurations. La surface du radier adoptée (444.9 m²) est suffisante sans nécessiter de débord périphérique.

Il est à noter que le Cas 02 présente des contraintes légèrement supérieures au Cas 01 (+2.7 % à l'ELS), conséquence directe de l'accroissement du poids total engendré par les consoles additionnelles.

VII.7.2 Vérification de la Contrainte du Sol – Situation Sismique :

Sous les combinaisons sismiques, l'action conjointe de l'effort vertical et du moment de renversement génère une distribution asymétrique des contraintes sous le radier. La vérification est effectuée selon la loi de flexion composée [4][6]:

$$\sigma_1 = N/S + M \cdot V/I \quad ; \quad \sigma_2 = N/S - M \cdot V/I$$

$$\sigma_{\text{moy}} = (3\sigma_1 + 2\sigma_2) / 4 \leq 1.5 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 300 \text{ kN/m}^2$$

Avec :

M : le moment total à la base du radier, incluant la contribution de l'effort tranchant à la base sur profondeur de l'infrastructure :

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Tableau VII-7: Moments de renversement à la base du radier

Direction	Paramètre	Cas 01	Cas 02	Unité
E1 (Ex)	M ₀ (kN.m)	83204.93	83204.93	kN.m
	T ₀ (kN)	6359.61	6488.88	kN
	M = M ₀ + T ₀ × 2.0	95924.15	96182.69	kN.m
E2 (Ey)	M ₀ (kN.m)	110685.00	110685.00	kN.m
	T ₀ (kN)	5378.33	5740.18	kN
	M = M ₀ + T ₀ × 2.0	121441.66	122165.36	kN.m

Tableau VII-8: Vérification des contraintes sous le radier en situation sismique

Situation	Paramètre	Cas 01 (E1)	Cas 01 (E2)	Cas 02 (E1)	Cas 02 (E2)	Unité
G+0.4Q+1.4E	N (kN)	102148.95	106587.60	104298.52	107847.66	kN
	σ ₁ (kN/m ²)	335.89	291.15	341.18	294.39	kN/m ²
	σ ₂ (kN/m ²)	123.30	188.00	127.68	190.43	kN/m ²
	σ _{moy} (kN/m ²)	282.75 < 300	265.36 < 300	287.81 < 300	268.40 < 300	kN/m ²

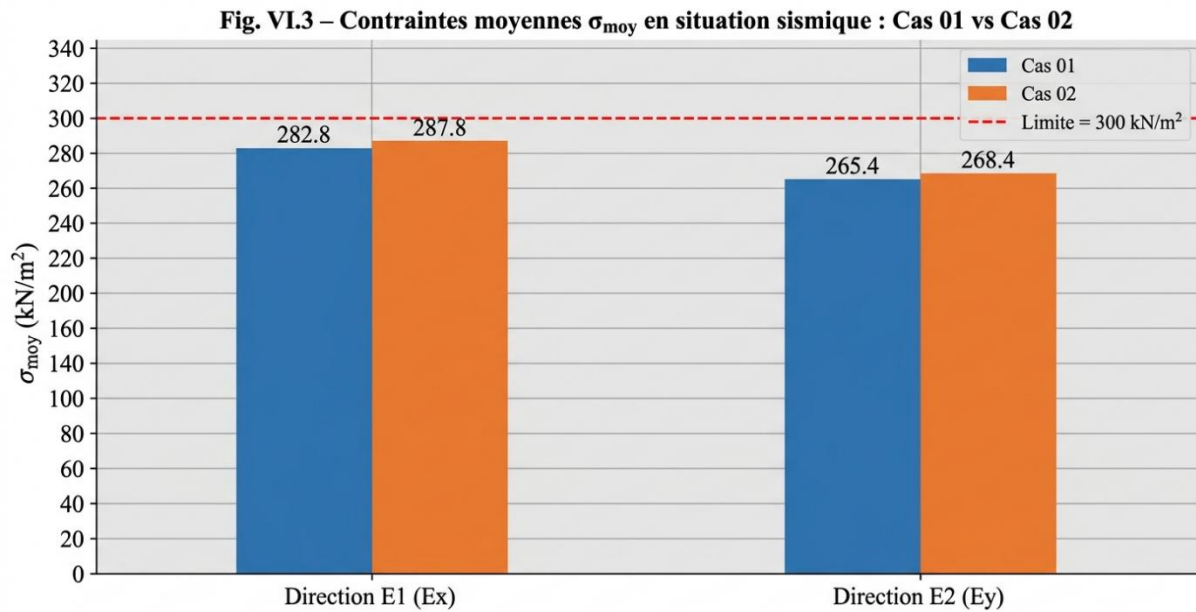


Fig. VI.3 – Contraintes moyennes σ_{moy} en situation sismique : Cas 01 vs Cas 02

L'analyse comparative révèle que les contraintes de contact en situation sismique restent inférieures à la contrainte admissible majorée ($1.5\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 300 \text{ kN/m}^2$) dans tous les cas, le Cas 02 affiche des valeurs légèrement supérieures (+1.5 % à +2 % selon la direction), en cohérence avec l'augmentation des charges gravitaires induites par les consoles, la contrainte minimale σ_2 reste positive pour toutes les combinaisons, ce qui confirme l'absence de décollement entre le radier et le sol.

VI.7.3. Vérification de la Stabilité au Renversement

la stabilité vis-à-vis du renversement est vérifiée en comparant le moment stabilisant (résultant de l'action des charges gravitaires permanentes) au moment de renversement (généré par les forces sismiques horizontales) [4].

Le critère réglementaire est [4] :

$$\text{Ratio} = \text{Mstab} / \text{Mrenversement} \geq 1.3$$

Le moment stabilisant est la somme du moment stabilisant de la superstructure et de la contribution du radier :

$$\text{M}_{\text{stab}} = \text{M}_{\text{stab.struct}} + \text{W}_{\text{radier}} \times (\text{XG ou YG})_{\text{radier}}$$

Le poids propre du radier est : $\text{W}_{\text{radier}} = 11122.5 \text{ kN}$ (identique pour les deux cas).

Tableau VII-9: Vérification de la stabilité au renversement selon [4]

Paramètre	Cas 01	Cas 02	Unité
M_stab.struct (sens X)	472539.52	491903.10	kN. m
M_stab (sens X) total	609791.17	629154.75	kN. m
M_renversement (sens X)	95924.15	96182.69	kN. m
Ratio X = M_stab / M_renv	$6.36 \geq 1.3$	$6.54 \geq 1.3$	—
M_stab.struct (sens Y)	372453.40	389136.58	kN. m
M_stab (sens Y) total	468885.48	485568.66	kN. m
M_renversement (sens Y)	121441.66	122165.36	kN. m
Ratio Y = M_stab / M_renv	$3.86 \geq 1.3$	$3.98 \geq 1.3$	—

Commentaire : Les deux configurations vérifient largement la condition de stabilité au renversement, avec des coefficients de sécurité nettement supérieurs au seuil réglementaire minimal de 1.3. La structure avec consoles (Cas 02) présente des ratios légèrement plus favorables que le Cas 01, car l'accroissement du moment stabilisant – dû à l'augmentation de la masse des consoles – compense amplement la majoration du moment de renversement.

VII.8 Vérifications Structurelles :

VII.8.1 Vérification au Non-poinçonnement :

La résistance du radier au poinçonnement est vérifiée selon [2], pour chaque poteau ou voile sollicitant la dalle du radier, la condition suivante doit être satisfaite :

$$N_u \leq 0.045 \times u_c \times h_r \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

u_c : le périmètre du contour de la surface d'impact projetée sur le plan moyen du radier :

$$u_c = 2(a + h_r) + 2(b + h_r) \quad (\text{pour un poteau rectangulaire } a \times b)$$

Application numérique pour le poteau le plus sollicité (section 50×60 cm. $h_r = 1.0$ m) :

$$u_c = 2(0.50 + 1.0) + 2(0.60 + 1.0) = 3.0 + 3.2 = 6.2 \text{ m}$$

$$0.045 \times 6.2 \times 1.0 \times 30/1.5 = 5580 \text{ kN}$$

Tableau VII-10: Vérification au poinçonnement

Élément	uc (m)	Limite (kN)	Cas 01	Cas 02
Poteau le plus sollicité (50×60 cm)	6.2	5580	2963.83 < 5580	2963.26 < 5580
Voile le plus sollicité (300×30 cm)	10.6	9540	3079.68 < 9540	2910.47 < 9540

VII.8.2 Vérification des Contraintes de Cisaillement :

La vérification vis-à-vis des contraintes tangentes est effectuée sur une bande de radier de largeur unitaire ($b_0 = 1.0$ m) selon [2]:

$$\tau_u = V_u / (b_0 \times d) \leq 0.07 \times f_{c28} / \gamma_b = 1.75 \text{ MPa}$$

Avec :

$$V_u = (q_u \times L_{\max}) / 2$$

Tableau VII-11: Vérification des contraintes tangentes

Paramètre	Symbole	Cas 01	Cas 02	Unité
Effort normal total ELU	N_u	61094.20	62777.55	kN
Pression sur le sol ELU	$q_u = N_u / S_{\text{radier}}$	137.32	141.10	kN/m ²
Effort tranchant maximum	$V_u = q_u \times L_{\max} / 2$	439.53	451.64	kN/m
Contrainte tangente	$\tau_u = V_u / (b_0 \times d)$	0.54 < 1.75	0.56 < 1.75	MPa

Commentaire : Les contraintes de cisaillement restent dans les deux cas largement inférieures à la limite admissible. Aucune armature de cisaillement transversal n'est requise pour la dalle du radier. L'augmentation de τ_u dans le Cas 02 ($\approx +2$ %) est imputable à l'accroissement de la charge totale par les consoles.

VII.8.3 Vérification vis-à-vis de la Pression Hydrostatique :

La stabilité du bâtiment vis-à-vis du soulèvement par la pression hydrostatique est assurée lorsque le poids propre total W est supérieur à la force de soulèvement majorée par le coefficient de sécurité [6] :

$$W \geq F_s \times \gamma_w \times Z \times S_{\text{radier}} = 1.5 \times 10 \times 2 \times 444.9 = 13347 \text{ kN}$$

Avec :

- W : poids total du bâtiment à la base du radier.
- F_s : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $F_s = 1.5$;
- γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ kN} / \text{m}^3$) ;
- Z : profondeur de l'infrastructure ;
- Sradire : surface du radier.

