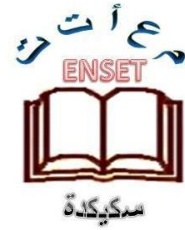




République algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la
Recherche Scientifique
Ecole Normale Supérieure de l'Enseignement
Technologique-Skikda



Département de Technologie
Filière : Génie Civil

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de Professeur de l'Enseignement
Secondaire en Technique

Thème :

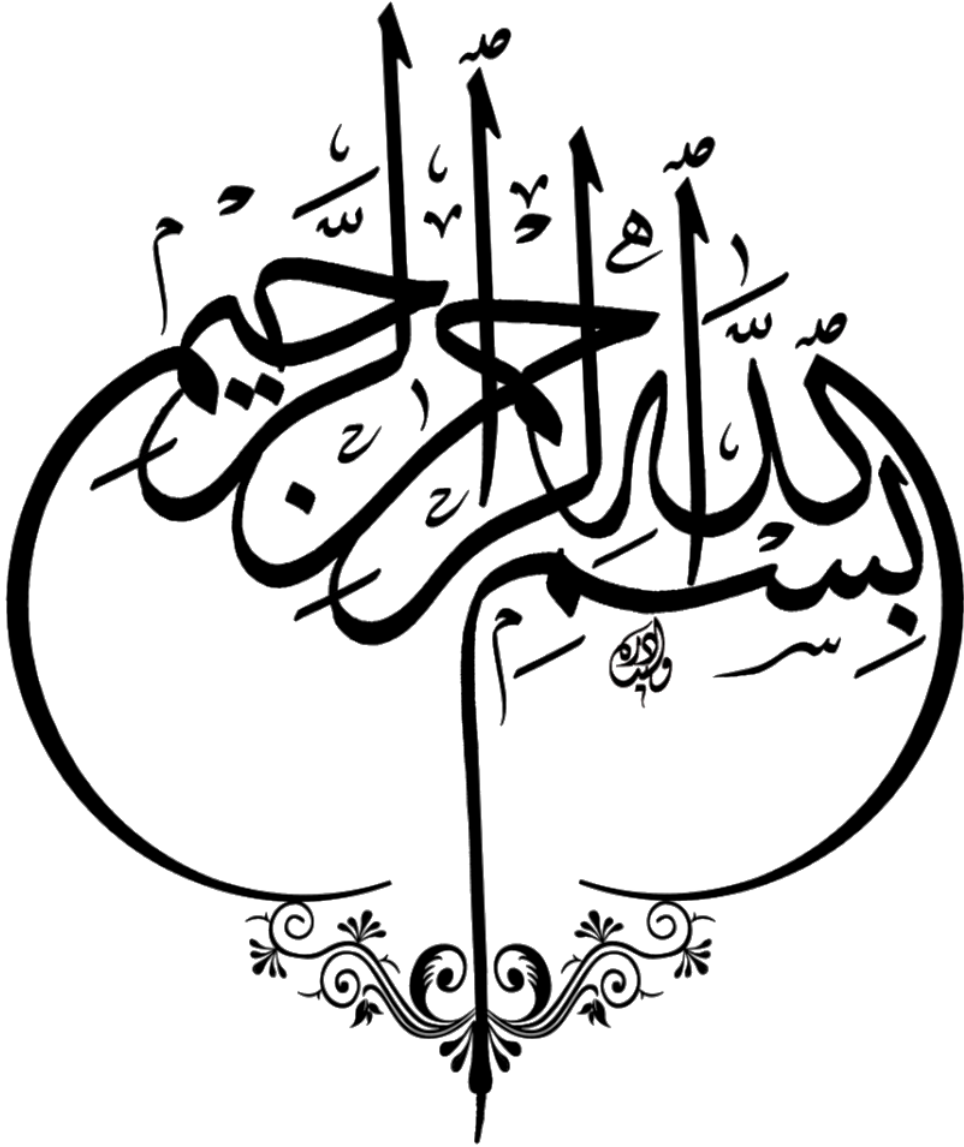
**Étude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation
incluant une analyse dynamique avec isolation de base**

Présenté par : Guerraiche Omayma

Jury de Soutenance :

Nom et prénom	Grade	Université	Role
Bousbia Badreddine	M.C.B	ENSET – Skikda	Président
Fortas Lahcene	M.C.B	ENSET – Skikda	Encadrant
Boufeloussa Abdelfatah	M.A.B	ENSET – Skikda	Examineur

Année Universitaire : 2023/2024



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

*Ma chère mère et mon cher père, grâce à leur soutien, j'ai atteint
cette étape. Je prie ALLAH de les protéger.*

Mes chers frères et sœurs et leurs enfants.

*Tous mes amis, et mes collègues de la promotion 2023/2024 de
L'ENSET SKIKDA.*

*Tous mes enseignants, que ce soit du primaire, du moyen, du
secondaire ou de l'enseignement supérieur.*

*Tous ceux qui m'ont soutenu sincèrement tout au long de ma
formation.*

Merci à tous.

Remerciements

En premier lieu, nous remercions Allah pour nous avoir donné le courage et la force pour accomplir ce travail.

Je tiens à exprimer mes remerciements à mon encadreur, Mr. Fortas Lahcene, pour sa gentillesse, son respect, ainsi que pour tous les précieux conseils qu'il m'a prodigués, sa confiance en moi, sa disponibilité malgré ses nombreuses responsabilités.

Je tiens à exprimer ma gratitude envers mes professeurs tout au long de mon parcours universitaire, ainsi qu'à tous les membres du département de technologie.

Un grand merci aux professeurs : Bouzerd Hamoudi, Belhadj Mohamed Zine et Bouziane Salah pour leur soutien, leurs précieux conseils et orientations. Ils méritent tout notre respect.

Un grand merci également à toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin au développement de ce projet, particulier, ma partenaire, Messikh Hibat Elrahmenne, pour son précieux soutien et sa collaboration exceptionnelle.

Sommaire

Dédicaces	ii
Remerciements	iii
Sommaire	iv
Résumé	xiii
Abstract	xiv
Liste des figures	xxix
Liste des tableaux	xxix
Liste des symboles	xxix
Introduction générale	xxix

CHAPITRE I : PRÉSENTATION & GÉNÉRALITÉS AUTOUR DU PROJET

Introduction	2
I.1 Présentation du projet	2
I.2 Caractéristiques du site	2
I.3 Caractéristiques géométriques	3
I.3.1 Dimensions en élévation	3
I.3.2 Dimensions en plan.....	3
I.4 Conception de l'ouvrage	4
I.4.1 L'ossature	4
I.4.2 Planchers	4
I.4.3 Maçonnerie	4
I.4.4 Escaliers.....	5

I.4.5	Revêtement.....	5
I.4.6	Acrotère	5
I.4.7	Bloc d'ascenseur.....	5
I.4.8	Infrastructure	5
I.4.9	Système de coffrage	5
I.5	Règlements utilisés	6
I.5.1	Document technique réglementaire.....	6
I.5.2	Règlements parasismiques algériens	6
I.5.3	CBA 93 et BAEL 91.....	6
I.6	Caractéristiques des matériaux	9
I.6.1	Béton	9
I.6.2	Acier	14
I.7	Actions et sollicitations	17
I.7.1	Actions	17
I.7.2	Sollicitations	17
I.7.3	Combinaisons d'actions	17
	Conclusion	19

CHAPITRE II : PRÉDIMENSIONNEMENT & ÉVALUATION DES CHARGES

	Introduction	22
II.1	Prédimensionnement des éléments secondaires.....	22
II.1.1	Prédimensionnement des planchers	22
II.1.2	Prédimensionnement des escaliers.....	25
II.1.3	Prédimensionnement de la poutre palière	28
II.1.4	Prédimensionnement de l'acrotère.....	29
II.2	Prédimensionnement des éléments principaux.....	30
II.2.1	Prédimensionnement des poutres	30
II.2.2	Prédimensionnement des voiles.....	31
II.2.3	Prédimensionnement des poteaux	32
II.3	Évaluation des charges	33
II.3.1	Évaluation des charges pour un plancher terrasse inaccessible	33
II.3.2	Évaluation des charges pour un plancher étage courant	34
II.3.3	Evaluation des charges pour la dalle pleine étage courant.....	35

II.3.4	Balcon terrasse	35
II.3.5	Balcon étage courant	36
II.3.6	Murs extérieurs	36
II.3.7	Murs intérieurs	37
II.3.8	Escaliers.....	37
II.3.9	Acrotère	38
II.4	Descente de charge	40
II.4.1	Choix du poteau le plus sollicité.....	40
II.4.2	Descente des charges d'exploitation (loi de dégression).....	40
II.4.3	Descente des charges permanentes	42
II.5	Vérification de la section du poteau	45
II.5.1	Calcul de l'effort normal	46
II.5.2	Calcul de l'effort normal ultime	46
II.5.3	Vérification selon CBA93	47
II.5.4	Vérification selon RPA 99 version 2003.....	47
	Conclusion	48

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

	Introduction	50
III.1	Étude de l'acrotère	50
III.1.1	Hypothèses de calcul	51
III.1.2	Évaluation des charges	51
III.1.3	Calcul des sollicitations	51
III.1.4	Calcul du ferrailage	52
III.1.5	Vérifications nécessaires	55
III.1.6	Armatures de répartition	57
III.1.7	Espacement des armatures	57
III.1.8	Schéma de ferrailage	58
III.2	Étude des planchers à corps creux	59
III.2.1	Dalle de compression.....	59
III.2.2	Étude des poutrelles	61
III.2.3	Calcul de ferrailage	80
III.2.4	Armatures transversales	87

III.3	Étude des dalles pleines (Balcons + extensions des chambres)	89
III.3.1	Dalle rectangulaire (balcons)	89
III.3.2	Dalle rectangulaire (Extension de chambre)	95
III.3.3	Dalle irrégulière (Balcon)	100
III.4	Étude des escaliers	107
III.4.1	Hypothèses de calcul	107
III.4.2	Évaluation des charges	107
III.4.3	Combinaison des charges	108
III.4.4	Calcul des sollicitations	109
III.4.5	Calcul du ferrailage	110
III.4.6	Vérifications nécessaires	111
III.4.7	Armatures de répartition :	115
III.4.8	Espacement des armature	116
III.5	Etude de porte à faux	116
III.5.1	Evaluation des charges	116
III.5.2	Combinaison des charges	117
III.5.3	Calcul des sollicitations	117
III.5.4	Calcul de ferrailage	117
III.5.5	Vérifications nécessaires	118
III.5.6	Armatures de répartition	119
III.5.7	Espacement des armatures	119
III.5.8	Schéma de ferrailage	120
III.5.9	Étude de la poutre palière	121
III.6	Étude de l'ascenseur	129
III.6.1	Étude de l'ascenseur	130
III.6.2	Evaluation des charges	130
III.6.3	Étude de la dalle machine	133
III.6.4	Calcul de ferrailage	139
III.6.5	Espacement des armatures	143
III.6.6	Schéma de ferrailage	144

CHAPITRE IV : MODÉLISATION & ETUDE DYNAMIQUE

IV.1	Modélisation	146
------	--------------------	-----

IV.1.1	Présentation du logiciel de modélisation	147
IV.1.2	Éléments modélisés	148
IV.1.3	Étapes de modélisation	148
IV.2	Critères de classification	156
IV.2.1	Classification des zones sismiques	156
IV.2.2	Classification des ouvrages selon leur importance	157
IV.2.3	Classification des sites	157
IV.2.4	Classification des systèmes de contreventement	158
IV.2.5	Classification des ouvrages selon leur configuration	158
IV.3	Caractéristiques Géométriques De La Structure	161
IV.3.1	Centre de gravité des masses :	162
IV.3.2	Centre de rigidité	162
IV.3.3	Excentricité	163
IV.4	Regles de calcul	164
IV.4.1	Test de convergence	164
IV.4.2	Méthodes utilisables pour l'estimation de la force sismique	165
IV.4.3	Méthode Statique Équivalente	166
IV.4.4	Méthode Dynamique Modale Spectrale	174
IV.4.5	Spectre de réponse de calcul	175
IV.4.6	Disposition des voiles de contreventement	177
IV.4.7	Vérification du comportement des trois premiers modes	178
IV.4.8	Vérification de la période fondamentale	180
IV.4.9	Justification de système de contreventement de la structure	181
IV.4.10	Résultats et vérifications liées à l'analyse dynamique	181
	Conclusion	191

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

V.1	Combinaisons de ferrailage	193
V.2	Données de calcul	193
V.3	Ferrailage des poutres	194
V.3.1	Hypothèses de calcul	194
V.3.2	Spécifications pour le ferrailage des poutres	194
V.3.3	Ferrailage des poutres principales (Axe : 3)	196

V.3.4	Ferraillage des poutres principales (Axes : 1-2-4)	203
V.3.5	Ferraillage des poutre secondaires	209
V.4	Ferraillage des poteaux	215
V.4.1	Combinaisons de calcul	215
V.4.2	Sollicitations à considérer	215
V.4.3	Recommandations	216
V.5	Ferraillage de poteaux	219
V.5.1	Poteau 50x50	219
V.5.2	Armatures longitudinales	219
V.5.3	Poteau 50x40	229
V.5.4	Poteau 40x40	230
V.5.5	Vérifications nécessaires	231
V.5.6	Calcul des armatures transversales	232
V.5.7	Schéma de ferraillage	233
V.6	Ferraillage des voiles	234
V.6.1	Principes de dimensionnement des voiles	234
V.6.2	Combinaisons de calcul	234
V.6.3	Recommandations (Art 7.7.4.1) RPA99 v 2003	235
V.6.4	Calcul des voiles par la méthode des contraintes	237
V.6.5	Exemple de calcul V1	237
V.6.6	Sollicitations de calcul	238
V.6.7	Armature transversale	240
V.6.8	Armatures horizontales	241
V.6.9	Caractéristiques géométriques des voiles	242
V.6.10	Vérification de la résistance au flambement	242
V.6.11	Calcul des contraintes dans les voiles	242
V.6.12	Calcul des forces	243
V.6.13	Calcul de la section d'acier	243
V.6.14	Choix d'armatures	244
V.6.15	Vérification des contraintes de cisaillement	244
V.6.16	Armatures transversales	244
V.6.17	Schéma de ferraillage	246

CHAPITRE VI : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1	Type de fondation.....	249
VI.2	Choix du type de fondation	249
VI.3	Étude de sol.....	250
VI.4	Justification du choix du radier en termes de surface nécessaire.....	250
VI.4.1	Semelle isolée	250
VI.4.2	Semelle filante	251
VI.4.3	Pré-dimensionnement de la dalle du radier.....	251
VI.4.4	Pré-dimensionnement de la nervure	252
VI.4.5	Calcul de débordement D	253
VI.4.6	Vérifications réglementaires du radier.....	254
VI.4.7	Détermination des charges et des surcharges.....	256
VI.4.8	Ferraillage du radier	257
VI.4.9	Espacement des armatures	264
VI.5	Étude du débord	265
VI.5.1	Calcul des armatures	265
VI.5.2	Vérifications nécessaires	265
VI.5.3	Schéma de ferraillage	266
VI.6	Étude des nervures	267
VI.6.1	Evaluation des charges	268
VI.6.2	Calcul des sollicitations	269
VI.6.3	Calcul de ferraillage	272
VI.6.4	Shéma de ferraillage.....	277
VI.6.5	Étude du voile périphérique.....	278

CHAPITRE VII : ISOLATION DE BASE

	Introduction	287
VII.1	Objectifs de l'isolation parasismique	289
VII.2	Principe des systèmes d'isolation sismique	290
VII.3	Critères de conception des dispositifs d'isolement	295
VII.3.1	Conception d'isolateur en élastomère à amortissement élevé	296
VII.3.2	Conception des isolateurs en élastomère au plomb	303
VII.3.3	Conception de systèmes pendulaires à friction.....	307

VII.3.4 Application	309
VII.4 Le choix de l'isolateur sismique	320
VII.5 Modélisation de l'isolateur sismique	322
VII.6 Résultats et observations	326
VII.6.1 La période.....	326
VII.6.2 Les déplacements maximaux	326
VII.6.3 Déplacements relatifs inter-étages	329
VII.6.4 Les efforts tranchants.....	332
VII.6.5 La force sismique à la base.....	334
VII.6.6 Le moment de renversement	335
Conclusion	336
Conclusion générale	337
Bibliographie	338
Annexe	

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة لمبنى خرساني مسلح مخصص للاستخدام السكني، يتكون من طابق أرضي و 9 طوابق، بما في ذلك دوبلكس في الطابقين العلويين. يقع في بلدية القل، ولاية سكيكدة. تُصنّف هذه المنطقة، وفقاً لخريطة تقسيم المناطق الزلزالية، كمنطقة ذات نشاط زلزالي متوسط. يتم ضمان الاستقرار العام لهذا المبنى فيما يتعلق بالأحمال الرأسية والأفقية من خلال نظام دعم مختلط، يتكون من جدران قص وإطارات.

يتم تنفيذ تصميم وحساب التسليح مع الامتثال لجميع الوثائق النظامية السارية في الجزائر، مثل CBA93 وBAEL91 وRPA99 إصدار 2003.

يتم الحساب، سواء كان ثابتاً أو ديناميكياً، يدوياً وكذلك باستخدام برنامج التحليل ETABS v21، للحصول على أبعاد المبنى والأقسام الفولاذية اللازمة لضمان المقاومة مع ضمان الكفاءة الاقتصادية. تم إعداد رسومات التسليح باستخدام AutoCAD 2023.

بعد تطبيق تقنية العزل الزلزالي في قاعدة البناية، تم إجراء مقارنة بين السلوك الديناميكي للهيكل الثابت والهيكل ذو القاعدة المعزولة، مع مراعاة الأنظمة الدولية.

الكلمات الرئيسية:

بناء، خرسانة مسلحة، CBA93، BAEL99، ETABS v21، تسليح، عزل زلزالي، سلوك ديناميكي.

Résumé

Ce projet présente une étude approfondie d'un bâtiment en béton armé destiné à un usage résidentiel, composé d'un rez-de-chaussée et de 9 étages, incluant un duplex aux deux derniers étages. Il est implanté dans la commune de Collo, wilaya de Skikda. Cette zone est classée, selon la carte de zonage sismique, comme une zone de sismicité moyenne.

La stabilité générale de ce bâtiment vis-à-vis des charges verticales et horizontales est assurée par un système de contreventement mixte, composé de voiles et de portiques.

Le dimensionnement et le calcul du ferrailage sont effectués en respectant toutes les normes en vigueur en Algérie, telles que le CBA93, le BAEL91, et le RPA99 version 2003.

Le calcul, qu'il soit statique ou dynamique, est réalisé manuellement ainsi qu'à l'aide du logiciel d'analyse ETABS v21, afin d'obtenir les dimensions du bâtiment et les sections d'acier nécessaires pour assurer la résistance tout en garantissant l'aspect économique. Les dessins de ferrailage sont réalisés avec AutoCAD 2023.

Après avoir appliqué une technique d'isolation sismique à la base de la structure, une étude comparative a été réalisée entre le comportement dynamique d'une structure à base fixe et celui d'une structure à base isolée, en respectant les normes internationales.

Mots clés :

Bâtiment, Béton armé, CBA93, BAEL99, ETABS v21, Ferrailage, Isolation sismique, Comportement dynamique.

Abstract

This project presents a detailed study of a reinforced concrete building intended for residential use, consisting of a ground floor and 9 floors, including a duplex on the top two floors. It is located in the commune of Collo, wilaya of Skikda. According to the seismic zoning map, this area is classified as a medium seismicity zone.

The overall stability of this building with respect to vertical and horizontal loads is ensured by a mixed bracing system, consisting of shear walls and frames.

The design and calculation of the reinforcement are carried out in compliance with all the applicable standards in Algeria, such as CBA93, BAEL91, and RPA99 version 2003.

The calculation, whether static or dynamic, is performed manually also using the analysis software ETABS v21, in order to obtain the building dimensions and the necessary steel sections to ensure resistance while guaranteeing economic efficiency. The reinforcement drawings are made with AutoCAD 2023.

After applying a seismic isolation technique at the base of the structure, a comparative study was conducted between the dynamic behavior of a fixed-base structure and that of a base-isolated structure, in compliance with international standards.

Keywords :

Building, Reinforced concrete, CBA93, BAEL99, ETABS v21, Reinforcement, Seismic isolation, Dynamic behavior.

Liste des figures

CHAPITRE I : PRÉSENTATION & GÉNÉRALITÉS AUTOUR DU PROJET

Figure I.1 :	Carte de zonage sismique	2
Figure I.2 :	Dimensions en plan	3
Figure I.3 :	Diagramme des déformations limites de la section à ELU	7
Figure I.4 :	Diagramme déformations-contraintes du béton à ELU	12
Figure I.5 :	Diagramme déformations-contraintes du béton à ELS	13
Figure I.6 :	Diagramme déformations-contraintes d'acier à ELU	16

CHAPITRE II : PRÉDIMENSIONNEMENT & ÉVALUATION DES CHARGES

Figure II.1 :	Plancher à corps creux.....	22
Figure II.2 :	Prédimensionnement des poutrelles	24
Figure II.3 :	Plancher à dalle pleine.....	24
Figure II.4 :	Vue en 3D de l'escalier.....	26
Figure II.5 :	Dimensionnement de l'escalier	28
Figure II.6 :	Prédimensionnement de la poutre palière	29
Figure II.7 :	Prédimensionnement de l'acrotère	29
Figure II.8 :	Dimensions de la poutre	30
Figure II.9 :	Prédimensionnement des poutres	31
Figure II.10 :	Schéma des voiles	32
Figure II.11 :	Plancher terrasse inaccessible.....	33
Figure II.12 :	Plancher étage courant.....	34
Figure II.13 :	Balcon terrasse.....	35
Figure II.14 :	Mur extérieur	36
Figure II.15 :	Section de l'acrotère	38
Figure II.16 :	Choix du poteau le plus sollicité	40
Figure II.17 :	Schéma représentatif	41

Figure II.18 : Poteau centrale	42
Figure II.19 : Poteau de rive	43
Figure II.20 : Poteau d'angle	44
Figure II.21 : Conditions aux zones nodales.....	47

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

Figure III.1 : Schéma statique de l'acrotère	50
Figure III.2 : Section à ferrailer	52
Figure III.3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	58
Figure III.4 : Planchers à corps creux	59
Figure III.5 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	60
Figure III.6 : Le moment fléchissant et l'effort tranchant par la méthode forfaitaire ...	63
Figure III.7 : Notations pour le calcul des moments sur appui, charges ponctuelles. ...	65
Figure III.8 : Calcul des moments max sur appuis	66
Figure III.9 : Calcul des moments max en travées	66
Figure III.10 : Calcul des moments min en travées.....	66
Figure III.11 : Diagramme enveloppe pour une travée (i).	66
Figure III.12 : Poutrelle type 1 (2 travées)	67
Figure III.13 : Poutrelle type 2 (3 travées)	67
Figure III.14 : Poutrelle type 3 (1 travée)	67
Figure III.15 : Poutrelle type 1 - cas 1 (ELU)	69
Figure III.16 : Poutrelle type 1 - cas 2 (ELU)	71
Figure III.17 : Poutrelle type 1 - cas 3 (ELU)	72
Figure III.18 : Poutrelle type 1 (ELS).....	73
Figure III.19 : Diagramme des moments pour poutrelle type 1 (plancher terrasse) (ELU)	74
Figure III.20 : Diagramme des efforts tranchants pour poutrelle type 1 (plancher ter- rasse)	74
Figure III.21 : Diagramme des efforts tranchants pour poutrelle type 1 (plancher ter- rasse) (ELS).....	75
Figure III.22 : Diagramme des moments pour poutrelle type 1 (plancher étage cou- rant) (ELU).....	75
Figure III.23 : Diagramme des efforts tranchants pour poutrelle type 1 (étage courant) (ELU).....	75

Figure III.24 : Diagramme des moments pour poutrelle type 1 (plancher étage courant) (ELS)	75
Figure III.25 : Poutrelle type 2 - cas 1 (ELU)	76
Figure III.26 : Poutrelle type 2 - cas 2 (ELU)	76
Figure III.27 : Poutrelle type 2 - cas 3 (ELU)	77
Figure III.28 : Diagramme des moments pour poutrelle type 2 (plancher terrasse) (ELU)	78
Figure III.29 : Diagramme des efforts tranchants pour poutrelle type 2 (plancher terrasse) (ELU)	78
Figure III.30 : Diagramme des moments pour poutrelle type 2 (plancher terrasse) (ELS)	78
Figure III.31 : Diagramme des moments pour poutrelle type 2 (plancher étage courant) (ELU).....	78
Figure III.32 : Diagramme des efforts tranchants poutrelle type 2 (étage courant) (ELU)	79
Figure III.33 : Diagramme des moments pour poutrelle type 2 (plancher étage courant) (ELS)	79
Figure III.34 : Diagramme des moments pour poutrelle type 3 (ELU).....	79
Figure III.35 : Diagramme des efforts tranchants pour poutrelle type 3 (ELU).....	79
Figure III.36 : Diagramme des moments pour poutrelle type 3 (ELS)	80
Figure III.37 : Schéma de ferrailage du plancher à corps creux.....	88
Figure III.38 : Dalle rectangulaire (balcons).....	89
Figure III.39 : Schéma statique du balcon	90
Figure III.40 : Section à ferrailer	91
Figure III.41 : Shéma de ferrailage de balcon.....	94
Figure III.42 : Dalle rectangulaire (Extension de chambre)	95
Figure III.43 : Schéma statique de l'extension de chambre	95
Figure III.44 : Section à ferrailer	96
Figure III.45 : Schéma de ferrailage de l'extension de la chambre	99
Figure III.46 : Modélisation de la dalle irrégulière.....	100
Figure III.47 : Hauteur utile "d"	102
Figure III.48 : Ferrailage de la dalle irrégulière.	106
Figure III.49 : La géométrie des escaliers étudiés	107
Figure III.50 : Schéma statique de l'escalier.....	109
Figure III.51 : Section à ferrailer	110

Figure III.52 : Schéma statique de porte à faux.....	117
Figure III.53 : Section à ferrailer	117
Figure III.54 : Schéma de ferrailage de l'escalier.....	120
Figure III.55 : Schéma statique de la poutre palière.....	121
Figure III.56 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	128
Figure III.57 : Ascenseur	129
Figure III.58 : Dimensions de l'ascenseur	130
Figure III.59 : Abaque de détermination de suspentes.	132
Figure III.60 : Schéma de la dalle pleine d'ascenseur.	135
Figure III.61 : Chargement de panneau	135
Figure III.62 : Moment du panneau appuyé sur 4 côtés.....	138
Figure III.63 : Schéma de ferrailage de la dalle machine.....	144

CHAPITRE IV : MODÉLISATION & ETUDE DYNAMIQUE

Figure IV.1 : Logiciel de modélisation (ETABS v21)	147
Figure IV.2 : Axes globaux et locaux.....	147
Figure IV.3 : Initialisation des paramètres du modèle	148
Figure IV.4 : Unités du modèle	149
Figure IV.5 : Définition de la géométrie de la structure	149
Figure IV.6 : Grille (axes).....	150
Figure IV.7 : Définir les matériaux	150
Figure IV.8 : Définir les éléments linéaires.....	151
Figure IV.9 : Définir les voiles	151
Figure IV.10 : Définir les planchers	152
Figure IV.11 : Définition des appuis	152
Figure IV.12 : Définition des charges	153
Figure IV.13 : Affectation des charges des dalles	153
Figure IV.14 : Définir les cas de charge.....	153
Figure IV.15 : Définir les combinaisons de charges	154
Figure IV.16 : Définir la source des masses	154
Figure IV.17 : Définir les diaphragmes	155
Figure IV.18 : Définir les portées de calcul.....	155
Figure IV.19 : Modèle 3D	156

Figure IV.20 : Classification des zones sismiques	157
Figure IV.21 : Test de convergence.....	165
Figure IV.22 : Conditions minimales sur les files de contreventement	170
Figure IV.23 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur - sens x	174
Figure IV.24 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur - sens y	174
Figure IV.25 : Les paramètres du Spectre de réponse de calcul	176
Figure IV.26 : Spectre de réponse de calcul	176
Figure IV.27 : Disposition des voiles de contreventement en plan	177
Figure IV.28 : Disposition des voiles de contreventement en 3D.....	177
Figure IV.29 : Mode 1 (vue en plan)	178
Figure IV.30 : Mode 1 (vue en élévation).....	178
Figure IV.31 : Mode 1 (vue en 3D)	178
Figure IV.32 : Mode 2 (vue en plan)	179
Figure IV.33 : Mode 2 (vue en élévation).....	179
Figure IV.34 : Mode 2 (vue en 3D)	179
Figure IV.35 : Mode 3 (vue en plan)	180
Figure IV.36 : Mode 3 (vue en 3D)	180
Figure IV.37 : Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voiles	181
Figure IV.38 : Les forces agissantes sur la stabilité au renversement.....	186
Figure IV.39 : déplacements inter-étage	188
Figure IV.40 : L'effet (P- Δ)	190

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Figure V.1 : Coefficient de Poisson (ELU / ELA).....	196
Figure V.2 : Coefficient de Poisson (ELS).....	196
Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poutres principales Axe:3	202
Figure V.4 : Schéma de ferrailage des poutres principales Axe:1-2-4.....	208
Figure V.5 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires	214
Figure V.6 : Schéma de ferrailage des poteaux (50x50)	228
Figure V.7 : Schéma de ferrailage des poteaux (50x40)	233
Figure V.8 : Schéma de ferrailage des poteaux (40x40)	233
Figure V.9 : Comportement du voile est similaire à celui d'une console	234

Figure V.10 : Disposition des armatures verticales dans les voiles	235
Figure V.11 : Diagramme des contraintes	239
Figure V.12 : Voiles	241
Figure V.13 : Diagramme des contraintes section entièrement comprimée	243
Figure V.14 : Schéma de ferrailage du voile	246
Figure V.15 : Schéma de ferrailage du voile d'ascenseur	247

CHAPITRE VI : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VI.1 : Radier nervuré	251
Figure VI.2 : Dimension du radier	253
Figure VI.3 : Surface du radier	254
Figure VI.4 : Schéma de ferrailage du radier	266
Figure VI.5 : Les lignes de rupture	267
Figure VI.6 : La subdivision des charges suivant les lignes de ruptures.	267
Figure VI.7 : Charges revenant aux nervures sens x-x	268
Figure VI.8 : Charges revenant aux nervures sens y-y	269
Figure VI.9 : Schéma de ferrailage des nervures	277
Figure VI.10 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	285

CHAPITRE VII : ISOLATION DE BASE

Figure VII.1 : Système à surface de friction.....	288
Figure VII.2 : Appui élastomère	288
Figure VII.3 : Isolateur élastomère avec noyau de plomb	289
Figure VII.4 : Effets d'une secousse sismique sur un bâtiment avec et sans isolation à la base	290
Figure VII.5 : Structure avec isolateurs	291
Figure VII.6 : Déplacements spectraux	292
Figure VII.7 : Accélérations spectrales	293
Figure VII.8 : Isolateur en élastomère à amortissement élevé	296
Figure VII.9 : Zone sans charge autour de l'isolateur.....	298
Figure VII.10 : Réduction de la section transversale de l'isolateur circulaire.....	299
Figure VII.11 : Le palier en position de l'isolateur	302
Figure VII.12 : Isolateur en élastomère au plomb	303

Figure VII.13 : Organigramme de conception des isolateurs en élastomère à amortissement élevé.....	308
Figure VII.14 : Le poteau le plus sollicitée (ELS).....	309
Figure VII.15 : La sélection de l'appui isolant	320
Figure VII.16 : Création de l'élément "Link"	322
Figure VII.17 : Sélection du type d'élément	322
Figure VII.18 : Propriétés de l'isolateur dans les directions U1, U2 et U3	323
Figure VII.19 : Propriétés des ressorts	324
Figure VII.20 : Suppression des appuis fixes (encastremets)	325
Figure VII.21 : L'installation des isolateurs sismiques	325
Figure VII.22 : Variation des périodes dans les deux sens	326
Figure VII.23 : Déplacements maximaux dans les deux sens.....	327
Figure VII.24 : Déplacements des étages sens X	327
Figure VII.25 : Déplacements des étages sens Y	328
Figure VII.26 : Déplacements relatifs inter-étages sens X (collone)	329
Figure VII.27 : Déplacements relatifs inter-étages sens X (courbe)	330
Figure VII.28 : Déplacements relatifs inter-étages sens Y (colonne)	331
Figure VII.29 : Déplacements relatifs inter-étages sens Y (courbe)	331
Figure VII.30 : Efforts tranchants sens X	332
Figure VII.31 : Efforts tranchants sens Y	333
Figure VII.32 : Force sismique à la base	334

Liste des tableaux

CHAPITRE I : PRÉSENTATION & GÉNÉRALITÉS AUTOUR DU PROJET

Tableau I.1 :	Types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques	15
Tableau I.2 :	Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés	20

CHAPITRE II : PRÉDIMENSIONNEMENT & ÉVALUATION DES CHARGES

Tableau II.1 :	Charge permanente du plancher terrasse inaccessible	34
Tableau II.2 :	Charge permanente du plancher étage courant	34
Tableau II.3 :	Charge permanente de la dalle pleine étage courant	35
Tableau II.4 :	Charge permanente du balcon terrasse	35
Tableau II.5 :	Charge permanente du balcon étage courant	36
Tableau II.6 :	Charge du garde-corps	36
Tableau II.7 :	Charge permanente des murs extérieurs	37
Tableau II.8 :	Charge permanente des murs intérieurs	37
Tableau II.9 :	Charge permanente du palier	37
Tableau II.10 :	Charge permanente de la paillasse	38
Tableau II.11 :	Charge permanente de l'acrotère	39
Tableau II.12 :	Charges permanentes et charges d'exploitation	39
Tableau II.13 :	Descente des charges d'exploitation	42
Tableau II.14 :	Descente des charges permanentes du poteau central	43
Tableau II.15 :	Descente des charges permanentes Poteau de rive	44
Tableau II.16 :	Descente des charges permanentes poteau d'angle	45
Tableau II.17 :	Tableau Récapitulatif	47
Tableau II.18 :	Vérification des sections selon le RPA99 version2003 (Art 7.4.1).....	48
Tableau II.19 :	Vérification des sections selon le RPA99 version2003 (Art 7.5.1).....	48

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

Tableau III.1 : Sollicitations pour poutrelle type 1 plancher terrasse - cas 1	71
Tableau III.2 : Moment en travée pour poutrelle type 1 plancher terrasse - cas 2	72
Tableau III.3 : Moment en travée pour poutrelle type 1 plancher terrasse - cas 3	73
Tableau III.4 : Moment en travée pour poutrelle type 1 plancher terrasse (ELS).....	74
Tableau III.5 : Moment en travée poutrelle type 2 plancher terrasse - cas 1 (ELU)	76
Tableau III.6 : Moment en travée poutrelle type 2 plancher terrasse - cas 2 (ELU)	77
Tableau III.7 : Moment en travée poutrelle type 2 plancher terrasse - cas 3 (ELU)	77
Tableau III.8 : Les sollicitations maximales des poutrelles	80
Tableau III.9 : Charges sur la dalle irrégulière	100
Tableau III.10 : Les sollicitations de la dalle irrégulière	101
Tableau III.11 : Récapitulatif du ferrailage	103
Tableau III.12 : Combinaison des charges	108
Tableau III.13 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.....	110
Tableau III.14 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.....	122
Tableau III.15 : Tableau récapitulatif des moments pour les sections fictives.....	136
Tableau III.16 : Sollicitations maximales pour la dalle machine	139

CHAPITRE IV : MODÉLISATION & ETUDE DYNAMIQUE

Tableau IV.1 : Vérification de l'excentricité.....	159
Tableau IV.2 : Rigidités et masses des étages	160
Tableau IV.3 : Rapports masse sur rigidité	161
Tableau IV.4 : Centre de masse et centre de rigidité pour chaque étage	162
Tableau IV.5 : Excentricité	163
Tableau IV.6 : Excentricité de calcul	164
Tableau IV.7 : Test de convergence	164
Tableau IV.8 : Coefficient d'accélération de zone	167
Tableau IV.9 : Facteur de correction d'amortissement.....	169
Tableau IV.10 : Valeurs de T1 et T2	169
Tableau IV.11 : Facteur d'amplification dynamique moyen.....	170
Tableau IV.12 : Valeurs des pénalités	171
Tableau IV.13 : Résumé des résultats	172
Tableau IV.14 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	173
Tableau IV.15 : Vérification de la période fondamentale.....	180

Tableau IV.16 : Vérification de l'effort normal réduit	182
Tableau IV.17 : Contrainte de cisaillement ultime.....	183
Tableau IV.18 : Contrainte de cisaillement (sens x).....	183
Tableau IV.19 : Contrainte de cisaillement (sens y).....	183
Tableau IV.20 : Vérification des contraintes de cisaillement.....	183
Tableau IV.21 : Vérification de la participation modale.....	184
Tableau IV.22 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....	185
Tableau IV.23 : Moment stabilisant	186
Tableau IV.24 : Moment de renversement selon x.....	186
Tableau IV.25 : Moment de renversement selon y.....	187
Tableau IV.26 : Vérification de la stabilité au renversement	187
Tableau IV.27 : Calcul des déplacements selon x par la méthode dynamique	188
Tableau IV.28 : Calcul des déplacements selon y par la méthode dynamique	189
Tableau IV.29 : Vérification de l'effet (P- Δ) suivant x.....	190
Tableau IV.30 : Vérification de l'effet (P- Δ) suivant y	191
Tableau IV.31 : Dimensions finales des poutres	191
Tableau IV.32 : Dimensions finales des poteaux	191

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Tableau V.1 : Données de calcul	193
Tableau V.2 : Récapitulatif des sollicitations pour les poutres principales (Axes : 3) .	196
Tableau V.3 : Récapitulatif des sollicitations pour les poutres principales (Axes : 1-2-4)	203
Tableau V.4 : Récapitulatif des sollicitations pour les poutres secondaires	209
Tableau V.5 : Les sollicitations sur le poteau RDC (50x50).....	219
Tableau V.6 : Excentricité et nature de la section du poteau RDC (50x50).....	223
Tableau V.7 : Section d'armature calculée du poteau RDC (50x50)	223
Tableau V.8 : Les sollicitations sur le poteau RDC (50x40).....	229
Tableau V.9 : Excentricité et nature de la section du poteau (50x40)	229
Tableau V.10 : Section d'armature calculée du poteau (50x40)	230
Tableau V.11 : Les sollicitations sur le poteau (40x40)	230
Tableau V.12 : Excentricité et nature de la section du poteau (40x40)	231
Tableau V.13 : Section d'armature calculée du poteau (40x40)	231

Tableau V.14 : Vérification des armatures longitudinales	231
Tableau V.15 : Vérification des contraintes à ELS	232
Tableau V.16 : Vérification de l'effort tranchant à l'ELU	232
Tableau V.17 : Espacement et armatures transversales	232
Tableau V.18 : Sollicitations du voile	238
Tableau V.19 : Caractéristiques géométriques des voiles	242
Tableau V.20 : Vérification de la résistance au flambement	242
Tableau V.21 : Calcul des contraintes et nature de la section	242
Tableau V.22 : Forces dans la zone tendue dans les voiles (section partiellement comprimée)	243
Tableau V.23 : Calcul des forces dans les voiles (section entièrement comprimée)	243
Tableau V.24 : Section d'acier dans les voiles partiellement comprimées	243
Tableau V.25 : Section d'acier dans les voiles entièrement comprimées	244
Tableau V.26 : Choix des armatures longitudinales	244
Tableau V.27 : Contraintes de cisaillement	244
Tableau V.28 : Calcul des armatures horizontales des voiles	245

CHAPITRE VI : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VI.1 : Les moments de ferrailage de la dalle du radier	259
Tableau VI.2 : Récapitulatif du ferrailage	262
Tableau VI.3 : Vérification des contraintes à l'ELS	264
Tableau VI.4 : Dimensionnement à l'ELS	264
Tableau VI.5 : Charges de la nervure la plus sollicitée à l'ELU sens x-x	268
Tableau VI.6 : Charges de la nervure la plus sollicitée à l'ELS sens x-x	268
Tableau VI.7 : Charges de la nervure la plus sollicitée à l'ELU sens y-y	269
Tableau VI.8 : Charges de la nervure la plus sollicitée à l'ELS sens y-y	269
Tableau VI.9 : Les sollicitations de la nervure la plus sollicitée sens x-x à l'ELU	270
Tableau VI.10 : Les sollicitations de la nervure la plus sollicitée sens x-x à l'ELS	271
Tableau VI.11 : Les sollicitations de la nervure la plus sollicitée sens y-y à l'ELU	271
Tableau VI.12 : Les sollicitations de la nervure la plus sollicitée sens y-y à l'ELS	272
Tableau VI.13 : Sollicitations maximales des nervures	272
Tableau VI.14 : Vérification des contraintes à l'ELS	275
Tableau VI.15 : Les moments de ferrailage de voile périphérique	279

CHAPITRE VII : ISOLATION DE BASE

Tableau VII.1 : Relation entre la dureté du élastomère et les constantes du matériau ...	298
Tableau VII.2 : Les dimensions des isolateurs en élastomère à amortissement élevé ...	314
Tableau VII.3 : Les dimensions du roulements en élastomère au plomb.....	319
Tableau VII.4 : Variation des périodes dans les deux sens	326
Tableau VII.5 : Déplacements maximaux dans les deux sens	327
Tableau VII.6 : Déplacements relatifs inter-étages sens X.....	329
Tableau VII.7 : Déplacements relatifs inter-étages sens Y.....	330
Tableau VII.8 : Effort tranchant sens X.....	332
Tableau VII.9 : Efforts tranchants sens Y	333
Tableau VII.10 : La force sismique à la base dans les deux sens	334
Tableau VII.11 : Moment de renversement selon x.....	335
Tableau VII.12 : Moment de renversement selon x.....	335

Liste des symboles

- A : Coefficient d'accélération de zone
- A_l : Section d'armature longitudinal
- $A_{s \min}$: Section d'armature minimale
- A_s : Section d'armature
- A_{sr} : Section d'armature de répartition
- $A_{s'}$: Section d'armature comprimée
- A_t : Sections droites des armatures transversales
- B : Section du béton
- B_r : Section réduite du béton
- C : Hauteur de course, amortissement
- C_p : Facteur de force horizontale
- D : Coefficient d'amplification dynamique
- E : Module de déformation longitudinale
- E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantanée
- E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée
- E_x : Force sismique selon x
- E_y : Force sismique selon y
- ELS : État limite de service
- ELU : État limite ultime
- F : Force ou action en général
- G : Action permanente, module de déformation transversale
- H : Hauteur
- I : Moment d'inertie
- K : Rigidité
- K_a : Coefficient des poussés des terres actives
- L : Longueur
- M : Masse de la structure
- M_{ser} : Moment fléchissant de calcul de service
- M_t : Moment de torsion
- M_u : Moment fléchissant de calcul ultime
- M_x : Moment fléchissant du sens x-x
- M_y : Moment fléchissant du sens y-y
- M_0 : Moment de flexion d'une poutre simplement appuyée
- N_{ser} : Effort normal de calcul de service
- N_u : Effort normal d'état limite ultime de résistance
- Q : Action variable quelconque ; facteur de qualité
- R : Coefficient de comportement de la structure
- S : Surface
- T : Période
- T_x : Période fondamentale dans le sens x-x
- T_y : Période fondamentale dans le sens y-y
- U_c : Périmètre du contour
- V : Action sismique
- V_t : Effort sismique à la base de la structure
- W : Poids total de la structure
- W_p : Poids de l'élément en considération
- a : Longueur ; distance ; dimension

- b : Largeur
- c : Enrobage, cohésion
- d : Hauteur utile
- e : Excentricité; espacement
- e_a : Excentricité additionnelle
- f : Flèche
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier
- f_{c28} : Limite d'élasticité de l'acier
- g : Giron de la marche
- h : Hauteur
- h_{cc} : Hauteur du corps creux
- h_{dp} : Hauteur de la dalle
- h_e : Hauteur libre
- h_t : Hauteur totale
- i : Rayon de giration
- l : Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
- l_f : Longueur de flambement
- m : Moment réduit
- p : Poids de l'élément en considération
- q_{ser} : Charge linéaire d'état limite de service
- q_u : Charge linéaire d'état limite ultime de résistance
- s : Espacement
- t : Période
- x : Abscisse
- y : Ordonnée
- y_{ser} : Position de l'axe neutre à l'ELS
- z : Bras de levier du couple de flexion
- α : Angle, coefficient sans dimension
- β : Coefficient de pondération, coefficient sans dimension
- Δ : Déplacement relatif
- η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement
- γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton
- λ : Élancement mécanique d'un élément comprimé
- μ : Moment réduit
- ν : Coefficient de Poisson
- ξ : Coefficient de pondération
- ω : Pulsation propre
- Ω : Surface délimitée par la fibre moyenne
- ϕ : Angle de frottement
- ψ : Pourcentage d'amortissement critique
- ρ : Rapport de deux dimensions
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton
- σ_{st} : Contrainte de traction de l'acier
- τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement

Introduction générale

Le génie civil englobe toutes les techniques de construction civile, se divisant principalement en deux secteurs : les travaux publics, qui comprennent les infrastructures et les ouvrages d'art, et le bâtiment, destiné à abriter les personnes. Les ingénieurs de ce domaine sont chargés de la conception, de la réalisation et de la réhabilitation de ces ouvrages, tout en veillant à maintenir la sécurité des usagers et à optimiser les coûts.

L'Algérie, en raison de sa localisation géographique exposée à des tremblements de terre fréquents, comme celui survenu à Boumerdès en 2003, entraînant d'importantes pertes, ainsi que ses différentes conditions climatiques, nécessite une étude approfondie lors de la conception des ouvrages. Cette étude doit tenir compte de plusieurs variables telles que le site, l'importance de la structure, le degré de sismicité. Par conséquent, le calcul de ces ouvrages doit être réalisé avec précision, en respectant les normes actuelles telles que le RPA 2003 et le CBA 93, garantissant ainsi la sécurité et la durabilité des constructions.

Lors de la conception, il ne suffit pas de respecter les réglementations ; mais il est également nécessaire de réaliser une analyse approfondie pour comprendre le comportement de l'ouvrage à étudier sous différents effets et conditions, et surtout son comportement dynamique.

Ce travail a pour objectif est de mettre en pratique les connaissances acquises le long du parcours académique à travers l'étude d'un bâtiment de (R+9) contreventé par des voiles et des portiques. L'étude a été réalisée dans les deux cas statique et dynamique afin de déterminer les caractéristiques du bâtiment et son comportement, et d'arriver ainsi à la meilleure conception structurelle en termes de normes précédemment mentionnées.

Étant donné que la protection contre les séismes est une priorité majeure pour les ingénieurs, voire la plus importante, l'application d'une technique de génie parasismique, souvent éprouvée dans différents pays fréquemment confrontée aux séismes, a été intégrée dans notre structure. Cette technique, connue sous le nom "isolation de base", a été mise en œuvre en respectant les codes de construction internationaux. L'objectif était de mettre en pratique cette méthode de manière réaliste, car elle vise à protéger les bâtiments et leurs occupants, tout en minimisant les pertes et les dommages.

Dans ce cadre, le plan suivant sera suivi :

- Chapitre 1 : Généralités et présentation du projet
- Chapitre 2 : Prédimensionnement et évaluation des charges
- Chapitre 3 : Calcul des éléments secondaires
- Chapitre 4 : Modélisation et étude dynamique
- Chapitre 5 : Calcul des éléments principaux
- Chapitre 6 : Étude de l'infrastructure
- Chapitre 7 : Isolation de base

CHAPITRE I
PRÉSENTATION & GÉNÉRALITÉS
AUTOUR DU PROJET

Introduction

L'étude correcte de toute structure nécessite la prise en compte de plusieurs informations, telles que les caractéristiques géotechniques du sol, la conception générale et les différentes propriétés mécaniques des matériaux de construction.

Dans ce chapitre, nous aborderons tout ce qui a été mentionné précédemment ainsi que les normes, les règlements et les logiciels utilisés dans cette étude.

I.1 Présentation du projet

Le présent projet concerne l'étude d'un bâtiment situé dans la commune de Collo, wilaya de Skikda. Cette région est classifiée selon le RPA 99 V 2003 comme une zone de sismicité moyenne, "Zone IIa".

Le bâtiment étudié est constitué d'un rez-de-chaussée (RDC) et de 9 niveaux destinés au même usage d'habitation. Il comprend également un duplex occupant les deux derniers niveaux. Il est classé dans les ouvrages courants ou d'importance moyenne "groupe d'usage 2".

La stabilité générale est habituellement assurée, par un système de contreventement mixte combinant des portiques et des voiles. Ce système permet une répartition efficace des charges et offre une résistance aux différentes forces.

I.2 Caractéristiques du site

- Le bâtiment est implanté dans la "Zone IIa" selon la classification sismique des wilayas d'Algérie [1].

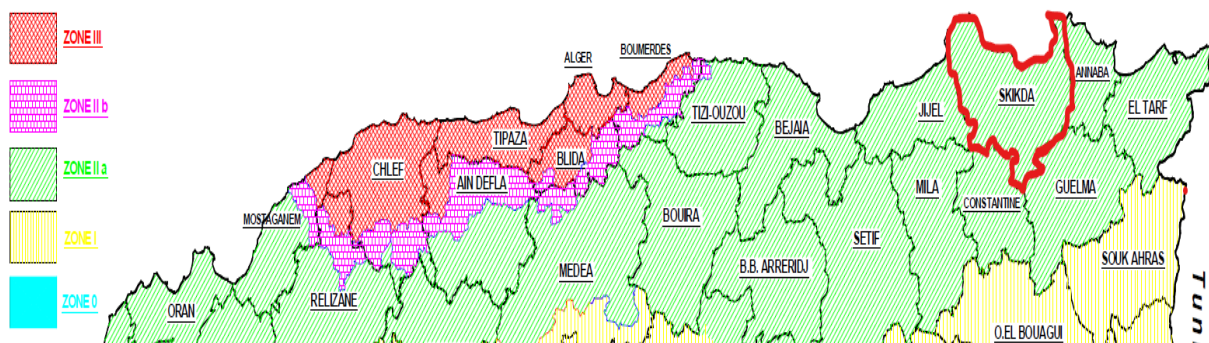


Figure I.1 : Carte de zonage sismique

- Le site est considéré comme un site meuble S3.
- La contrainte admissible est égale à 1,5 MPa.

I.3 Caractéristiques géométriques

Le bâtiment se caractérise par les dimensions suivantes :

I.3.1 Dimensions en élévation

- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) : 33,49 m
- Hauteur de l'acrotère : 0,60 m
- Hauteur d'étage courant : 3,23 m
- Hauteur du rez-de-chaussée : 3,23 m

I.3.2 Dimensions en plan

- Grande dimension : 21,90 m
- Petite dimension : 14,45 m

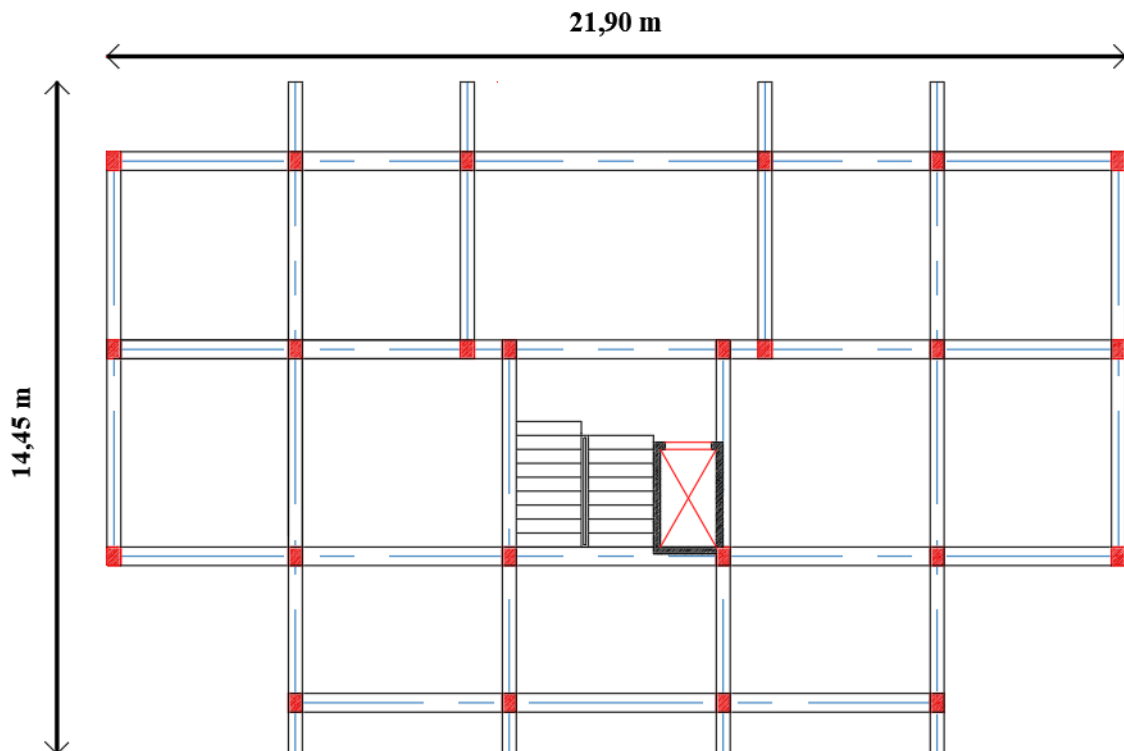


Figure I.2 : Dimensions en plan

I.4 Conception de l'ouvrage

I.4.1 L'ossature

Un bâtiment doit contenir une ossature, constituée d'un ensemble d'éléments directement assemblés et dimensionnés pour agir ensemble afin de résister aux charges, tant horizontales que verticales. L'ossature de ce bâtiment est une ossature contreventée constituée de :

- Portiques (poteaux-poutres) : ils ont la capacité de supporter les efforts verticaux dus aux charges et surcharges.
- Voiles : qui reprennent une partie des charges horizontales engendrées par les séismes.

Le contreventement est une partie essentielle de la structure dont la fonction est de reprendre toutes les forces horizontales. Pour notre bâtiment de plus de 6 niveaux ou 20 mètres dans la zone IIa, selon les recommandations de l'article 4.3 du RPA 99 v 2003, un système mixte de voiles et de portiques est recommandé.

I.4.2 Planchers

Les planchers sont des surfaces planes horizontales, également appelées "diaphragmes", qui séparent deux niveaux d'une construction. Ils sont conçus pour résister aux forces qui agissent dans leur plan et les transmettre aux éléments de contreventement. Pour ce projet, il existe deux types de planchers :

- Planchers à corps creux pour tous les étages.
- Planchers à dalle pleine pour les balcons, l'ascenseur, et les escaliers.

I.4.3 Maçonnerie

Les murs sont réalisés en utilisant des briques liées entre elles par un mortier.

- Pour les murs extérieurs, nous utiliserons une double cloison avec une brique creuse de 15 cm, une brique creuse de 10 cm et une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Pour les murs intérieurs, ils seront constitués de briques creuses de 10 cm.

I.4.4 Escaliers

Les escaliers sont des éléments essentiels dans toute structure comportant plusieurs niveaux, permettant de faciliter le déplacement à pied d'un étage à un autre. Dans ce projet, nous utilisons deux types d'escaliers : ceux avec deux volées et ceux avec trois volées, réalisés en béton armé et coulés sur place.

I.4.5 Revêtement

Le revêtement de la structure est composé de différents matériaux :

- Carrelage : pour les planchers.
- Enduit en plâtre : pour les plafonds et les murs intérieurs.
- Enduit en ciment : pour les murs extérieurs.
- Étanchéité multicouches : pour la terrasse inaccessible.

I.4.6 Acrotère

L'acrotère en béton armé, d'une hauteur de 60 cm, est spécifiquement aménagé sur la terrasse inaccessible. Son objectif principal est d'empêcher le ruissellement des eaux sur les façades.

I.4.7 Bloc d'ascenseur

Notre bâtiment est équipé d'un ascenseur pour faciliter le passage des personnes d'un niveau à l'autre. Cet ascenseur se compose principalement d'une cabine et de sa machine.

I.4.8 Infrastructure

Les infrastructures d'un bâtiment regroupent tous les éléments et systèmes intégrés pour le soutenir et le rendre opérationnel, comprenant les fondations, les systèmes de drainage et les réseaux divers. Les fondations, essentielles, assurent la transmission des charges du bâtiment au sol. Le choix du type de fondation dépend de facteurs tels que l'analyse géotechnique du site, la charge du bâtiment, les caractéristiques du sol et les normes de construction applicables.

I.4.9 Système de coffrage

Nous utilisons un système de coffrage classique en bois, qui permet de couler les poteaux et les voiles, puis les poutres et les dalles.

I.5 Règlements utilisés

L'étude doit respecter les normes et règlements actuellement en vigueur en Algérie. Parmi ces règles, on peut citer :

- **CBA 93** : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- **BAEL 91 R 99** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites.
- **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire charges et surcharges.
- **RPA 99 version 2003** : Règlements parasismiques algériens.

I.5.1 Document technique réglementaire

Le document technique réglementaire charges et surcharges DTR B.C.2.2 contient les valeurs des charges permanentes et des charges d'exploitation qui seront prises en compte dans le calcul.

I.5.2 Règlements parasismiques algériens

La conception parasismique est d'une importance capitale en Algérie, car le pays est situé dans une région exposée à des activités sismiques de différentes intensités. Le RPA 99 version 2003 établit des normes de conception et de construction visant à réduire les risques associés aux séismes. Son objectif est de garantir que les bâtiments et les infrastructures sont en mesure de résister aux forces sismiques potentielles.

I.5.3 CBA 93 et BAEL 91

Les règles BAEL 91, associées aux règles CBA 93, établissent des critères et des méthodes pour assurer la sécurité et la fiabilité des structures en béton armé, tout en garantissant leur bon fonctionnement tout au long de leur durée de vie. Ces règles définissent les différents états limites auxquels une structure doit résister, tels que l'état limite ultime (ELU) et l'état limite de service (ELS).

► Définition de l'état limite

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action. On distingue deux états : l'état limite ultime (ELU) et l'état limite de service (ELS).

I.5.3.1 État limite ultime (ELU)

Il concerne la sécurité des usagers, dont le dépassement de cet état entraîne la ruine de la structure. L'ELU correspondent à la limite de :

- L'équilibre statique (pas de renversement ni de glissement).
- La résistance de l'un des matériaux (pas de rupture ni de déformation plastique).
- La stabilité de forme (vérification du flambement).

► Hypothèses de calcul ... (Art A.4.3.2) [2]

- Les sections droites avant déformation restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à $10‰$ et pour le raccourcissement unitaire du béton à $3,5‰$ en flexion et $2‰$ en compression simple, comme indiqué dans la figure I.3.
- Les effets du retrait du béton sont négligés.
- On adopte un diagramme déformations-contraintes du béton défini en figure I.4.
- On adopte un diagramme déformations-contraintes de l'acier défini en figure I.6.
- La section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, est concentrée en son centre de gravité, à condition que l'erreur commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15%.

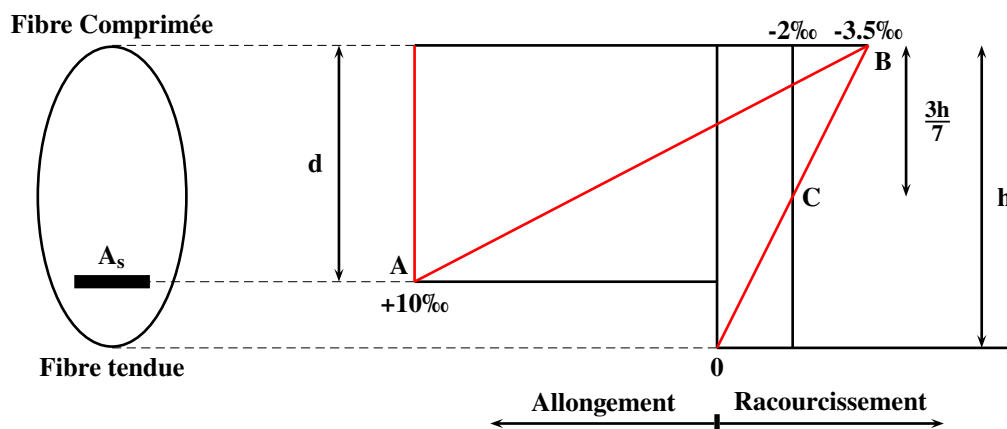


Figure I.3 : Diagramme des déformations limites de la section à ELU

▣ Règles des trois pivots ... (Art A.4.3.3) [2]

Le dimensionnement aux États Limites Ultimes est réalisé en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois domaines 1, 2, ou 3, qui correspondent successivement aux pivots A, B ou C.

• Domaine 1 (Pivot A) :

- Allongement de l'acier $\epsilon_{st} = 10\text{‰}$.
- Pièces soumises à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.

• Domaine 2 (Pivot B) :

- Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée $\epsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$.
- Pièces soumises à la flexion simple ou composée.

• Domaine 3 (Pivot C) :

- Raccourcissement du béton comprimé $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$ pour $y_u = \frac{3}{7} h$.
- Pièces soumises à la compression simple ou à la flexion composée.

I.5.3.2 État Limite de Service (ELS)

Il est défini en fonction des conditions d'exploitation ou de durabilité. l'ELS correspondent à la limite de :

- Compression du béton (vérification de la contrainte de compression).
- Ouverture de fissures.
- Déformation (vérification de la flèche).

▣ Hypothèses de calcul ... (Art A.4.5.1) [2]

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures.
- Le béton tendu est négligé.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques, et les effets du retrait et du fluage du béton sont négligés.

- Par convention, le rapport n du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton, ou coefficient d'équivalence, a pour valeur $15(E_s = nE_b ; n = 15)$.
- La section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, est concentrée en son centre de gravité, à condition que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15%.

I.6 Caractéristiques des matériaux

Le béton est un matériau très résistant à la compression. Cependant, il est relativement faible en résistance à la traction. Pour remédier à cette faiblesse, le béton est souvent renforcé avec de l'acier, créant ainsi du béton armé.

Dans cette partie, nous allons procéder à une explication détaillée des propriétés spécifiques de chaque matériau individuellement.

I.6.1 Béton

I.6.1.1 Définition

Le béton est un mélange de ciment, de granulats, d'eau et éventuellement d'adjuvants. Dans les bétons courants, les granulats sont des grains de pierre, de sable, de gravier, de ballast et le liant est un ciment ^[3].

Le béton armé utilisé respectera les normes techniques de conception et de calcul spécifiques aux ouvrages en béton armé applicables en Algérie.

I.6.1.2 Formulation du béton

La méthode de formulation utilisée, appelée Dreux-Gorisse, permet de calculer les quantités idéales de chaque matériau (eau, ciment, sable, gravillon et gravier) nécessaires pour produire un mètre cube de béton conforme au cahier de charge. Le ciment utilisé est du type CPJ CEMII avec une spécification de 400 kg/m³.

La composition d'un mètre cube de béton utilisé est la suivante :

- 400 kg de ciment CPJ CEMII/GICA-H-SOUD/A 42,5.
- 865 kg de sable de 0/4 mm.
- 130 kg de gravier 3/8 mm.
- 580 kg de gravier 8/16 mm.

- 263 kg de gravier 16/25 mm.
- 175 L d'eau de gâchage.
- Poids total du béton : 2417 kg/m³.

I.6.1.3 La résistance mécanique du béton

Le béton est caractérisé par sa résistance à la traction et à la compression à "j"jours. Ces deux propriétés mécaniques sont essentielles pour déterminer la capacité de la structure à résister à des forces différentes.

► **Résistance à la compression** ... (Art A.2.1.1.1) [2]

Le béton est très résistant à la compression. Il est caractérisé par une valeur caractéristique requise de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, notée f_{c28} .

Dans certaines applications spécifiques, il est important de connaître la résistance du béton à des âges inférieurs ou supérieurs à 28 jours, notée f_{cj} , calculée par les formulations suivantes selon :

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

$$f_{cj} = \begin{cases} \left(\frac{j}{4,76 + 0,83 j} \right) f_{c28} & \text{si } j \leq 60 \\ 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \end{cases} \quad (\text{I.1})$$

- Pour $f_{c28} > 40$ MPa :

$$f_{cj} = \begin{cases} \left(\frac{j}{1,40 + 0,95 j} \right) f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \\ f_{c28} & \text{si } j > 28 \end{cases} \quad (\text{I.2})$$

La valeur caractéristique requise f_{c28} est choisie à l'avance, en prenant en considération les conditions locales et les procédures de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

Pour les éléments principaux, le béton mis en œuvre doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa .(7.2.1) [1]

Pour notre cas, on adopte : $f_{c28} = 25$ MPa.

► Résistance à la traction ... (Art A.2.1.1.2) [2]

La résistance à la traction du béton est en effet généralement considérée comme faible par rapport à sa résistance à la compression. Elle est conventionnellement définie par les relations :

- Pour $f_{c28} \leq 60$ MPa :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad (I.3)$$

- Pour $f_{c28} > 60$ MPa :

$$f_{tj} = 0,275f_{cj}^{\frac{2}{3}} \quad (I.4)$$

Pour notre cas, $f_{c28} = 25$ MPa : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1$ MPa.

I.6.1.4 Module de déformation longitudinale**► Module de déformation instantané ... (Art A.2.1.2.1) [2]**

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_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}} \quad (I.5)$$

Pour $f_{c28} = 25$ MPa, on obtient : $E_{i28} = 32164,20$ MPa.

► Module de déformation différée ... (Art A.2.1.2.2) [2]

Le module de déformation différée E_{vj} , à j jours, est utilisé pour prendre en compte les déformations complémentaires dues au fluage du béton appliquées pendant une longue durée. Ce module est calculé par la formule :

$$E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}} \quad (I.6)$$

Pour $f_{c28} = 25$ MPa, on obtient : $E_{v28} = 10818,87$ MPa.

I.6.1.5 Coefficient de Poisson ... (Art A.2.1.3) [2]

Le coefficient de Poisson, noté ν , est défini comme le rapport de la déformation transversale à la déformation longitudinale dans le matériau. Il prend les valeurs suivantes :

$$\nu = \begin{cases} 0,2 & \text{pour le calcul des déformations (ELS).} \\ 0 & \text{pour le calcul des sollicitations (ELU).} \end{cases}$$

I.6.1.6 Module de déformation transversale

Le module de déformation transversale est calculé par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \tag{I.7}$$

$$G = \begin{cases} \frac{E}{2,4} & \nu = 0,2 \text{ (ELS)} \\ \frac{E}{2} & \nu = 0 \text{ (ELU)} \end{cases}$$

I.6.1.7 Contraintes du béton à la compression

⇒ ELU

... (Art A.4.3.4.1) [2]

À l'ELU, on utilise pour le béton un diagramme non linéaire dit "parabole rectangle".

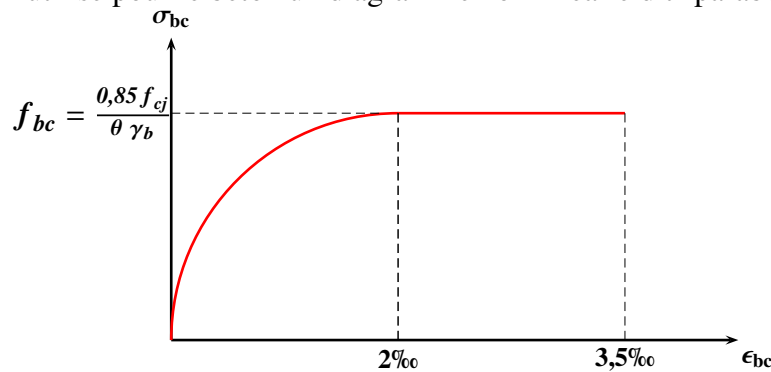


Figure I.4 : Diagramme déformations-contraintes du béton à ELU

Ce diagramme peut définir une caractéristique cruciale du béton, dite la résistance ultime à la compression, notée f_{bc} telle que :

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \tag{I.8}$$

- γ_b : coefficient de sécurité du béton : $\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{cas général} \\ 1,15 & \text{cas accidentel} \end{cases}$

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

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{lorsque la durée est } > 24 \text{ heures} \\ 0,9 & \text{lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures} \\ 0,85 & \text{lorsqu'elle est } < 1 \text{ heure} \end{cases}$$

Pour $\theta = 1$ on obtient :

$$f_{bc} = \begin{cases} 14,2 \text{ MPa} & \text{(cas général)} \\ 18,5 \text{ MPa} & \text{(cas accidentel)} \end{cases}$$

⇒ **ELS**

... (Art A.4.5.2)^[2]

La contrainte de compression du béton, notée σ_{bc} , est limitée à la valeur suivante :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad (\text{I.9})$$

Alors : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

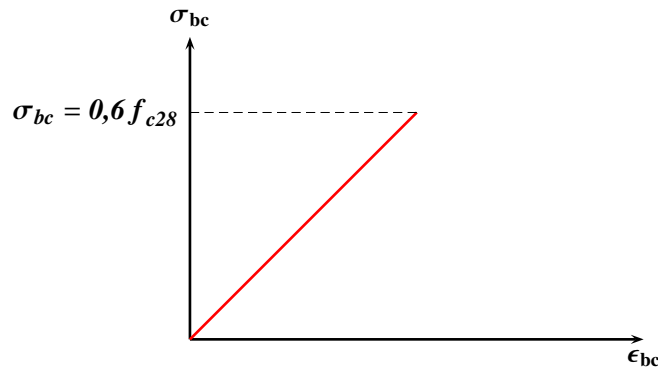


Figure I.5 : Diagramme déformations-contraintes du béton à ELS

I.6.1.8 Contrainte de cisaillement du béton

... (Art A.5.1.2.1)^[2]

La contrainte ultime de cisaillement τ_u est définie comme suit :

- **Fissuration peu préjudiciable (FPP) :**

$$\tau_u = \min \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{I.10})$$

- **Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable (FP/FTP) :**

$$\tau_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \quad (\text{I.11})$$

Dans le cas général ($\gamma_b = 1,5$) :

$$\tau_u = \begin{cases} 3,33 \text{ MPa} & \text{(FPP)} \\ 2,5 \text{ MPa} & \text{(FP/FTP)} \end{cases}$$

I.6.2 Acier

I.6.2.1 Définition

L'acier est un alliage métallique composé principalement de fer et de carbone, dont le fer constitue la base solide, tandis que l'ajout de carbone améliore considérablement sa résistance.

L'acier pour le béton armé se présente sous forme de barres appelées « armatures », ils doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.6.2.2 Types d'acier ^[4]

Les armatures dans le béton armé se caractérisent par leurs différentes nuances d'acier et leurs états de surface. Pour celles utilisées dans le projet, on distingue trois types :

- **Aciers ronds lisses (RL)** : Les barres ayant une surface lisse, leur résistance est moyenne, ils sont souples et élastiques. Ce type est généralement utilisé pour le ferrailage transversal. Il existe deux nuances : Fe E22 et Fe E24.

Pour ce projet, on choisit Fe E24 qui est caractérisé par :

- Limite d'élasticité $f_e = 235$ MPa
- Allongement à la rupture = 22%

- **Aciers à haute adhérence (HA)** : Les armatures à haute adhérence sont caractérisées par une surface nervurée qui contient des creux, spécialement conçus pour augmenter l'adhérence entre le béton et l'acier. Elles sont ainsi utilisées pour le ferrailage longitudinal. Parmi les modèles les plus courants, on trouve les aciers Fe E400 et Fe E500.

Dans ce projet, on utilise Fe E400 qui se caractérise par :

- Limite d'élasticité $f_e = 400$ MPa
- Allongement à la rupture = 14%

- **Treillis soudés (TS)** : Les treillis soudés sont des éléments préfabriqués composés d'aciers disposés de manière régulière et soudés entre eux pour former une grille.

On adopte les treillis soudés Fe E400 pour le renforcement des planchers, murs et fondations.

Tableau I.1 : Types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques [4]

Type d'acier	Nuance	Fe (MPa)	Diamètres normalisés (mm)	Usage
Aciers ronds lisses (RL)	Fe E24	235	6 ; 8 ; 10 ; 12	Ferraillage transversal des poteaux et poutres.
Aciers à haute adhérence (HA)	Fe E400	400	10 ; 12 ; 14 ; 16	Ferraillage longitudinal.
Treillis soudés (TS)	Fe E500	500	4,5mm à 9 mm avec un pas de 0,5 mm	Ferraillage des planchers, etc.

I.6.2.3 Module d'élasticité longitudinale de l'acier

Le module d'élasticité longitudinale E_s est pratiquement constant quel que soit l'acier utilisé et est pris égal à : $E_s = 200,000 \text{ MPa}$ [4].

I.6.2.4 Contraintes limites d'acier à la traction

⇒ **ELU** ... (Art A.2.2.2) [2]

Les armatures d'acier se caractérisent par une contrainte ultime notée f_{st} :

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{I.12})$$

○ f_e : Limite d'élasticité garantie.

○ γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier : $\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{cas général} \\ 1 & \text{cas accidentel} \end{cases}$

On conclut :

$$f_{st} = \begin{cases} 347,83 \text{ MPa} & \text{cas général } (\gamma_s = 1,15) \\ 400 \text{ MPa} & \text{cas accidentel } (\gamma_s = 1) \end{cases}$$

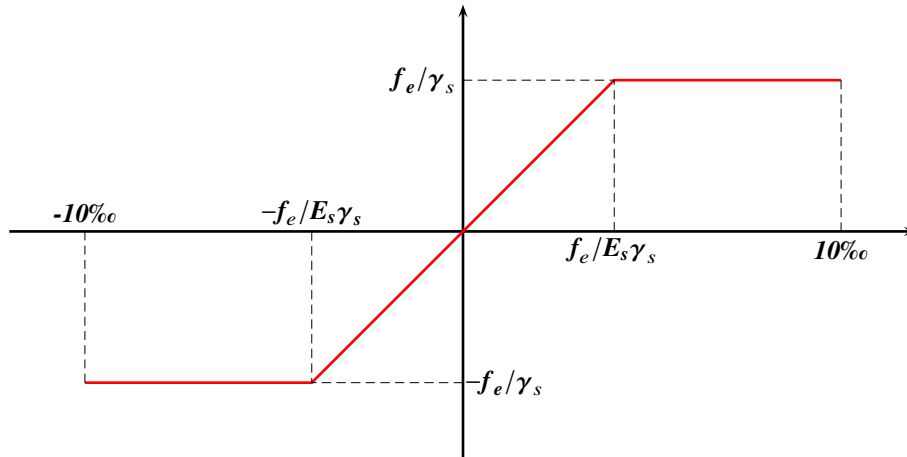


Figure I.6 : Diagramme déformations-contraintes d'acier à ELU

⇒ ELS

... (Art A.4.5.3) [2]

Pour limiter la fissuration, la contrainte de traction des armatures est limitée à la valeur $\overline{\sigma}_{st}$.

- **Fissuration peu préjudiciable** : C'est le cas où aucune vérification n'est requise (locaux couverts et clos non soumis aux condensations).

$$\overline{\sigma}_{st} = f_e \quad (\text{I.13})$$

- **Fissuration préjudiciable** : C'est le cas où les éléments exposés à des facteurs tels que des intempéries (pluie, neige, vent...).