Tableau VII-12: Vérification de la stabilité vis-à-vis de la pression hydrostatique

Paramètre	Cas 01	Cas 02	Unité
Poids total W à la base	49152.93	50189.91	kN
Force de soulèvement	15349.7	15349.7	kN
Vérification	49153 > 13347	50190 > 13347	—
Ratio	3.20	3.27	—

Commentaire : La condition est largement vérifiée pour les deux configurations. Les ratios $\frac{W}{(F_s \cdot \gamma_w \cdot Z \cdot S)}$ supérieurs à 3.0, confirment l'absence de tout risque de soulèvement hydraulique.

L'augmentation de la masse dans le Cas 02 (due aux consoles) confère une marge de sécurité hydrostatique additionnelle.

VII.9 Calcul des Armatures du Radier :

VII.9.1 Hypothèses de Calcul :

Le radier est assimilé à un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les éléments verticaux de l'ossature (poteaux et voiles). Les panneaux de dalle sont traités comme des dalles reposant librement sur quatre côtés et soumises à une pression uniforme de contact exercée par le sol. Les armatures sont calculées selon la méthode forfaitaire [3] en flexion simple, avec la prise en compte d'une fissuration préjudiciable en raison de la présence possible d'eau.

VII.9.2 Évaluation des Charges et Moments Isostatiques :

Le rapport $\alpha = L_x/L_y = 3.60/6.40 = 0.56$ satisfait $0.4 \leq \alpha \leq 1$.

Ce qui indique que la dalle porte dans les deux directions. Les moments isostatiques sont calculés par :

$$M_x = \mu_x \times q \times L_x^2 \quad ; \quad M_y = \mu_y \times M_x$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont extraits des tables réglementaires par interpolation linéaire pour $\alpha = 0.56$.

Tableau VII-13: Moments isostatiques de la dalle du radier aux trois états limites

État limite	Cas	N (kN)	$q = \frac{N}{S}$ (kN/m ²)	μ_x	M_x (kN. m/m)	μ_y	M_y (kN. m/m)
ELU	Cas 01	61094.2	137.32	0.0880	156.61	0.259	40.56
ELU	Cas 02	62777.6	141.10	0.0880	160.92	0.259	41.68
ELS	Cas 01	44126.1	99.18	0.0923	118.64	0.425	50.47
ELS	Cas 02	45340.2	101.91	0.0923	121.91	0.425	51.86
ELA	Cas 01	106587.6	239.58	0.0880	273.24	0.259	70.77
ELA	Cas 02	107847.7	242.41	0.0880	276.46	0.259	71.60

La répartition des moments entre travée et appuis est effectuée selon les coefficients forfaitaires [3] pour les panneaux intermédiaires (panneau continu sur appuis) :

$$M_{\text{travée}} = 0.75 \times M_i \quad ; \quad M_{\text{appui}} = 0.50 \times M_i$$

Tableau VII-14: Moments fléchissant en travée et sur appuis (Cas 01)

Situation	Position	Sens de la grande portée		Sens de la petit portée	
ELU	En travée	0.75M _x	117.458	0.75M _y	30.422
	En appuis	0.5M _x	78.306	0.5M _y	20.281
ELS	En travée	0.75M _x	88.98	0.75M _y	37.852
	En appuis	0.5M _x	59.32	0.5M _y	25.235
ELA	En travée	0.75M _x	204.927	0.75M _y	53.076
	En appuis	0.5M _x	136.618	0.5M _y	35.384

Tableau VII-15: Moments fléchissant en travée et sur appuis (Cas 02)

Situation	Position	Sens de la grande portée		Sens de la petit portée	
ELU	En travée	0.75M _x	120.692	0.75M _y	31.259
	En appuis	0.5M _x	80.461	0.5M _y	20.84
ELS	En travée	0.75M _x	91.43	0.75M _y	38.894
	En appuis	0.5M _x	60.953	0.5M _y	25.93
ELA	En travée	0.75M _x	207.348	0.75M _y	53.703
	En appuis	0.5M _x	138.232	0.5M _y	35.802

VII.9.3 Ferrailage de la Dalle Pleine :

Le calcul des armatures est conduit à l'ELU pour dimensionner les sections et à l'ELS pour vérifier l'ouverture des fissures (fissuration préjudiciable).

La hauteur utile de la dalle est $d = 0.9 \times 0.40 = 0.36$ m.

Tableau VII-16: Calcul des armatures de la dalle du radier (Cas 01)

Direction	Position	As. calc (cm ² /m)	Armatures adoptées	As. adopt (cm ² /m)	Ms (kN.m)	σ_{st} (MPa)	Vérification
Grand sens	En travée	11.77	7 HA 16 / m	14.07	88.98	193.65	OK
	En appuis	7.76	7 HA 14 / m	10.78	59.32	167.01	OK
Petit sens	En travée	3.97	7 HA 12 / m	7.92	37.85	143.69	OK
	En appuis	3.97	7 HA 12 / m	7.92	25.24	95.80	OK

Tableau VII-17: Calcul des armatures de la dalle du radier (Cas 02)

Direction	Position	As. calc (cm ² /m)	Armatures adoptées	As. adopt (cm ² /m)	Ms (kN.m)	σ_{st} (MPa)	Vérification
Grand sens	En travée	11.91	7 HA 16 / m	14.07	91.43	198.99	OK
	En appuis	7.85	7 HA 14 / m	10.78	60.95	171.61	OK
Petit sens	En travée	3.97	7 HA 12 / m	7.92	38.89	147.65	OK
	En appuis	3.97	7 HA 12 / m	7.92	25.93	98.43	OK

Commentaire : La comparaison entre les deux cas montre une augmentation modérée des contraintes dans les armatures du Cas 02 (+2 à +3 %), conséquence de l'accroissement des charges gravitaires. La vérification à la fissuration est satisfaite dans tous les cas, avec des contraintes d'acier inférieures à la limite admissible $\sigma_{st \max} = 215.6$ MPa.

VII.9.4 Ferrailage des Nervures :

Les nervures sont calculées comme des poutres continues reposant sur les éléments verticaux de la structure [2]:

VII.9.4.1 Nervures dans le grand sens ($L_y = 6.40$ m) :

$$\text{Charge trapézoïdale équivalente } P = (L_x \cdot q/2) \cdot (1 - L_x/(2L_y))$$

Cas	qu	qs	qacc	Ly	Lx	Pu	Pser	Pacc
1	137.32	99.18	239.58	6.4	3.6	177.658	128.314	309.957
2	141.1	101.91	242.41			182.548	131.846	313.618

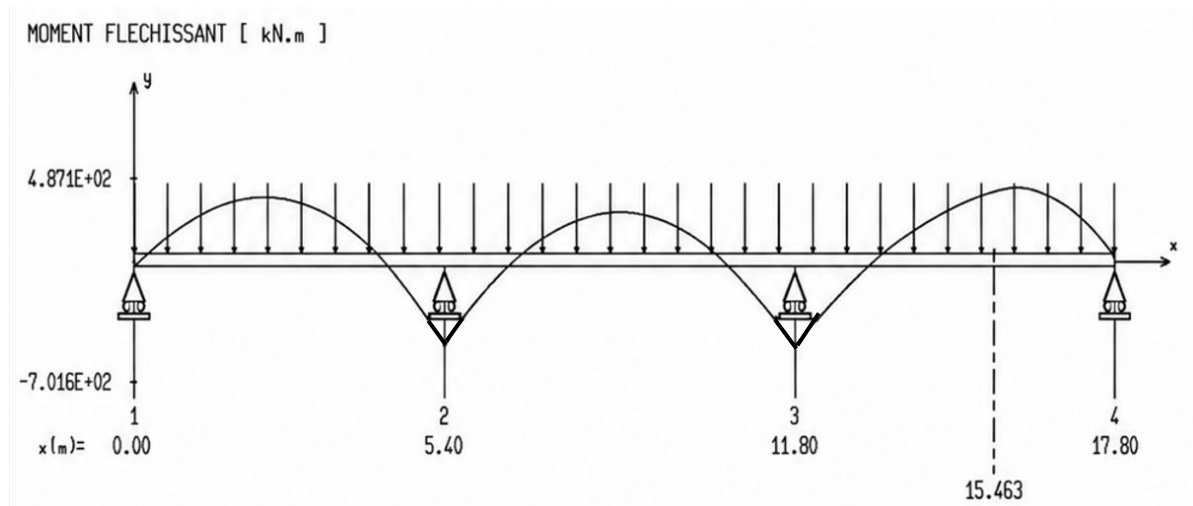


Figure VII-5: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en appui et en travée du grand sens (Cas 01)

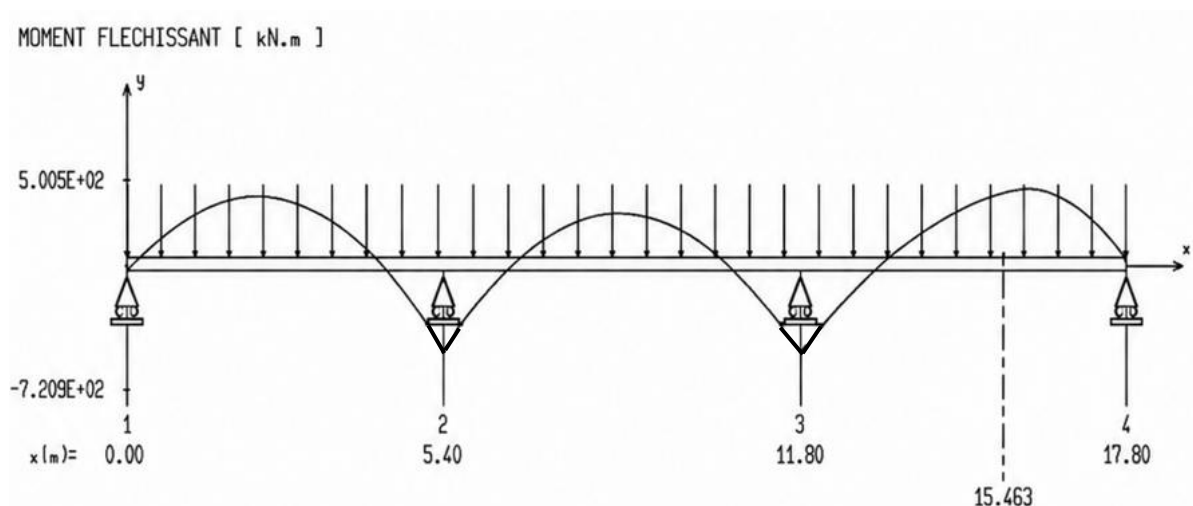


Figure VII-6: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en appui et en travée du grand sens (Cas 02)