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \quad (\text{I.14})$$

- **Fissuration très préjudiciable** : L'élément est soumis à un milieu agressif.

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \quad (\text{I.15})$$

○ η : coefficient de fissuration.

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{Aciers ronds lisses.} \\ 1,3 & \text{Aciers à haute adhérence } \phi < 6 \text{ mm.} \\ 1,6 & \text{Aciers à haute adhérence } \phi > 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

On prend la valeur de limite élastique la plus courante ($f_e = 400$ MPa), donc :

$$\overline{\sigma}_{st} = \begin{cases} 400 \text{ MPa} & (\text{FPP}) \\ 201,63 \text{ MPa} & (\text{FP}) \\ 164,97 \text{ MPa} & (\text{FTP}) \end{cases}$$

I.7 Actions et sollicitations

I.7.1 Actions

... (Art A.3.1) [2]

Les actions se réfèrent aux forces et aux couples résultant des charges appliquées. et ils se distinguent :

▣ **Actions permanentes (G)** : Poids propre (structure et équipements fixes).

- Exemple : Poids propre du béton : $2,5 \text{ t/m}^3$.

▣ **Actions variables** :

- Charges d'exploitation, Q .
- Charges climatiques, S , W .
- Température et retrait.

▣ **Actions accidentelles (FA)** : peuvent survenir en cas d'événements tels que :

- Séismes.
- Vents violents.
- Accidents, etc.

I.7.2 Sollicitations

... (Art A.3.2) [2]

Les sollicitations incluent les efforts (normaux, tranchants) et les moments (fléchissants, de torsion) déduits des actions en appliquant les principes de la Résistance des Matériaux (RDM).

I.7.3 Combinaisons d'actions

... (Art A.3.3) [2]

La résistance de chaque élément est déterminée en prenant en compte les sollicitations dues aux combinaisons d'actions les plus défavorables.

Il est nécessaire de déterminer la ou les combinaisons qui engendrent les sollicitations les plus défavorables dans les éléments de la construction.

- G_{max} : Ensemble des actions permanentes défavorables.
- G_{min} : Ensemble des actions permanentes favorables.
- Q_1 : Action variable dite de base.
- Q_i : Action variable dite d'accompagnement.
- Ψ_0, Ψ_1, Ψ_2 : Coefficients définis en (Art A.3.1.3.1) [2].

I.7.3.1 Combinaisons d'actions à considérer pour l'ELU

▣ Combinaisons fondamentales

$$1,35 G_{max} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1,3 \Psi_{0i} Q_i$$

- γ_{Q1} : Coefficient de pondération :

$$\gamma_{Q1} = \begin{cases} 1,5 & \text{dans le cas général} \\ 1,35 & \text{pour la température et les charges d'exploitation} \end{cases}$$

▣ Combinaisons accidentelles

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \Psi_{11} Q_1 + \sum \Psi_{2i} Q_i$$

- F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.
- $\Psi_{11} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.
- $\Psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.

I.7.3.2 Combinaisons d'actions à considérer pour les ELS

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i} Q_i$$

I.7.3.3 Combinaisons d'actions dans la pratique

Généralement, les combinaisons à considérer sont :

▣ ELU

$$- 1,35G + 1,5Q$$

▣ ELS

$$- G + Q$$

▣ État accidentel (Art 5.2) ^[1]

$$- G + Q \pm E$$

$$- 0,8G \pm E$$

$$- G + Q + 1,2E$$

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons abordé les lois et les caractéristiques essentielles dont nous avons besoin tout le long de l'étude.

L'étude de tout bâtiment doit respecter les lois en vigueur dans le pays. Cependant, les études varient en fonction de plusieurs facteurs, y compris les caractéristiques des matériaux.

Le tableau ci-dessous résume les caractéristiques mécaniques des matériaux déjà présentées.

Tableau I.2 : Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

Matériaux	Caractéristique	Valeur
Béton	La résistance à la compression à 28 jours f_{c28}	25 MPa
	La résistance à la traction à 28 jours f_{t28}	2,1 MPa
	Module de déformation longitudinale instantané E_{i28}	32164,20 MPa
	Module de déformation longitudinale différée E_{v28}	10818,87 MPa
	Coefficient de Poisson μ	0 (ELU)
		0,2 (ELS)
	Module d'élasticité transversale G	E/2,4 (ELU)
		E/2 (ELS)
	Contrainte du béton à la compression (ELU) f_{bc}	14,2 MPa (cas général)
		18,5 MPa (cas accidentel)
Contrainte du béton à la compression (ELS) σ_{bc}	15 MPa	
Contrainte ultime de cisaillement (ELU) τ_u	3,33 MPa (FPP)	
	2,5 MPa (FP/FTP)	
Acier	Limite d'élasticité f_e	400 MPa
	Module d'élasticité longitudinale E_s	200 000 MPa
	Contrainte limite d'acier (ELU) f_{st}	347,83 MPa
	Contrainte limite d'acier (ELS) σ_{st}	400 MPa (FP)
		201,63 MPa (FPP)
164,97 MPa (FTP)		

CHAPITRE II
PRÉDIMENSIONNEMENT &
ÉVALUATION DES CHARGES

Introduction

Avant de modéliser la structure du bâtiment, il est nécessaire de concevoir les sections des éléments tels que les poteaux, les poutres, les planchers, les voiles, etc. Cette opération, appelée "prédimensionnement", exige que les dimensions de départ respectent les normes du CBA et du RPA.

Ces dimensions sont préliminaires, elles pourront éventuellement être ajustées après quelques vérifications tout en maintenant la sécurité et l'efficacité économique.

De plus, il est essentiel d'évaluer les charges supportées par les différents éléments.

II.1 Prédimensionnement des éléments secondaires

II.1.1 Prédimensionnement des planchers

II.1.1.1 Plancher à corps creux

Ce type de plancher est adapté aux étages courants de la structure, conçu pour supporter des charges simples. Il se compose de trois éléments ^[6] :

- Entrevous : agissant comme des coffrages perdus.
- Les poutrelles : en béton armé coulé sur place, prennent les efforts de traction.
- Une dalle de compression : il s'agit d'une dalle en béton coulée avec un treillis soudé sur les entrevous pour absorber les forces de compression.

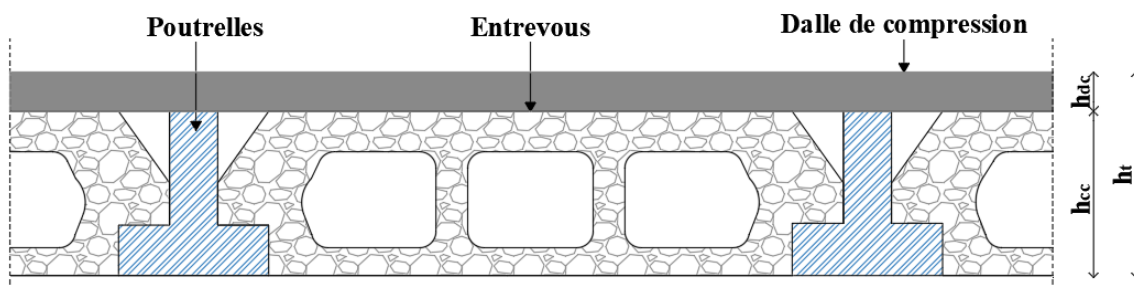


Figure II.1 : Plancher à corps creux

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux consiste à calculer sa hauteur, en utilisant la condition de flèche suivante (Art B.6.8.4.2.4) ^[2] :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \implies h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad (\text{II.1})$$

- h_t : la hauteur du plancher.
- L : la grande portée parallèle aux poutrelles (mesurée entre nus). $\implies L = 405$ cm

$$\text{Donc on a : } h_t \geq \frac{405}{22,5} \implies h_t \geq 18 \implies h_t = 20 \text{ cm}$$

La hauteur totale du plancher est égale à :

$$h_t = h_{cc} + h_{dc} \quad (\text{II.2})$$

- h_{cc} : la hauteur des corps creux (entrevous) est établie à 16 cm.
- h_{dc} : la hauteur de la dalle de compression est prise égale à 4 cm.

☞ On adopte un plancher à corps creux de (16 + 4) cm.

☛ Poutrelles

Les poutrelles en forme de T jouent un rôle crucial en assurant la répartition des contraintes et leur transmission aux poutres principales, leur orientation étant parallèle à la petite portée, comme illustré dans la Figure II.2a.

Selon les règles du CBA 93, elles sont dimensionnées comme suit :

La hauteur de la nervure : $h = h_t = 20$ cm

La largeur de la nervure : $b = b_0 + 2b_1$

La petite largeur b_0 :

$$0,3h_t \leq b_0 \leq 0,6h_t \quad (\text{II.3})$$

Donc : $0,3 \times 20 \leq b_0 \leq 0,6 \times 20 \implies 6 \text{ cm} \leq b_0 \leq 12 \text{ cm} \implies b_0 = 10$ cm

La distance b_1 (4.3.1) [2] :

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \min\left(\frac{L}{10}; \frac{L_0}{2}\right) \quad (\text{II.4})$$

- L : La portée maximale de la nervure est de 405 cm.
- L_0 : La distance entre les nus des nervures dépend de la largeur du hourdis, généralement prise à 55 cm.

Donc : $b_1 = \min(40,5 \text{ cm}; 27,5 \text{ cm}) \implies b_1 = 27,5$ cm

$\implies b = 10 + 2 \times 27,5 \implies b = 65$ cm

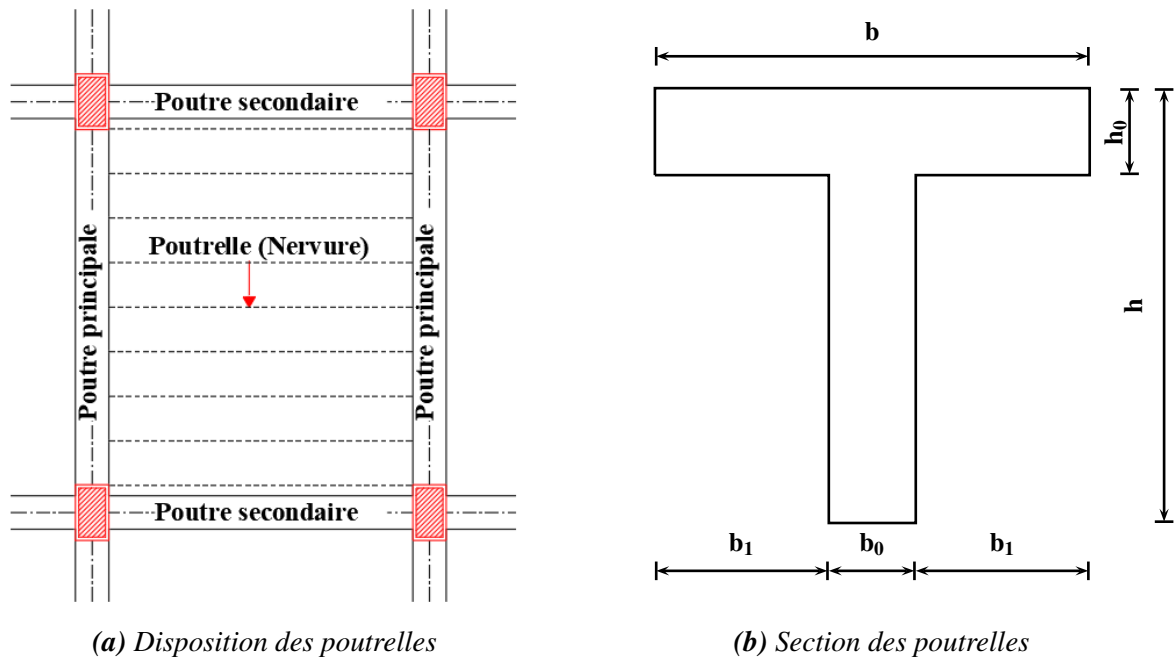


Figure II.2 : Prédimensionnement des poutrelles

II.1.1.2 Plancher à dalle pleine

La dalle pleine est composée d'une épaisseur de béton renforcée avec des armatures. Elle est conçue pour supporter des charges plus importantes et peut reposer sur deux appuis ou plus.

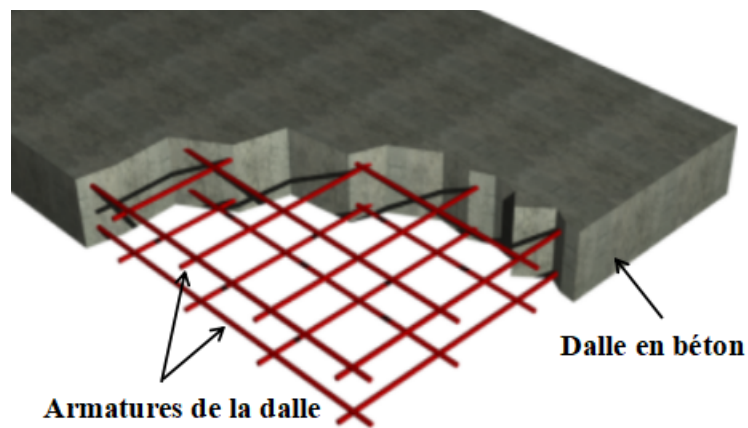


Figure II.3 : Plancher à dalle pleine

L'épaisseur à donner aux dalles résulte des conditions suivantes ^[6] :

- **Résistance au feu :**

- $e = 7$ cm : pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11$ cm : pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17,5$ cm : pour quatre heures de coupe-feu.

- **Résistance à la flexion :**

- Dalle reposant sur un seul appui :

$$e \geq \frac{L_x}{20} \quad (\text{II.5})$$

- Dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad (\text{II.6})$$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad (\text{II.7})$$

○ L_x : représente la petite portée du panneau le plus sollicité. $\implies L_x = 315$ cm

$$\frac{315}{50} \leq e \leq \frac{315}{40} \implies 6,3 \leq e \leq 8 \implies e = 8 \text{ cm}$$

- **Isolation phonique :**

$$e \geq 14 \text{ cm}$$

☞ On adopte donc une épaisseur de $e = 15$ cm.

II.1.2 Prédimensionnement des escaliers

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, Il sert à monter et descendre aisément d'un niveau à un autre. Il doit être bien dimensionné pour offrir un confort d'utilisation solide et sûr.

Les escaliers de ce projet sont réalisés en béton armé coulé sur place. On en distingue deux types :

- Un escalier comportant deux volées et un palier de repos pour le rez-de-chaussée et les étages du 1^{er} au 7^{ème}.
- Un autre escalier comportant trois volées et deux paliers de repos, conçu pour le duplex situé au 8^{ème} étage.

Nous allons nous concentrer uniquement sur l'étude du premier type.

II.1.2.1 Caractéristiques géométriques des escaliers ^[5]

- Giron (g) : la largeur de la marche.
- Contremarche (h) : la distance séparant deux marches consécutives.
- Paillasse : dalle inclinée supportant les marches sur toute leur largeur.
- Palier : dalle horizontale d'accès ou d'arrivée d'une volée.
- Volée : ensemble (marches, contremarches, paillasse) compris entre deux paliers.

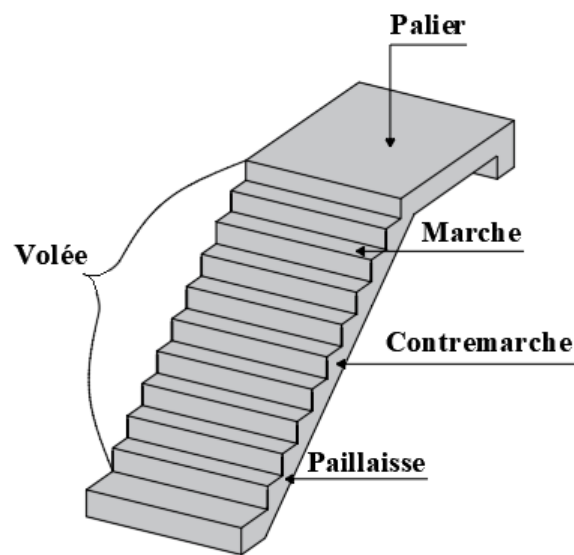


Figure II.4 : Vue en 3D de l'escalier

II.1.2.2 Dimensionnement des marches et contremarches

Pour déterminer les dimensions des marches et contremarches (g et h), on utilise la relation de Blondel qui est la suivante :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \quad (\text{II.8})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 59 \text{ cm} \quad \text{appartements courants} \\ 66 \text{ cm} \quad \text{locaux publics} \end{array} \right.$$

○ h : la hauteur de la contremarche : $14 \leq h \leq 18 \implies h = 17 \text{ cm}$

○ g : le giron de la marche : $24 \leq g \leq 32 \implies g = 30 \text{ cm}$

$$59 \leq 2 \times 17 + 30 \leq 66 \implies 59 \leq 64 \leq 66$$

Les dimensions choisies satisfont la formule de Blondel, donc l'escalier est confortable.

II.1.2.3 Le nombre de marches et contremarches

La hauteur de l'étage courant (RDC) : $h_e = 3,23 \text{ m}$

Nombre de contremarches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{323}{17} \implies n = 19 \text{ contremarches}$$

Nombre de marches : $N = n - 1 \implies N = 18 \text{ marches}$

On adopte une volée de 10 contremarches (9 marches) et l'autre volée de 9 contremarches (8 marches).

• La première volée :

Longueur de la foulée : $L = N \times g = 9 \times 30 \implies L = 270 \text{ cm}$

$$\text{Inclinaison de la volée : } \tan(\alpha) = \frac{H}{L} = \frac{10 \times 17}{270} \implies \alpha = \arctan\left(\frac{170}{270}\right) \implies \alpha = 32,20^\circ$$

$$\text{Longueur de la volée (paillasse) : } L_1 = \frac{H}{\sin(\alpha)} = \frac{170}{\sin(32,20)} \implies L_1 = 319 \text{ cm}$$

• La deuxième volée

Longueur de la foulée : $L = N \times g = 8 \times 30 \implies L = 240 \text{ cm}$

$$\text{Inclinaison de la volée : } \tan(\alpha) = \frac{H}{L} = \frac{9 \times 17}{240} \implies \alpha = \arctan\left(\frac{153}{240}\right) \implies \alpha = 32,52^\circ$$

$$\text{Longueur de la volée (paillasse) : } L_2 = \frac{H}{\sin(\alpha)} = \frac{153}{\sin(32,52)} \implies L_2 = 285 \text{ cm}$$

II.1.2.4 L'épaisseur de la paillasse et le palier

L'épaisseur de la paillasse et le palier est déterminée par la formule :

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

$$l = L_1 + L_{p1}$$

On a : $L_{p1} = 150$ cm et $L_1 = 319$ cm

Donc : $l = 469$ cm $\implies 15,63 \leq e \leq 23,45 \implies e = 18$ cm

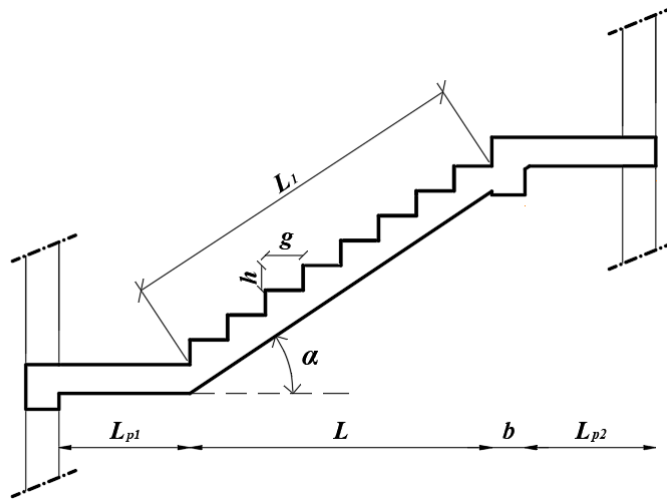


Figure II.5 : Dimensionnement de l'escalier

II.1.3 Prédimensionnement de la poutre palière

• **Condition de résistance et de flèche** ^[2]

- $L_{max} = 430$ cm

- La hauteur : $\frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10} \implies 28,67 \leq h \leq 43 \implies h = 40$ cm

- La largeur : $0,3 \times 40 < b < 0,7 \times 35 \implies 12 < b < 24,5 \implies b = 30$ cm

• **Les dimensions minimales (Art 7.5.1)** ^[1]

- $h = 40$ cm ≥ 30 cm Condition vérifiée.

- $b = 30$ cm ≥ 20 cm Condition vérifiée.

- $\frac{h}{b} = 1,33 \leq 4$ Condition vérifiée.

☞ On choisit une poutre de $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

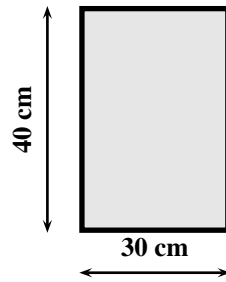


Figure II.6 : Prédimensionnement de la poutre palière

II.1.4 Prédimensionnement de l'acrotère

L'acrotère est un élément essentiel dans la construction des bâtiments. Il s'agit d'un petit mur en béton placé autour du bord du toit terrasse inaccessible. Ses rôles principaux sont :

- Gestion des Eaux : Il guide l'eau de pluie pour éviter les infiltrations.
- Soutien Structurel : Il aide à maintenir la stabilité de la structure du toit.
- Amélioration Esthétique : Il contribue à l'aspect visuel du bâtiment.

L'acrotère du présent projet a des dimensions définies dans la figure II.7 comme mentionné dans les plans.

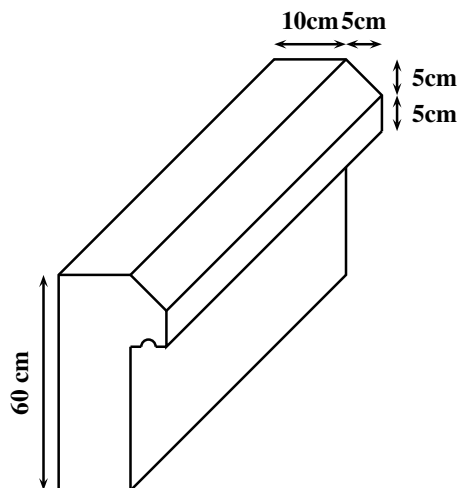


Figure II.7 : Prédimensionnement de l'acrotère

II.2 Prédimensionnement des éléments principaux

II.2.1 Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux en forme de barres de section rectangulaire. Elles servent à supporter les charges et à les transmettre aux éléments porteurs verticaux, contribuant ainsi à la formation de l'ossature de la structure. Elles sont prédimensionnées selon les conditions suivantes :

- **Condition de résistance et de flèche** [2]

- $\frac{L_{max}}{15} < h < \frac{L_{max}}{10}$
- $0,3h < b < 0,7h$

- **Les dimensions minimales (Art 7.5.1)** [1]

- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4$

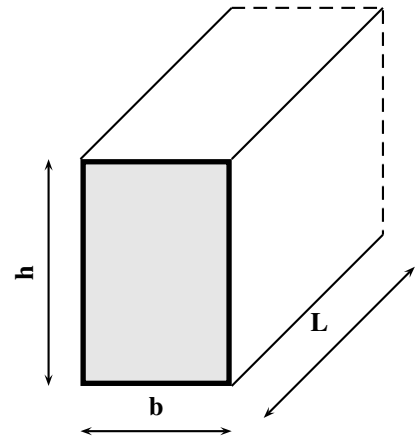


Figure II.8 : Dimensions de la poutre

- L_{max} : La portée de la poutre (la grande distance entre les nus des poteaux).
- h : La hauteur de la poutre
- b : La largeur de la poutre

II.2.1.1 Poutres principales

- **Condition de résistance et de flèche** [2]

- $L_{max} = 610 \text{ cm}$
- La hauteur : $\frac{610}{15} \leq h \leq \frac{610}{10} \implies 40,67 \leq h \leq 61 \implies h = 50 \text{ cm}$
- La largeur : $0,3 \times 50 \leq b \leq 0,6 \times 50 \implies 15 \leq b \leq 30 \implies b = 30 \text{ cm}$

- **Les dimensions minimales (Art 7.5.1)** [1]

- $h = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.
- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée.
- $\frac{h}{b} = 1,67 \leq 4$ Condition vérifiée.

☞ On adopte une poutre de $(30 \times 50) \text{ cm}^2$

II.2.1.2 Poutres secondaires

• **Condition de résistance et de flèche** ^[2]

- $L_{max} = 405 \text{ cm}$
- La hauteur : $\frac{405}{15} \leq h \leq \frac{405}{10} \implies 27 \leq h \leq 40,5 \implies h = 40 \text{ cm}$
- La largeur : $0,3 \times 40 \leq b \leq 0,6 \times 40 \implies 12 \leq b \leq 24 \implies b = 30 \text{ cm}$

• **Les dimensions minimales (Art 7.5.1)** ^[1]

- $h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.
- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée.
- $\frac{h}{b} = 1,33 \leq 4$ Condition vérifiée.

☞ On adopte une poutre de $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

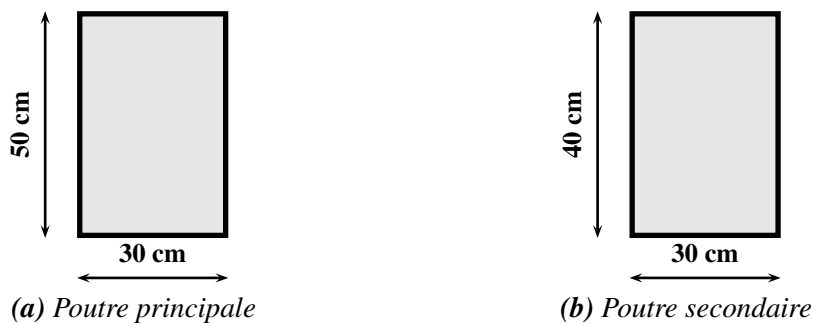


Figure II.9 : Prédimensionnement des poutres

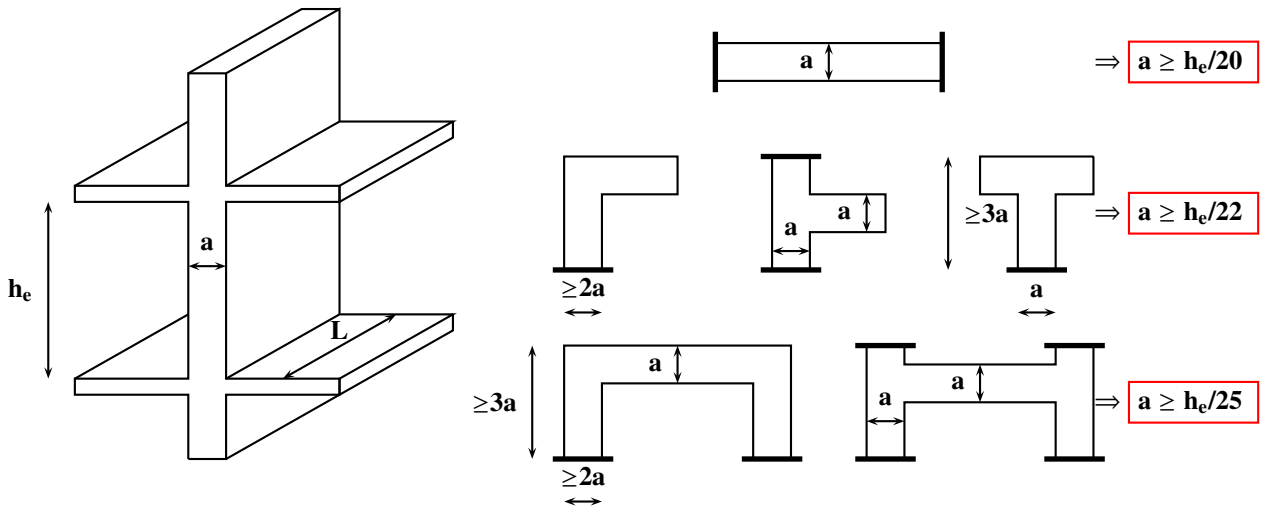
II.2.2 Prédimensionnement des voiles

Les voiles sont des murs en béton armé qui se caractérisent par une grande rigidité dans leur plan. Ils sont capables de supporter une partie des charges verticales et horizontales ou ils jouent un rôle crucial en tant qu'éléments de contreventement en collaboration avec les portiques.

On considère comme des voiles les éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4a$, dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires (A 7.7) ^[1].

- L : la largeur du voile
- a : L'épaisseur du voile

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.



(a) Vue en 3D du voile

(b) Coupe de voile en plan

Figure II.10 : Schéma des voiles

- La hauteur du voile : $h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre secondaire}} = 323 - 40 \implies h_e = 283 \text{ cm}$
- L'épaisseur du voile :

$$a \geq \max \left\{ \frac{h_e}{20} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{25} ; 15 \text{ cm} \right\} \quad (\text{II.9})$$

$$a \geq \max \{ 14, 15 \text{ cm} ; 12, 86 \text{ cm} ; 11, 32 \text{ cm} ; 15 \text{ cm} \} \implies a \geq 15 \text{ cm}$$

☞ Donc, on adopte pour les voiles une épaisseur de 20 cm et pour les voiles d'ascenseur une épaisseur de 15 cm.

II.2.3 Prédimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, qui jouent un rôle crucial en soutenant la structure en transférant les charges appliquées vers les fondations.

Le prédimensionnement des poteaux se fait en compression concentrée selon les règles CBA93 en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et d'exploitation en état limite ultime, suivant la combinaison suivante : $N_u = 1,35G + 1,5Q$.

D'après l'article (B.8.1,1) [2], dans les bâtiments comportant au moins trois travées, pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive doivent voir leur charge majorée de 10%. Ainsi, dans notre cas, donc $N_u^* = 1,1 \times N_u$.

Les étapes de prédimensionnement

- Adaptation d'une section préalable (30 x 40) cm².
- Évaluation des charges.
- Choix du poteau le plus sollicité.
- Descente de charges permanentes et charges d'exploitation.
- Calcul de l'effort normal Nu.
- Calcul de l'effort normal ultime que le poteau peut supporter \overline{Nu} .
- Vérification de la section selon les règles CBA 93 et RPA 99 version 2003.

II.3 Évaluation des charges

L'évaluation des charges consiste à déterminer la charge supportée par chaque élément, qu'il s'agisse de charges permanentes (G) ou de charges d'exploitation (Q). Le document technique réglementaire DTR B.C.2.2 définit les deux types de charges comme suit :

Charges permanentes : comprennent non seulement le poids propre des éléments porteurs, mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que le plafond, l'enduit et tout revêtement, ainsi que les éléments de la construction soutenus par des éléments porteurs tels que les cloisons fixes, etc. Ces charges se calculent d'après le volume des matériaux et leur densité.

Charges d'exploitation : sont celles qui résultent de l'usage des locaux. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux personnes, aux équipements fixes légers, etc. Pour certains types d'éléments et sous certaines conditions d'exploitation, ces valeurs sont fixées.

II.3.1 Évaluation des charges pour un plancher terrasse inaccessible

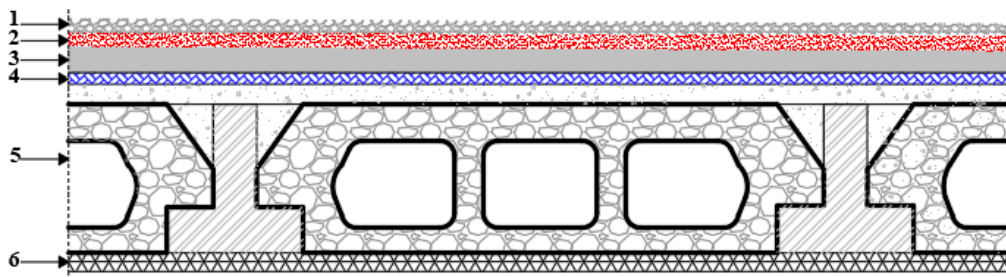


Figure II.11 : Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.1 : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible

Matériaux	Épaisseur (m)	γ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1-Gravillon de protection	0,05	17	0,85
2-Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3-Forme de pente	0,1	22	2,2
4-Isolation thermique (blocs de liège)	0,04	4	0,16
5-Dalle en corps creux	0,2	14,25	2,85
6-Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
G_{totale}			6,38

- La charge permanente : $G = 6,38 \text{ kN/m}^2$
- La charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

II.3.2 Évaluation des charges pour un plancher étage courant

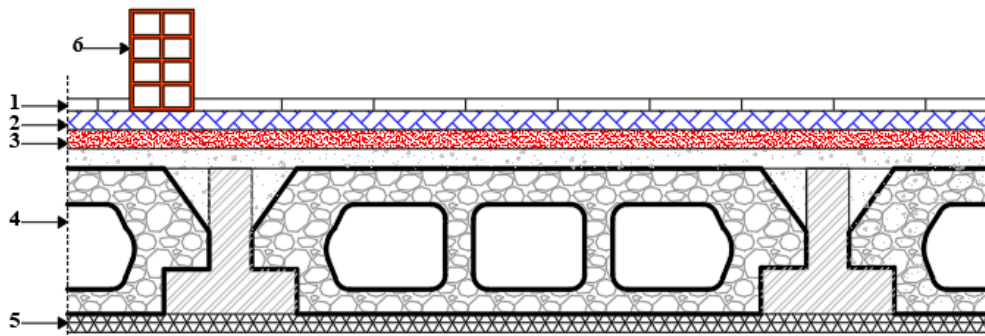


Figure II.12 : Plancher étage courant

Tableau II.2 : Charge permanente du plancher étage courant

Matériaux	Épaisseur (m)	γ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1-Carrelage	0,02	20	0,4
2-Mortier de pose	0,02	20	0,4
3-Lit de sable	0,02	18	0,36
4-Dalle en corps creux	0,2	14,25	2,85
5-Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
6-Cloisons intérieures	0,1	9	0,9
G_{totale}			5,11

- La charge permanente $G = 5,11 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

II.3.3 Evaluation des charges pour la dalle pleine étage courant

Tableau II.3 : Charge permanente de la dalle pleine étage courant

Matériaux	Épaisseur (m)	γ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1-Carrelage	0,02	20	0,4
2-Mortier de pose	0,02	20	0,4
3-Lit de sable	0,02	18	0,36
4-Dalle en B.A	0,2	25	5
5-Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
G_{totale}			6,36

- La charge permanente $G = 6,36 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

II.3.4 Balcon terrasse

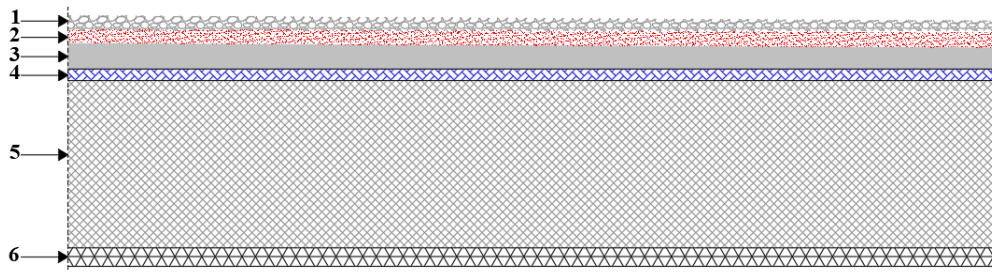


Figure II.13 : Balcon terrasse

Tableau II.4 : Charge permanente du balcon terrasse

Matériaux	Épaisseur (m)	γ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1-Gravillon de protection	0,05	17	0,85
2-Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3-Forme de pente	0,1	22	2,2
4-Isolation thermique (blocs de liège)	0,04	4	0,16
5-Dalle pleine en béton armé	0,15	25	3,75
6-Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
G_{totale}			7,28

- La charge permanente : $G = 7,28 \text{ kN/m}^2$
- La charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

II.3.5 Balcon étage courant

Tableau II.5 : Charge permanente du balcon étage courant

Matériaux	Épaisseur (m)	γ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1-Carrelage	0,02	20	0,4
2-Mortier de pose	0,02	20	0,4
3-Lit de sable	0,02	18	0,36
4-Dalle pleine en béton armé	0,15	25	3,75
5-Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
G_{totale}			5,11

- La charge permanente : $G = 5,11 \text{ kN/m}^2$
- La charge d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$

II.3.5.1 Garde-corps (mur)

Tableau II.6 : Charge du garde-corps

Matériaux	Épaisseur (m)	γ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1-Enduit extérieur	0,02	18	0,36
2-Briques creuses (10 cm)	0,1	9	0,9
3-Enduit intérieur	0,02	10	0,2
G_{totale}			1,46

II.3.6 Murs extérieurs

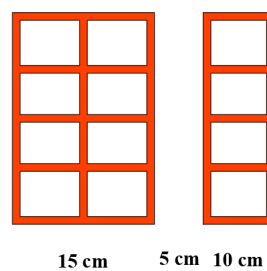


Figure II.14 : Mur extérieur

Tableau II.7 : Charge permanente des murs extérieurs

Matériaux	Épaisseur (m)	γ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1-Enduit extérieur (en ciment)	0,02	18	0,36
2-Briques creuses (15 cm)	0,15	9	1,35
3-Briques creuses (10 cm)	0,1	9	0,9
4-Enduit intérieur (en plâtre)	0,02	10	0,2
G_{totale}			2,81

- La charge permanente : **G = 2,81 kN/m²**

II.3.7 Murs intérieurs

Tableau II.8 : Charge permanente des murs intérieurs

Matériaux	Épaisseur (m)	γ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1-Enduit extérieur	0,02	18	0,36
2-Briques creuses (10 cm)	0,1	9	0,9
3-Enduit intérieur	0,02	10	0,2
G_{totale}			1,46

- La charge permanente : **G = 1,46 kN/m²**

II.3.8 Escaliers

II.3.8.1 Palier

Tableau II.9 : Charge permanente du palier

Matériaux	Épaisseur (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	0,02	20	0,4
2-Mortier de pose	0,02	20	0,4
3-Lit de sable	0,02	18	0,36
4-Dalle pleine en béton armé	0,18	25	4,50
5-Enduit en ciment	0,02	18	0,36
G_{totale}			6,02

- La charge permanente : **G = 6,02 KN/m²**

- La charge d'exploitation : **Q = 2,5 KN/m²**

II.3.8.2 Paillasse

Tableau II.10 : Charge permanente de la paillasse

Matériaux	Épaisseur (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage horizontale	0,02	20	0,40
2-Mortier de pose	0,02	20	0,40
3-Carrelage verticale	0,02	20	0,40
4-Mortier de pose	0,02	20	0,40
5-Poids propre de la paillasse	0,18	25	$\frac{25 \times 0,18}{\cos(32,20)} = 5,32$
6-Poids propre des marches	0,17	25	$\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,125$
7-Enduit en ciment	0,02	18	0,36
8-Garde-corps métallique	/	0,6	0,6
G_{totale}			10,00

- La charge permanente : **G = 10,00 KN/m²**
- La charge d'exploitation : **Q = 2,5 KN/m²**

II.3.9 Acrotère

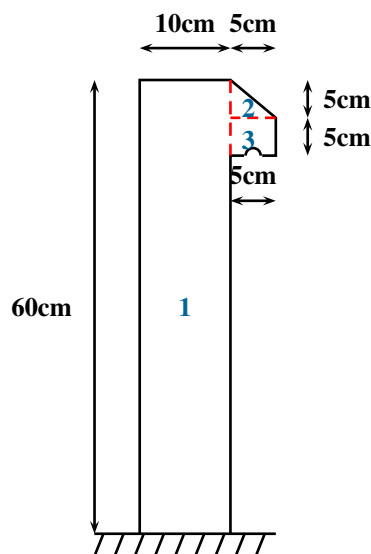


Figure II.15 : Section de l'acrotère

Selon le prédimensionnement précédent, le poids propre de l'acrotère est :

$$G' = S \times \gamma_{BA} \quad (II.10)$$

o S : La section de l'acrotère.

$$S = S_1 + S_2 + S_3 = (60 \times 10) + \left(\frac{1}{2} \times 5 \times 5\right) + (5 \times 5)$$

$$S = 600 + 12,5 + 25 = 637,5 \text{ cm}^2 \implies S = 0,06375 \text{ m}^2$$

$$G' = 0,0675 \times 25 \implies G' = 1,594 \text{ KN/ml}$$

Materiaux	Surface (m ²)	γ (KN/m ³)	G (KN/ml)
1-Poids propre	0,06375	25	1,594
2-Mortier de ciment	$(0,6+0,10+0,17+0,50) \times 0,02 = 0,027$	18	0,49
G_{totale}			2,08

Tableau II.11 : Charge permanente de l'acrotère

- La charge permanente : **G = 2,08 KN/m²**
- La charge d'exploitation : **Q = 1 KN/ml**

➡ **Récapitulative des charges permanentes et surcharge d'exploitation**

Tableau II.12 : Charges permanentes et charges d'exploitation

Éléments		G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Plancher	Terrasse	6,38	1
	Étage courant	5,11	1,5
Maçonnerie	Extérieur	2,81	/
	Intérieur	1,46	/
Balcon	Terrasse	7,28	1
	Étage courant	5,11	3,5
Escalier	Palier	6,02	2,5
	Paillasse	10,00	2,5
Acrotère		2,08	1

II.4 Descente de charge

Dans un bâtiment, la transmission des charges se fait du niveau le plus élevé vers le niveau le plus bas, en suivant la direction de la gravité. La descente de charges consiste à comprendre la répartition et le cheminement de ces charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure.