Tableau VII-18: Sollicitations de calcul des nervures du grand sens (Cas 01 et Cas 02)

État	Cas	M_travée (kN. m)	M_appui (kN. m)
ELU	Cas 01	487.1	701.6
	Cas 02	500.5	702.9
ELS	Cas 01	351.8	506.7
	Cas 02	361.5	520.7
ELA	Cas 01	849.9	1 224.0
	Cas 02	859.9	1 239.0

Tableau VII-19: Calcul des armatures des nervures du grand sens (Cas 01)

Cas 01	A calc	A adopte		σ_{st}	Vérification
Mtravée	19.49	10 HA 16	20.1	213.33	OK
Mappui	28.488	8HA20 +4 HA16	33.16	190.5	OK

Tableau VII-20: Calcul des armatures des nervures du grand sens (Cas 02)

Cas 02	A calc	A adopte		σ_{st}	Vérification
Mtravée	19.727	12 HA 16	24.12	184.1	OK
Mappui	28.855	8HA20 +4 HA 16	33.16	195.76	OK

VI.9.4.2. Nervures dans le petit sens ($L_x = 3.60$ m) :

Charge triangulaire équivalente $P = L_x \cdot q/4$

Cas	q_u	q_s	q_{acc}	L_x	P_u	P_{ser}	P_{acc}
1	137.32	99.18	239.58	3.6	123.588	89.262	215.622
2	141.1	101.91	242.41		126.99	91.719	218.169

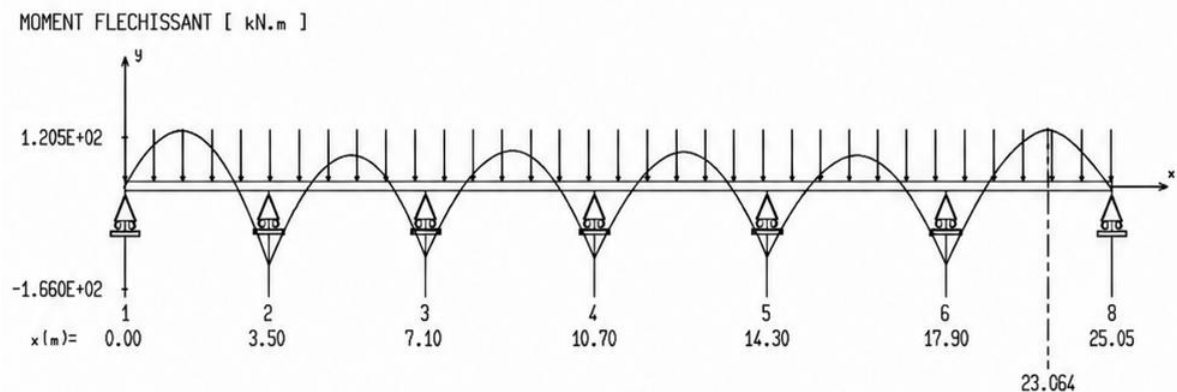
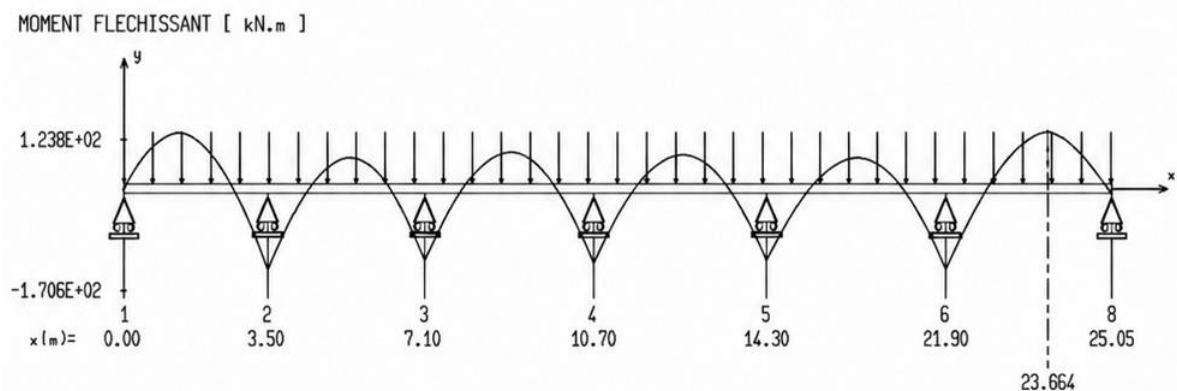

Figure VII-7: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en appui et en travée du petit sens (Cas 01)

Figure VII-8: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en appui et en travée du grand sens (Cas 02)

Tableau VII-21: Sollicitations de calcul des nervures du petit sens (Cas 01 et Cas 02)

État	Cas	M_travée (kN.m)	M_appui (kN.m)
ELU	Cas 01	120.5	166.0
	Cas 02	123.8	170.6
ELS	Cas 01	87.1	119.9
	Cas 02	89.4	123.2
ELA	Cas 01	210.3	289.7
	Cas 02	212.7	293.1

Tableau VII-22: Calcul des armatures des nervures du petit sens (Cas 01)

Cas 01	A calc	A adopte		σ_{st}	Vérification
Mtravée	6.955	7 HA12	7.91	129.98	OK
Mappui	6.955	7 HA12	7.91	178.93	OK

Tableau VII-23: Calcul des armatures des nervures du petit sens (Cas 02)

Cas 02	A calc	A adopte		σ_{st}	Vérification
Mtravée	6.955	7 HA12	7.91	133.41	OK
Mappui	6.955	7 HA12	7.91	183.85	OK

Commentaire : Les nervures du grand sens sont légèrement mieux armées dans le Cas 02 en travée (12HA16 au lieu de 10HA 16) afin de répondre à l'augmentation des moments fléchissant induits par les charges des consoles. En revanche, le ferrailage des nervures du petit sens reste identique pour les deux configurations.

VII.9.5 Vérification de condition minimale de RPA :

$$A_{min} = 0.5\% \times B$$

1. Pour la dalle ($0.005 \times 40 \times 100 = 20 \text{ cm}^2$) :

- **Grand sens :** Le ferrailage prévu est de 7 HA 16 + 7 HA 14 ($A_s = 24.85 \text{ cm}^2$).
La condition est vérifiée ($24.85 \text{ cm}^2 > 20 \text{ cm}^2$).
- **Petit sens :** Le ferrailage initial de 7 HA 12 + 7 HA 12 ($A_s = 15.84 \text{ cm}^2$) est insuffisant. On adopte finalement 7 HA 14 + 7 HA 14 ($A_s = 21.55 \text{ cm}^2$), la condition est vérifiée.

2. Pour les nervures ($0.005 \times 70 \times 100 = 30 \text{ cm}^2$) :

- **Grand sens :** Le ferrailage prévu est de 8 HA 16 + 8 HA 20 ($A_s = 41.2 \text{ cm}^2$).
La condition est vérifiée ($41.2 \text{ cm}^2 > 35 \text{ cm}^2$).
- **Petit sens :** Le ferrailage initial de 7 HA 12 + 7 HA 12 ($A_s = 15.84 \text{ cm}^2$) est insuffisant. On adopte finalement 8 HA 16 + 8 HA 16 ($A_s = 32.16 \text{ cm}^2$).

VII.9.6 Armatures de Peau :

Conformément aux prescriptions [3], des armatures de peau sont disposées dans les nervures de hauteur totale $H_r = 1.00 \text{ m}$ pour prévenir la fissuration du béton sur les parois latérales :

$$\begin{aligned} A_{s.\text{peau}} &= 3 \times \text{Périmètre de la retombée (en mètre)} = 3 \times 0.70 + 2 \times 0.6 \\ &= 5.7 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

→ On adopte : 4 HA 14 = 6.16 cm^2 (identique pour les deux cas et dans les deux sens).

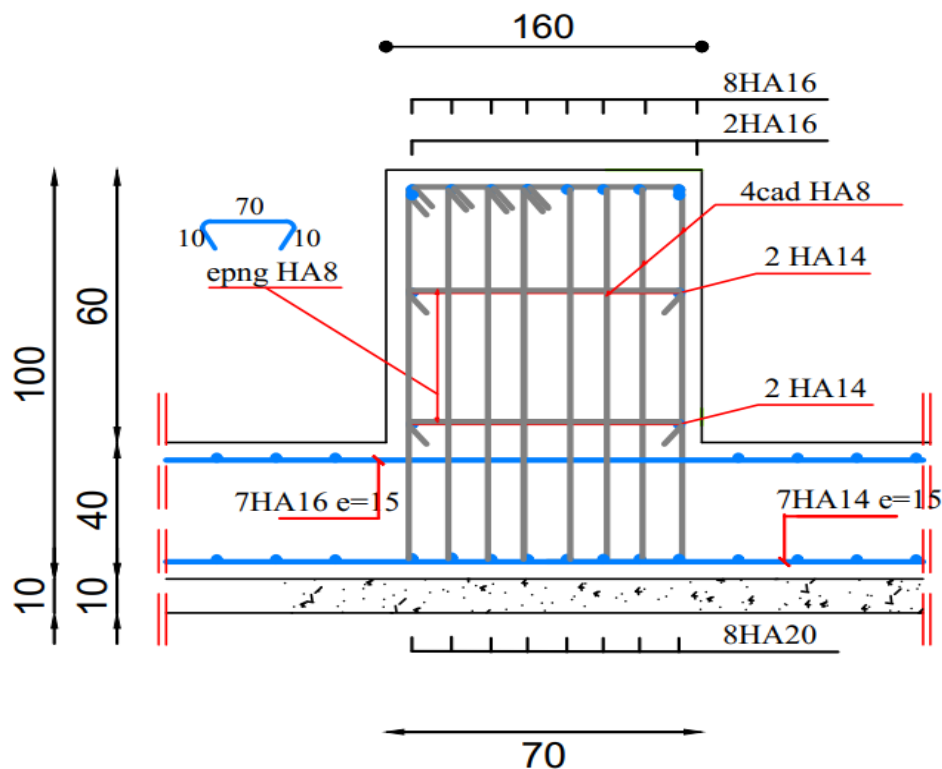


Figure VII-9: ferrailage des nervures de grand sens en travée (Cas 01)