L'objectif de la descente de charges est de déterminer la charge supportée par chaque élément en vue de son dimensionnement.

II.4.1 Choix du poteau le plus sollicité

Le calcul de la descente des charges se fait sur le poteau le plus sollicité. Dans notre cas, il est effectué en prenant en considération les différents cas du poteau, notamment le poteau central, de rive et d'angle.

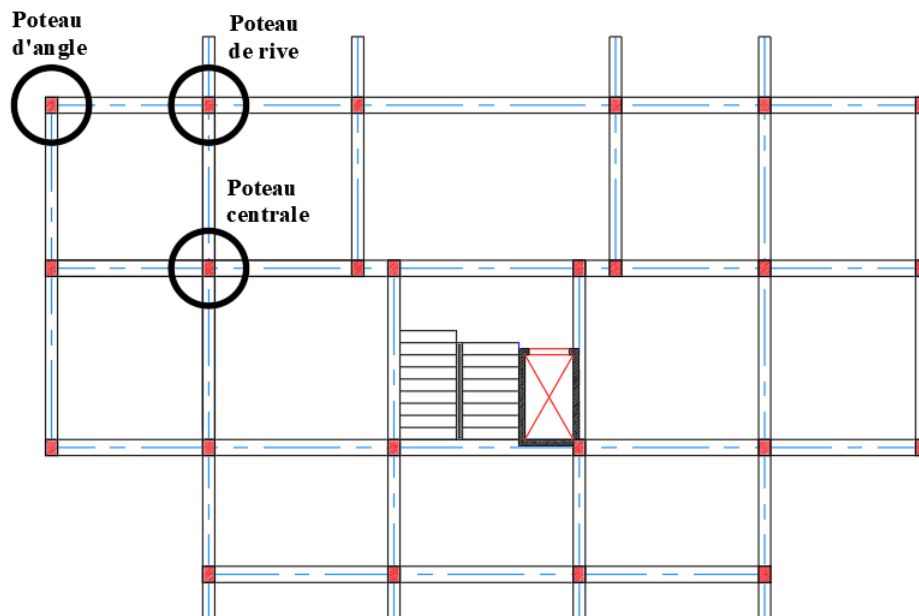


Figure II.16 : Choix du poteau le plus sollicité

II.4.2 Descente des charges d'exploitation (loi de dégression) ... (Art 5) [3]

Pour le calcul de la descente des charges d'exploitation dans les structures d'habitation à plusieurs étages, on applique la loi de dégression qui vise à éviter le surdimensionnement tout en assurant la sécurité.

- Q_0 : la charge d'exploitation sur la terrasse.
- $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$: les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

La charge Q de chaque niveau est calculée comme suit :

- Sous la terrasse : Q_0
- Sous le dernier étage : $Q_0 + Q_1$
- Sous l'étage immédiatement inférieur : ... $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$
- Sous l'étage immédiatement inférieur : ... $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Sous l'étage immédiatement inférieur : ... $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- Pour $n \geq 5$ $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$

Dans notre cas :

- Structure en béton armé à usage d'habitation RDC + 9 étages.
- Plancher terrasse inaccessible : $Q = 1 \text{ kN/m}^2$
- Plancher étage courant : $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$

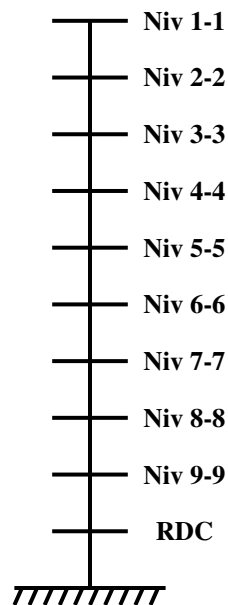


Figure II.17 : Schéma représentatif

Tableau II.13 : Descente des charges d'exploitation

Niveaux	Dégression de charge	Charge (kN/m ²)
Niv 1-1	1	1
Niv 2-2	1 + 1,5	2,5
Niv 3-3	1 + 0,95(1,5 + 1,5)	3,85
Niv 4-4	1 + 0,90(1,5 + 1,5 + 1,5)	5,05
Niv 5-5	1 + 0,85(1,5 × 4)	6,1
Niv 6-6	1 + 0,80(1,5 × 5)	7
Niv 7-7	1 + 0,75(1,5 × 6)	7,75
Niv 8-8	1 + 0,71(1,5 × 7)	8,455
Niv 9-9	1 + 0,687(1,5 × 8)	9,244
RDC	1 + 0,667(1,5 × 9)	10

II.4.3 Descente des charges permanentes

II.4.3.1 Poteau centrale (P₁)

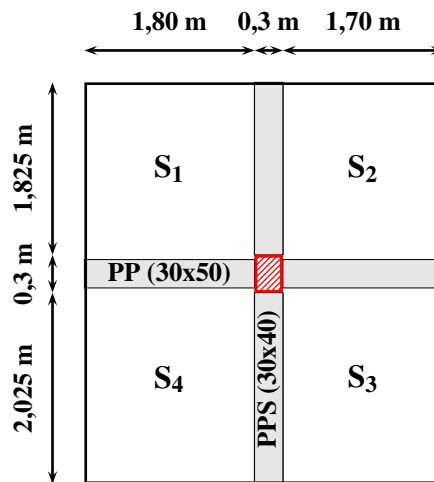


Figure II.18 : Poteau centrale

➡ **Surface d'influence**

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S = 1,825 \times 1,8 + 1,825 \times 1,7 + 2,025 \times 1,8 + 2,025 \times 1,7 = 13,475 \text{ m}^2$$

Tableau II.14 : Descente des charges permanentes du poteau central

Niveau	Désignation des éléments	S (m ²)	L (m)	Poids	G (KN)
Terrasse	Plancher	13,475		6,38	85,97
	Poutre principale(30x50)	0,3×0,5 = 0,15	3,50	25	13,125
	Poutre chaînage(30x40)	0,3×0,4 = 0,12	3,85	25	11,55
	Poteau	0,3×0,4 = 0,12	3,23	25	9,69
G_{terrasse}					120,335
Étages courants + RDC	Plancher	13,745		5,11	68,86
	Poutre principale(30x50)	0,3×0,5 = 0,15	3,50	25	13,125
	Poutre chaînage(30x40)	0,3×0,4 = 0,12	3,85	25	11,55
	Poteau	0,3×0,4 = 0,12	3,23	25	9,69
G_(étage-RDC)					103,225
G_{9 étages} = 9G_(étage-RDC)					929,025
G_{totale}					1049,36

II.4.3.2 Poteau de rive (P₂)

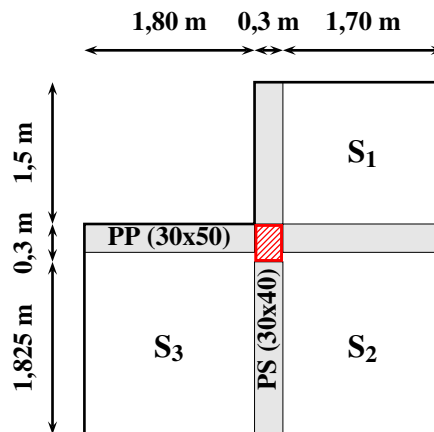


Figure II.19 : Poteau de rive

➡ **Surface d'influence**

$$S_{totale} = S_1 + S_2 + S_3 = 1,7 \times 1,5 + 1,7 \times 1,825 + 1,8 \times 1,825 = 8,9375 \text{ m}^2$$

$$S_{plancher} = S_2 + S_3 = 5,835 \text{ m}^2 ; S_{dalle pleine} = S_1 = 2,55 \text{ m}^2$$

Tableau II.15 : Descente des charges permanentes Poteau de rive

Niveau	Désignation des éléments	S (m ²)	L (m)	Poids	G (KN)
Terrasse	Acrotère		7,425	2,08	15,44
	Plancher	5,835		6,38	37,23
	Extension de chambre	2,55		7,28	18,56
	Poutre principale(30x50)	0,3×0,5 = 0,15	3,50	25	13,125
	Poutre chaînage(30x40)	0,3×0,4 = 0,12	3,325	25	9,975
	Poteau	0,3×0,4 = 0,12	3,23	25	9,69
G terrasse					88,58
Étages courants + RDC	Plancher	5,835		5,11	29,82
	Extension de chambre	2,55		5,11	13,03
	Poutre principale(30x50)	0,3×0,5 =0,15	3,50	25	13,125
	Poutre chaînage(30x40)	0,3×0,4 = 0,12	3,325	25	9,975
	Poteau	0,3×0,4 = 0,12	3,23	25	9,69
	Mur extérieur		7,025	2,81	19,74
G(étage-RDC)					95,38
G_{9étages} = 9G(étage-RDC)					858,42
G_{totale}					947

II.4.3.3 Poteau d'angle

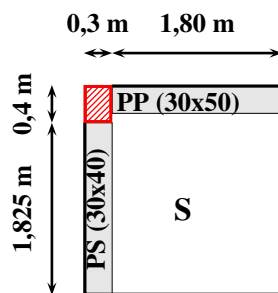


Figure II.20 : Poteau d'angle

➡ Surface d'influence

$$S = 1,8 \times 1,825 = 3,285 \text{ m}^2$$

Tableau II.16 : Descente des charges permanentes poteau d'angle

Niveau	Désignation des éléments	S (m ²)	L (m)	Poids	G (KN)
Terrasse	Acrotère		4,225	2,08	8,79
	Plancher	3,285		6,38	20,96
	Poutre principale(30x50)	0.3×0,5 = 0,15	1,80	25	6,75
	Poutre chaînage(30x40)	0.3×0,4 = 0,12	1,825	25	5,475
	Poteau	0.3×0,4 = 0,12	3,23	25	9,69
G_{terrasse}					42,88
Étages courants + RDC	Plancher	3,285		5,11	16,79
	Poutre principale(30x50)	0.3×0,5 = 0,15	1,80	25	6,75
	Poutre chaînage(30x40)	0.3×0,4 = 0,12	1,825	25	5,475
	Poteau	0.3×0,4 = 0,12	3,23	25	9,69
	Mur extérieur		4,025	2,81	11,31
G_(étage-RDC)					50,015
G_{9étages} = 9G_(étage-RDC)					450,14
G_{totale}					493,02

Avec :

- $Q(P_1) = 10 \times 13,475 = 134,75 \text{ KN}$
- $Q(P_2) = 10 \times 8,9375 = 89,38 \text{ KN}$
- $Q(P_3) = 10 \times 3,285 = 32,85 \text{ KN}$

II.5 Vérification de la section du poteau

Selon l'article (B.8.4.1) [2], la charge normale agissant sur un poteau est limitée comme suit :

$$\overline{Nu} \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} - \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right) \quad (\text{II.11})$$

où :

- B_r : La section réduite du poteau.
- f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).

- A_s : La section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé.
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton (situation durable : $\gamma_b = 1,5$).
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier (situation durable : $\gamma_s = 1,15$).
- α : Un coefficient en fonction de l'élançement mécanique λ qui prend les valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad ; \quad L_f = 0,7L_0 \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

- λ : Élançement mécanique du poteau.
- L_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration.
- L_0 : Hauteur libre.
- B : Section théorique du poteau.
- I : Moment d'inertie de la section.

II.5.1 Calcul de l'effort normal

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

$$N_u(P_1) = 1,35 \times 1049,36 + 1,5 \times 134,75 \implies N_u = 1618,76 \text{ KN}$$

II.5.2 Calcul de l'effort normal ultime

$$\text{La section du poteau : } B = 30 \times 40 = 1200 \text{ cm}^2 = 0,12 \text{ m}^2$$

$$\text{La section réduite du poteau : } Br = (30 - 2) \times (40 - 2) = 1064 \text{ cm}^2 = 0,1064 \text{ m}^2$$

Longueur de flambement : $L_f = 0,7L_0 = 0,7 \times 3,23 = 2,261 \text{ m}$

$$\text{Moment d'inertie : } I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,3 \times 0,4^3}{12} = 1,6 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\text{Rayon de giration : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{1,6 \times 10^{-3}}{0,12}} = 0,115 \text{ m}$$

$$\text{L'élancement : } \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{2,261}{0,115} = 19,66 \rightarrow \lambda \leq 50$$

$$\text{Coefficient } \alpha : \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{19,66}{35}\right)^2} = 0,80$$

Section minimale : $A_s = A_{s \text{ min}}(\text{RPA}) = 0,8\%B(\text{zone IIa}) = 0,008 \times 0,12 = 9,6 \times 10^{-4} \text{ m}^2$

$$\bar{N}_u \leq 0,80 \left(\frac{0,1064 \times 25}{0,9 \times 1,5} + \frac{9,6 \times 10^{-4} \times 400}{1,15} \right) \Rightarrow \bar{N}_u = 1843,43 \text{ KN}$$

II.5.3 Vérification selon CBA93

Tableau II.17 : Tableau Récapitulatif

Poteau	G (KN)	Q (KN)	N _u (KN)	N _u [*] = 1,1N _u (KN)	\bar{N}_u (KN)	Nu < \bar{N}_u
P ₁	1049,36	134,75	1618,76	1780,64	1843,43	Vérifié
P ₂	947	89,38	1412,52	1553,61	1843,43	Vérifié
P ₃	493,02	32,85	714,852	786,34	1843,43	Vérifié

On conclut que la section choisie du poteau (30x40) cm² est adéquate.

II.5.4 Vérification selon RPA 99 version 2003

➡ Vérification de la section

➡ Vérification aux zones nodales

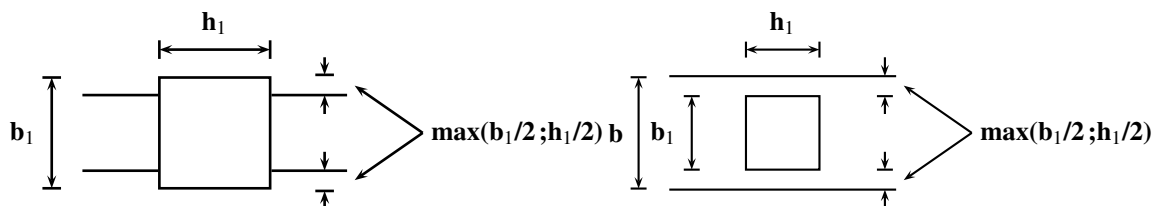


Figure II.21 : Conditions aux zones nodales

Tableau II.18 : Vérification des sections selon le RPA99 version2003 (Art 7.4.1)

Conditions (Zone IIa)	Vérifications	Observation
$\min(b; h) \geq 25 \text{ cm}$	$\min(b ; h) = 30 \text{ cm}$	Conditions Vérifiées
$\min(b; h) \geq \frac{h}{20}$	$\frac{h}{20} = \frac{323}{20} = 16,15 \text{ cm}$	
$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$	$\frac{30}{40} = 0,75$	

Tableau II.19 : Vérification des sections selon le RPA99 version2003 (Art 7.5.1)

Conditions(Zone IIa)	Vérifications	Observation
$b_{max} \leq 1,5h + b$	$b_{max} = 30 \text{ cm} ; 1,5h + b = 90 \text{ cm}$	Conditions Vérifiées
$d \leq \max\left(\frac{b}{2} ; \frac{h}{2}\right)$	$d = 0 ; \max\left(\frac{b}{2} ; \frac{h}{2}\right) = 20 \text{ cm}$	

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons déterminé les dimensions initiales des différentes sections, ce qui est essentiel pour garantir que le bâtiment est conforme les réglementations.

Avec ces dimensions initiales et les charges évaluées, nous procéderons au dimensionnement des différents éléments. Dans le chapitre suivant, nous nous concentrerons uniquement sur le dimensionnement des éléments secondaires.

CHAPITRE III
CALCUL DES ÉLÉMENTS
SECONDAIRES

Introduction

Les éléments secondaires (plancher, acrotère, escalier, balcon) sont des éléments qui ne jouent pas de rôle porteur et ne participent pas au contreventement de la structure, également connus dans le RPA sous le terme d'éléments non structuraux.

En cas de charges sismiques, les éléments non structuraux peuvent temporairement assumer un rôle porteur, ce qui accroît le risque de subir des dommages significatifs s'ils ne sont pas conçus pour résister à de telles sollicitations ^[1]. Le calcul de ces éléments se fait comme suit :

- Dimensionnement (chapitre 2).
- Évaluation des charges (chapitre 2).
- Détermination des sollicitations les plus défavorables.
- Détermination de la section d'acier A_s .

III.1 Étude de l'acrotère ^[7]

Introduction

L'acrotère est un élément non structural en béton armé placé à la périphérie d'une terrasse inaccessible. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, et qui est soumise à :

- Un effort normal dû à son poids propre (G).
- Un moment de flexion dû aux effets horizontaux (surcharges (Q) ou une force sismique (F_p)).

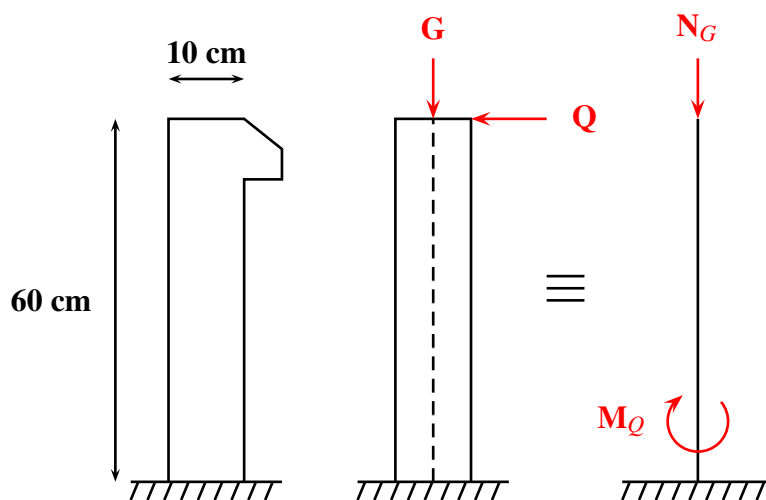


Figure III.1 : Schéma statique de l'acrotère

III.1.1 Hypothèses de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- Les fissurations sont considérées comme préjudiciables (il est exposé aux intempéries).
- Le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS sur une bande de 1 mètre linéaire.

III.1.2 Évaluation des charges

- Charges permanentes :

- $G = 2,08 \times 1 \text{ (m)} = 2,08 \text{ kN}$

- Charges d'exploitation :

- Charge d'exploitation : $Q = 1 \times 1 \text{ (m)} = 1 \text{ kN}$

- Force sismique F_p agissant sur les éléments non structuraux (6.2.3) ^[1]

$$F_p = 4AC_pW_p \quad \text{(III.1)}$$

- A : Coefficient d'accélération pour la zone et le groupe d'usage appropriés obtenu dans le tableau (4.1). $\implies A = 0,15$ (zone : IIa; groupe d'usage : 2).
- C_p : Facteur de force horizontale (0,3 \rightarrow 0,8), obtenu dans le tableau (6.1). $\implies C_p = 0,8$
- W_p : Poids de l'élément considéré (acrotère). $\implies W_p = 2,08 \text{ kN}$

Donc : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,08 \implies F_p = 0,99 \text{ kN} \leq Q = 1 \text{ kN} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

☞ Alors l'acrotère est stable vis-à-vis de l'action sismique.

Le calcul se fera avec $Q = 1 \text{ kN/ml}$, donc par rapport aux sollicitations les plus défavorables.

III.1.3 Calcul des sollicitations

III.1.3.1 Calcul des efforts normaux

- Effort normal dû à la charge permanente (G) : $N_G = G \implies N_G = 2,08 \text{ KN}$
- Effort normal dû à la charge d'exploitation (Q) est nul. $\implies N_Q = 0 \text{ KN}$

III.1.3.2 Calcul des moments

- Moment dû à la charge permanente (G) est nul. $\implies M_G = 0 \text{ KN.m}$
- Moment dû à la charge d'exploitation (Q) : $M_Q = Q \times L = 1 \times 0,60 \implies M_Q = 0,60 \text{ KN.m}$

III.1.3.3 Combinaisons des actions

On ignore le coefficient de majoration (1,35) car le poids de l'acrotère aide à stabiliser, donc on prend l'effet favorable des charges permanentes " G_{min} ".

▣ ELU

- Effort normal : $N_u = N_G + 1,5N_Q = 2,08 + 0 \implies N_u = 2,08 \text{ KN}$
- Effort tranchant : $V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 \implies V_u = 1,50 \text{ KN}$
- Moment fléchissant : $M_u = 1,35M_G + 1,5M_Q = 0 + 1,5 \times 0,6 \implies M_u = 0,90 \text{ KN.m}$

▣ ELS

- Effort normal : $N_s = N_G \implies N_s = 2,08 \text{ KN}$
- Moment fléchissant : $M_s = Q \times L = 1 \times 0,6 \implies M_s = 0,60 \text{ KN.m}$

III.1.4 Calcul du ferrailage

Le calcul se fera en flexion composée sur une section rectangulaire $(100 \times 10) \text{ cm}^2$.

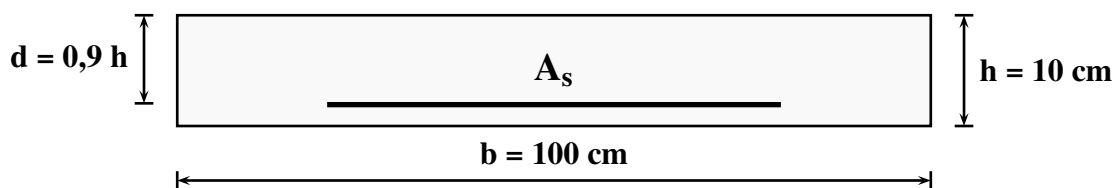


Figure III.2 : Section à ferrailer

III.1.4.1 Calcul de l'excentricité "e" à l'ELU

D'après l'article (4.3.5) ^[2], pour les sections soumises à un effort normal de compression, elles doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme. C'est pourquoi on majore l'excentricité réelle $\left(e = \frac{M}{N} \right)$ en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \tag{III.2}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a \quad (\text{III.3})$$

- M_u : moment du 1^{er} ordre théorique.
- e_a : excentricité accidentelle additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.
- e_1 : excentricité globale du premier ordre de la résultante des contraintes normales.
- e_2 : excentricité du deuxième ordre liée à la déformation de la structure.

$$e_a = \max \left\{ \frac{L}{250} ; 2\text{cm} \right\} ; \quad e_2 = \frac{3 L f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi) ; \quad L_f = 2L ; \quad \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5 M_s} \right)$$

- L : Longueur de l'acrotère (cm).
- L_f : Longueur de flambement de l'acrotère.
- h : hauteur totale de la section dans la direction du flambement.
- α : le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes au moment total du premier ordre.
- ϕ : le rapport entre la déformation finale due au fluage et la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

Donc :

$$L = 60 \text{ cm} = 0,60 \text{ m}$$

$$L_f = 2L = 2 \times 0,6 = 1,20 \text{ m}$$

$$h = 10 \text{ cm} = 0,10 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left\{ \frac{60}{250} ; 2 \text{ cm} \right\} = \max \{0,24 \text{ cm} ; 2 \text{ cm}\} = 2 \text{ cm} = 0,02 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a = \frac{0,9}{2,08} + 0,02 = 0,45 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5 M_s} \right) = 10 \left(1 - \frac{0,9}{1,5 \times 0,6} \right) = 0$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1,20^2}{10^4 \times 0,10} (2 + 0 \times 2) = 0,00864 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0,459 \text{ m}$$

III.1.4.2 Classification de la section

- Coefficient de remplissage Ψ_1 :

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}} \quad (\text{III.4})$$

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{1,594 \times 10^{-3}}{1 \times 0,10 \times 14,20} = 0,0015$$

- Excentricité critique e_{NC} :

$$e_{NC} = \xi \cdot h \quad (\text{III.5})$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,0015}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,0015})} = 0,167$$

$$e_{NC} = 0,167 \times 0,10 = 0,0167 \text{ m} \implies e = 0,459 \text{ m} > e_{NC} = 0,0167 \text{ m}$$

☞ La section est donc partiellement comprimée (S.P.C), et l'état-limite ultime peut ne pas être atteint.

III.1.4.3 Calcul de la section d'armature

On calcule la section d'armature en flexion simple $A_{s \text{ fictif}}$ sous l'effet du moment $M_{u \text{ fictif}}$ puis on déduit la section d'armature réelle en flexion composée.

$$A_s = A_{s \text{ fictif}} - \frac{N_u}{f_{st}} \quad (\text{III.6})$$

$$M_{u \text{ fictif}} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad (\text{III.7})$$

Hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,10 = 0,09 \text{ m}$

$$M_{u \text{ fictif}} = 0,90 + 2,08 \left(0,09 - \frac{0,1}{2} \right) = 0,98 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment réduit : } \mu = \frac{M_{u \text{ fictif}}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,98 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,20} = 0,0085$$

$$\mu = 0,0085 < \mu_{\text{limite}} = 0,392 \implies A'_s = 0$$

$$\mu = 0,0085 < 0,1859 \implies \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0085} \right) = 0,01$$

$$A_{s \text{ fictif}} = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,01 \times 0,09 \times 1 \times 14,2}{347,83} = 2,94 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,29 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,94 \times 10^{-5} - \frac{2,08 \times 10^{-3}}{347,83} = 2,34 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 2,34 \text{ cm}^2$$

III.1.5 Vérifications nécessaires

a) Condition de non fragilité ... (Art A.4.2)^[2]

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{s\ min}$

$$A_{s\ min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad (III.8)$$

$$A_{s\ min} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,09 \times 2,1}{400} = \max(A_s ; A_{s\ min}) = \max(2,34 ; 1,1) = 2,34\ \text{cm}^2$$

☞ on adopte : $A_s = 5\text{HA}8(2,51\ \text{cm}^2)$

b) Vérification de l'effort tranchant à l'ELU ... (Art A.5.1)^[2]

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad (III.9)$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad (III.10)$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,0167\ \text{MPa}$$

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

$\tau_u = 0,0167 \leq \bar{\tau}_u = 2,5\ \text{MPa}$ Condition vérifiée.

☞ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification des contraintes à l'ELS ... (Art A.4.5.2, BAEL 83)

À l'état limite de service, il est nécessaire de vérifier les contraintes du béton ainsi que celles des armatures en acier :

Il faut vérifier les contraintes de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\ \text{MPa} \quad (III.11)$$

Il faut vérifier les contraintes de traction des aciers :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63\ \text{MPa (fissuration préjudiciable)} \quad (III.12)$$

• Calcul des contraintes maximales

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{z \times N_{ser}}{I} y_{ser} \end{array} \right. \quad (III.13)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = 15 \frac{z \times N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) \end{array} \right. \quad (III.14)$$

○ y_{ser} : Position de l'axe neutre à l'ELS.

$$y_{ser} = z + c \quad (III.15)$$

$$c = \frac{h}{2} - e = \frac{0,10}{2} - \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,1}{2} - \frac{0,60}{2,08} = -0,238 \text{ m}$$

$$p = -3c^2 + 90 A_s \frac{d - c}{b}$$

$$p = -3(-0,238)^2 + 90 (2,51 \times 10^{-4}) \times \frac{0,09 + 0,238}{1} = -0,163 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 A_s \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$q = -2(-0,238)^3 - 90 (2,51 \times 10^{-4}) \times \frac{(0,09 + 0,238)^2}{1} = 0,025 \text{ m}^3$$

Donc l'équation à résoudre est : $z^3 - 0,163z + 0,025 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = 0,025^2 + \frac{4 \times (-0,163)^3}{27} = -1,66 \times 10^{-5} < 0$$

$$\varphi = \arccos \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) = \arccos \left(\frac{3 \times 0,025}{2 \times (-0,163)} \sqrt{\frac{-3}{-0,163}} \right) = 170,75^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \sqrt{\frac{-(-0,163)}{3}} = 0,47$$

$$\left\{ \begin{array}{l} z_1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) = 0,47 \times \cos \left(\frac{170,75}{3} \right) = 0,26 \\ z_2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ \right) = 0,47 \times \cos \left(\frac{170,75}{3} + 120^\circ \right) = -0,47 \\ z_3 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ \right) = 0,47 \times \cos \left(\frac{170,75}{3} + 240^\circ \right) = 0,21 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} y_{ser1} = 0,26 - 0,238 = 0,022 \text{ m} \\ y_{ser2} = -0,47 - 0,238 = -0,71 \text{ m} \\ y_{ser3} = 0,21 - 0,238 = -0,028 \text{ m} \end{array} \right.$$

Il faut que : $0 \leq y_{ser} \leq d \implies y_{ser} = y_{ser1} = 0,022 \text{ m}$

Moment d'inertie I :

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 A_s \times (d - y_{ser})^2 \quad (III.16)$$

$$I = \frac{1 \times 0,022^3}{3} + 15 \times 2,34 \times 10^{-4} \times (0,09 - 0,022)^2 = 1,98 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

Calculons les contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,26 \times 2,08 \times 10^{-3}}{1,98 \times 10^{-5}} \times 0,022 = 0,60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{0,26 \times 2,08 \times 10^{-3}}{1,98 \times 10^{-5}} \times (0,09 - 0,022) = 27,86 \text{ MPa}$$

• Vérification

$\sigma_{bc} = 0,60 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

$\sigma_{st} = 27,86 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

☞ Les contraintes sont vérifiées à l'ELS, donc les armatures calculées à l'ELU sont convenables.

III.1.6 Armatures de répartition

... (Art A.8.2,41) [4]

$$A_{sr} = \frac{A_s}{4} \tag{III.17}$$

$$A_{sr} = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2 \implies A_{sr} = 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

III.1.7 Espacement des armatures

... (Art A.8.2,42) [4]

☞ Armatures principales

Il faut vérifier que : $s_h \leq s_{h \text{ max}}$

$$s_{h \text{ max}} = \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 10 ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \implies s_h = 20 \text{ cm}$$

☞ Armatures secondaires

Il faut vérifier que : $s_v \leq s_{v \text{ max}}$

$$s_{v \text{ max}} = \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 10 ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \implies s_v = 20 \text{ cm}$$

III.1.8 Schéma de ferrailage

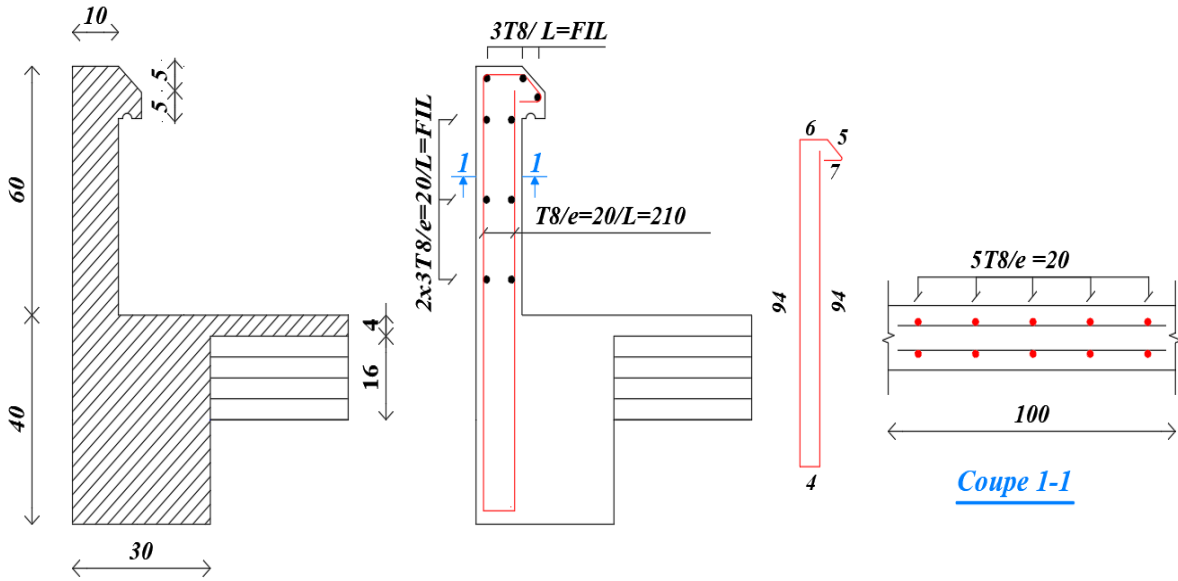


Figure III.3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.2 Étude des planchers à corps creux

Introduction

Les planchers jouent un rôle fondamental dans la conception et la stabilité des structures. Ils forment les surfaces horizontales qui séparent les différents niveaux d'un bâtiment, offrant un support pour leur poids propre ainsi que pour les différentes charges permanentes et les charges d'exploitation. Ils doivent aussi répondre à des critères esthétiques, acoustiques et fonctionnels, en fonction de l'usage prévu du bâtiment. On distingue deux types :

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

Dans le type de plancher à corps creux, les éléments porteurs sont la dalle de compression et les poutrelles. Ces éléments travaillent ensemble et assurent la stabilité et supportent la charge du plancher.

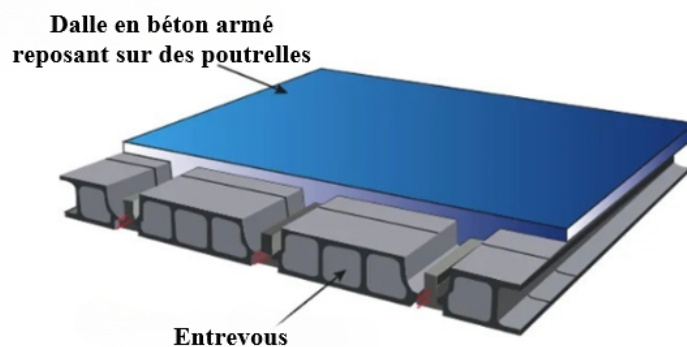


Figure III.4 : Planchers à corps creux

III.2.1 Dalle de compression

La dalle de compression assure la répartition uniforme des charges sur la surface du plancher, résiste au feu et à la chaleur lorsque nécessaire, et peut également jouer un rôle dans l'isolation phonique.