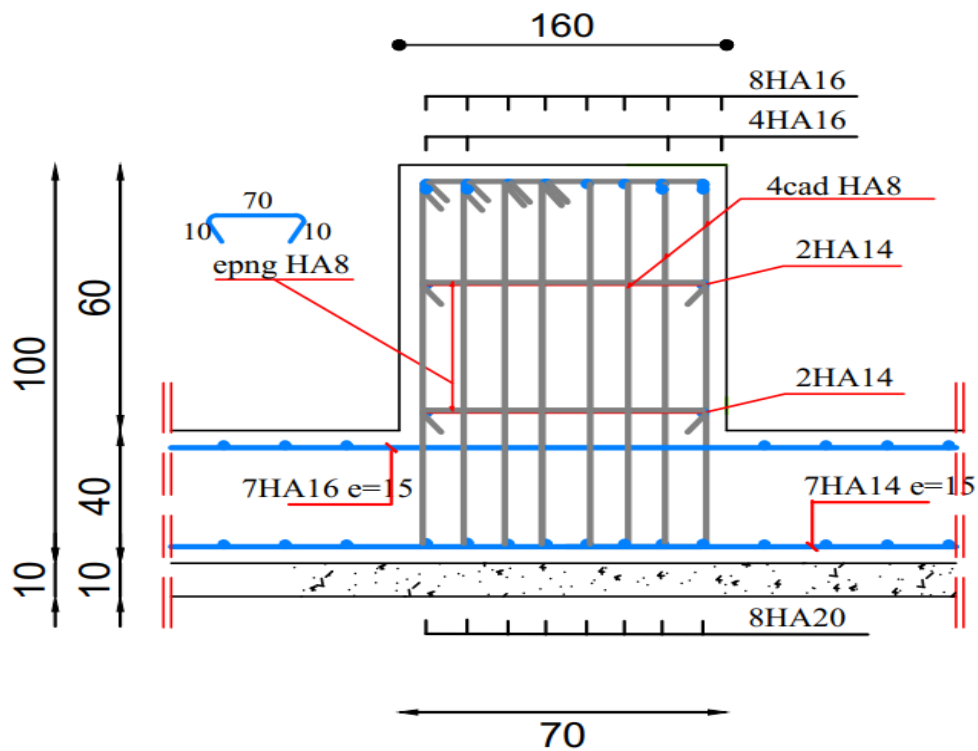


Figure VII-10: ferrailage des nervures de grand sens en travée (Cas 02)

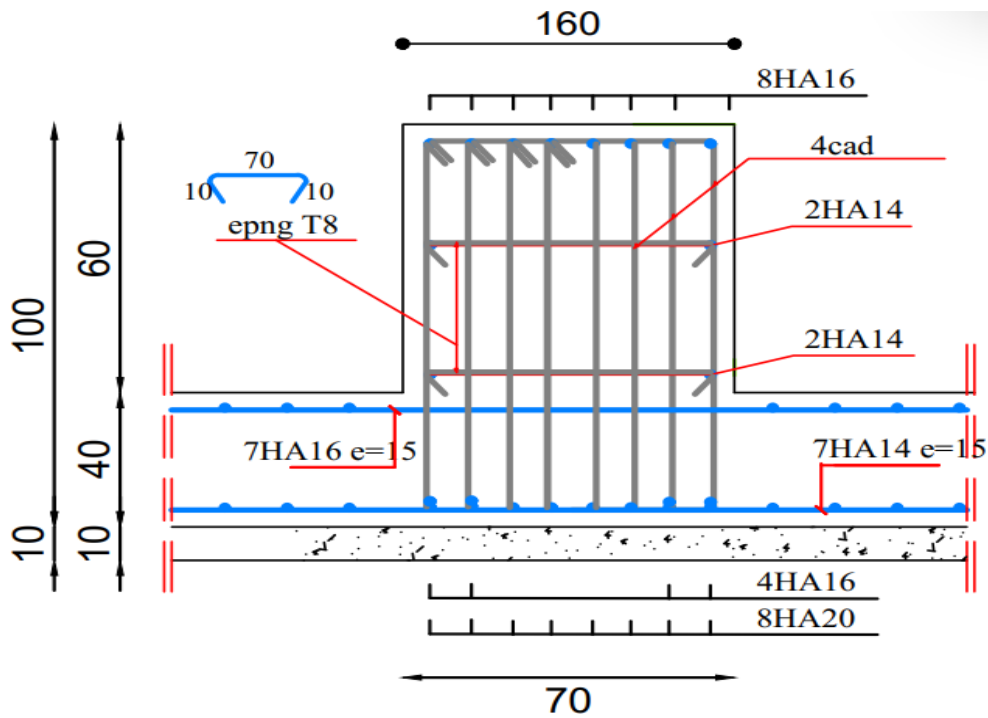


Figure VII-11: ferrailage des nervures de grand sens en appui (Cas 01 et Cas 02)

VII.10 Conclusion :

L'étude comparative des fondations réalisée dans ce chapitre permet de dégager deux conclusions principales concernant l'effet des porte-à-faux sur le comportement de l'infrastructure.

Sur le plan des sollicitations statiques, le passage du cas de référence (sans consoles) au cas comportant des porte-à-faux supérieurs à 2 m entraîne une augmentation très limitée des efforts transmis au radier, de l'ordre de 2 à 3 %. Cette variation s'explique uniquement par l'augmentation des charges permanentes et d'exploitation induites par les consoles. Elle ne modifie ni la conception générale ni la géométrie du radier, dont les caractéristiques restent inchangées (dalle de 40 cm. nervures 70×100 cm. surface globale stable). L'impact se traduit uniquement par un ajustement local du ferrailage, notamment dans les nervures du grand sens en travée, sans remise en cause du dimensionnement global. Par ailleurs, l'ensemble des vérifications réglementaires (contraintes de contact, stabilité au renversement, poinçonnement et cisaillement) est satisfait avec des marges de sécurité suffisantes dans les deux configurations étudiées.

Sur le plan sismique, l'introduction de la composante verticale E_z conformément au RPA2024 dans le cas des structures à consoles n'affecte pas directement le dimensionnement des fondations, À l'échelle géotechnique, cette composante se traduit essentiellement par des variations limitées et alternées de l'effort axial transmis au sol, dont l'effet reste négligeable dans les combinaisons dimensionnantes, Le dimensionnement du radier demeure principalement gouverné par les actions horizontales E_x et E_y , responsables des efforts de renversement et de cisaillement à la base.

En conclusion, le système de fondation adopté assure la sécurité structurelle et géotechnique pour les deux configurations étudiées, conformément aux exigences du [3] et du [4]. L'influence des porte-à-faux sur les fondations apparaît globalement marginale, contrairement à leur effet plus marqué sur les éléments de la superstructure.

VIII. Conclusion générale :

Ce travail a porté sur l'analyse structurelle comparative d'un bâtiment en béton armé à usage mixte, implanté à Alger en zone de forte sismicité. Sa contribution scientifique essentielle réside dans la confrontation systématique entre une structure de référence sans consoles et une structure modifiée par l'adjonction d'éléments en porte-à-faux de grande portée., soumise au spectre sismique vertical du RPA2024. La démarche comparative adoptée couvre l'intégralité de la chaîne de dimensionnement et du prédimensionnement des éléments secondaires à la justification des fondations et apporte des réponses précises et quantifiées à la problématique posée, en établissant les conditions de faisabilité structurelle de la modification architecturale étudiée.

L'étude des éléments secondaires a confirmé la conformité des sections d'armatures dimensionnées pour l'acrotère, les balcons, les escaliers, les planchers à corps creux et les dalle planes, avec satisfaction complète des vérifications aux états limites ultimes et de service. Ces résultats fournissent une base de dimensionnement stable et indépendante de la modification architecturale, le comportement de ces éléments n'étant pas directement influencé par l'introduction des consoles.

L'analyse sismique comparative, conduite par analyse modale spectrale tridimensionnelle sous ETABS, constitue la contribution centrale de ce travail. Sur le plan de la réponse dynamique globale, l'introduction des consoles entraîne une redistribution mesurable des masses et des rigidités, se traduisant par une réduction significative de l'excentricité structurelle dans la direction Y (de 6.29 m à 2.49 m), ce qui améliore le comportement torsionnel d'ensemble et contribue à une meilleure répartition des efforts sismiques entre les éléments de contreventement. L'augmentation du poids sismique total, de l'ordre de 2.73 %, induit des variations modérées des efforts à la base, sans modifier la hiérarchie des sollicitations internes. L'ensemble des vérifications réglementaires — stabilité au renversement avec des rapports largement supérieurs à la valeur minimale requise de 1.30, déplacements inter-étages inférieurs aux limites admissibles dans les deux directions, et coefficients de stabilité θ_k demeurant en deçà du seuil critique de 0.10 est intégralement satisfait dans les deux configurations. Confirmant la conformité globale de la structure aux exigences du RPA2024.

Du point de vue du dimensionnement des éléments porteurs principaux, les résultats les plus significatifs concernent les éléments en console eux-mêmes, qui accusent des amplifications considérables de leurs sollicitations en Cas 02 : les moments fléchissant augmentent de 500 % à plus de 2800 % par rapport au Cas 01, directement imputables à la combinaison des charges gravitaires accrues et de la composante sismique verticale intégrée dans les combinaisons E3. E4 et E5. En revanche, les poutres adjacentes aux consoles présentent des variations modérées, généralement inférieures à 10 %, tandis que les poteaux et les voiles de contreventement ne montrent pas de modification qualitative de leur

comportement, les mêmes sections étant retenues dans les deux configurations avec de simples ajustements locaux du ferrailage. L'analyse détaillée du voile P8, étudié comme élément représentatif de l'influence de la modification sur les éléments porteurs verticaux, révèle une augmentation de la section d'armatures verticales requises de l'ordre de 5.7 % en Cas 02 — confirmant que la contribution de la composante sismique verticale, bien que structurellement significative, reste maîtrisée à l'échelle des éléments de contreventement global.

L'étude des fondations a confirmé la nécessité du radier général comme solution adaptée aux caractéristiques géotechniques du sol et aux efforts transmis, les semelles filantes s'étant révélées insuffisantes au regard des contraintes de contact admissibles. L'impact des consoles sur le comportement du radier s'avère globalement marginal, avec une augmentation de l'ordre de 2 à 3 % des sollicitations statiques transmises au sol, sans remettre en cause ni la géométrie ni la conception générale du système de fondation — dalle de 40 cm. nervures de 70×100 cm — qui demeurent inchangées. Toutes les vérifications relatives aux contraintes de contact, à la stabilité au renversement, au poinçonnement et au cisaillement ont été satisfaites avec des marges de sécurité suffisantes dans les deux configurations.