Cette dalle, dont l'épaisseur dépasse généralement 4 cm, doit être correctement armée avec un quadrillage dont les dimensions doivent satisfaire aux conditions suivantes (Art B.6.8.4.2.3)^[2] :

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures ≤ 20 cm ($5 \phi/m$).
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures ≤ 33 cm ($3 \phi/m$).

a) La section des armatures perpendiculaires aux nervures

$$\begin{cases} A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} & \text{si } L \leq 50\text{cm} \\ A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e} & \text{si } 50 \leq L \leq 80\text{cm} \end{cases} \quad (\text{III.18})$$

- A_{\perp} : Section des armatures perpendiculaires aux nervures.
- f_e : Limite d'élasticité ($f_e = 400$ MPa).
- L : Écartement entre axes des nervures.

Dans notre cas, on a : $L = 65$ cm $\implies 50 \leq L \leq 80$

Donc : $A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On prend $5\phi 6 = 1,42 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20 cm.

b) La section des armatures parallèles aux nervures

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \quad (\text{III.19})$$

- A_{\parallel} : Section des armatures parallèles aux nervures.

$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,42}{2} = 0,705 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On prend $5\phi 6 = 1,42 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20 cm.

☞ On adopte un treillis soudé TS/ $\phi 6/200 \times 200$

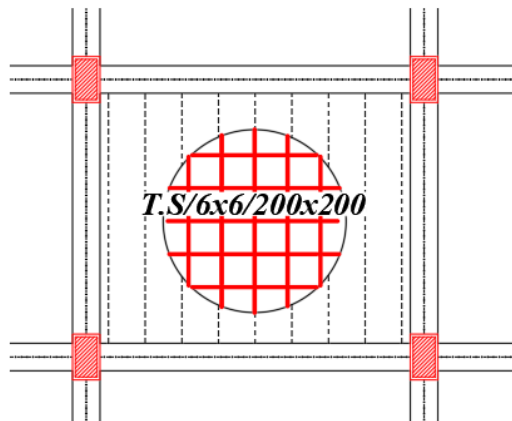


Figure III.5 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.2.2 Étude des poutrelles

Les poutrelles en béton armé sont des éléments de construction ayant une section transversale en forme de «T», spécialement conçus pour transférer les charges vers les poutres principales. Elles sont dimensionnées pour résister à la flexion simple.

☛ Méthode de calcul des sollicitations

Les poutrelles peuvent être considérées comme des poutres continues, et cette continuité est assurée lorsque les moments d'appui ne sont pas nuls, ce que l'on appelle les «moments de continuité». Ces moments, accompagnés des efforts tranchants, constituent les sollicitations. Pour les calculs, plusieurs méthodes sont disponibles :

- Méthode forfaitaire (Art B 6.2.2.1) [2].
- Méthode de Caquot (Art B 6.2.2.2) [2].

III.2.2.1 Méthode forfaitaire

... (Annexe E) [2]

a) Domaine d'application de cette méthode :

La méthode s'applique aux constructions courantes telles que les bâtiments, bureaux, et uniquement aux éléments fléchis (poutres ou dalles) calculées en flexion dans un seul sens, qui remplissent les conditions suivantes :

- ✓ les charges (permanentes , exploitations) doivent respectées la condition suivantes :

$$Q \leq \max(2G ; 5 \text{ KN/m}^2) \quad (\text{III.20})$$

- ✓ les moments d'inertie sont les mêmes dans tout les travées.
- ✓ les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
- ✓ Fissuration est considérée comme non préjudiciable.

b) Principe de la méthode :

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments (en travée et des sur appuis) à des fractions, fixées forfaitairement, de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans la travée de comparaison», c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

c) Calcul des sollicitations maximales

✓ Calcul des moments fléchissants :

○ M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence, de longueur L , soumise à une charge répartie "P". Le moment est :

$$M_0 = \frac{PL^2}{8} \quad \text{(III.21)}$$

○ M_t : Moment maximal en travée dans la travée continue.

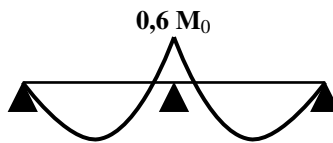
$$M_t = \text{Max} \begin{cases} 1,05 M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \\ (1 + 0,3\alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \text{ (Travée intermédiaire)} \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \text{ (Travée de rive)} \end{cases} \quad \text{(III.22)}$$

○ α : Rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation.

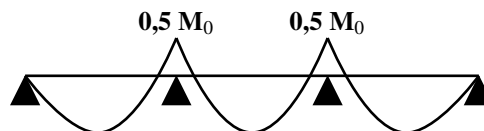
$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} \quad \text{(III.23)}$$

○ M_e, M_w : Valeurs absolues des moments sur les appuis de gauche et de droite, respectivement. Ces valeurs sont limitées comme suit :

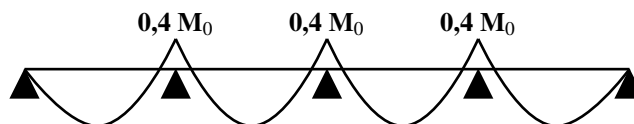
M_e et $M_w \geq 0,6M_0$: Pour l'appui intermédiaire d'une poutre à deux travées.



M_e et $M_w \geq 0,5M_0$: Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à trois travées.



M_e et $M_w \geq 0,4M_0$: Pour les appuis intermédiaires d'une poutre à quatre travées ou plus.



✓ Détermination de l'effort tranchant

Sur une travée, le moment varie paraboliquement ; le maximum se trouve aux abscisses a de l'appui gauche (w) et b de l'appui droit (e), avec $L = a + b$. Les valeurs de l'effort tranchant sur les appuis gauche (w) et droit (e) peuvent être déterminées comme suit :

$$\begin{cases} V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a}, & \text{(III.24)} \\ V_e = -2 \frac{M_e + M_t}{b}. & \text{(III.25)} \end{cases}$$

L'effort tranchant est nul au point d'abscisse a . Les valeurs de a et b sont déterminées par les expressions suivantes :

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}}, \quad \text{(III.26)}$$

$$b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}}. \quad \text{(III.27)}$$

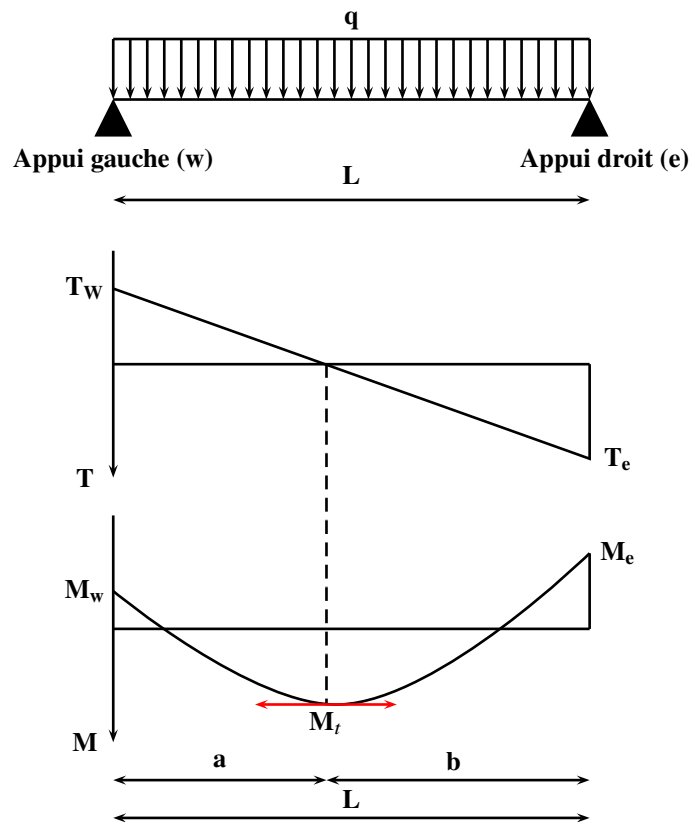


Figure III.6 : Le moment fléchissant et l'effort tranchant par la méthode forfaitaire

III.2.2.2 Méthode de Caquot

... (Art B.6.2.2.2) [2]

a) Domaine d'application

La méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée, due à Caquot, s'applique dans les cas où :

- Les charges d'exploitation sont susceptibles de variations rapides dans le temps et en position (charges mobiles, etc.), et où :
 - q_B : somme des charges variables.
 - g : somme des charges permanentes.

vérifient :

$$\begin{cases} q_B > 2g \\ q_B > 5 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \quad \text{(III.28)}$$

- Les poutres sont associées à une dalle générale (sections en T en travée).

b) Principe de la méthode

Le principe de la méthode de Caquot tient compte de :

- La variation du moment d'inertie due aux variations de la largeur de la table de compression, en réduisant légèrement les moments sur appui et en augmentant proportionnellement ceux en travée.
- L'amortissement de l'effet des chargements des poutres en béton armé, en ne considérant que les travées voisines de l'appui pour déterminer le moment sur appui.

Elle est basée sur le cas le plus défavorable, donc il faut calculer les différentes sollicitations (moments et efforts) les plus défavorables.

c) Calcul des sollicitations maximales^[8]

Soit un appui et adjacent par deux travées L_w (à gauche) et L_e (à droite), selon Caquot, on adopte des longueurs de portées fictives L'_w et L'_e , telles que :

- $L' = L$ (pour les deux travées de rive).
- $L' = 0,8L$ (pour les travées intermédiaires).

✓ **Calcul des moments sur appui**

– **Cas des charges réparties :**

Le moment sur l'appui (*i*) est exprimé par l'expression suivante :

$$M_a = -\frac{q_w L'_w{}^3 + q_e L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)} \quad (\text{III.29})$$

- q_w, q_e : Charges réparties sur les travées de gauche et de droite.
- L'_w, L'_e : Travées de gauche et de droite.

– **Cas des charges ponctuelles :**

Pour des charges ponctuelles, les moments M_a sur appui intermédiaire sont donnés par :

$$M_a = M_i = -\frac{k_w(a_w) \cdot P_w L'_w{}^2 + k_e(a_e) P_e L'_e{}^2}{L'_w + L'_e} \quad (\text{III.30})$$

- P_w : la charge ponctuelle située sur la travée de gauche et distante de a_w de l'appui considéré.
- P_e : la charge ponctuelle située sur la travée de droite et distante de a_e de l'appui considéré.
- L'_w, L'_e : Travées de gauche et de droite respectivement.

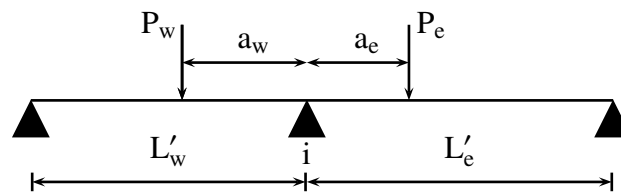


Figure III.7 : Notations pour le calcul des moments sur appui, charges ponctuelles.

✓ **Calcul des efforts tranchants**

L'effort tranchant est calculé en considérant la travée réelle (de portée L et non L').

$$\left\{ \begin{array}{l} V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2} \\ V_e = V_w + qL \end{array} \right. \quad (\text{III.31})$$

$$(\text{III.32})$$

✓ **Calcul des moments fléchissants maximaux en travée**

Les moments en travée sont calculés en considérant les travées réelles (de portée L et non L') chargées ou non suivant le cas et soumises aux moments sur appuis obtenus précédemment.

Pour le calcul des moments de la travée (i) ci-dessous à l'E.L.U, il faut prendre en compte les 3 combinaisons de charges.

- **Cas 1** : Toutes les travées chargées avec la surcharge \implies moments maximum sur appuis.

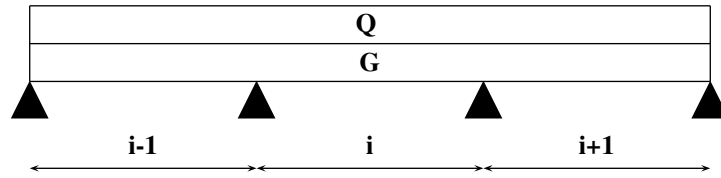


Figure III.8 : Calcul des moments max sur appuis

- **Cas 2** : On charge uniquement la travée (i) \implies moment maximum en travée.

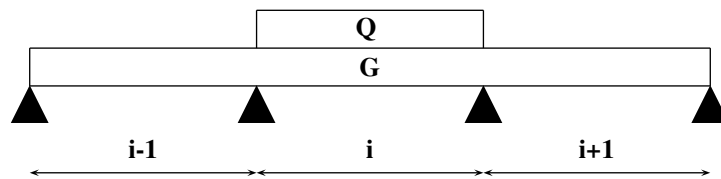


Figure III.9 : Calcul des moments max en travées

- **Cas 3** : On charge les travées adjacentes \implies moment minimum en travée.

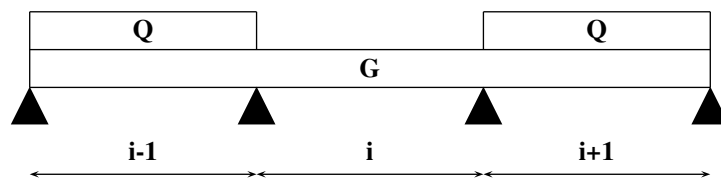


Figure III.10 : Calcul des moments min en travées

Pour chaque cas de combinaisons, on calcule :

- Les moments sur appuis avec les longueurs réelles comme décrit ci-dessus.
- La courbe enveloppe des moments fléchissants qui a en général l'allure suivante :

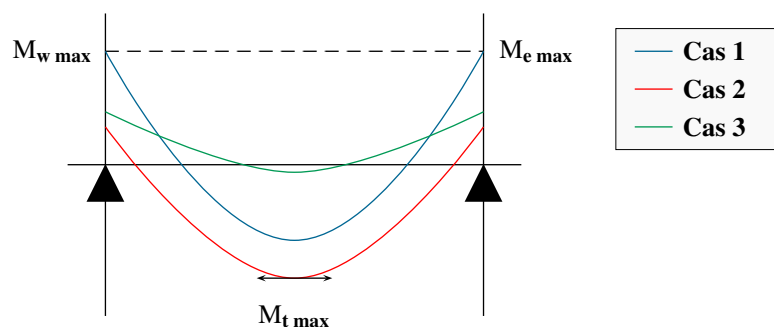


Figure III.11 : Diagramme enveloppe pour une travée (i).

Le moment maximal se trouve à une distance x à partir de l'appui gauche (l'effort tranchant est évidemment nul à ce point) :

$$\left\{ \begin{array}{l} x = \frac{-V_w}{q} = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{qL} \end{array} \right. \quad (\text{III.33})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0 = \frac{qL}{2} \times x - \frac{qx^2}{2} \end{array} \right. \quad (\text{III.34})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = M_w - V_w x - \frac{qx^2}{2} = M_0 + M_w \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_e \frac{x}{L} \end{array} \right. \quad (\text{III.35})$$

Dans le cas où l'une des hypothèses de la méthode forfaitaire 2, 3 ou 4 n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de Caquot, mais il est alors admissible d'atténuer les moments sur appuis dus aux seules charges permanentes par application aux valeurs trouvées d'un coefficient compris entre 1 et 2/3 ; les valeurs des moments en travée sont majorées en conséquence.

III.2.2.3 Application de la méthode forfaitaire

On a trois types de poutrelles :

- *Type 1*

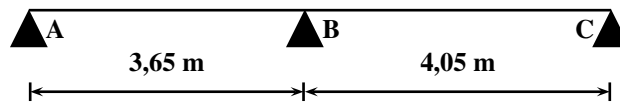


Figure III.12 : Poutrelle type 1 (2 travées)

- *Type 2*

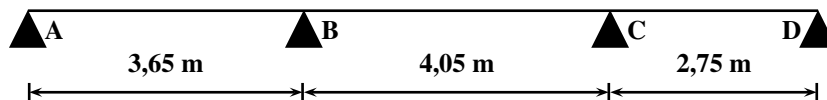


Figure III.13 : Poutrelle type 2 (3 travées)

- *Type 3* (existe à l'étage courant)

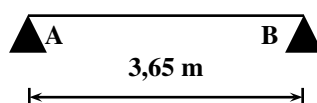


Figure III.14 : Poutrelle type 3 (1 travée)

⇒ Vérification de la méthode forfaitaire

✓ 1^{ère} condition : les charges doivent respecter $Q \leq \max(2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$

Plancher terrasse

$Q = 1 \text{ kN/m}^2, G = 6,38 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow Q = 1 \text{ kN/m}^2 \leq \max(12,76 ; 5 \text{ kN/m}^2) \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Plancher étage courant

$Q = 1,5 \text{ kN/m}^2, G = 5,11 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow Q = 1,5 \text{ kN/m}^2 \leq \max(10,22 ; 5 \text{ kN/m}^2) \Rightarrow$
Condition vérifiée.

✓ 2^{ème} condition : les moments d'inertie sont les mêmes dans toutes les travées

On a la même section dans toutes les travées, donc les moments d'inertie sont les mêmes.

✓ 3^{ème} condition : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

$0,8 \leq \frac{3,65}{4,05} = 0,9 \leq 1,25 \Rightarrow$ Condition vérifiée (Poutrelle type 1).

$0,8 \leq \frac{4,05}{2,75} = 1,47 \not\leq 1,25 \Rightarrow$ Condition non vérifiée (Poutrelle type 2).

✓ 4^{ème} condition : les planchers sont protégés par étanchéité multicouche donc les fissurations ne sont pas préjudiciables. \Rightarrow Condition vérifiée.

☞ L'une des conditions n'est pas vérifiée. Par conséquent, la méthode de Caquot est utilisée pour calculer les sollicitations des poutrelles, en particulier parce que cette condition manquante est la troisième. Nous optons pour la méthode de Caquot minorée en fixant le coefficient à 1.

III.2.2.4 Évaluation des charges

• Plancher terrasse :

– Charge permanente $G = G_{terrasse} \times b = 6,38 \times 0,65 = 4,15 \text{ kN/ml}$

– Charge d'exploitation $Q = Q_{terrasse} \times b = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$

• Plancher étage courant :

– Charge permanente $G = G_{courant} \times b = 5,11 \times 0,65 = 3,32 \text{ kN/ml}$

– Charge d'exploitation $Q = Q_{courant} \times b = 1,5 \times 0,65 = 0,98 \text{ kN/ml}$

III.2.2.5 Combinaisons des charges

• Plancher terrasse :

▣ ELU

$$q_u \text{ chargée} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,15 + 1,5 \times 0,65 = 6,58 \text{ kN/ml}$$

$$q_u \text{ déchargée} = 1,35G = 1,35 \times 4,15 = 5,60 \text{ kN/ml}$$

▣ ELS

$$q_{ser} = G + Q = 4,15 + 0,65 = 4,80 \text{ kN/ml}$$

• Plancher étage courant :

▣ ELU

$$q_u \text{ chargée} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,32 + 1,5 \times 0,98 = 5,95 \text{ kN/ml}$$

$$q_u \text{ déchargée} = 1,35G = 1,35 \times 3,32 = 4,48 \text{ kN/ml}$$

▣ ELS

$$q_{ser} = G + Q = 3,32 + 0,98 = 4,30 \text{ kN/ml}$$

III.2.2.6 Calcul des sollicitations maximales

✓ Poutrelle type 1 (terrasse)

$$\text{Les travées fictives : } \begin{cases} \text{Travée (AB) : } L' = 3,65 \text{ m (travée de rive)} \\ \text{Travée (BC) : } L' = 4,05 \text{ m (travée de rive)} \end{cases}$$

▣ ELU

• Cas 1 (CC) :

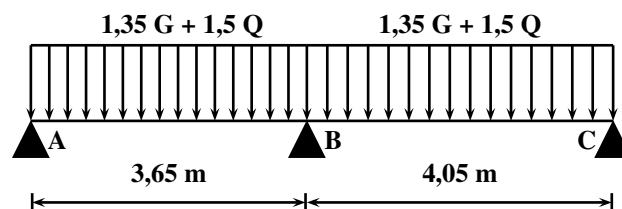


Figure III.15 : Poutrelle type 1 - cas 1 (ELU)

a) Les moments sur les appuis

$$M_a = -\frac{q_w L'_w{}^3 + q_e L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)}$$

$$M_A = M_c = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -\frac{q_w L'_w{}^3 + q_e L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)} = -\frac{6,58 \times (3,65^3 + 4,05^3)}{8,5(3,65 + 4,05)} = -11,57 \text{ KN.m}$$

b) Les moments en travée

$$\begin{cases} x = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{qL} \\ M_0 = \frac{qL}{2} \times x - \frac{qx^2}{2} \\ M_t = M_0 + M_w(1 - \frac{x}{L}) + M_e \frac{x}{L} \end{cases}$$

Travée (AB)

$$x_{AB} = \frac{L_{AB}}{2} - \frac{M_w - M_e}{qL_{AB}} = \frac{3,65}{2} - \frac{0 + 11,57}{6,58 \times 3,65} = 1,34 \text{ m}$$

$$M_0^{AB} = \frac{6,58 \times 3,65}{2} \times 1,34 - \frac{6,58 \times 1,34^2}{2} = 10,18 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} = M_0^{AB} + M_w(1 - \frac{x_{AB}}{L}) + M_e \frac{x_{AB}}{L_{AB}} = 10,18 + 0 - 11,57 \times \frac{1,34}{3,65} = 5,93 \text{ KN.m}$$

Travée (BC)

$$x_{BC} = \frac{L_{BC}}{2} - \frac{M_w - M_e}{qL_{BC}} = \frac{4,05}{2} - \frac{-11,57 - 0}{6,58 \times 4,05} = 2,46 \text{ m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{6,58 \times 4,05}{2} \times 2,46 - \frac{6,58 \times 2,46^2}{2} = 12,87 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} = M_0^{BC} + M_w(1 - \frac{x_{BC}}{L}) + M_e \frac{x_{BC}}{L_{BC}} = 12,87 - 11,57(1 - \frac{2,46}{4,05}) + 0 = 8,33 \text{ KN.m}$$

c) Les efforts tranchants

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

Travée (AB)

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L_{AB}} - \frac{qL_{AB}}{2} = \frac{0 + 11,57}{3,65} - \frac{6,58 \times 3,65}{2} = -8,84 \text{ KN}$$

$$V_e = V_w + qL_{AB} = -8,84 + 6,58 \times 3,65 = 15,18 \text{ KN}$$

Travée (BC)

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L_{BC}} - \frac{qL_{BC}}{2} = \frac{-11,57 - 0}{4,05} - \frac{6,58 \times 4,05}{2} = -16,18 \text{ KN}$$

$$V_e = V_w + qL_{BC} = -16,18 + 6,58 \times 4,05 = 10,47 \text{ KN}$$

Tableau III.1 : Sollicitations pour poutrelle type 1 plancher terrasse - cas 1

Travée	AB	BC	
q_u chargée (KN/m)	6,58	6,58	
q_u déchargée (KN/m)	5,60	5,60	
L (m)	3,65	4,05	
L' (m)	3,65	4,05	
Appuis	A	B	C
M_a (KN.m)	0	-11,57	0
V_e (KN)	-8,84	-16,18	
V_w (KN)	15,18	10,47	
x (m)	1,34	2,46	
M_t (KN.m)	5,93	8,33	

• Cas 2 (DC) :

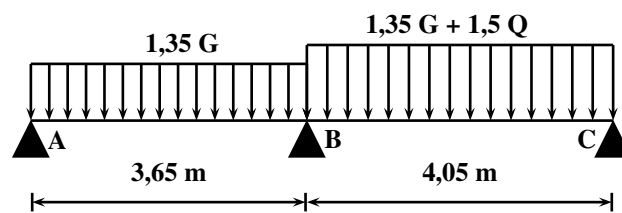


Figure III.16 : Poutrelle type 1 - cas 2 (ELU)

a) Les moments sur appuis

$$M_A = M_C = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -\frac{q_w L_w'^3 + q_e L_e'^3}{8,5(L_w' + L_e')} = -\frac{5,60 \times 3,65^3 + 6,58 \times 4,05^3}{8,5(3,65 + 4,05)} = -10,84 \text{ KN.m}$$

b) Les moments en travée

Travée(AB)

$$x_{AB} = \frac{L_{AB}}{2} - \frac{M_w - M_e}{qL_{AB}} = \frac{3,65}{2} - \frac{0 + 10,84}{5,60 \times 3,65} = 1,29 \text{ m}$$

$$M_0^{AB} = \frac{5,60 \times 3,65}{2} \times 1,29 - \frac{5,60 \times 1,29^2}{2} = 8,52 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} = M_0^{AB} + M_w \left(1 - \frac{x_{AB}}{L}\right) + M_e \frac{x_{AB}}{L_{AB}} = 8,52 + 0 - 10,84 \times \frac{1,29}{3,65} = 4,69 \text{ KN.m}$$

Travée(BC)

$$x_{BC} = \frac{L_{BC}}{2} - \frac{M_w - M_e}{qL_{BC}} = \frac{4,05}{2} - \frac{-10,84 - 0}{5,60 \times 4,05} = 2,43 \text{ m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{6,58 \times 4,05}{2} \times 2,43 - \frac{6,58 \times 2,43^2}{2} = 12,95 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} = M_0^{AB} + M_w \left(1 - \frac{x_{BC}}{L}\right) + M_e \frac{x_{BC}}{L_{BC}} = 12,95 - 10,84 \left(1 - \frac{2,43}{4,05}\right) + 0 = 8,62 \text{ KN.m}$$

Tableau III.2 : Moment en travée pour poutrelle type 1 plancher terrasse - cas 2

Travée	AB		BC
qu chargée (KN/m)	6,58		6,58
qu déchargée (KN/m)	5,60		5,60
L (m)	3,65		4,05
L' (m)	3,65		4,05
Appuis	A	B	C
Ma (KN.m)	0	-10,84	0
x (m)	1,29		2,43
Mt (KN.m)	4,69		8,62

• Cas 3(CD) :

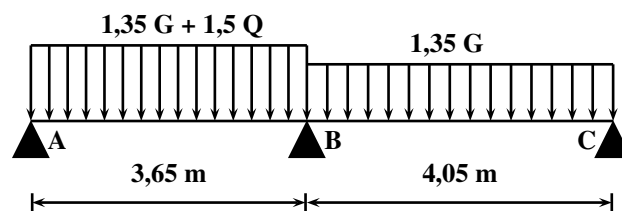


Figure III.17 : Poutrelle type 1 - cas 3 (ELU)

a) Les moments sur appuis

$$M_A = M_C = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -\frac{q_w L_w'^3 + q_e L_e'^3}{8,5(L_w' + L_e')} = -\frac{(6,58 \times 3,65^3 + 5,60 \times 4,05^3)}{8,5(3,65 + 4,05)} = -10,57 \text{ KN.m}$$

b) Les moments en travée

Travée(AB)

$$x_{AB} = \frac{L_{AB}}{2} - \frac{M_w - M_e}{qL_{AB}} = \frac{3,65}{2} - \frac{0 + 10,57}{6,58 \times 3,65} = 1,38 \text{ m}$$

$$M_0^{AB} = \frac{6,58 \times 3,65}{2} \times 1,38 - \frac{6,58 \times 1,38^2}{2} = 10,31 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} = M_0^{AB} + M_w \left(1 - \frac{x_{AB}}{L}\right) + M_e \frac{x_{AB}}{L_{AB}} = 10,31 + 0 - 10,57 \times \frac{1,38}{3,65} = 6,31 \text{ KN.m}$$

Travée(BC)

$$x_{BC} = \frac{L_{BC}}{2} - \frac{M_w - M_e}{qL_{BC}} = \frac{4,05}{2} - \frac{-10,57 - 0}{5,60 \times 4,05} = 2,49 \text{ m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{5,60 \times 4,05}{2} \times 2,49 - \frac{5,60 \times 2,49^2}{2} = 10,88 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} = M_0^{BC} + M_w \left(1 - \frac{x_{BC}}{L}\right) + M_e \frac{x_{BC}}{L_{BC}} = 10,88 - 10,57 \left(1 - \frac{2,49}{4,05}\right) + 0 = 6,80 \text{ KN.m}$$

Tableau III.3 : Moment en travée pour poutrelle type 1 plancher terrasse - cas 3

Travée	AB	BC	
q u chargée (KN/m)	6,58	6,58	
q u déchargée (KN/m)	5,60	5,60	
L (m)	3,65	4,05	
L' (m)	3,65	4,05	
Appuis	A	B	C
M_a (KN.m)	0	-10,57	0
x (m)	1,38	2,42	
M_t (KN.m)	6,31	6,80	

⇒ **ELS**

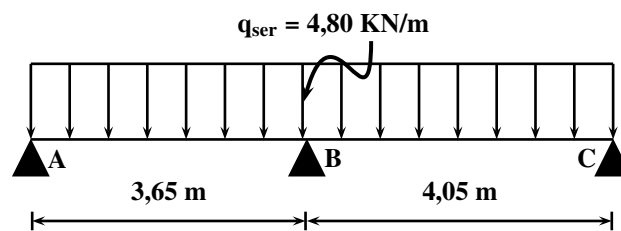


Figure III.18 : Poutrelle type 1 (ELS)

Tableau III.4 : Moment en travée pour poutrelle type 1 plancher terrasse (ELS)

Travée	AB		BC
q_{ser} (KN/m)	4,80		4,80
L (m)	3,65		4,05
L' (m)	3,65		4,05
Appuis	A	B	C
M_a (KN.m)	0	-8,44	
x (m)	1,34		2,46
M_t (KN.m)	4,33		6,08

c) Diagrammes des sollicitations M et V

⇒ ELU

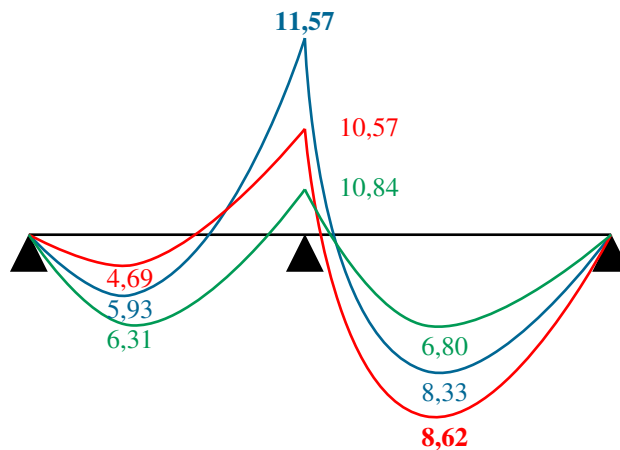


Figure III.19 : Diagramme des moments pour poutrelle type 1 (plancher terrasse) (ELU)

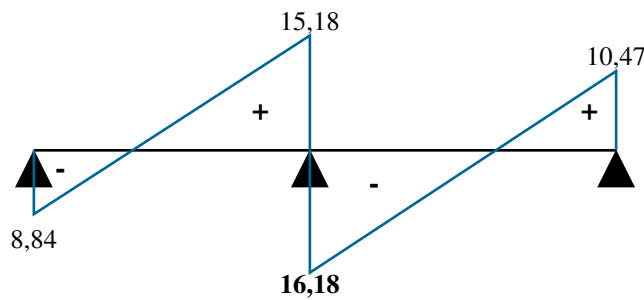


Figure III.20 : Diagramme des efforts tranchants pour poutrelle type 1 (plancher terrasse)

⇒ ELS

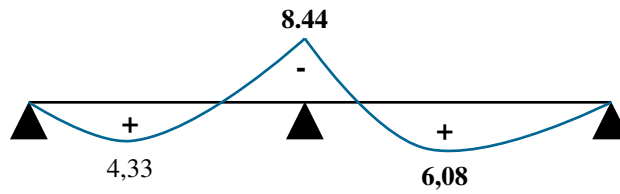


Figure III.21 : Diagramme des efforts tranchants pour poutrelle type 1 (plancher terrasse) (ELS)

✓ Poutrelle type 1 (étage courant)

⇒ ELU

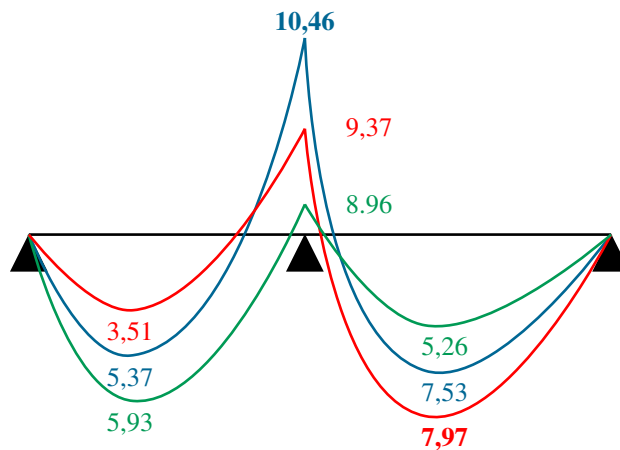


Figure III.22 : Diagramme des moments pour poutrelle type 1 (plancher étage courant) (ELU)

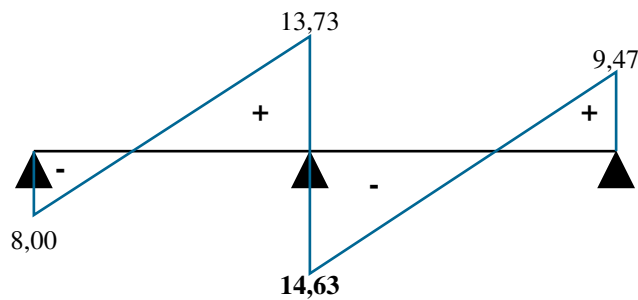


Figure III.23 : Diagramme des efforts tranchants pour poutrelle type 1 (étage courant) (ELU)

⇒ ELS

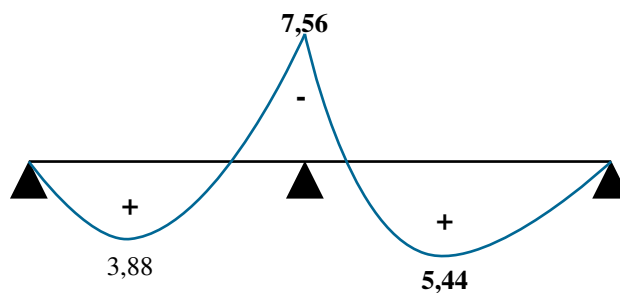


Figure III.24 : Diagramme des moments pour poutrelle type 1 (plancher étage courant) (ELS)

✓ Poutrelle type 2(Terrasse)

➡ ELU

• Cas 1 (CCC) :

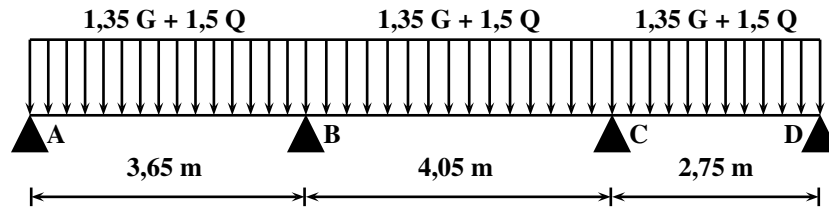


Figure III.25 : Poutrelle type 2 - cas 1 (ELU)

Tableau III.5 : Moment en travée poutrelle type 2 plancher terrasse - cas 1 (ELU)

Travée	AB		BC		CD
q_u chargée (KN/m)	6,58		6,58		6,58
q_u déchargée (KN/m)	5,60		5,60		5,60
L (m)	3,65		4,05		2,75
L' (m)	3,65		3,28		2,75
Appuis	A	B		C	D
M_a (KN.m)	0	-9,28		-7,08	0
V_e (KN)	-9,47		-13,87		-11,62
V_w (KN)	14,55		12,78		6,48
x (m)	1,44		2,11		1,77
M_t (KN.m)	6,80		5,33		3,18

• Cas 2 (DCD) :

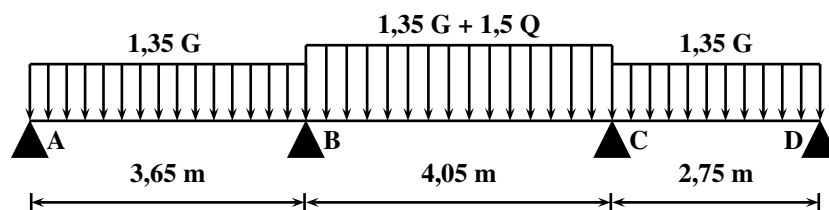


Figure III.26 : Poutrelle type 2 - cas 2 (ELU)

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

Tableau III.6 : Moment en travée poutrelle type 2 plancher terrasse - cas 2 (ELU)

Travée	AB	BC	CD
q_u chargée	6,58	6,58	6,58
q_u déchargée (KN/m)	5,60	5,60	5,60
L (m)	3,65	4,05	2,75
L' (m)	3,65	3,28	2,75
Appuis	A	B	C
M_a (KN.m)	0	-8,47	-6,68
x (m)	1,41	2,09	1,80
M_t (KN.m)	5,57	5,93	2,48

• Cas 3 (CDC) :

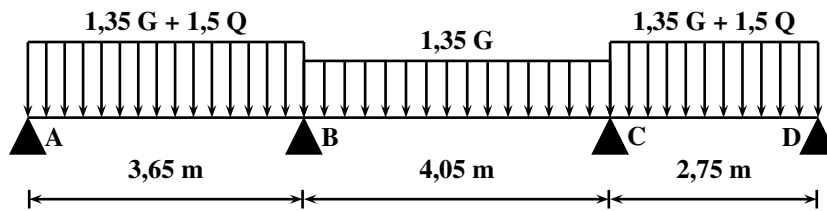


Figure III.27 : Poutrelle type 2 - cas 3 (ELU)

Tableau III.7 : Moment en travée poutrelle type 2 plancher terrasse - cas 3 (ELU)

Travée	AB	BC	CD
q_u chargée (KN/m)	6,58	6,58	6,58
q_u déchargée (KN/m)	5,60	5,60	5,60
L (m)	3,65	4,05	2,75
L' (m)	3,65	3,28	2,75
Appuis	A	B	C
M_a (KN.m)	0	-8,72	-6,53
x (m)	1,46	2,12	1,74
M_t (KN.m)	7,03	3,94	3,42

⇒ ELU

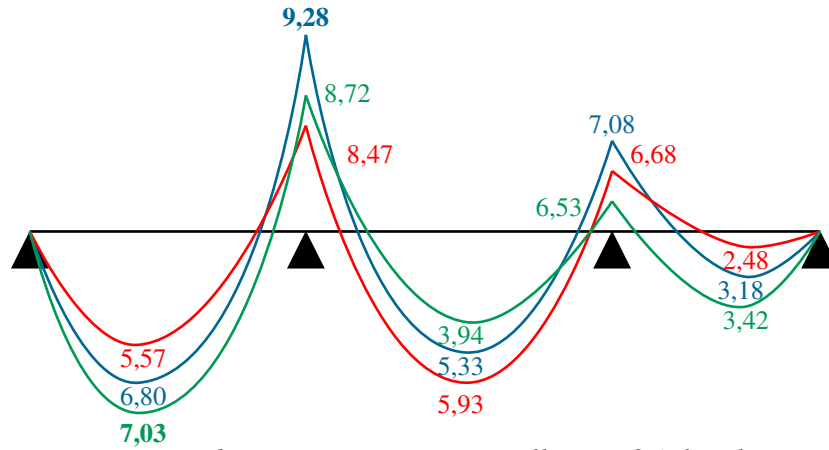


Figure III.28 : Diagramme des moments pour poutrelle type 2 (plancher terrasse) (ELU)

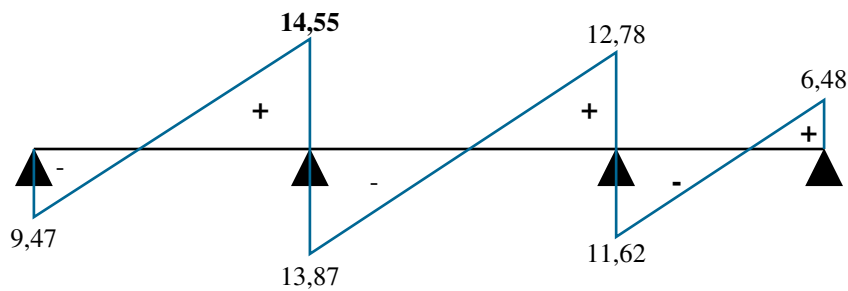


Figure III.29 : Diagramme des efforts tranchants pour poutrelle type 2 (plancher terrasse) (ELU)

⇒ ELS

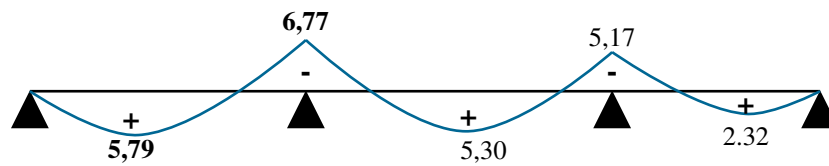


Figure III.30 : Diagramme des moments pour poutrelle type 2 (plancher terrasse) (ELS)

✓ Poutrelle type 2 (étage courant)

⇒ ELU

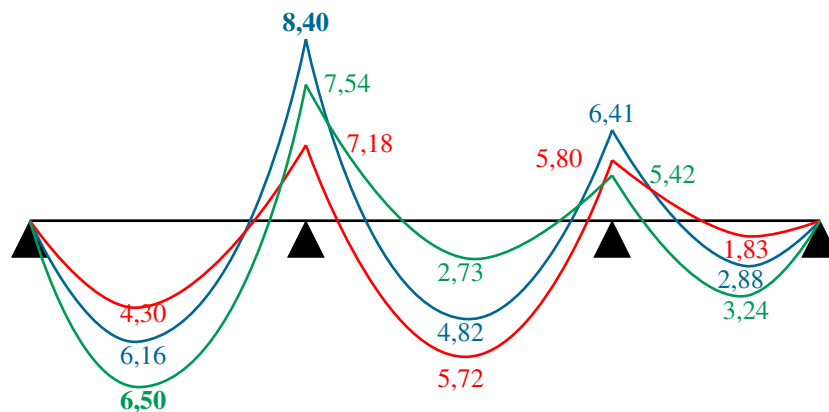


Figure III.31 : Diagramme des moments pour poutrelle type 2 (plancher étage courant) (ELU)

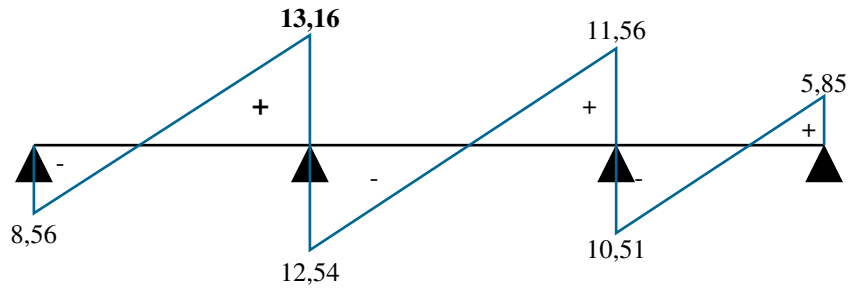


Figure III.32 : Diagramme des efforts tranchants poutrelle type 2 (étage courant) (ELU)

⇒ ELS

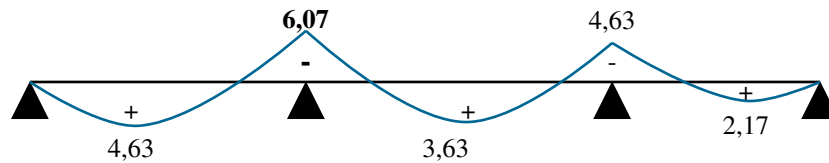


Figure III.33 : Diagramme des moments pour poutrelle type 2 (plancher étage courant) (ELS)

✓ Poutrelle type 3 (étage courant)

⇒ ELU

a) Les moments sur appuis

$$M_A = M_B = 0 \text{ KN/m}^2$$

b) Le moment en travée

$$M_t = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{5,95 \times 3,65^2}{8} = 9,90 \text{ KN.m}$$

c) L'effort tranchant

$$V = \frac{q_u L}{2} = \frac{5,95 \times 3,65}{2} = 10,85 \text{ KN}$$

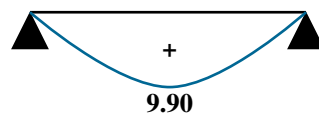


Figure III.34 : Diagramme des moments pour poutrelle type 3 (ELU)

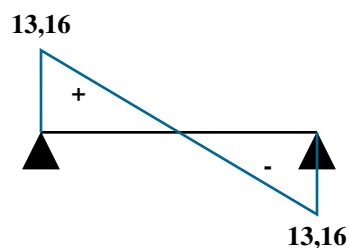


Figure III.35 : Diagramme des efforts tranchants pour poutrelle type 3 (ELU)

☛ ELS

a) Le moment en travée

$$M_t = \frac{q_{ser} L^2}{8} = \frac{4,30 \times 3,65^2}{8} = 7,16 \text{ KN}$$

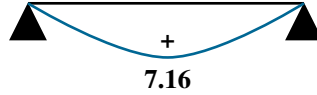


Figure III.36 : Diagramme des moments pour poutrelle type 3 (ELS)

• Les sollicitations maximales

Tableau III.8 : Les sollicitations maximales des poutrelles

	ELU	ELS
Moment sur appui (KN.m)	11,57	8,44
Moment en Travée (KN.m)	9,90	7,16
L'effort tranchant (KN)	16,18	/

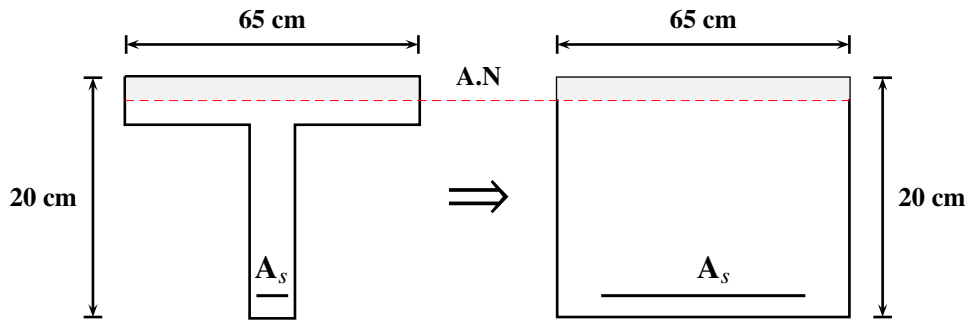
III.2.3 Calcul de ferrailage ^[5]

III.2.3.1 En travée : section en T

Dans l'étude d'une section en T, il est nécessaire de savoir si la partie comprimée n'intéresse que la table (sollicitation faible) ou si elle intéresse également la nervure (sollicitation forte), c'est-à-dire qu'on doit chercher la position de l'axe neutre. Pour cela, on calculera le moment M_0 équilibré par la table.

$$M_0 = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,20 \left(0,18 - \frac{0,20}{2} \right) = 29,5 \text{ KN.m}$$

Si $M_0 > M_t^{max}$: L'axe neutre est dans la table de compression. Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et hauteur $h = 20 \text{ cm}$.



hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,20 = 0,18 \text{ m}$

$$\text{moment réduit : } \mu = \frac{M_u^{travée}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9,90 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,20} = 0,033$$

$$\mu = 0,033 < \mu_{limite} = 0,392 \implies A'_s = 0$$

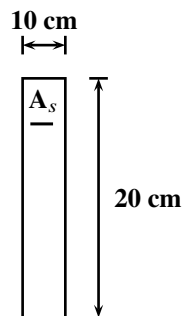
$$\mu = 0,033 < 0,1859 \implies \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,033}) = 0,042$$

$$A_{s \text{ travée}} = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,042 \times 0,65 \times 0,18 \times 14,20}{347,83} = 1,60 \text{ cm}^2$$

III.2.3.2 Sur appui : section rectangulaire

Le moment appliqué sur les appuis est négatif donc les fibres supérieures sont tendues. Par conséquent, pour simplifier le calcul, la section est considérée comme rectangulaire avec des dimensions $b_0 = 10 \text{ cm}$ et $h = 20 \text{ cm}$.



hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,20 = 0,18 \text{ m}$

$$\text{moment réduit : } \mu = \frac{M_u^{appui}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{11,57 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18^2 \times 14,20} = 0,25$$

$$\mu = 0,25 < \mu_{limite} = 0,392 \implies A'_s = 0$$

$$A_{s \text{ appui}} = \frac{0,8 \times \alpha \times b_0 \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,366 \times 0,10 \times 0,18 \times 14,20}{347,83} = 2,15 \text{ cm}^2$$

III.2.3.3 Vérifications nécessaires

a) Condition de non fragilité ... (Art A.4.2) [2]

Il faut que $A_s \geq A_{s \min}$:

$$A_{s \min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s \min \text{ travée}} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 1,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ travée}} = 1,6 \text{ cm}^2 \geq A_{s \min} = 1,4 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{s \min \text{ appui}} = \frac{0,23 \times 0,10 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 0,21 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ appui}} = 2,15 \text{ cm}^2 \geq A_{s \min} = 0,21 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

☞ On adopte :

$$A_{s \text{ travée}} = 3\text{HA}10(2,36 \text{ cm}^2)$$

$$A_{s \text{ appui}} = 2\text{HA}12(2,26 \text{ cm}^2)$$

b) Vérification de l'effort tranchant à l'ELU ... (Art A.5.1) [2]

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{16,18 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18} = 0,9 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c_j}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,9 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

☞ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérifications à l'ELS

c.1) Vérification des contraintes à l'ELS ... (Art A.4.5.2, BAEL 83)

À l'état limite de service, il est nécessaire de vérifier les contraintes du béton ainsi que celles des armatures en acier :

- Il faut vérifier les contraintes de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

- Il faut vérifier les contraintes de traction des aciers :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 400 \text{ MPa (fissuration non préjudiciable)}$$

▣ **En travée (section en T)**

- **Détermination de l'axe neutre ($y \geq h_0$)**

$$b_0 y^2 + [2h_0(b - b_0) + 30As]y - 30Asd + h_0^2(b - b_0) \quad (\text{III.36})$$

$$10y^2 + 510,8y - 2154,4 = 0 \implies y = 3,9 \text{ cm} = 0,039 \text{ m}$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{1}{3}b_0 y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0(y - \frac{h_0}{2})^2 + 15[As(d - y)^2] \quad (\text{III.37})$$

$$I = \frac{1}{3} \times 10 \times 3,9^3 + \frac{(65 - 10) \times 4^3}{12} + (65 - 10) \times 4 \times (3,9 - \frac{4}{2})^2 + 15[2,36(18 - 3,9)^2]$$

$$I = 8323,14 \text{ cm}^4$$

- **Contraintes**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{7,16 \times 10^{-3}}{8323,14 \times 10^{-8}} = 86,03 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = Ky = 86,03 \times 0,039 = 3,36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15K(d - y) = 15 \times 86,03(0,18 - 0,039) = 181,95 \text{ MPa}$$

- **Vérification**

$$\sigma_{bc} = 3,36 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 181,95 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{st}} = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▣ **Sur appui (section rectangulaire)**

- **Détermination de l'axe neutre (y)**

$$b_0 y^2 + 30(As + As')y - 30(Asd + As'd') = 0 \quad (\text{III.38})$$

$$10y^2 + 67,8y - 1220,4 = 0 \implies y = 8,17 \text{ cm} = 0,0817 \text{ m}$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{1}{3}b_0 y^3 + 15[As(d - y)^2 + As'(y - d')^2] \quad (\text{III.39})$$

$$I = \frac{1}{3} \times 10 \times 8,17^3 + 15[2,26(18 - 8,17)^2] = 5093,5 \text{ cm}^4$$

• **Contraintes**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{8,44 \times 10^{-3}}{5093,5 \times 10^{-8}} = 165,70$$

$$\sigma_{bc} = Ky = 165,70 \times 0,0817 = 13,53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15K(d - y) = 15 \times 165,70(0,18 - 0,0817) = 244,32 \text{ MPa}$$

• **Verification**

$$\sigma_{bc} = 13,53 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 244,32 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c.2) Verification de la flèche à L'ELS ... (Art B.6.8.4.2.4) [2]

La vérification de la flèche est nécessaire Si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \implies \frac{20}{365} = 0,055 \geq \frac{1}{22,5} = 0,04 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$
- $\rho = \frac{A}{b_0d} \leq \frac{3,6}{f_e} \implies \frac{2,36}{10 \times 18} = 0,013 \geq \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \implies \frac{20}{365} = 0,055 \geq \frac{7,16}{15 \times 7,16} = 0,06 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$

☞ L'une des condition n'est pas vérifié, donc on passe directement au vérification de la flèche.

$$\Delta f_t = f_{Gv} - f_{Gi} + f_{pi} - f_{ji} \leq \overline{f} \tag{III.40}$$

☛ **Calcul de la flèche** ... (ANNEXE D) [2]

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2$$

$$y = 3,9 \text{ cm}; I = 8323,14 \text{ cm}^4$$

$$h = 20 \text{ cm}; h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$b = 65 \text{ cm}; b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$d'' = 0,11h = 2,2 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0d} = 0,013$$

• **Moment d'inertie de la section totale rendue homogène "I₀"**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15[A_s(\frac{h}{2} - d'')^2] \tag{III.41}$$

$$I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \left[2,36 \left(\frac{20}{2} - 2,2 \right)^2 \right] = 45487,07 \text{ cm}^4$$

• **Déformations instantané et différé " λ_i " et " λ_v "**

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,013 \times \left(2 + 3 \times \frac{10}{65} \right)} = 3,28$$

$$\lambda_v = \frac{2\lambda_i}{5} = \frac{2 \times 3,28}{5} = 1,36$$

• **Calcul des contraintes " σ_s "**

- σ_s : contrainte de traction effective de l'armature pour le cas de charge considéré :
- q_r : charge permanentes avant la mise en place de revêtements.
- q_c : charge permanentes avant la mise en place des cloisons des revêtements.
- q_p : charge totale (permanentes et d'exploitation).

$$q_r = G' \times 0,65 = 2,85 \times 0,65 = 1,85 \text{ kN/m}$$

$$q_c = (G - C) \times 0,65 = (5,11 - 1,46) \times 0,65 = 2,37 \text{ kN/m}$$

$$q_p = (G + Q) \times 0,65 = (5,11 + 1,5) \times 0,65 = 4,30 \text{ kN/m}$$

Sachant que :

- G : charge permanentes du plancher (étage courant).
- G' : poids propre du plancher.
- C : charge permanentes des cloisons .
- Q : charge d'exploitation du plancher.

$$M_r = \frac{q_r L^2}{8} = \frac{1,85 \times 3,65^2}{8} = 3,08 \text{ KN.ml}$$

$$M_c = \frac{q_c L^2}{8} = \frac{2,37 \times 3,65^2}{8} = 3,95 \text{ KN.ml}$$

$$M_p = \frac{q_p L^2}{8} = \frac{4,30 \times 3,65^2}{8} = 7,16 \text{ KN.ml}$$

$$\sigma_r = 15 \frac{M_r (d - y)}{I} = 15 \times \frac{3,08 \times 10^3 (18 - 3,9)}{8323,14} = 78,27 \text{ MPA}$$

$$\sigma_c = 15 \frac{M_c (d - y)}{I} = 15 \times \frac{3,95 \times 10^3 (18 - 3,9)}{8323,14} = 100,37 \text{ MPA}$$

$$\sigma_p = 15 \frac{M_p (d - y)}{I} = 15 \times \frac{7,16 \times 10^3 (18 - 3,9)}{8323,14} = 181,94 \text{ MPA}$$

• **Calcul du coefficient "μ"**

$$\mu_r = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_r + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,013 \times 78,27 + 2,1} = 0,40 \text{ MPA}$$

$$\mu_c = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_c + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,013 \times 100,37 + 2,1} = 0,50 \text{ MPA}$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_p + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,013 \times 181,94 + 2,1} = 0,68 \text{ MPA}$$

• **Calcul les modules de déformation "Ei" et "Ev"**

$$E_i = 32164,20 \text{ MPA}$$

$$E_v = 10818,87 \text{ MPA}$$

• **Calcul de l'inertie fictif "I_f"**

$$I_{fri} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_r} = \frac{1,1 \times 45487,07}{1 + 3,28 \times 0,40} = 21641,77 \text{ cm}^4$$

$$I_{fci} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_c} = \frac{1,1 \times 45487,07}{1 + 3,28 \times 0,50} = 18952,95 \text{ cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 45487,07}{1 + 3,28 \times 0,68} = 15498,03 \text{ cm}^4$$

$$I_{fcv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_c} = \frac{1,1 \times 45487,07}{1 + 1,36 \times 0,50} = 29783,20 \text{ cm}^4$$

▣ **Evaluation de la flèche**

$$f_r = \frac{M_r L^2}{10E_i I_{fri}} = \frac{3,08 \times 3,65^2 \times 10^5}{10 \times 32164,20 \times 21641,77} = 0,00058 \text{ m}$$

$$f_c = \frac{M_c L^2}{10E_i I_{fci}} = \frac{3,95 \times 3,65^2 \times 10^5}{10 \times 32164,20 \times 18952,95} = 0,00086 \text{ m}$$

$$f_p = \frac{M_p L^2}{10E_i I_{fpi}} = \frac{7,16 \times 3,65^2 \times 10^5}{10 \times 32164,20 \times 15498,03} = 0,0019 \text{ m}$$

$$f_{cv} = \frac{M_c L^2}{10E_v I_{fcv}} = \frac{3,95 \times 3,65^2 \times 10^5}{10 \times 10818,87 \times 29783,20} = 0,0016 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{cv} - f_r + f_p - f_c = 0,0016 - 0,00058 + 0,0019 - 0,00086 = 0,0021 \text{ m}$$

• **Fleche admissible**

... (Art B.6.5.3) [2]

La flèche admissible f est donnée par :

• Si $L \leq 500 \text{ cm}$ $\bar{f} = \frac{L}{500}$

• Si $L > 500$ cm $\bar{f} = 0,5 \text{ cm} + \frac{L}{1000}$

$$L = 365 \text{ cm} \implies \bar{f} = \frac{365}{500} = 0,73 \text{ cm}$$

$\Delta f_t = 0,21 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,73 \text{ cm}$ le flèche est vérifiée.

III.2.4 Armatures transversales

▣ Diamètre

Il vérifier faut que :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{l_{\min}} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right) \quad (\text{III.42})$$

$$\phi_t \leq \min \left(10 \text{ mm} ; \frac{200}{35} \text{ mm} ; \frac{100}{10} \text{ mm} \right) = \min (10 \text{ mm} ; 5,71 \text{ mm} ; 10 \text{ mm}) = 5,71 \text{ mm}$$

☞ on prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$A_t = \frac{\pi \times \phi_t^2}{4} = \frac{\pi \times 0,8^2}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

▣ Espacement

... (Art 7.5.2.2) [1]

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b \implies S_t \leq \frac{A_t}{0,003 \times b_0} \quad (\text{III.43})$$

$$S_t \leq \frac{0,5}{0,003 \times 10} = 16,67 \text{ cm}$$

– Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 10 \text{ cm} \implies \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

– Zone nodale

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_{l_{\min}} \right) = \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_{l_{\min}} \right) = \min (5 \text{ cm} ; 12 \text{ cm}) \implies \text{On prend : } S_t = 5 \text{ cm}$$

– La longueur de la zone nodale

$$L' = 2h = 2 \times 20 = 40 \text{ cm}$$

III.2.4.1 Schéma de ferrailage

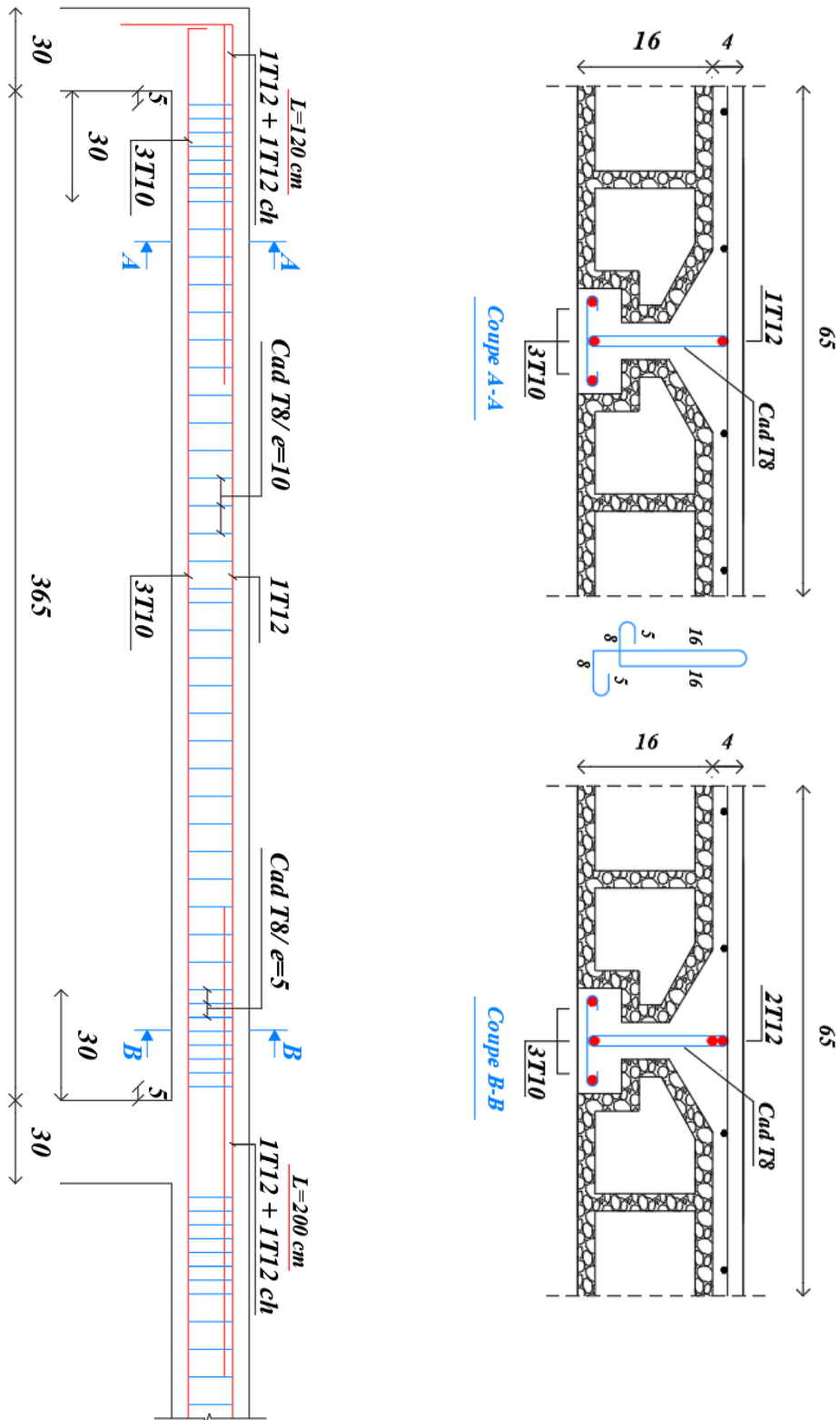


Figure III.37 : Schéma de ferrailage du plancher à corps creux

Étude des dalles pleines (Balcons + extensions des chambres) [5]

Le terme « dalle » désigne généralement, en termes de structure, un élément dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions qui sont la longueur et la largeur. Les dalles pleines peuvent reposer sur des appuis continus (voiles, poutres) ou ponctuels (poteaux) et peuvent supporter des charges dans une seule direction ou dans les deux. Selon la géométrie des panneaux, on distingue deux types :

- Dalles rectangulaires (balcons, extension des chambres).
- Dalles irrégulières pour balcons.

III.3.1 Dalle rectangulaire (balcons)

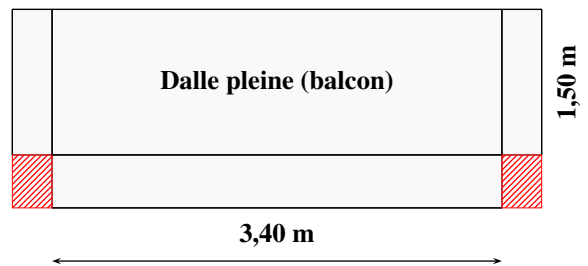


Figure III.38 : Dalle rectangulaire (balcons)

Le balcon est considéré comme encasté dans la poutre, il supporte les charges suivantes :

- La charge permanente G et la charge d'exploitation Q .
- La charge du garde-corps P (étage courant).

III.3.1.1 Hypothèses de calcul

- Le balcon est sollicité en flexion simple.
- Il est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme préjudiciables.
- Le calcul est effectué sur une bande linéaire de 1 mètre.

III.3.1.2 Évaluation des charges

- **Charges permanentes**

– G (étage courant) = 5,11 KN/m²

– G (Terrasse) = 7,28 KN/m²

- **Charges d'exploitation**

– Q (étage courant) = 3,5 KN/m²

– Q (Terrasse) = 1 KN/m²

- **Charge du garde-corps**

– P = 1,46 KN/m² × H = 1,46 KN/m² × 1 m = 1,46 KN par mètre linéaire.

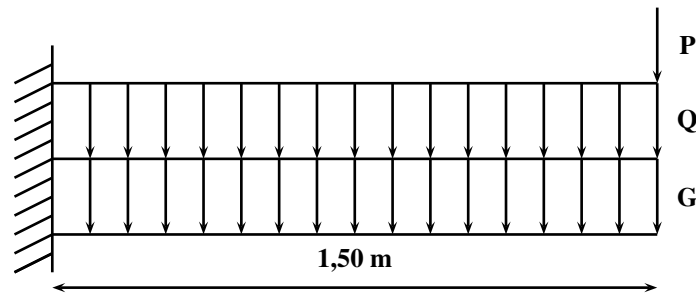


Figure III.39 : Schéma statique du balcon

III.3.1.3 Combinaison des charges

▣ ELU

- **Charge uniformément répartie**

$$q_u \text{ (étage courant)} = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 \text{ m} = 1,35 \times 5,11 + 1,5 \times 3,5 = 12,15 \text{ KN/m}$$

$$q_u \text{ (terrasse)} = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 \text{ m} = 1,35 \times 7,28 + 1,5 \times 1 = 11,33 \text{ KN/m}$$

- **Charge concentrée**

$$p_u = (1,35 P) \times 1 \text{ m} = 1,35 \times 1,46 = 1,97 \text{ KN}$$

▣ ELS

- **Charge uniformément répartie**

$$q_{ser} \text{ (étage courant)} = (G + Q) \times 1 \text{ m} = (5,11 + 3,5) \times 1 = 8,61 \text{ KN/m}$$

$$q_{ser} \text{ (terrasse)} = (G + Q) \times 1 \text{ m} = 7,28 + 1 = 8,28 \text{ KN/m}$$

- **Charge concentrée**

$$p_{ser} = P \times 1 \text{ m} = 1,46 \text{ KN}$$

III.3.1.4 Calcul des sollicitations

▣ **Calcul des moments de flexion**

$$M_u = -\frac{q_u \times L^2}{2} - p_u \times L = -\frac{12,15 \times 1,5^2}{2} - 1,97 \times 1,5 = -16,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = -\frac{q_{ser} \times L^2}{2} - p_{ser} \times L = -\frac{8,28 \times 1,5^2}{2} - 1,46 \times 1,5 = -11,51 \text{ KN.m}$$

▣ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u = -\frac{dM}{dx} = q_u \times L + p_u = 12,15 \times 1,5 + 1,97 = 20,20 \text{ KN}$$

III.3.1.5 Calcul du ferrailage

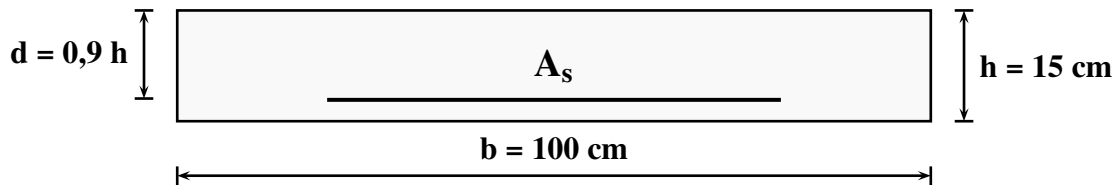


Figure III.40 : Section à ferrailier

hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 15 = 0,135 \text{ m}$

$$\text{moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{16,62 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,20} = 0,064$$

$$\mu = 0,064 < \mu_{limite} = 0,392 \implies A'_s = 0$$

$$\mu = 0,064 < 0,1859 \implies \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,064}) = 0,08$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,08 \times 1 \times 0,135 \times 14,2}{347,83} = 3,52 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3,52 \text{ cm}^2$$

III.3.1.6 Vérifications nécessaires

a) Condition de non-fragilité

... (Art A.4.2) [2]

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{s \text{ min}}$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,23 \times 0,135 \times 1 \times 2,1}{400} = 1,6 \text{ cm}^2$$

$A_s = 3,52 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min}} = 1,6 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

☞ On adopte : $A_s = 5\text{HA}12$ (5,65 cm²)

b) Vérification de l'effort tranchant à l'ELU ... (Art A.5.1)^[2]

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{20,2 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,15 \text{ MPA}$$

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

$$\tau_u = 0,15 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

☞ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification à l'ELS ... (Art A.4.5.2, BAEL 83)

- Comme la fissuration est peu préjudiciable Condition vérifiée.
- L'acier utilisé est de nuance Fe E 400 Condition vérifiée.
- La section est rectangulaire Condition vérifiée.
- Flexion simple Condition vérifiée.

Si la condition ci-dessous est vérifiée, la limitation des contraintes dans le béton sera inutile :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \quad \text{(III.44)}$$

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{16,62}{11,51} = 1,44$$

$$\alpha = \frac{1,44 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,47$$

$$\alpha_u = 0,08 \leq \alpha = 0,47 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

☞ Vérification des contraintes à ELS n'est pas nécessaire.

III.3.1.7 Armatures de répartition

$$A_{sr} = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

☞ On adopte : $A_{sr} = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$

III.3.1.8 Espacement des armatures

▣ Armatures principales

$$s_p = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Il faut vérifier que : $s_p \leq s_{p \max}$

$$s_{p \max} = \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 15 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \implies \text{On prend : } s_p = 20 \text{ cm}$$

▣ Armatures secondaires

$$s_r = \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm}$$

Il faut vérifier que : $s_r \leq s_{r \max}$

$$s_{r \max} = \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 10 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \implies \text{On prend : } s_r = 25 \text{ cm}$$

III.3.1.9 Schéma de ferrailage

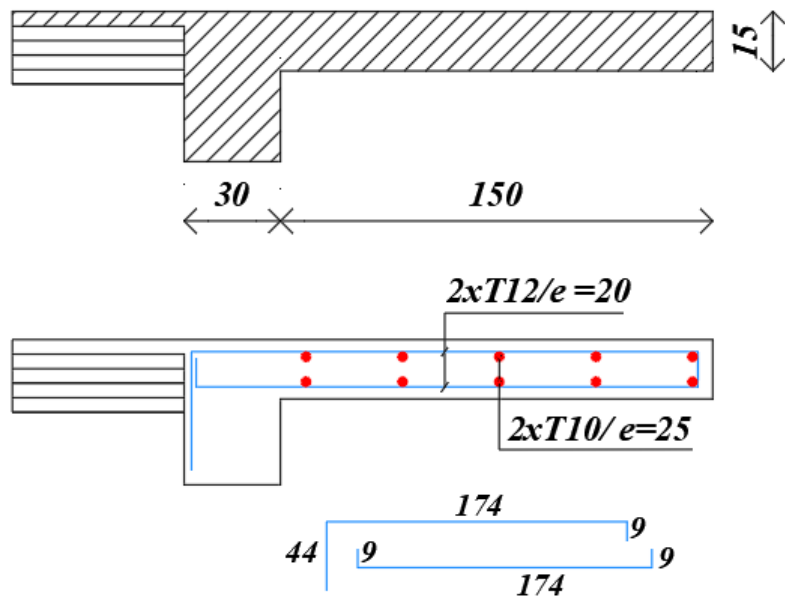


Figure III.41 : Shéma de ferrailage de balcon

III.3.2 Dalle rectangulaire (Extension de chambre)

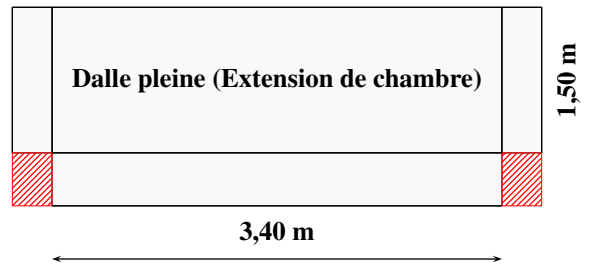


Figure III.42 : Dalle rectangulaire (Extension de chambre)

III.3.2.1 Hypothèses de calcul

Pour le calcul de cette dalle pleine, on adopte les mêmes hypothèses que celles du balcon.

III.3.2.2 Évaluation des charges

• Charges permanentes :

– G (étage courant) = $5,11 \text{ KN/m}^2$

• Charges d'exploitation :

– Q (étage courant) = $1,5 \text{ KN/m}^2$

• Charge des murs extérieurs :

– $P = 2,81 \text{ KN/m}^2 \times H = 2,81 (\text{KN/m}^2) \times (3,23 - 0,15) = 8,65 \text{ KN/ml}$

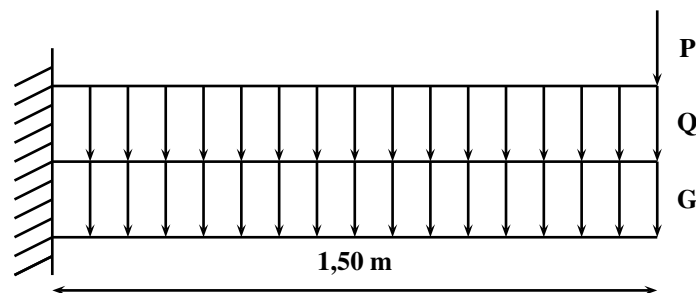


Figure III.43 : Schéma statique de l'extension de chambre

III.3.2.3 Combinaison des charges

▣ ELU

- **Charge uniformément répartie**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ m} = 1,35 \times 5,11 + 1,5 \times 1,5 = 9,15 \text{ KN/m}$$

- **Charge concentrée**

$$p_u = (1,35P) \times 1 \text{ m} = 1,35 \times 8,65 \times 1 = 11,68 \text{ KN}$$

▣ ELS

- **Charge uniformément répartie**

$$q_{ser} = (G + Q) \times 1 \text{ m} = (5,11 + 1,5) \times 1 = 6,61 \text{ KN/m}$$

- **Charge concentrée**

$$p_{ser} = P \times 1 \text{ m} = 8,65 \text{ KN}$$

III.3.2.4 Calcul des sollicitations

▣ Calcul des moments de flexion

$$M_u = -\frac{q_u \times L^2}{2} - p_u \times L = -\frac{9,15 \times 1,5^2}{2} - 11,68 \times 1,5 = -7,23 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = -\frac{q_{ser} \times L^2}{2} - p_{ser} \times L = -\frac{6,61 \times 1,5^2}{2} - 8,65 \times 1,5 = -5,54 \text{ KN.m}$$

▣ Calcul de l'effort tranchant

$$V_u = -\frac{dM}{dx} = q_u \times L + p_u = 9,15 \times 1,5 + 11,68 = 25,41 \text{ KN}$$

III.3.2.5 Calcul de ferrailage

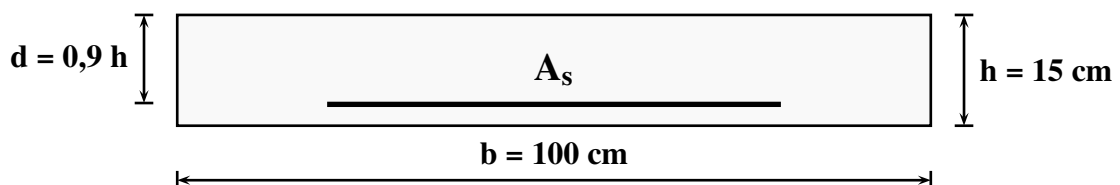


Figure III.44 : Section à ferrailer

hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 15 = 0,135 \text{ m}$

$$\text{moment réduit} : \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7,23 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,20} = 0,028$$

$$\mu = 0,028 < \mu_{\text{limite}} = 0,392 \implies A'_s = 0$$

$$\mu = 0,028 < 0,1859 \implies \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,028}) = 0,036$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,036 \times 1 \times 0,135 \times 14,2}{347,83} = 1,59 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,59 \text{ cm}^2$$

III.3.2.6 Vérifications nécessaires

a) Condition de non-fragilité ... (Art A.4.2) [2]

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{s \text{ min}}$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,23 \times 0,135 \times 1 \times 2,1}{400} = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,59 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min}} = 1,6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

☞ On adopte : $A_s = 5\text{HA}10 (3,93 \text{ cm}^2)$

b) Vérification de l'effort tranchant à l'ELU ... (Art A.5.1) [2]

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{25,41 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,19 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right) = 3,33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,19 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

☞ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c) Vérification à l'ELS ... (Art A.4.5.2, BAEL 83)

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{7,23}{5,54} = 1,3$$

$$\alpha = \frac{1,3 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,40$$

$\alpha_u = 0,036 \leq \alpha = 0,4$ Condition vérifiée.