En synthèse, ce travail démontre que la modification architecturale étudiée est structurellement réalisable, dans le strict respect des exigences du BAEL 91, du CBA93 et du RPA2024, sous la condition impérative que la composante sismique verticale soit intégrée dans l'analyse des combinaisons d'actions conformément aux prescriptions réglementaires en vigueur. Cette condition est non négociable pour la sécurité des éléments en porte-à-faux, dont le comportement est radicalement transformé par la prise en compte du spectre vertical, et constitue le paramètre dimensionnant principal de toute structure présentant une configuration similaire. Ce travail met également en lumière l'importance d'une évaluation structurelle systématique de toute modification architecturale post-conception, même d'apparence mineure, dès lors qu'elle engage des changements géométriques susceptibles d'affecter la distribution des masses, des rigidités et la nature des sollicitations sismiques. Plusieurs perspectives de recherche s'inscrivent dans le prolongement direct de cette étude : la conduite d'une analyse non linéaire par poussée progressive afin d'évaluer les réserves de ductilité réelles des éléments en porte-à-faux sous sollicitations cycliques ; une étude paramétrique sur l'influence de la longueur des consoles sur le seuil de déclenchement des effets du spectre vertical ; et l'extension de la démarche comparative à des structures plus élancées intégrant les effets d'interaction sol-structure — autant de champs d'investigation ouverts pour l'enrichissement des méthodes de justification parasismique dans le contexte réglementaire algérien.

IX. Références bibliographiques :

- [1] NEVILLE, A.M. Properties of Concrete, 4th ed. Longman Scientific & Technical, London, 1995.
- [2] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, CBA 93. Document Technique Réglementaire, CGS, Alger, 1993.
- [3] Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé, BAEL 91 révisé 99. Fascicule 62, Titre I, Ministère de l'Équipement, France, 1999.
- [4] Règles Parasismiques Algériennes (RPA 2024), DTR B.C.2.48. CGS, Alger, 2024.
- [5] DTR B.C.2.2. Document Technique Réglementaire. CGS, Alger.
- [6] AOUADI, A. Projet structures en béton armé. Cours de Master II Génie Civil, option Structures, Université de Bouira.
- [7] MOUREY, J.-P. et BLANCHARD, J.-P. Construction des bâtiments : gros œuvre et second œuvre. Dunod, Paris.
- [8] NF EN 1998-1. Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes — Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments. AFNOR, 2005.
- [9] DJERIBI, H.A.E. et SAFSAF, H. L'effet du séisme vertical sur la réponse des structures. Mémoire de Master, Université Badji Mokhtar, Annaba, 2016.
- [10] ANTONIOU, S. Shear Assessment of RC Buildings Subjected to Combined Horizontal and Vertical Seismic Excitations. MSc Dissertation, ESEE Research Report, Imperial College London, 1997.
- [11] COLLIER, C.J. and ELNASHAI, A.S. A Procedure for Combining Vertical and Horizontal Seismic Action Effects. Journal of Earthquake Engineering, Vol. 5, No. 4, 2001, pp. 521–539.
- [12] BOZORGNIA, Y. and CAMPBELL, K.W. Engineering Seismology with Applications to Geotechnical Engineering. CRC Press, 2004.
- [13] Association Française du Génie Parasismique (AFPS). Guide AFPS pour la justification par le calcul du comportement parasismique des ponts. AFPS, 2003.
- [14] MWAFY, A.M. and ELNASHAI, A.S. Vulnerability of Code-Compliant RC Buildings under Multi-Axial Earthquake Loading. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 26, 2006, pp. 881–900.
- [15] DI SARNO, L., ELNASHAI, A.S. and MANFREDI, G. Assessment of RC Columns Subjected to Horizontal and Vertical Ground Motions Recorded During the 2009 L'Aquila (Italy) Earthquake. Engineering Structures, Vol. 33, 2011, pp. 1514–1535.

X. Annexe A : Description architecturale, étage par étage :

X.1 Deuxième entre – sol :

Usage : Rez-de-chaussée de la crèche

Ce niveau comprend des espaces fonctionnels essentiels de la crèche, notamment :

Tableau X-1:Description architecturale de deuxième entre – sol

Espace	Surface (m²)
Salle d'attente	7.15
Bureau gérant	18.45
Vestiaire	6.8
Sanitaires (Enfants)	5.4
Cuisine	35.50
Aire de jeux intérieure	34.65
Réfectoire	59.85
Salle d'activité 01	23.05
Salle de cours 01	29.75
Aire de jeux extérieur	70.35
Hall	61.37
Escaliers	12.67



Figure X-1:vue en plan de deuxième entre – sol de la structure

X.2 Premier entre – sol :

Usage : Étage supérieur de la crèche.

Tableau X-2:Description architecturale de Premier entre – sol

Espace	Surface (m²)
Salle d'attente	8.3
Balcon	8.2
Vestiaire	6.8
Sanitaires (Enfants)	5.4
Aire de jeux extérieur	55.85
Hall	74.25
Salle d'activité 02	29.45
Salle de cours 02	29.3
Salle de sommeil 01	29.30
Salle de sommeil 02	29.30
Salle de sommeil 03	37.25
Hall	74.25
Escaliers	26.84

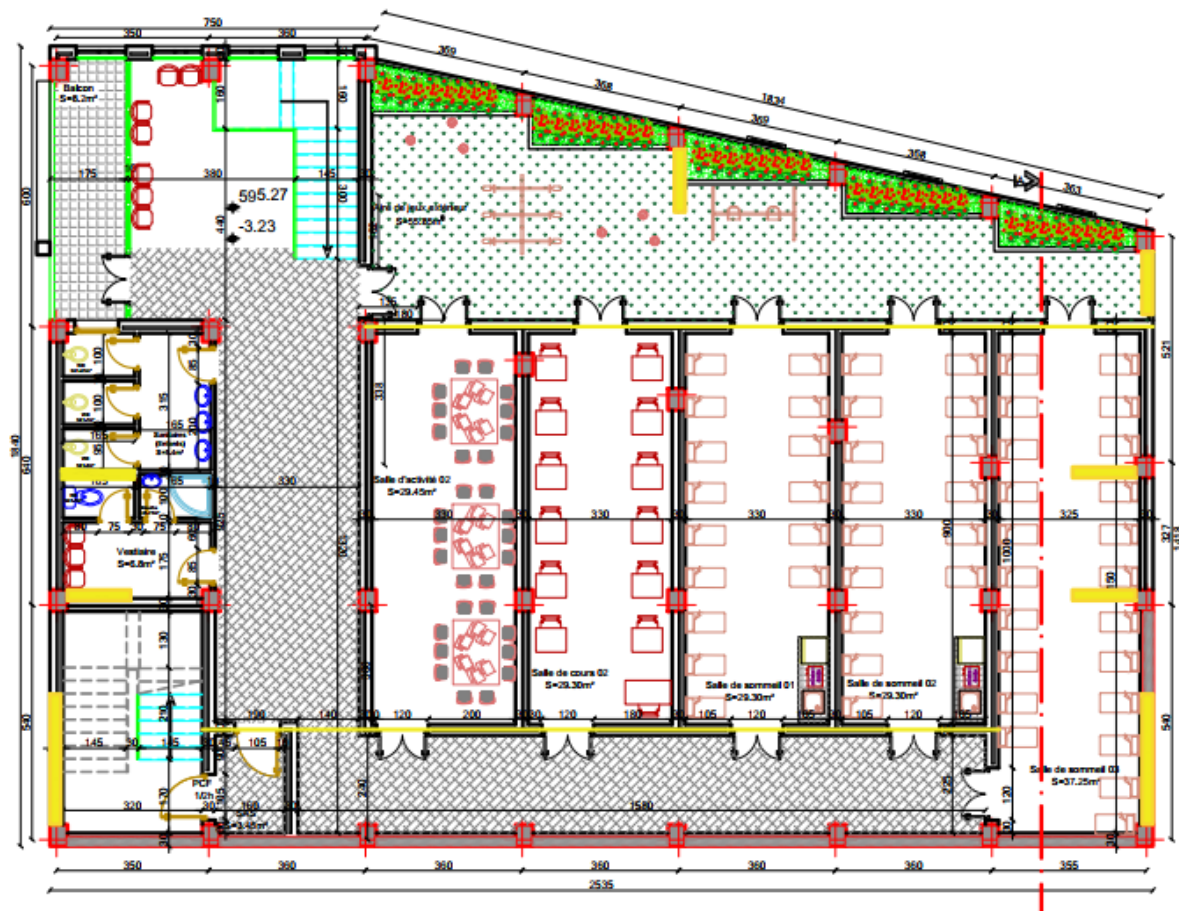


Figure X-2:vue en plan de Premier entre – sol de la structure

X.3 Rez-de-chaussée (RDC) :

Usage : Grand hall commercial

Tableau X-3: Description architecturale de Rez-de-chaussée

Espace	Surface (m²)
Grande surface commerciale	245.25
Espace de stockage	67.35
Sanitaires (H & f)	10.17
Ascenseur	4.26
Escaliers	17.4

Local 02	40.00
Local 03	40.00
Local 04	62.90
Ascenseurs	8.52
Escaliers	35.47
Balcons	27.95