☞ Vérification des contraintes à l'ELS n'est pas nécessaire.

III.3.2.7 Armatures de répartition

$$A_{sr} = \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

☞ On adopte : $A_{sr} = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2$

III.3.2.8 Espacement des armatures

☛ Armatures principales :

$$s_p = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Il faut vérifier que : $s_p \leq s_{p \max}$

$$s_{p \max} = \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 15 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \implies \text{On prend : } s_p = 20 \text{ cm}$$

☛ Armatures secondaires :

$$s_r = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Il faut vérifier que : $s_r \leq s_{r \max}$

$$s_{r \max} = \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 10 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \implies \text{On prend : } s_r = 25 \text{ cm}$$

III.3.2.9 Schéma de ferrailage

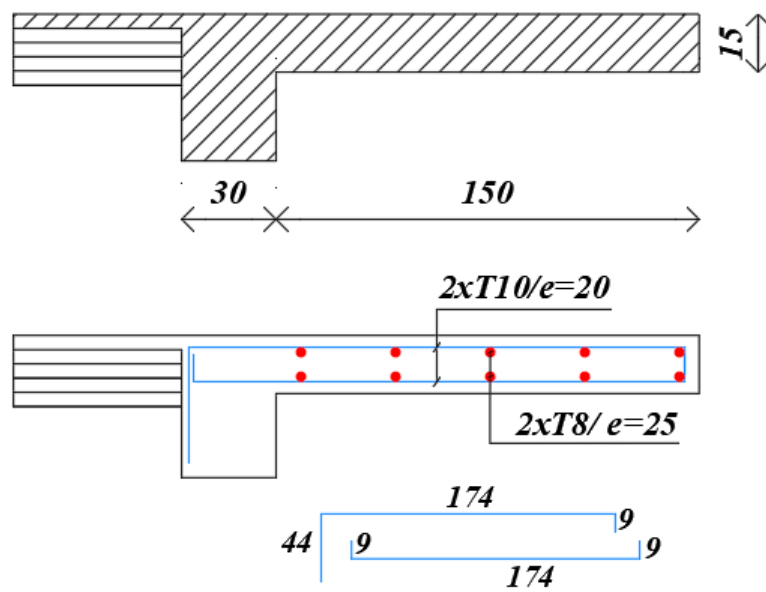


Figure III.45 : Schéma de ferrailage de l'extension de la chambre

III.3.3 Dalle irrégulière (Balcon)

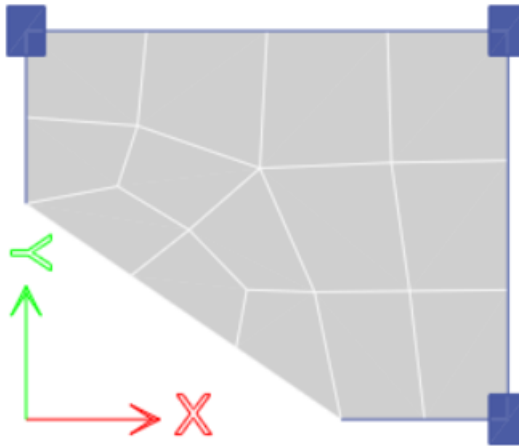


Figure III.46 : Modélisation de la dalle irrégulière

III.3.3.1 Hypothèses de calcul

- Elle est soumise aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme préjudiciables.
- Le calcul se fait en flexion simple sur une bande de 1 m linéaire.
- $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,75}{3,60} = 0,76$ donc la dalle porte dans les deux sens.

III.3.3.2 Évaluation des charges

Tableau III.9 : Charges sur la dalle irrégulière

G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q _u (KN/m ²)	q _{ser} (KN/m ²)
5,11	3,5	12,15	8,61

III.3.3.3 Sollicitations

Les sollicitations sont extraites directement du logiciel Etabs v21.

Tableau III.10 : Les sollicitations de la dalle irrégulière

	Moment en travée (KN.m)		Moment sur appui (KN.m)		Effort tranchant (KN)	
	Sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	Sens y-y
ELU	10,17	9,34	-7,09	-9,18	16,63	15,29
ELS	7,31	6,71	-5,07	-6,59	/	

III.3.3.4 Calcul de ferrailage

• **Sens x-x**

▸ **En travée**

Hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm} = 0,135 \text{ m}$

$$\text{Moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10,17 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,20} = 0,04$$

$$\mu = 0,04 < \mu_{limite} = 0,392 \implies A'_s = 0$$

$$\mu = 0,04 < 0,1859 \implies \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,04}) = 0,05$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha_u \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,05 \times 1 \times 0,135 \times 14,2}{347,83} = 2,2 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,2 \text{ cm}^2$$

Supposant $A_s = 5 \text{ HA}10 (3,93 \text{ cm}^2)$

▸ **Sur appui**

Hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm} = 0,135 \text{ m}$

$$\text{Moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7,09 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,20} = 0,03$$

$$\mu = 0,03 < \mu_{limite} = 0,392 \implies A'_s = 0$$

$$\mu = 0,03 < 0,1859 \implies \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,03}) = 0,04$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha_u \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,04 \times 1 \times 0,135 \times 14,2}{347,83} = 1,76 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,76 \text{ cm}^2$$

Supposant $A_s = 5 \text{ HA}10 (3,93 \text{ cm}^2)$

• **Sens y-y**

▸ **En travée**

Hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm} = 0,135 \text{ m}$

$$\text{Moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9,34 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,20} = 0,04$$

$$\mu = 0,04 < \mu_{limite} = 0,392 \implies A'_s = 0$$

$$\mu = 0,04 < 0,1859 \implies \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,04}) = 0,05$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha_u \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,05 \times 1 \times 0,135 \times 14,2}{347,83} = 2,2 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,2 \text{ cm}^2$$

Supposant $A_s = 5 \text{ HA}10 (3,93 \text{ cm}^2)$

► **Sur appui**

Hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm} = 0,135 \text{ m}$

$$\text{Moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9,18 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,20} = 0,04$$

$$\mu = 0,04 < \mu_{limite} = 0,392 \implies A'_s = 0$$

$$\mu = 0,04 < 0,1859 \implies \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,04}) = 0,05$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha_u \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,05 \times 1 \times 0,135 \times 14,2}{347,83} = 2,2 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,2 \text{ cm}^2$$

Supposant $A_s = 5 \text{ HA}10 (3,93 \text{ cm}^2)$

III.3.3.5 Vérifications nécessaires

a) Condition de non fragilité

... (Art A.4.2) [2]

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{s \text{ min}}$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$



Figure III.47 : Hauteur utile "d"

► **Sens x-x**

$$d_x = h - \frac{\phi_x}{2} = 0,15 - \frac{0,01}{2} = 0,145 \text{ m}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,145 \times 2,1}{400} = 1,75 \text{ cm}^2$$

$A_{s \text{ travée}} = A_{s \text{ appui}} = 3,93 \text{ cm}^2 \geq 1,75 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

► **Sens y-y**

$$d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 0,145 - \frac{0,01 + 0,01}{2} = 0,135 \text{ m}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,135 \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ travée}} = A_{s \text{ appui}} = 3,93 \text{ cm}^2 \geq 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau III.11 : Récapitulatif du ferrailage

	Sens x-x		Sens y-y	
	Travée	Appui	Travée	Appui
A_s calculée (cm²)	2,2	1,76	2,2	2,2
Choix	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
A_s adopté (cm²)	3,93	3,93	3,93	3,93

b) Vérification de l'effort tranchant à l'ELU ... (Art A.5.1) [2]

Il vérifier que :

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

D'après l'article (A.5.2.2) [2] :

$$\bar{\tau} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \tag{III.45}$$

$$\bar{\tau} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{16,63}{1 \times 0,135} = 0,12 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 1,17 \text{ MPa} \geq \tau = 0,12 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

☞ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c) Vérifications à L'ELS

c.1 Vérification des contraintes à L'ELS ... (Art A.4.5.2, BAEL 83)

- Comme la fissuration est peu préjudiciable Condition vérifiée.
- L'acier utilisé est de nuance FeE400 Condition vérifiée.
- La section est rectangulaire Condition vérifiée.
- Flexion simple Condition vérifiée.

Si la condition ci-dessous est vérifiée, la limitation des contraintes dans le béton sera inutile :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

• **Sens x-x**

▣ **En travée**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{10,17}{7,31} = 1,39$$

$$\alpha \leq \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$

$\alpha_u = 0,05 \leq \alpha = 0,45$ Condition vérifiée.

▣ **Sur appui**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{7,09}{5,07} = 1,39$$

$$\alpha \leq \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$

$\alpha_u = 0,04 \leq \alpha = 0,45$ Condition vérifiée.

• **Sens y-y**

▣ **En travée**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{7,09}{5,07} = 1,39$$

$$\alpha \leq \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$

$\alpha_u = 0,05 \leq \alpha = 0,45$ Condition vérifiée.

▣ **Sur appui**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{7,09}{5,07} = 1,39$$

$$\alpha \leq \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$

$\alpha_u = 0,05 \leq \alpha = 0,45$ Condition vérifiée.

☞ Vérification des contraintes à l'ELS n'est pas nécessaire

c.2 Vérification de la flèche

... (Art B.7.5) [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{ser}^t}{20 \times M_0^{ser}} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{(III.46)} \\ \text{(III.47)} \end{array}$$

• **Sens x-x**

$$\frac{3,93}{100 \times 13,5} = 0,0029 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{15}{275} = 0,054 \geq \frac{7,31}{20 \times 13,95} = 0,026 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sens y-y**

$$\frac{3,93}{100 \times 13,5} = 0,0029 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{15}{275} = 0,054 \geq \frac{6,71}{20 \times 8,13} = 0,041 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

☞ Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire dans les deux directions.

III.3.3.6 Espacement ... (Art A.7.2.4.2) [2]

Les espacements maximaux dans le cas des charges uniformément réparties en fissuration peu préjudiciable sont :

- Dans la direction la plus sollicitée :

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) \tag{III.48}$$

- Dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée :

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) \tag{III.49}$$

• **Sens x-x**

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) \implies S_t \leq \min(3 \times 15 ; 33 \text{ cm}) \implies \text{On prend : } S_t = 20 \text{ cm}$$

• **Sens y-y**

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) \implies S_t \leq \min(4 \times 15 ; 45 \text{ cm}) \implies \text{On prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

III.3.3.7 Schéma de ferrailage

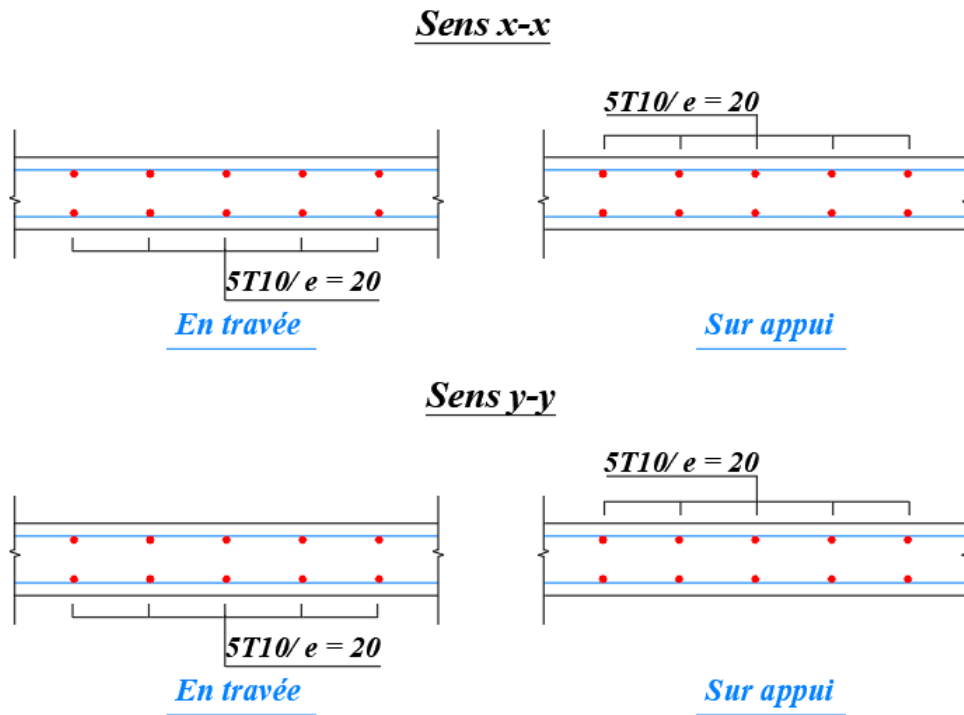


Figure III.48 : Ferrailage de la dalle irrégulière.

III.4 Étude des escaliers [5]

Introduction

Les escaliers sont des constructions soumises à leur poids propre, aux charges permanentes des éléments qu'ils supportent, ainsi qu'aux surcharges d'exploitation.

L'escalier étudié se compose de deux volées et d'un palier intermédiaire. Puisque ces volées ne sont pas égales, notre étude se concentrera sur la volée la plus longue, soit celle présentant les conditions les moins favorables.

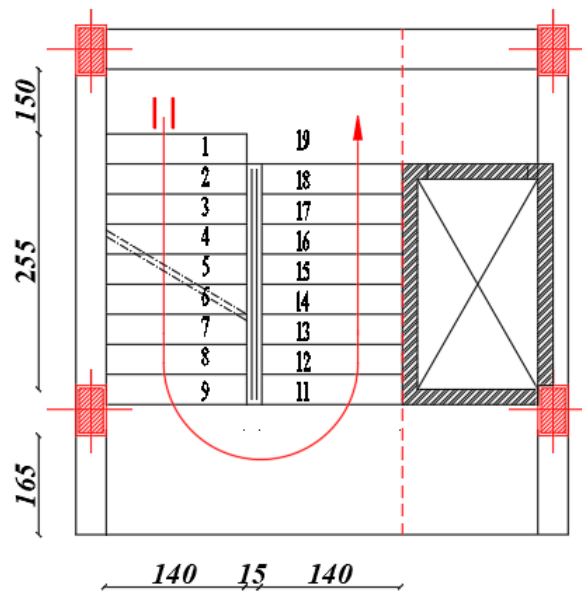


Figure III.49 : La géométrie des escaliers étudiés

III.4.1 Hypothèses de calcul

- La dalle (paillasse + palier) est sollicitée en flexion simple.
- La dalle (paillasse + palier) est à l'abri des intempéries, donc les fissurations sont peu préjudiciables.
- La dalle (paillasse + palier) peut être considérée comme une poutre continue d'une largeur unitaire de 1 mètre. Les différentes conditions d'appui de cette poutre sont prises en compte lors du calcul des sollicitations.

III.4.2 Évaluation des charges

▣ Palier

- Charges permanentes : $G = 6,02 \text{ kN/m}^2$

- Charges d'exploitation : $Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$

▣ **Paillasse**

- Charges permanentes : $G = 10,00 \text{ kN/m}^2$

- Charges d'exploitation : $Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$

III.4.3 Combinaison des charges

▣ **Palier**

ELU : $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ m} = (1,35 \times 6,02 + 1,5 \times 2,50) \times 1 \text{ m} = 11,88 \text{ kN/ml}$

ELS : $q_{ser} = (G + Q) \times 1 \text{ m} = (6,02 + 2,50) \times 1 \text{ m} = 8,52 \text{ kN/ml}$

▣ **Paillasse**

ELU : $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ m} = (1,35 \times 10,00 + 1,5 \times 2,50) \times 1 \text{ m} = 17,25 \text{ kN/ml}$

ELS : $q_{ser} = (G + Q) \times 1 \text{ m} = (10,00 + 2,50) \times 1 \text{ m} = 12,50 \text{ kN/ml}$

	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	q _u (kN/ml)	q _{ser} (kN/ml)
Palier	6,02	2,50	11,88	8,52
Paillasse	10,00	2,50	17,25	12,50

Tableau III.12 : Combinaison des charges

➤ La charge équivalente

ELU : $q_{eu} = \frac{\sum q_i L_i}{\sum L_i} = \frac{11,88 \times 1,50 + 17,25 \times 2,55}{1,50 + 2,55} = 15,26 \text{ kN/ml}$

ELS : $q_{es} = \frac{\sum q_i L_i}{\sum L_i} = \frac{8,52 \times 1,50 + 12,50 \times 2,55}{1,50 + 2,55} = 11,03 \text{ kN/ml}$

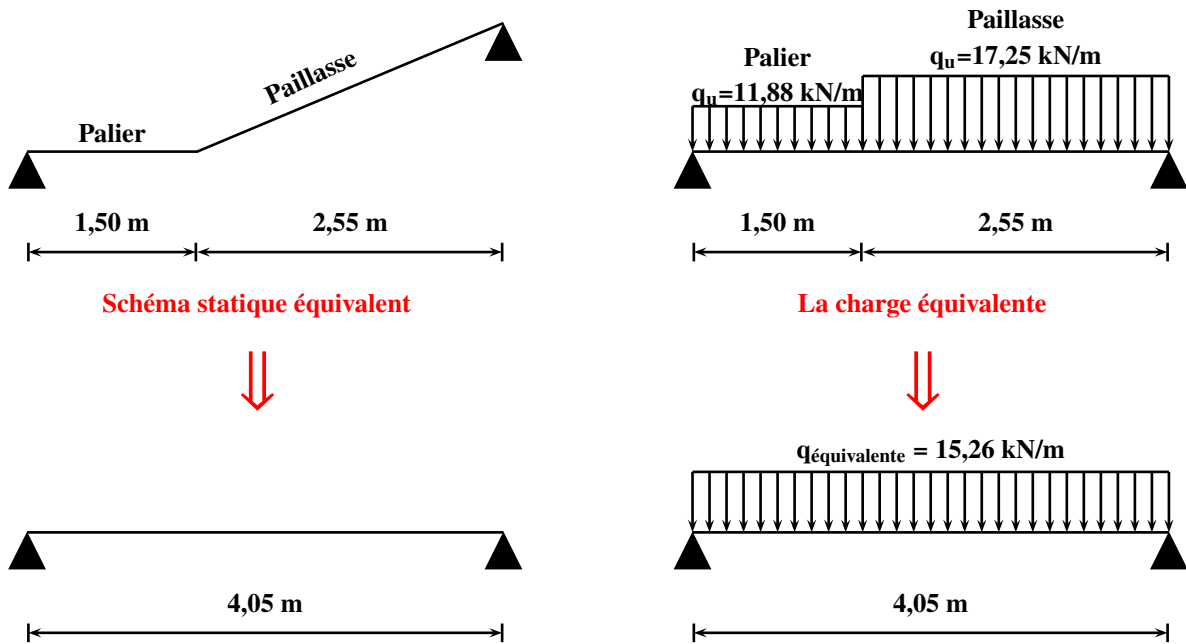


Figure III.50 : Schéma statique de l'escalier

III.4.4 Calcul des sollicitations

⇒ ELU

1. *Moment isostatique :*

$$M_0 = \frac{q_{eu} \times L^2}{8} \quad (\text{III.50})$$

$$M_0 = \frac{15,26 \times 4,05^2}{8} = 31,29 \text{ KN.m}$$

2. *Moment en travée :*

$$M_t = 0,85M_0 \quad (\text{III.51})$$

$$M_t = 0,85 \times 31,29 = 26,60 \text{ KN.m}$$

3. *Moment sur appui :*

$$M_a = 0,20M_0 \quad (\text{III.52})$$

$$M_a = 0,20 \times 31,29 = 6,26 \text{ KN.m}$$

4. *Effort tranchant :*

$$V = \frac{q_{eu}L}{2} \quad (\text{III.53})$$

$$V = \frac{15,26 \times 4,05}{2} = 30,90 \text{ KN}$$

➡ **ELS**

1. Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{11,03 \times 4,05^2}{8} = 22,61 \text{ KN.m}$$

2. Moment en travée :

$$M_t = 0,85 \times 22,61 = 19,22 \text{ KN.m}$$

3. Moment sur appui :

$$M_a = 0,20 \times 22,61 = 4,52 \text{ KN.m}$$

Tableau III.13 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

	ELU	ELS
Moment sur appui (KN.m)	6,26	4,52
Moment en travée (KN.m)	26,60	19,22
Effort tranchant (KN)	30,90	/

III.4.5 Calcul du ferrailage

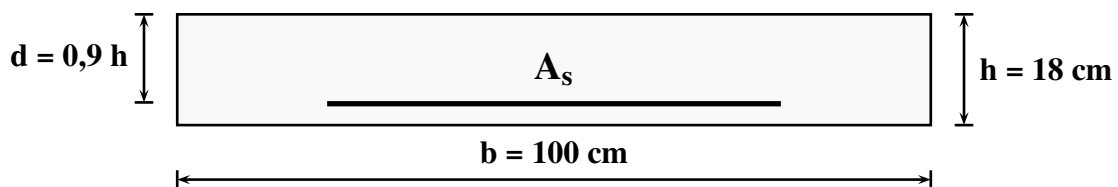


Figure III.51 : Section à ferrailier

➡ **En travée**

Hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm} = 0,162 \text{ m}$

Moment réduit : $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{26,60 \times 10^{-3}}{1 \times 0,162^2 \times 14,20} = 0,073$

$\mu = 0,073 < \mu_{limite} = 0,392 \implies A'_s = 0$

$\mu = 0,073 < 0,1859 \implies \text{Pivot A}$

$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,073}) = 0,095$

$A_s = \frac{0,8 \times \alpha_u \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,095 \times 100 \times 0,162 \times 14,2}{347,83} = 4,96 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 4,96 \text{ cm}^2$

➡ **Sur appui**

Hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 16,2 = 14,58 \text{ cm} = 0,1458 \text{ m}$

$$\text{Moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,26 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1458^2 \times 14,20} = 0,017$$

$$\mu = 0,017 < \mu_{limite} = 0,392 \implies A'_s = 0$$

$$\mu = 0,017 < 0,1859 \implies \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,017}) = 0,021$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,021 \times 100 \times 0,1458 \times 14,2}{347,83} = 1,09 \text{ cm}^2$$

III.4.6 Vérifications nécessaires

a) Condition de non-fragilité ... (Art A.4.2) [2]

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{s \text{ min}}$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,16 \times 2,1}{400} = 1,93 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ travée}} = 4,96 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min}} = 1,93 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{s \text{ appui}} = 1,09 \text{ cm}^2 \leq A_{s \text{ min}} = 1,93 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

☞ On adopte :

$$A_{s \text{ travée}} = 5\text{HA}12 (5,65 \text{ cm}^2)$$

$$A_{s \text{ appui}} = 5\text{HA}10 (3,93 \text{ cm}^2)$$

b) Vérification de l'effort tranchant à l'ELU ... (Art A.5.1) [2]

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{30,90 \times 10^{-3}}{1 \times 0,16} = 0,19 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,19 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

☞ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérifications à l'ELS

c.1) Vérification des contraintes à l'ELS

... (Art A.4.5.2, BAEL 83)

► **En travée :**

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{26,60}{19,22} = 1,38 \implies \alpha = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha_u = 0,095 \leq \alpha = 0,42 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

► **Sur appui :**

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{6,26}{4,52} = 1,38 \implies \alpha = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha_u = 0,021 \leq \alpha = 0,43 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

☞ La vérification des contraintes à l'ELS n'est pas nécessaire.

c.2) Vérification de la flèche à l'ELS

... (Art B.6.5.1) [2]

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{18}{405} = 0,044 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$

- $\rho = \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \implies \frac{5,65}{100 \times 16} = 0,0035 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \implies \frac{18}{405} = 0,044 \geq \frac{19,22}{10 \times 22,61} = 0,085 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$

☞ L'une des conditions n'est pas vérifiée, donc on passe directement à la vérification de la flèche.

$$\Delta f_t = f_{Gv} - f_{Gi} + f_{pi} - f_{ji} \leq \bar{f}$$

► **Calcul de la flèche**

... (ANNEXE D) [2]

On procède de la même manière que pour les planchers.

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2$$

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

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

$$d'' = 0,11h = 1,98 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = 0,0035$$

• **Détermination de l'axe neutre (y)**

$$by^2 + 30(As + As')y - 30(Asd + As'd') = 0$$

$$100y^2 + 169,5y - 2712 = 0 \implies y = 4,42 \text{ cm} = 0,0442 \text{ m}$$

• **Moment d'inertie**

$$I = \frac{1}{3}b_0y^3 + 15[As(d - y)^2 + As'(y - d'')^2]$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 4,42^3 + 15[5,65(16 - 4,42)^2] = 14243,03 \text{ cm}^4$$

• **Moment d'inertie de la section totale rendue homogène "I₀"**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15[As(\frac{h}{2} - d'')^2]$$

$$I_0 = \frac{100 \times 18^3}{12} + 15[5,65(\frac{18}{2} - 1,98)^2] = 52776,51 \text{ cm}^4$$

• **Déformations instantanée et différée "λ_i" et "λ_v"**

$$\lambda_i = \frac{0,05ft_{28}}{\rho(2 + 3\frac{b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0035 \times (2 + 3 \times \frac{100}{100})} = 6$$

$$\lambda_v = \frac{2\lambda_i}{5} = \frac{2 \times 6}{5} = 2,4$$

• **Calcul des contraintes "σ_s"**

○ σ_s : contrainte de traction effective de l'armature pour le cas de charge considéré

○ q_r : charge permanentes avant la mise en place de revêtements

○ q_c : charge permanentes avant la mise en place de garde-corps

○ q_p : charge totale (permanentes et d'exploitation)

$$q_r = G' \times 1 = \frac{4,50 \times 1,50 + 7,45 \times 2,55}{1,50 + 2,55} \times 1 = 6,35 \text{ KN/ml}$$

$$q_c = (G - C) \times 1 = \left(\frac{6,02 \times 1,50 + 10 \times 2,55}{1,50 + 2,55} - 0,6 \right) \times 1 = 7,93 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = (G + Q) \times 1 = \left(\frac{6,02 \times 1,50 + 10 \times 2,55}{1,50 + 2,55} + 2,5 \right) \times 1 = 11,03 \text{ KN/ml}$$

Sachant que :

- G : charge permanentes équivalente du escalier.
- G' : poids propre équivalent de l'escalier.
- C : charge permanentes de garde corps.
- Q : charge d'exploitation de l'escalier.

$$M_r = \frac{q_r L^2}{8} = \frac{6,35 \times 4,05^2}{8} = 13,02 \text{ KN.ml}$$

$$M_c = \frac{q_c L^2}{8} = \frac{7,93 \times 4,05^2}{8} = 16,26 \text{ KN.ml}$$

$$M_p = \frac{q_p L^2}{8} = \frac{11,03 \times 4,05^2}{8} = 22,61 \text{ KN.ml}$$

$$\sigma_r = 15 \frac{M_r(d-y)}{I} = 15 \times \frac{13,02 \times 10^3(16-4,42)}{14243,03} = 158,78 \text{ MPA}$$

$$\sigma_c = 15 \frac{M_c(d-y)}{I} = 15 \times \frac{16,26 \times 10^3(16-4,42)}{14243,03} = 198,29 \text{ MPA}$$

$$\sigma_p = 15 \frac{M_p(d-y)}{I} = 15 \times \frac{22,61 \times 10^3(16-4,42)}{14243,03} = 275,74 \text{ MPA}$$

• **Calcul du coefficient " μ "**

$$\mu_r = 1 - \frac{1,75ft_{28}}{4\rho\sigma_r + ft_{28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0035 \times 158,78 + 2,1} = 0,15 \text{ MPA}$$

$$\mu_c = 1 - \frac{1,75ft_{28}}{4\rho\sigma_c + ft_{28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0035 \times 198,29 + 2,1} = 0,25 \text{ MPA}$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75ft_{28}}{4\rho\sigma_p + ft_{28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0035 \times 275,74 + 2,1} = 0,38 \text{ MPA}$$

• **Calcul les modules de déformation " E_i " et " E_v "**

$$E_i = 32164,20 \text{ MPA}$$

$$E_v = 10818,87 \text{ MPA}$$

• **Calcul de l'inertie fictif " I_f " :**

$$I_{fri} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_r} = \frac{1,1 \times 52776,51}{1 + 6 \times 0,15} = 30554,82 \text{ cm}^4$$

$$I_{fci} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_c} = \frac{1,1 \times 52776,51}{1 + 6 \times 0,25} = 23221,66 \text{ cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 52776,51}{1 + 6 \times 0,38} = 17699,43 \text{ cm}^4$$

$$I_{fcv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_c} = \frac{1,1 \times 52776,51}{1 + 2,4 \times 0,25} = 36283,85 \text{ cm}^4$$

• **Evaluation de la flèche**

$$f_r = \frac{M_r L^2}{10E_i I_{fri}} = \frac{13,02 \times 4,05^2 \times 10^5}{10 \times 32164,20 \times 30554,82} = 0,00217 \text{ m}$$

$$f_c = \frac{M_c L^2}{10E_i I_{fci}} = \frac{16,26 \times 4,05^2 \times 10^5}{10 \times 32164,20 \times 23221,66} = 0,00357 \text{ m}$$

$$f_p = \frac{M_p L^2}{10E_i I_{fpi}} = \frac{22,61 \times 4,05^2 \times 10^5}{10 \times 32164,20 \times 17699,43} = 0,00651 \text{ m}$$

$$f_{cv} = \frac{M_c L^2}{10E_v I_{fcv}} = \frac{16,26 \times 4,05^2 \times 10^5}{10 \times 10818,87 \times 36283,85} = 0,00228 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{cv} - f_r + f_p - f_c = 0,00228 - 0,00217 + 0,00651 - 0,00357 = 0,0031 \text{ m}$$

• **Fleche admissible**

... (B.6.5.3) [2]

La flèche admissible est donnée par :

• Si $L \leq 500 \text{ cm}$ $\bar{f} = \frac{L}{500}$

• Si $L > 500 \text{ cm}$ $\bar{f} = 0,5 \text{ cm} + \frac{L}{1000}$

$$L = 405 \text{ cm} \implies \bar{f} = \frac{405}{500} = 0,81 \text{ cm}$$

$\Delta f_t = 0,31 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,81 \text{ cm}$ le flèche est vérifiée.

III.4.7 Armatures de répartition :

▣ **En Travée**

$$A_{sr} = \frac{A_s \text{ travée}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{sr} = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

▣ **Sur appui**

$$A_{sr} = \frac{A_s \text{ appui}}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$A_{sr} = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

III.4.8 Espacement des armature

III.4.8.1 Armatures principales

▮ En Travée

$$s_p = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

il faut vérifier que : $s_p \leq s_{p \max}$

$$s_{p \max} = \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 18 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \implies \text{On prend : } s_p = 20 \text{ cm}$$

▮ Sur Appui

$$s_p = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

il faut vérifier que : $s_p \leq s_{p \max}$

$$s_{p \max} = \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 18 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \implies \text{On prend : } s_p = 20 \text{ cm}$$

III.4.8.2 Armatures secondaires

▮ En Travée

$$s_r = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

il faut que $s_r \leq s_{r \max}$

$$s_{r \max} = \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 18 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \implies \text{On prend : } s_r = 20 \text{ cm}$$

▮ Sur Appui

$$s_r = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

il faut que $s_r \leq s_{r \max}$

$$s_{p \max} = \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 18 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \implies \text{On prend : } s_r = 20 \text{ cm}$$

III.5 Etude de porte à faux

III.5.1 Evaluation des charges

- Charges permanentes :

- G(palier) = 6,02 KN/m²

- Charges d'exploitation :

- $Q(\text{palier}) = 2,5 \text{ KN/m}^2$

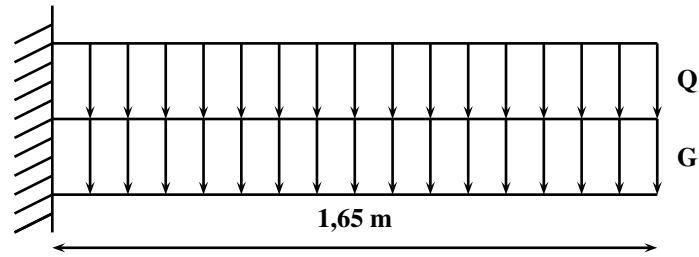


Figure III.52 : Schéma statique de porte à faux

III.5.2 Combinaison des charges

⇒ ELU

$$q_u (\text{étage courant}) = (1,35G + 1,5Q) \times 1(m) = 1,35 \times 6,02 + 1,5 \times 2,5 = 11,88 \text{ KN/ml}$$

⇒ ELS

$$q_{ser} (\text{étage courant}) = (G + Q) \times 1(m) = (6,02 + 2,5) \times 1 = 8,52 \text{ KN/ml}$$

III.5.3 Calcul des sollicitations

III.5.3.1 Calcul des moments de flexion

$$M_u = - \frac{q_u \times l^2}{2} = - \frac{11,88 \times 1,65^2}{2} = - 16,17 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = - \frac{q_{ser} \times l^2}{2} = - \frac{8,52 \times 1,65^2}{2} = - 11,60 \text{ KN.m}$$

III.5.3.2 Calcul de l'effort tranchant

$$V_u = - \frac{dM}{dx} = q_u l = 11,88 \times 1,65 = 19,60 \text{ KN}$$

III.5.4 Calcul de ferrailage

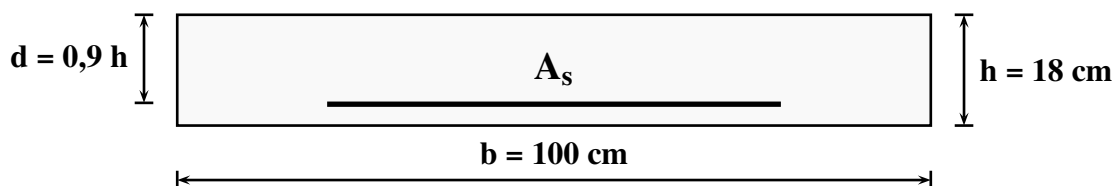


Figure III.53 : Section à ferrailler

Hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 18 = 0,16 \text{ m}$

$$\text{Moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{16,17 \times 10^3}{1 \times 0,16^2 \times 14,20} = 0,044$$

$$\mu = 0,044 < \mu_{limite} = 0,392 \implies A'_s = 0$$

$$\mu = 0,044 < 0,1859 \implies \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,044}) = 0,06$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,06 \times 1 \times 0,16 \times 14,2}{347,83} = 3,12 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3,12 \text{ cm}^2$$

III.5.5 Vérifications nécessaires

a) Condition de non-fragilité ... (Art A.4.2) [2]

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{s \text{ min}}$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,23 \times 0,16 \times 1 \times 2,1}{400} = 1,93 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,12 \text{ cm}^2 \geq 1,93 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

☞ On adopte : $A_s = 5\text{HA}10(3,93 \text{ cm}^2)$

b) Vérification de l'effort tranchant à l'ELU ... (Art A.5.1) [2]

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{19,60 \times 10^{-3}}{1 \times 0,16} = 0,12 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,12 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

☞ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c) Vérification à l'ELS

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{16,17}{11,60} = 1,40 \implies \alpha = \frac{1,40 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$

$\alpha_u = 0,06 \leq \alpha = 0,45$ Condition vérifiée.

☞ Vérification des contraintes à l'ELS n'est pas nécessaire.