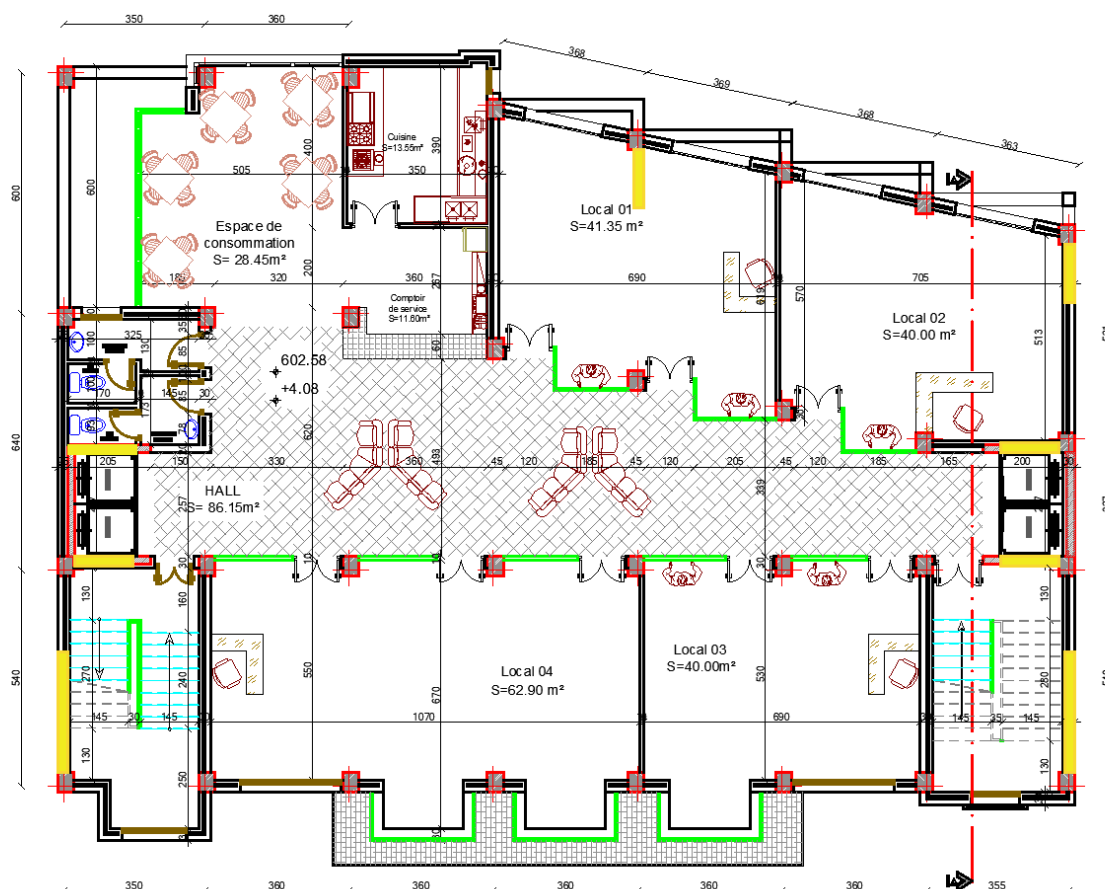


Figure X-4:vue en plan 1er étage de la structure

X.5 2eme et 3eme étages :

Usage : locaux commerciaux — plan répétitif

Tableau X-5:Description architecturale de 2eme et 3eme étages

Espace	Surface (m ²)
Salle d'attente	12.60
Local 01	56.50
Local 02	60.40
Local 03	40.00
Local 04	62.90
Sanitaires (H & f)	10.17
Hall	85.85
Ascenseurs	8.52
Escaliers	35.47
Balcons	12.74

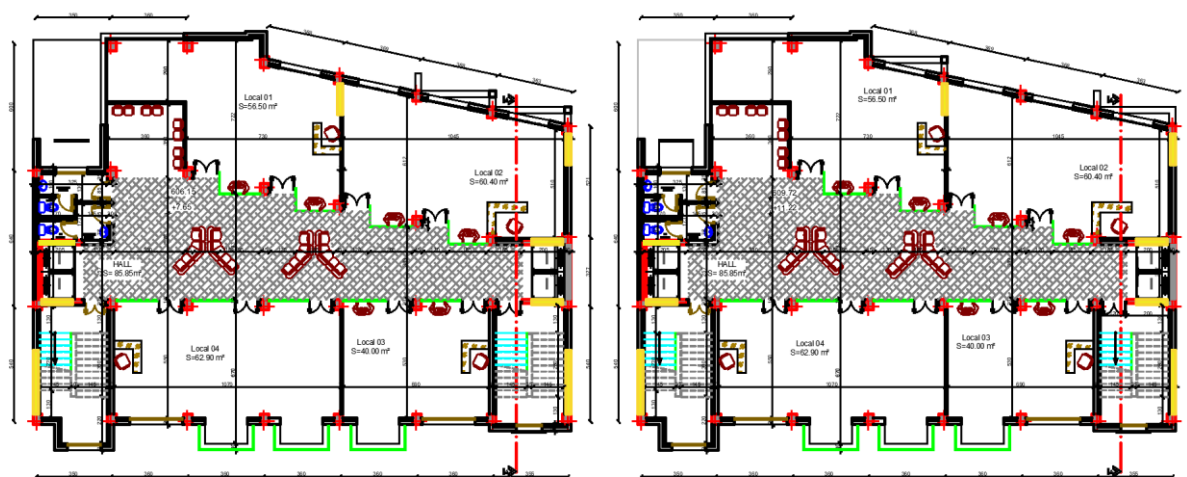


Figure X-5:vue en plan 2eme et 3eme étages de la structure

X.6 4ème et 5ème étages :

Usage : services médicaux et administratifs — plan répétitif

Tableau X-6: Description architecturale de 4ème et 5ème étage

Espace	Surface (m ²)
Salle d'attente + Réception	70.05

Des Bureaux	152.6
Hall	65.30
Escaliers	35.47
Balcons	12.74
Sanitaires (H & f)	10.17
Ascenseurs	8.52

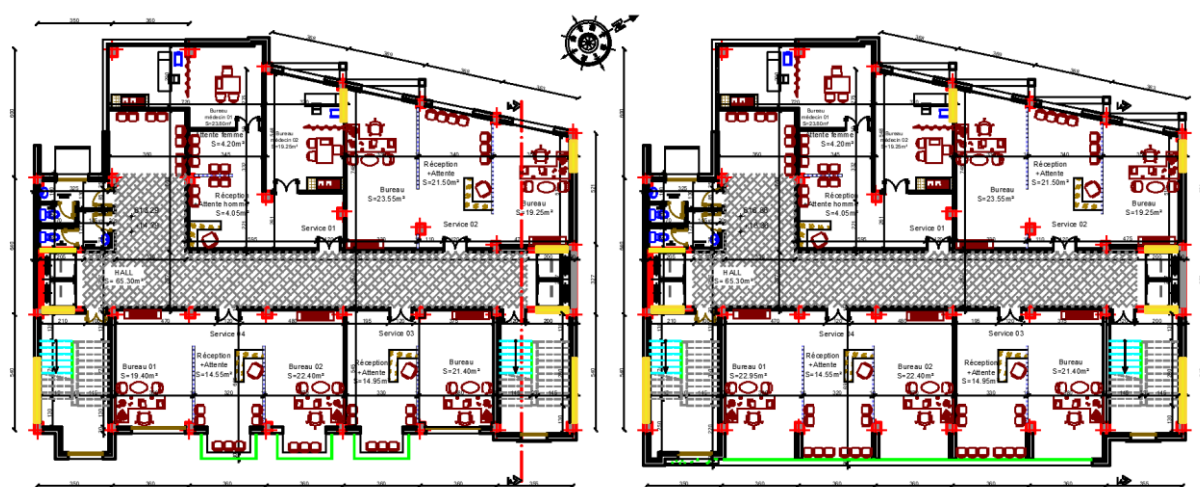


Figure X-6:vue en plan 4ème et 5ème étage de la structure

X.7 6ème étage :

Usage : espace de loisirs avec terrasse accessible

Tableau X-7:Description architecturale de 6ème étage

Espace	Surface (m ²)
Aire de jeux	103.65
Terrasse accessible	186.65
Hall	65.30
Escaliers	35.47

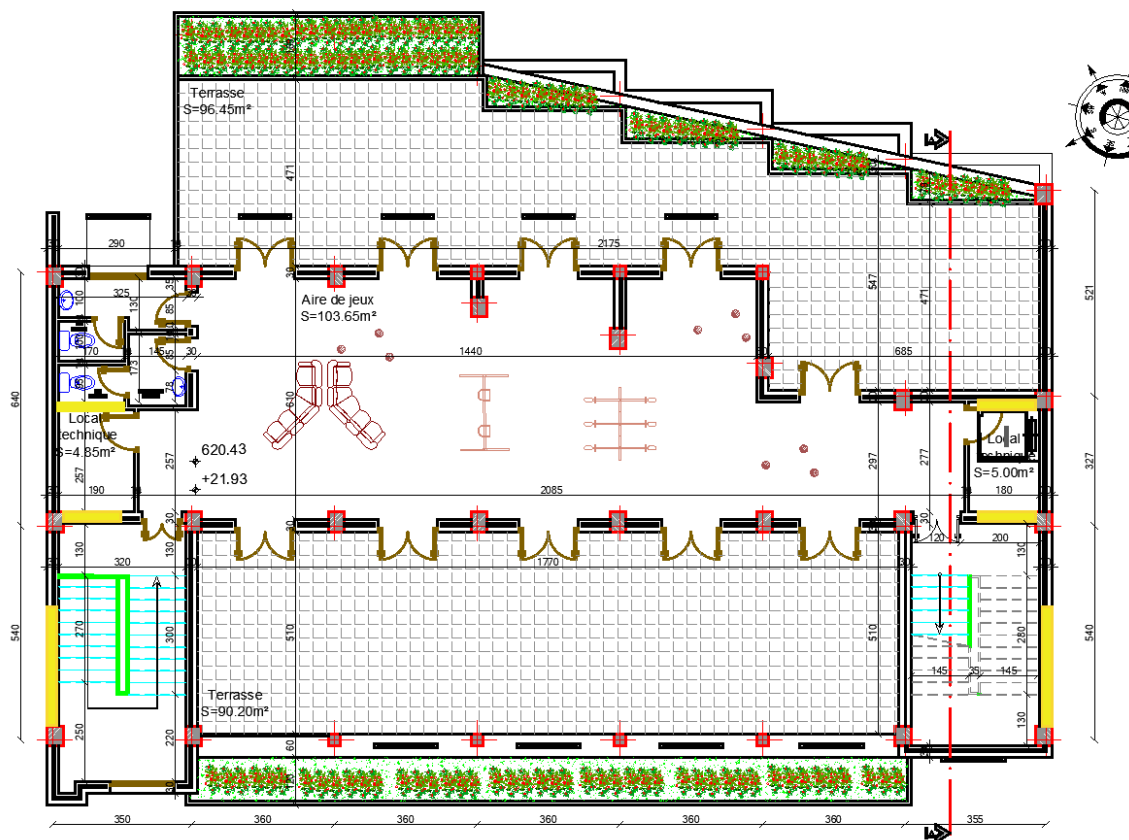


Figure X-7:vue en plan 6ème étage de la structure

X.8 Toiture-terrasse non accessible :

Tableau X-8:Description architecturale de la toiture étage

Espace	Surface (m ²)
Terrasse non accessible	193.11

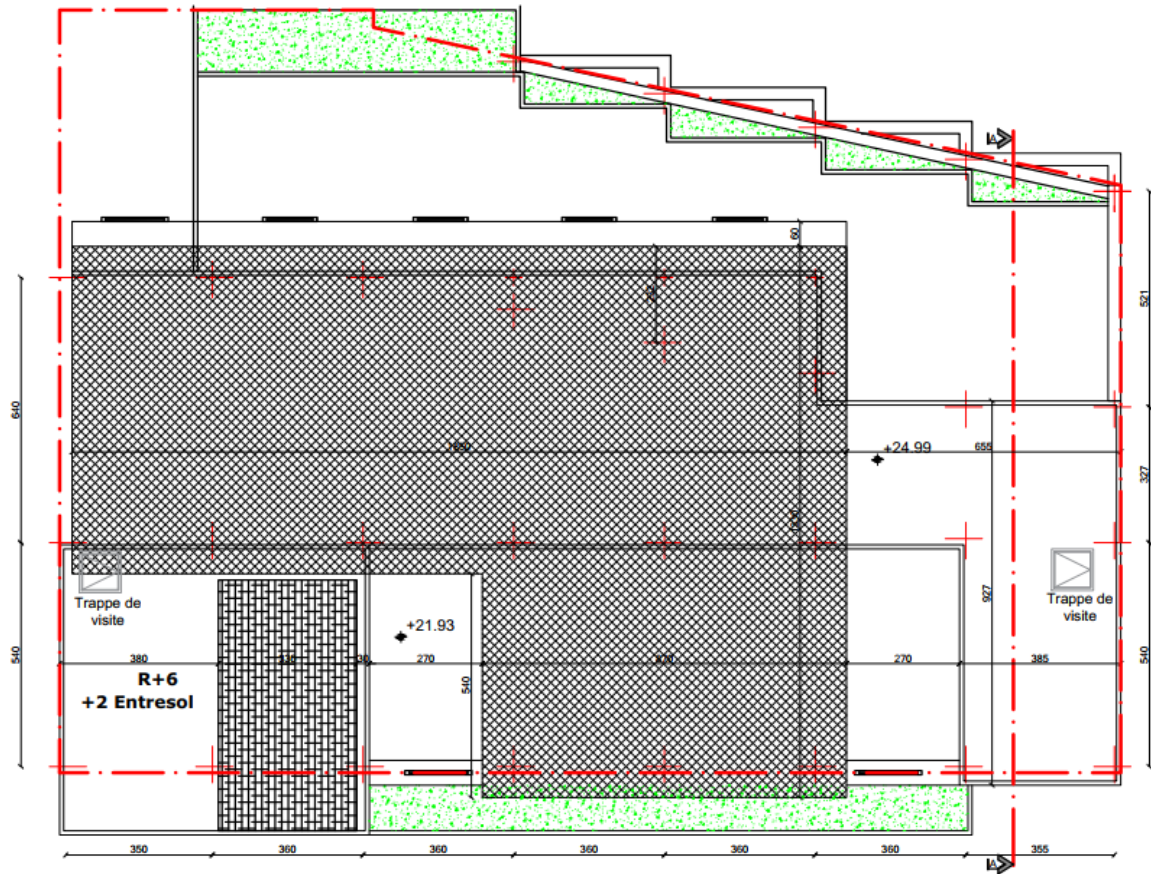


Figure X-8:vue en plan toiture de la structure

XI. ANNEXE B : Diagramme de calcul des sections rectangulaire à la flexion simple

Section Rectangulaire			
Calcul à l'ELU			
$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \text{avec} \quad f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; \begin{cases} \gamma_b = 1,50 \rightarrow \text{situation courante} \\ \gamma_b = 1,15 \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$			
$\mu_l = 0,8\alpha_l(1-0,4\alpha_l) \quad \text{avec} \quad \alpha_l = \frac{3,5}{3,5+(1000 \times \varepsilon_l)} \quad \text{et} \quad \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} ; \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{situation courante} \\ \gamma_s = 1 \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$			
Si : $\mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow$ Pivot « B »		Si : $\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow$ Pivot « A »	
Si : $\mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A'=0$	Si : $\mu_{bu} > \mu_l \rightarrow A' \neq 0$	Si : $\mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A'=0$	Si : $\mu_{bu} > \mu_l \rightarrow A' \neq 0$
$A = \frac{M_u}{z \times f_{st}}$ $\begin{cases} z = d(1-0,4\alpha) \\ \alpha = 1,25(1-\sqrt{1-2\mu_{bu}}) \\ f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \text{si : } \varepsilon_{st} > \varepsilon_l \\ f_{st} = E_s \times \varepsilon_{st} \rightarrow \text{sinon} \\ \text{Avec : } \varepsilon_{st} = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right) \end{cases}$	$A' = \frac{M_u - M_l}{(d-d')f_{sc}}$ $M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$ $\begin{cases} f_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \text{si : } \varepsilon_{sc} > \varepsilon_l \\ f_{sc} = E_s \times \varepsilon_{sc} \rightarrow \text{sinon} \\ \text{Avec : } \varepsilon_{sc} = \left(\frac{3,5}{1000} + \varepsilon_l \right) \left(\frac{d-d'}{d} \right) - \varepsilon_l \end{cases}$ $A = \left(\frac{M_l}{z_l} + \frac{M_u - M_l}{d-d'} \right) \frac{1}{f_{st}}$ $z_l = d(1-0,4\alpha_l) \quad \& \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$	$A = \frac{M_u}{z \times f_{st}}$ $\begin{cases} z = d(1-0,4\alpha) \\ \alpha = 1,25(1-\sqrt{1-2\mu_{bu}}) \\ f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \end{cases}$	$A' = \frac{M_u - M_l}{(d-d')f_{sc}}$ $M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$ $f_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ $A = \left(\frac{M_l}{z_l} + \frac{M_u - M_l}{d-d'} \right) \frac{1}{f_{st}}$ $z_l = d(1-0,4\alpha_l)$ $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$
Condition de non fragilité : $A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$		Condition de non fragilité : $A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$	
Vérification à l'ELS			
Vérification des contraintes		Calcul des armatures si : $\sigma_{st} > \overline{\sigma_{st}}$	
$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} \\ \sigma_{st} = 15 \times \sigma_{bc} \left(\frac{d-y}{y} \right) = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d-y) \leq \overline{\sigma_{st}} \end{cases}$ - Fissuration nuisible (FN) $\overline{\sigma_{st}} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_y} \right]$ - Fissuration très nuisible (FTN) $\overline{\sigma_{st}} = \min \left[\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_y} \right]$ - Calcul de y et I $\frac{b}{2} y^2 + 15(A+A')y - 15((A \times d) + (A' \times d')) = 0$ $I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \times A'(y-d')^2 + 15 \times A(d-y)^2$		Remarque : Si $\sigma_{st} > \overline{\sigma_{st}}$, la section des armatures tendue (A) doit être recalculer à l'ELS en utilisant la formule : $A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \overline{\sigma_{st}}}$ $\begin{cases} \alpha = \sqrt{90 \times \beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \rightarrow \alpha \text{ calculé par tâtonnement} \\ \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \overline{\sigma_{st}}} \end{cases}$	

XII. ANNEXE C : Diagramme de calcul des sections rectangulaire à la flexion compos pour une section Entièrement Tendue

Section Entièrement Tendue (SET)
Calcul à l'ELU
Condition - N_u est un effort de traction ; - Le centre de pression « C » $\left(e_G = \frac{M_{serG}}{N_u} \right)$ est entre les armatures (à l'intérieur de la section). Calcul des armatures $\begin{cases} A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_{s10} (d - d')} \\ A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_{s10} (d - d')} \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} f_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} \\ e_1 = \left(\frac{h}{2} - d' \right) + e_G \\ e_2 = (d - d') - e_1 \end{cases} \quad \text{Et : } A_{min} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$ $\begin{cases} \text{Si : } A_1 \text{ et } A_2 \geq A_{min} \Rightarrow \text{Ferraillage avec } A_1 \text{ et } A_2 \\ \text{Si : } A_1 \text{ et } A_2 < A_{min} \Rightarrow \text{Ferraillage avec } A_{min} \end{cases}$ Cas d'armatures symétriques $e_1 = e_2 \Rightarrow A_1 = A_2 = \max \left(\frac{N_u}{2f_{s10}} ; \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \right)$ Si : A_1 et A_2 sont connues, il faut vérifier que : $N_u \leq \frac{A_1 \times f_{s10} (d - d')}{e_2} \quad \text{et} \quad N_u \leq \frac{A_2 \times f_{s10} (d - d')}{e_1}$
Calcul à l'ELS
Condition - N_{ser} est un effort de traction ; - Le centre de pression « C » $\left(e_G = \frac{M_{serG}}{N_{ser}} \right)$ est entre les armatures (à l'intérieur de la section). Calcul des armatures $\begin{cases} A_1 = \frac{N_{ser}}{\sigma_s} \left(\frac{v_2}{v_1 + v_2} \right) \\ A_2 = \frac{N_{ser}}{\sigma_s} \left(\frac{v_1}{v_1 + v_2} \right) \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} v_1 = \frac{h}{2} - d' \\ v_2 = d - v_1 - d' = \frac{h}{2} - d'' \end{cases}$ Les armatures tendues doivent aussi vérifier la C.N.F : $A_1 \text{ et } A_2 \geq A_{min} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$ Cas d'armatures symétriques $v_1 = v_2 \Rightarrow A_1 = A_2 = \max \left(\frac{N_{ser}}{2\sigma_s} ; \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \right)$ Vérification des contraintes $\begin{cases} \sigma_{s1} = \frac{N_{ser}}{A_1 + A_2} + \frac{M_{ser}}{A_1 (v_1 + v_2)} < 0 \\ \sigma_{s2} = \frac{N_{ser}}{A_1 + A_2} - \frac{M_{ser}}{A_2 (v_1 + v_2)} < 0 \end{cases} \quad (N_{ser} \text{ pris avec son signe})$

XIII. ANNEXE D : Diagramme de calcul des sections rectangulaire à la flexion compos pour une Section Partiellement Comprimée.

Section Partiellement Comprimée (SPC)	
Section Rectangulaire à l'ELU	Section en « Tê » à l'ELU
- N_u (traction) et C à l'extérieur de la zone entre A et A'	- N_u (compression) et C en dehors de la section ;
- N_u (compression) et C à l'intérieur de la section, avec : $N_u(d-d') - M_{uA} \leq (0,337 \times h - 0,81 \times d') b \times h \times f_{bu}$ Le calcul se fait par assimilation à la F.S sous M_{uA} , avec : $M_{uA} = N_u \times e_A = M_{uG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$ $N_u \text{ pris avec son signe : Compressions (+) / Traction (-)}$	- N_u (compression) et C à l'intérieur de la section, avec : $N_{ur}(d-d') - M_{ur} \leq (0,337 \times h - 0,81 \times d') b_0 \times h \times f_{bu}$ $\begin{cases} N_{ur} = N_u - (b-b_0)h_0 \times f_{bu} \\ M_{ur} = M_{uA} - (b-b_0)h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \\ M_{uA} = N_u \times e_A = M_{uG} + N_u(d-y_G) \\ M_{ru} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \end{cases} \quad y_G = \frac{(b-b_0)\frac{h_0^2}{2} + b_0\frac{h^2}{2}}{(b-b_0)h_0 + b_0h}$
$\mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A'_1 = 0 \Rightarrow A' = 0$ $A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_s}$ $\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$ On revient à la F.C : $A = A_1 - \frac{N_u}{f_s}$	$\mu_{bu} > \mu_l \Rightarrow A'_1 \neq 0 \Rightarrow A' \neq 0$ $A'_1 = A' = \frac{M_{uA} - M_r}{(d-d')f'_s}$ $A = \frac{1}{f_s} \left(\frac{M_{uA} - A'_1 f'_s (d-d')}{d(1-0,4\alpha)} + A'_1 f'_s - N_u \right)$ $(N_u \text{ est pris avec son signe})$
Condition de non fragilité : $A \geq A_{min} = 0,23 \times b \times d (f_{t28}/f_c)$	
Calcul à l'ELS	
- N_{ser} (traction) et C hors de la zone entre A et A' ; ($c > 0$ et $y_c < 0$)	- N_{ser} (compression) et C hors de la section ; ($c < 0$ et $y_c > 0$) ;
- N_{ser} (compression) et C à l'intérieur de la section mais en dehors du noyau central $e_G = M_{ser}/N_{ser} > h/6$; ($c > 0$ et $y_c > 0$).	
Vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (N_{ser} avec son signe) $\sigma_{sc} = 15 \times \frac{N_{ser}}{\mu_t} (y-d') \leq \overline{\sigma}_s$ Si : $A' \neq 0$ $\sigma_{st} = 15 \times \frac{N_{ser}}{\mu_t} (d-y) \leq \overline{\sigma}_s$	
$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 + 15 A' (y-d') - 15 A (d-y)$ Calcul de y : ($y=y_c+c$) $\begin{cases} N \text{ (Traction)} \Rightarrow c = e_G + (h/2) \text{ avec : } c > 0 \text{ et } y_c < 0 \\ N \text{ (Compression)} \Rightarrow c = e_G - (h/2) \text{ avec : } c < 0 \text{ et } y_c > 0 \end{cases}$ $y_c^3 + p y_c + q = 0$ $\begin{cases} p = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c-d') + 90 \frac{A}{b} (d-c) \\ q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c-d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d-c)^2 \end{cases}$ $\begin{cases} -c \leq y_c \leq h-c & \text{si } c > 0 \\ +c \leq y_c \leq h+c & \text{si } c < 0 \end{cases}$ Si $\sigma_{st} > \overline{\sigma}_{st}$, on recalcule à l'ELS : $A_{ser1} = \frac{M_{serA}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \overline{\sigma}_{st}} \text{ et } M_{serA} = M_{serG} + N_{ser} \left(d - \frac{h}{2} \right)$ On revient à la F.C avec : $A_{ser} = A_{ser1} - \frac{N_{ser}}{\sigma_s}$	Position de l'axe neutre $\begin{cases} E_1 = (b-b_0)(3c-2h_0)h_0^2 + 90 \left[A'(c-d')d' - A(d-c)d \right] \\ E_2 = b h_0^2 (h_0-3c) + 90 \left[A'(c-d')(d'-h_0) - A(d-c)(d-h_0) \right] \end{cases}$ - Si E_1 et E_2 sont de signes contraires $\Rightarrow$ Calcul d'une section ($b \times h$) - Si E_1 et E_2 sont de même signe $\Rightarrow$ Calcul d'une section en Tê $\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - \frac{1}{2} (b-b_0)(y-h_0)^2 + 15 A' (y-d') - 15 A (d-y)$ Calcul de y : ($y=y_c+c$) $c = e_G - y_G$ (N_{ser} =compression) et $c = e_G + y_G$ (N_{ser} =traction) $y_c^3 + p y_c + q = 0$ $\begin{cases} p = -3 \frac{b}{b_0} c^2 + 3 \left(\frac{b}{b_0} - 1 \right) (c-h_0)^2 - 90 \frac{A'}{b_0} (c-d') + 90 \frac{A}{b_0} (d-c) \\ q = -2 \frac{b}{b_0} c^3 + 2 \left(\frac{b}{b_0} - 1 \right) (c-h_0)^3 - 90 \frac{A'}{b_0} (c-d')^2 - 90 \frac{A}{b_0} (d-c)^2 \end{cases}$ Si $\sigma_{st} > \overline{\sigma}_{st}$, on recalcule à l'ELS : $A_{ser1} = \frac{M_{serA}}{z \times \sigma_{st}}$ $M_{serA} = M_{serG} + N_{ser} (d - y_G) \text{ et en F.C : } A_{ser} = A_{ser1} - \frac{N_{ser}}{\sigma_s}$

XIV. ANNEXE E : Diagramme de calcul des sections rectangulaire à la flexion compos pour une Section Entièrement Comprimée.

Section Entièrement Comprimée (SEC)	
Section Rectangulaire – Calcul à l'ELU	
N_u (Pris avec son signe) est un effort de compression et le centre de pression "C" est à l'intérieur de la section, avec ; $N_u (d - d') - M_{u,t} \geq (0,337 \times h - 0,81 \times d') b \times h \times f_{bu} \quad \text{avec : } M_{u,t} = M_{u,G} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$	
Si : $N_u (d - d') - M_{u,t} < (0,5 \times h - d') (b \times h \times f_{bu})$ $\rightarrow A=0$	Si : $N_u (d - d') - M_{u,t} \geq (0,5 \times h - d') (b \times h \times f_{bu})$ $\rightarrow A \neq 0$
$A' = \frac{N_u - (\psi \times b \times h \times f_{bu})}{f_s'}$ $\psi = \frac{0,357 + \left(\frac{N_u (d - d') - M_{u,t}}{b \times h^2 \times f_{bu}} \right)}{0,857 - \frac{d'}{h}}$ $\varepsilon_s' = 2\text{‰} \left(1 + \left(1,719 - 4,010 \frac{d'}{h} \right) \sqrt{1 - \psi} \right)$ $\begin{cases} \varepsilon_s' \geq \varepsilon_l \Rightarrow f_s' = \frac{f_c}{\gamma_s} \\ \varepsilon_s' < \varepsilon_l \Rightarrow f_s' = \varepsilon_s' \times E_s \end{cases}$	$\begin{cases} A' = \frac{M_{u,t} - (b \times h \times f_{bu}) (d - 0,5 \times h)}{(d - d') f_{s,2\text{‰}}} \\ A = \frac{N_u - (b \times h \times f_{bu})}{f_{s,2\text{‰}}} - A' \end{cases}$ $\psi = 1 \quad \text{et} \quad \begin{cases} \varepsilon_l < 2\text{‰} \Rightarrow f_{s,2\text{‰}} = \frac{f_c}{\gamma_s} \\ \varepsilon_l \geq 2\text{‰} \Rightarrow f_{s,2\text{‰}} = 2\text{‰} \times E_s \end{cases}$
Calcul à l'ELS	
N_{ser} (Pris avec son signe) est un effort de compression et "C" à l'intérieur de la section, avec $e_G < h/6$	
$\begin{cases} \sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{gg'}} \gamma' \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{b2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{gg'}} \gamma' \geq 0 \\ \sigma_{sc} = 15 \left[\frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{gg'}} (\gamma' - d') \right] \leq \overline{\sigma}_s \\ \sigma_s = 15 \left[\frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{gg'}} (d - \gamma') \right] \leq \overline{\sigma}_s \end{cases}$	Avec : $\begin{cases} M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - \gamma' \right) \\ I_{gg'} = \frac{b}{3} (\gamma'^3 + \gamma'^3) + 15 (A (d - \gamma')^2 + A' (\gamma' - d')^2) \\ S = (b \times h) + 15 (A + A') \\ \gamma' = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 (A \times d + A' \times d')}{(b \times h) + 15 (A + A')} \\ \gamma' = h - \gamma' \end{cases}$
Section en Té – Calcul à l'ELU	
N_u (Pris avec son signe) est un effort de compression et le centre de pression "C" est à l'intérieur de la section, avec ; $N_u (d - d') - M_{u,r} \geq (0,337 \times h - 0,81 \times d') b_0 \times h \times f_{bu}$ avec : $N_{u,r} = N_u - (b - b_0) h_0 \times f_{bu}$; $M_{u,r} = M_{u,t} - (b - b_0) h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$ et $M_{u,t} = M_{u,G} + N_u (d - \gamma_G)$ Le calcul des armatures d'une section en Té revient à déterminer celles d'une section ($b_0 \times h$) soumise à $N_{u,r}$ et $M_{u,r}$	
Si : $N_{u,r} (d - d') - M_{u,r} \leq (0,5 \times h - d') (b_0 \times h \times f_{bu})$ $\rightarrow A=0$	Si : $N_{u,r} (d - d') - M_{u,r} \geq (0,5 \times h - d') (b_0 \times h \times f_{bu})$ $\rightarrow A \neq 0$
$A' = \frac{N_{u,r} - (\psi \times b_0 \times h \times f_{bu})}{f_s'}$ $\psi = \frac{0,357 + \left(\frac{N_{u,r} (d - d') - M_{u,r}}{b_0 \times h^2 \times f_{bu}} \right)}{0,857 - \frac{d'}{h}}$ $\varepsilon_s' = 2\text{‰} \left(1 + \left(1,719 - 4,010 \frac{d'}{h} \right) \sqrt{1 - \psi} \right)$ $\begin{cases} \varepsilon_s' \geq \varepsilon_l \Rightarrow f_s' = \frac{f_c}{\gamma_s} \\ \varepsilon_s' < \varepsilon_l \Rightarrow f_s' = \varepsilon_s' \times E_s \end{cases}$	$\begin{cases} A' = \frac{M_{u,r} - (b_0 \times h \times f_{bu}) (d - 0,5 \times h)}{(d - d') f_{s,2\text{‰}}} \\ A = \frac{N_{u,r} - (b_0 \times h \times f_{bu})}{f_{s,2\text{‰}}} - A' \end{cases}$ $\psi = 1 \quad \text{et} \quad \begin{cases} \varepsilon_l < 2\text{‰} \Rightarrow f_{s,2\text{‰}} = \frac{f_c}{\gamma_s} \\ \varepsilon_l \geq 2\text{‰} \Rightarrow f_{s,2\text{‰}} = 2\text{‰} \times E_s \end{cases}$