III.5.6 Armatures de répartition

$$A_{sr} = \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

☞ On adopte : $A_{sr} = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2$

III.5.7 Espacement des armatures

III.5.7.1 Armatures principales

$$s_p = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Il faut vérifier que : $s_p \leq s_{p \max}$

$$s_{p \max} = \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 18 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \implies \text{On prend : } s_p = 20 \text{ cm}$$

III.5.7.2 Armatures secondaires

$$s_r = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Il faut vérifier que : $s_r \leq s_{r \max}$

$$s_{r \max} = \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 18 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \implies \text{On prend : } s_r = 20 \text{ cm}$$

III.5.8 Schéma de ferrailage

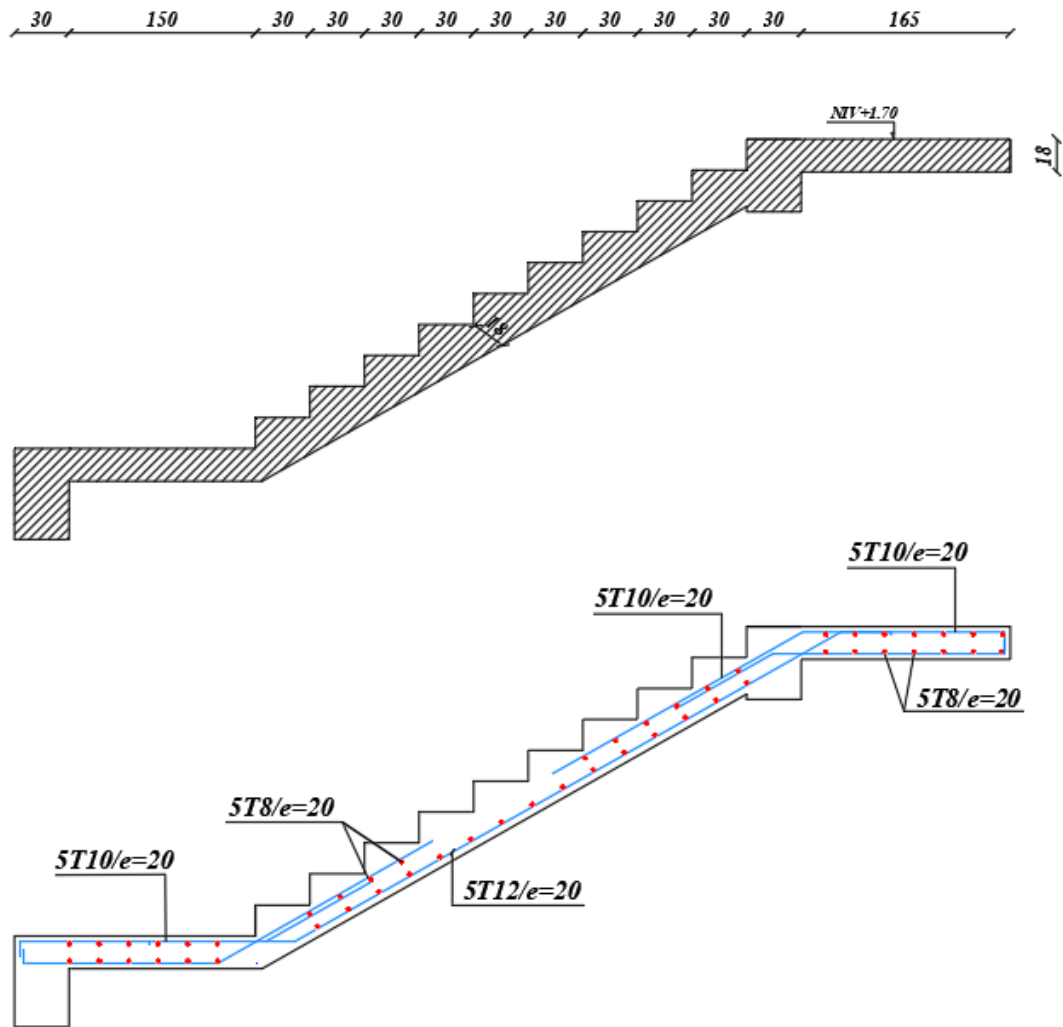


Figure III.54 : Schéma de ferrailage de l'escalier

III.5.9 Étude de la poutre palière

La poutre palière positionnée à la hauteur de 1,70 m reçoit le chargement qui provient de :

- La paillasse
- Le palier
- Son poids propre

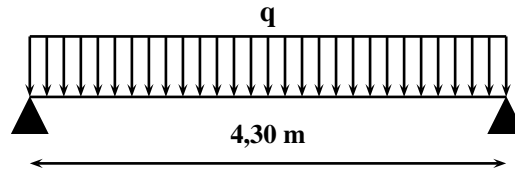


Figure III.55 : Schéma statique de la poutre palière

III.5.9.1 Hypothèses de calcul

- La poutre palière est soumise à la flexion simple due à son propre poids ainsi qu'aux réactions des paliers et du paillasse.
- La poutre palière est également soumise à la torsion due aux charges horizontales exercées par la volée, dont elle est le support.

III.5.9.2 Évaluation des charges

▣ Charges permanentes

– Poids propre : $G = b \times h \times 25 = 0,3 \times 0,40 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$

– Poids du palier et de la paillasse

$$- R_{\text{palier-paillasse}} = \frac{q_{eu} \times L}{2} + q_{pu} \times L = \frac{15,26 \times 4,05}{2} + 11,88 \times 1,65 = 50,50 \text{ KN/ml (ELU)}$$

$$- R_{\text{palier-paillasse}} = \frac{q_{es} \times L}{2} + q_{ps} \times L = \frac{11,03 \times 4,05}{2} + 8,52 \times 1,65 = 36,39 \text{ KN/ml (ELS)}$$

III.5.9.3 Combinaison des charges

▣ ELU

$$q_u = (1,35G + R_{pp}) = 1,35 \times 3 + 50,50 = 54,55 \text{ KN/ml}$$

▣ ELS

$$q_{ser} = (G + R_{pp}) = 3 + 36,39 = 39,39 \text{ KN/ml}$$

III.5.9.4 Calcul des sollicitations

▣ **ELU**

1. Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{54,55 \times 4,30^2}{8} = 126,08 \text{ KN.m}$$

2. Moment en travée :

$$M_t = 0,85M_0$$

$$M_t = 0,85 \times 126,08 = 107,17 \text{ KN.m}$$

3. Moment sur appui :

$$M_a = 0,20M_0$$

$$M_a = 0,20 \times 126,08 = 25,22 \text{ KN.m}$$

4. Effort tranchant :

$$V = \frac{q_u L}{2}$$

$$V = \frac{54,55 \times 4,30}{2} = 117,28 \text{ KN}$$

▣ **ELS**

1. Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{39,39 \times 4,30^2}{8} = 91,04 \text{ KN.m}$$

2. Moment en travée :

$$M_t = 0,85 \times 91,04 = 77,38 \text{ KN.m}$$

3. Moment sur appui :

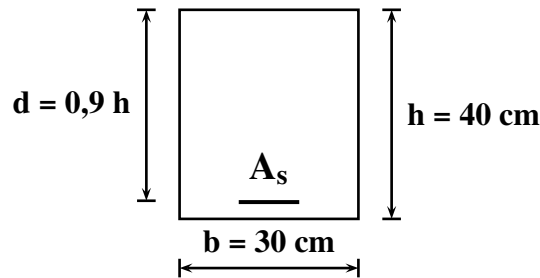
$$M_a = 0,20 \times 91,04 = 18,21 \text{ KN.m}$$

Tableau III.14 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

	ELU	ELS
Moment sur appui (KN.m)	25,22	18,21
Moment en travée (KN.m)	107,17	77,38
Effort tranchant (KN)	117,28	/

III.5.9.5 Calcul de ferrailage

► En travée



Hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 40 = 0,36$ m

$$\text{Moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{107,17 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36^2 \times 14,20} = 0,19$$

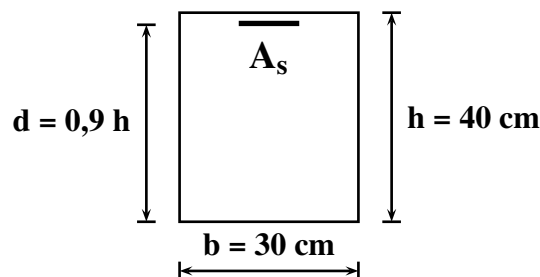
$$\mu = 0,19 < \mu_{limite} = 0,392 \implies A'_s = 0$$

$$\mu = 0,19 > 0,1859 \implies \text{Pivot B}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,19}) = 0,26$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,26 \times 0,3 \times 0,36 \times 14,2}{347,83} = 9,52 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 9,52 \text{ cm}^2$$

► Sur appui



Hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 40 = 0,36$ m

$$\text{Moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{25,22 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36^2 \times 14,20} = 0,045$$

$$\mu = 0,045 < \mu_{limite} = 0,392 \implies A'_s = 0$$

$$\mu = 0,045 < 0,1859 \implies \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,045}) = 0,06$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,06 \times 0,3 \times 0,36 \times 14,2}{347,83} = 2,11 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,11 \text{ cm}^2$$

III.5.9.6 Vérifications nécessaires

a) Condition de non fragilité ... (Art A.4.2) [2]

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{s \min}$

$$A_{s \min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s \min} = \frac{0,23 \times 0,3 \times 0,36 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ travée}} = 9,52 \geq A_{s \min} = 1,30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{s \text{ appui}} = 2,11 \geq A_{s \min} = 1,30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

☞ On adopte : $A_{s \text{ travée}} = 3\text{HA}16 + 3\text{HA}14(10,65 \text{ cm}^2)$

$$A_{s \text{ appui}} = 3\text{HA}14(4,62 \text{ cm}^2)$$

b) Vérification de l'effort tranchant à l'ELU ... (Art A.5.1) [2]

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{117,28 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36} = 1,09 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c,j}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,09 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

☞ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérifications à l'ELS

c.1) Vérification des contraintes à l'ELS

☛ **En travée**

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{107,17}{77,38} = 1,38 \implies \alpha = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha_u = 0,26 \leq \alpha = 0,44 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

☛ **Sur appui**

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{25,22}{18,21} = 1,38 \implies \alpha = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$\alpha_u = 0,045 \leq \alpha = 0,44$ Condition vérifiée.

☞ Vérification des contraintes à l'ELS n'est pas nécessaire.

c.2) Vérification de la flèche à l'ELS

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{40}{430} = 0,093 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$ Condition vérifiée.
- $\rho = \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \implies \frac{10,65}{30 \times 36} = 0,0098 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105$ Condition vérifiée.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \implies \frac{40}{430} = 0,093 \geq \frac{77,38}{10 \times 91,04} = 0,085$ Condition vérifiée.

☞ Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.9.7 Armatures transversales

☛ **Diamètre**

faut vérifier que :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{l_{\min}}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(14 \text{ mm}; \frac{400}{35} \text{ mm}; \frac{300}{10} \text{ mm}\right) \implies \phi_t \leq \min(14 \text{ mm}; 11,42 \text{ mm}; 30 \text{ mm})$$

☞ On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$A_t = \frac{\pi \times \phi_t^2}{4} = 2 \times \frac{\pi \times 0,8^2}{4} = 1,01 \text{ cm}^2$$

☛ **Espacement**

... (Art 7.5.2.2) [1]

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b \implies S_t \leq \frac{A_t}{0,003 \times b_0}$$

$$S_t \leq \frac{0,5}{0,003 \times 30} = 16,67 \text{ cm}$$

– Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \implies \text{On prend : } S_t = 20 \text{ cm}$$

– Zone nodale

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{l_{\min}}\right) = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{l_{\min}}\right) = \left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,4\right) = \min(10,75 \text{ cm}; 16,8 \text{ cm})$$

☞ On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$

– La longueur de la zone nodale

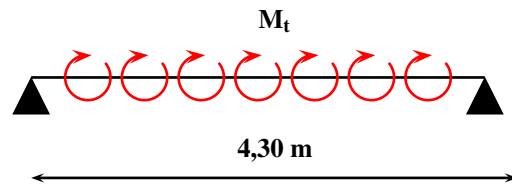
$$L = 2h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b \implies A_t = 1,01 \geq 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \implies S_t \leq \min(32 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \implies S_t = 20 \text{ cm} \leq 28,8 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

III.5.9.8 Calcul de la poutre au torsion

Le moment fléchissant à l'intérieur de la poutre au niveau du palier et de la paillasse provoque un moment de torsion au niveau de la poutre palière.



Le moment du torsion

$$M_t = P \times e \tag{III.54}$$

○ P : réaction de palier et paillasse à la poutre $\implies P = V_u = 77,92 \text{ KN}$

○ e : bras de levier $\implies e = \frac{b}{2}$

donc :

$$M_t = 77,92 \times \frac{0,30}{2} = 11,69 \text{ KN.m}$$

Contrainte tangente de torsion

$$\tau_t = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times b_0} \tag{III.55}$$

○ M_t : moment de torsion $\implies 11,69 \text{ KN}$

○ Ω : surface délimitée par la fibre moyenne.

○ b_0 : l'épaisseur de la paroi considérée.

$$\Omega = (h - b_0)(b - b_0) = (40 - 6,6)(30 - 6,6) = 781,56 \text{ cm}^2$$

$$\tau_t = \frac{11,69 \times 10^{-3}}{2 \times 781,56 \times 6,6 \times 10^{-6}} = 1,13 \text{ MPA}$$

D'après CBA(Art A.5.4.3) :

$$\tau_t^2 + \tau^2 \leq \tau_u^2 \tag{III.56}$$

$$\sqrt{\tau_t^2 + \tau^2} = \sqrt{1,13^2 + 0,72^2} = 1,34 \text{ MPA} \leq \tau_u = 3,33 \text{ MPA} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Armature Longitudinale de torsion

$$A_l = \frac{M_t \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \quad (\text{III.57})$$

○ U : Le périmètre de la surface Ω délimitée par la fibre moyenne.

$$U = 2 \times [(h - b_0) + (b - b_0)] = 2 \times [(40 - 6,6) + (30 - 6,6)] = 113,60 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{11,69 \times 1,136 \times 1,15 \times 10^{-3}}{2 \times 781,56 \times 10^{-4} \times 400} = 2,44 \text{ cm}^2$$

☞ On adopte : 2HA14 = 3,08 cm²

III.5.9.9 Schéma de ferrailage

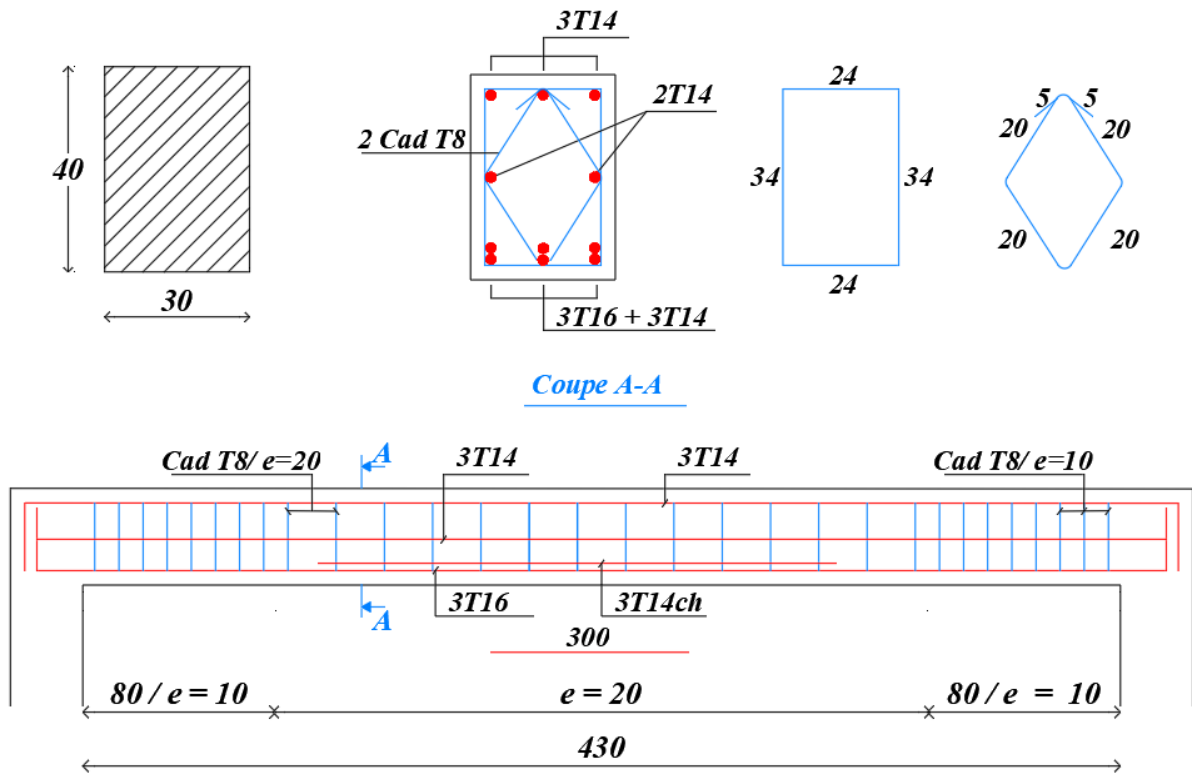


Figure III.56 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.6 Étude de l'ascenseur

Introduction

L'ascenseur est un dispositif de transport vertical essentiel pour déplacer des personnes ou des objets entre différents niveaux d'un bâtiment. Il est particulièrement nécessaire dans les structures de plus de cinq étages, où l'utilisation des escaliers devient fatigante. Généralement, il est placé à proximité des escaliers. Un ascenseur est essentiellement composé des éléments suivants :

- **Cabine** : entièrement métallique, destinée à transporter les usagers, avec une hauteur de 2,20 mètres.
- **Contrepoids** : masse qui contrebalance le poids de la cabine.
- **Treuil** : situé au sommet de la cage d'ascenseur, il enroule un câble attaché à la cabine d'un côté et au contrepoids de l'autre, permettant le déplacement de la cabine.

Le treuil est contrôlé par un moteur qui régule la vitesse et la direction du mouvement, et permettant à la cabine de s'arrêter précisément à chaque étage. Ce moteur est souvent installé sur une dalle appelée la "dalle machine".

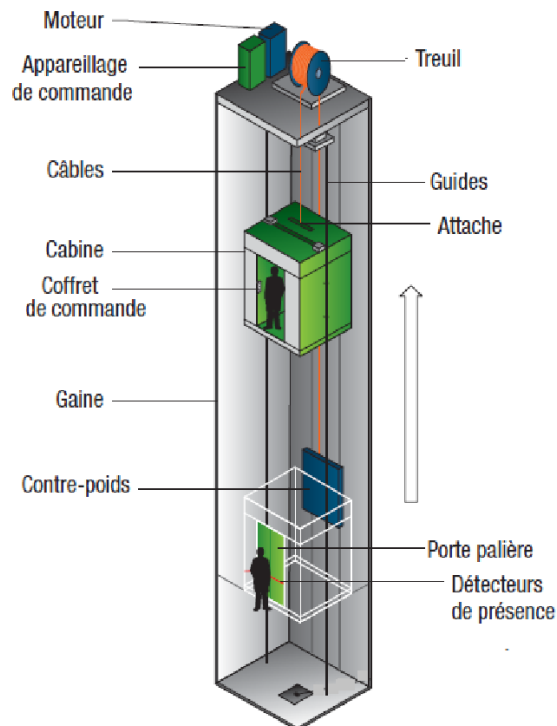


Figure III.57 : Ascenseur

III.6.1 Étude de l'ascenseur

D'après la norme française NF-P82-209 qui répartit les ascenseurs en trois classes dont la classe I contient les ascenseurs destinés principalement au transport des personnes, que l'on désignait auparavant sous le terme simple d'ascenseur, les dimensions de la cabine sont définies.

Pour un immeuble à usage d'habitation, on a opté pour un ascenseur de 8 personnes avec une charge maximale d'environ 6 kN, donc les dimensions sont les suivantes :

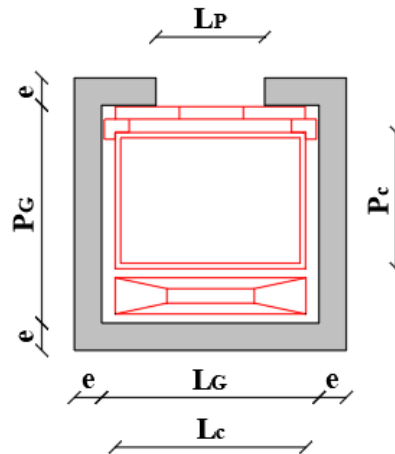


Figure III.58 : Dimensions de l'ascenseur

Largeur de la cabine :	$L_c = 1,10$ m
Profondeur de la cabine :	$P_c = 1,40$ m
Largeur de la gaine :	$L_G = 1,20$ m
Profondeur de la gaine :	$P_G = 2,10$ m
Hauteur de la cabine :	$H_c = 2,20$ m
Largeur du passage libre :	$L_p = 1,00$ m
Hauteur du passage libre :	$H_p = 2,00$ m
Épaisseur de voile :	$e = 0,15$ m
Hauteur de course :	$C = 29,07$ m

III.6.2 Evaluation des charges

▣ Charges d'exploitation :

$Q = 6$ kN (8 personnes)

▣ Charges permanentes :

1. Poids de la cabine :

– **Poids des côtés :** La masse de la surface des côtés, augmentée de 10% à raison de 0, 115 KN/m² :

$$S_1 = (L_c + 2 \times P_c) \times H_c = (1, 10 + 2 \times 1, 40) \times 2, 20 = 8, 58 \text{ m}^2$$

$$P_1 = 0, 115 \times 1, 1 \times 8, 58 = 1, 09 \text{ KN}$$

– **Poids du plancher :** Le poids du plancher à raison de 0, 70 KN/m² pour appareils de 3 KN à 6 KN de charge :

$$S_2 = (L_c \times P_c) = (1, 10 \times 1, 40) = 1, 54 \text{ m}^2$$

$$P_2 = 0, 70 \times 1, 54 = 1, 08 \text{ KN}$$

– **Poids du toit :** Le poids du toit à raison de 0, 20 KN/m² :

$$S_3 = (L_c \times P_c) = (1, 10 \times 1, 40) = 1, 54 \text{ m}^2$$

$$P_3 = 0, 20 \times 1, 54 = 0, 31 \text{ KN}$$

– **Poids de l'arcade :** Le poids de l'arcade à raison de de partie fixe de 0, 60 KN plus 0, 60 KN/m de la largeur de cabine de 3 KN à 6 KN de charge :

$$P_4 = 0, 60 + 0, 60 \times L_c = 0, 60 + 0, 60 \times 1, 10 = 1, 26 \text{ KN}$$

– **Poids de la porte :** Partie fixe de 0, 80 KN plus 0, 25 KN/m² de surface de porte :

$$P_5 = 0, 80 + 0, 25 \times (1 \times 2) = 1, 30 \text{ KN}$$

– **Poids du parachute :** Parachute à prise amortie :

$$P_6 = 1 \text{ KN}$$

– **Poids des accessoires :**

$$P_7 = 0, 80 \text{ KN}$$

– **Poids des poulies de mouflage :** Deux poulies supplémentaires (0, 30 KN chacune) :

$$P_8 = 2 \times 0, 30 = 0, 60 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } G_1 = \sum P_i \implies P_t = 7, 44 \text{ KN}$$

2. Poids du contrepoids

$$G_2 = G_1 + \frac{Q}{2} = 7, 44 + \frac{6}{2} = 10, 44 \text{ KN}$$

3. Poids du câble**▄▄ Détermination du diamètre du câble**

D'après la norme NF 82-210 C_s doit être pour cet appareil au minimum égal à 12 et le rapport D/d au minimum égal à 40 et aussi selon abaque de détermination de suspentes.

- D : diamètre de la poulie de mouflage pris entre 400 et 800 mm.
- d : diamètre du câble.
- C_s : coefficient de sécurité (abaque de détermination des suspentes)

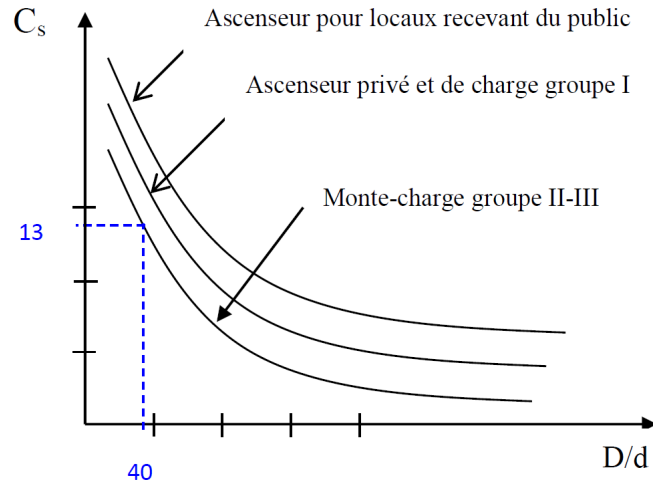


Figure III.59 : Abaque de détermination de suspentes.

$$\begin{cases} D/d = 40 \implies d = \frac{D}{40} = \frac{500}{40} = 12,50 \text{ mm} \\ C_s = 13 \end{cases}$$

➡ **Charge de rupture effective**

$$C_s = \frac{C_r}{M} \implies C_r = C_s \times M$$

- C_r (câble) : Charge de rupture effective.
- n : nombre de câbles.
- m : type de mouflage.

$$d = 12,5 \text{ mm} \implies C_r(\text{câble}) = 81,52 \text{ KN}$$

$$n = \frac{C_m}{2 \times C_r(\text{câble})} = \frac{205,55}{2 \times 81,52} = 1,26 \implies n = 2 \text{ câbles}$$

➡ **Masse totale des câbles M_c :**

$$M_c = M_L \times n \times C$$

- M_L : masse linéaire du diamètre d'un seul câble, $d = 12,5 \text{ mm} \implies M_L = 0,00515 \text{ KN/m}$
- C : course du câble (hauteur de la course) $\implies C = 29,07 \text{ m}$

$$\text{Donc : } G_3 = 0,00515 \times 2 \times 29,07 = 0,30 \text{ KN}$$

4. Poids du treuil :

$$G_4 = 12 \text{ KN}$$

Donc :

Poids de la cabine : 7,44 KN

Poids du plancher(cp) : 10,44 KN

Poids du câble : 0,30 KN

Poids du treuil : 12 KN

La charge permanente totale : $G = \sum G_i = 30,18 \text{ KN}$

III.6.2.1 Calcul des charges

▣ ELU

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 30,18 + 1,5 \times 6 = 49,743 \text{ KN}$$

▣ ELS

$$q_{ser} = G + Q = 30,18 + 6 = 36,18 \text{ KN}$$

III.6.3 Étude de la dalle machine

▣ **Vérification au poinçonnement** ... (Art A.5.2.42) [2]

La dalle repose sur quatre appuis, donc pour chacun de ces appuis, on a :

$$q_u^a = \frac{q_u}{4} = \frac{49,743}{4} = 12,44 \text{ KN}$$

$$q_{ser}^a = \frac{q_{ser}}{4} = \frac{36,18}{4} = 9,05 \text{ KN}$$

Dans le cas d'une charge localisée éloignée des bords de la dalle, on admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise si la condition suivante est satisfaite :

$$q_u^a \leq \frac{0,045 \times u_c \times h \times f_{cj}}{\gamma_b} \quad \text{(III.58)}$$

- q_u^a : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime pour chaque appui.
- h : l'épaisseur totale de la dalle.
- u_c : le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée est appliquée sur un carré de $(a \times b) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$

$$U = 35 \text{ cm}$$

$$V = 35 \text{ cm}$$

$$U_c = 2 \times (U + V) = 140 \text{ cm}$$

$$q_u^a = 12,44 \text{ KN} \leq \frac{0,045 \times 1400 \times 150 \times 25}{1,5} = 157,50 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

☞ la dalle résiste au poinçonnement.

III.6.3.1 Calcul des sollicitations

Le calcul des sollicitations se fait à l'aide de l'abaque de Pigeaud, les moments sont calculés dans les deux directions comme suit :

$$\begin{cases} M_x = q_a \times (M_1 + \mu M_2) & \text{(III.59)} \\ M_y = q_a \times (M_2 + \mu M_1) & \text{(III.60)} \end{cases}$$

- μ : Coefficient de Poisson.
- M_1, M_2 : sont donnés à partir des rapports U/L_x et V/L_y dans les abaques Pigeaud.

$$\text{On a : } \begin{cases} L_x = 1,50 \text{ m} \\ L_y = 2,40 \text{ m} \end{cases}$$

Selon Pigeaud : $\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,63 > 0,4 \implies$ la dalle travaille dans les deux sens.

Après diffusion dans le plan moyen :

- Suivant x

$$U = u' + h_t + K \times h_r = 0,10 + 0,15 + 2 \times 0,05 = 0,35 \text{ m}$$

- Suivant y

$$V = v' + h_t + K \times h_r = 0,10 + 0,15 + 2 \times 0,05 = 0,35 \text{ m}$$

Avec :

- h_t : l'épaisseur totale de la dalle.

- h_r : l'épaisseur de revêtement.
- $K = 2$ (revêtement rigide).

▮ La charge surfacique :

$$Q_a^u = \frac{q_a^u}{S} = \frac{12,44}{0,1 \times 0,1} = 1244 \text{ KN/m}^2 \text{ (ELU)}$$

$$Q_a^{ser} = \frac{q_a^{ser}}{S} = \frac{9,05}{0,1 \times 0,1} = 905 \text{ KN/m}^2 \text{ (ELS)}$$

Pour une dalle de dimension ($L_x \times L_y$), on divise la dalle en rectangles fictifs donnant les charges symétriques : 04 rectangles symétriques A, 02 rectangles symétriques B, 02 rectangles symétriques C, 01 rectangle au centre D.

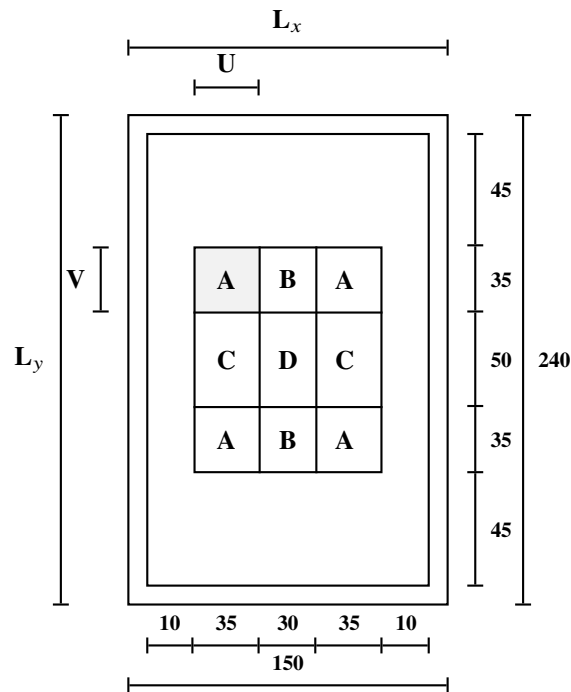


Figure III.60 : Schéma de la dalle pleine d'ascenseur.

On divise la dalle en rectangle fictif donnant des charges symétriques comme suite :

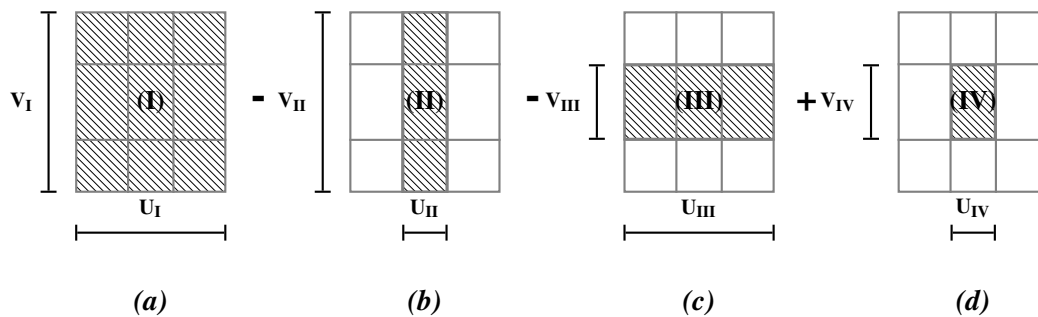


Figure III.61 : Chargement de panneau

On cherche les moments produits par les rectangles :

$$\begin{cases} I = 4A + 2B + 2C + D \\ II = 2B + D \\ III = 2C + D \\ IV = D \end{cases}$$

Il est évident que les moments produits par la charge non concentrique A seront donnés par :

$$A = I - II - III + IV$$

Donc :

$$M_x = M_{xI} - M_{xII} - M_{xIII} + M_{xIV}$$

$$M_y = M_{yI} - M_{yII} - M_{yIII} + M_{yIV}$$

Avec :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) \times q_u$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) \times q_u$$

Tableau III.15 : Tableau récapitulatif des moments pour les sections fictives

	I	II	III	IV
U (m)	1	0,3	1	0,3
V (m)	1,2	1,2	0,5	0,5
U/L_x	0,6	0,2	0,6	0,2
V/L_y	0,5	0,5	0,2	0,2
M₁	0,103	0,149	0,122	0,193
M₂	0,046	0,049	0,089	0,107
q_u (KN/m²)	1244			
q_{ser} (KN/m²)	905			
M_x^u (KN.m)	128,132	185,356	151,768	240,092
M_y^u (KN.m)	57,224	60,956	110,716	133,108
M_x^{ser} (KN.m)	101,541	143,714	126,519	194,032
M_y^{ser} (KN.m)	60,273	71,314	102,627	131,768

Donc les moments isostatiques produits par la charge sont :

⇒ **ELU**

✓ *Sens x-x*

$$M_x^u = 128,132 - 185,356 - 151,768 + 240,092 = 31,10 \text{ KN.m}$$

✓ *Sens y-y*

$$M_y^u = 57,224 - 60,956 - 110,716 + 133,108 = 18,66 \text{ KN.m}$$

⇒ **ELS**

✓ *Sens x-x*

$$M_x^{ser} = 101,541 - 143,714 - 126,519 + 194,032 = 25,34 \text{ KN.m}$$

✓ *Sens y-y*

$$M_y^{ser} = 60,273 - 71,314 - 102,627 + 131,768 = 18,10 \text{ KN.m}$$

III.6.3.2 Calcul des moments de la dalle pleine

$$G = 0,15 \times 25 + 0,05 \times 20 = 4,75 \text{ KN/m}$$

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

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

⇒ **ELU**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,75 + 1,5 \times 1 = 7,91 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0822 \\ \mu_y = 0,2948 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 0,0822 \times 7,91 \times 1,50^2 = 1,46 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,2948 \times 1,46 = 0,43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

⇒ **ELS**

$$q_{ser} = G + Q = 4,75 + 1 = 5,75 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} \mu_{x ser} = 0,0870 \\ \mu_{y ser} = 0,4672 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 0,0870 \times 5,75 \times 1,50^2 = 1,13 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,4672 \times 1,13 = 0,56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.6.3.3 Moments totaux sollicitant la dalle machine

⇒ ELU

$$M_x = 32,56 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 19,09 \text{ KN.m}$$

⇒ ELS

$$M_x = 26,47 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 18,66 \text{ KN.m}$$

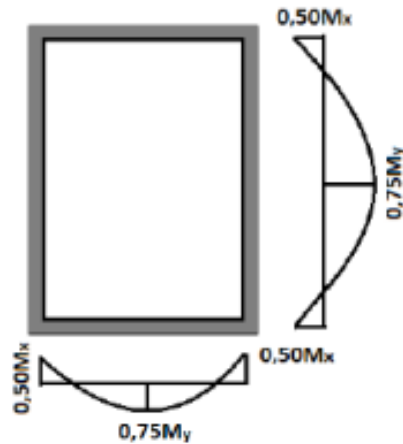


Figure III.62 : Moment du panneau appuyé sur 4 côtés

• Moment en travée

⇒ ELU

$$M_x^t = 0,75 \times M_x = 0,75 \times 32,56 = 24,42 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,75 \times M_y = 0,75 \times 19,09 = 14,32 \text{ KN.m}$$

⇒ ELS

$$M_x^t = 0,75 \times M_x = 0,75 \times 26,47 = 19,85 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,75 \times M_y = 0,75 \times 18,66 = 14 \text{ KN.m}$$

• Moment sur appui

⇒ ELU

$$M_x^t = 0,5 \times M_x = 0,5 \times 32,56 = 16,28 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,5 \times M_y = 0,5 \times 19,09 = 9,55 \text{ KN.m}$$

⇒ ELS

$$M_x^t = 0,5 \times M_x = 0,5 \times 26,47 = 13,24 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,5 \times M_y = 0,5 \times 18,66 = 9,33 \text{ KN.m}$$

III.6.3.4 Calcul des efforts tranchants

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 \times L_y + L_x} \\ T_y = \frac{q_u \times L_y}{3} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{(III.61)} \\ \text{(III.62)} \end{array}$$

$$T_x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 \times L_y + L_x} = \frac{49,74 \times 1,50 \times 2,40}{2 \times 2,10 + 1,50} = 28,27 \text{ KN}$$

$$T_x = \frac{q_u \times L_y}{2 \times L_y + L_x} = \frac{49,74 \times 2,40}{3} = 39,58 \text{ KN}$$

Tableau III.16 : Sollicitations maximales pour la dalle machine

	M_t (KN.m)		M_a (KN.m)		T_u (KN)	
	Sens x	Sens y	Sens x	Sens y	Sens x	Sens y
ELU	24,42	14,32	16,28	9,55	28,27	39,58
ELS	19,85	14	13,24	9,33	/	/

III.6.4 Calcul de ferrailage

• *Sens x-x*

▣ *En travée*

Hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm} = 0,135 \text{ m}$

$$\text{Moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{24,42 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,20} = 0,09$$

$$\mu = 0,09 < \mu_{limite} = 0,392 \implies A'_s = 0$$

$$\mu = 0,09 < 0,1859 \implies \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,09}) = 0,12$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,12 \times 1 \times 0,135 \times 14,2}{347,83} = 5,29 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 5,29 \text{ cm}^2$$

▣ *Sur appui*

Hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm} = 0,135 \text{ m}$

$$\text{Moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{16,28 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,20} = 0,06$$

$$\mu = 0,06 < \mu_{limite} = 0,392 \implies A'_s = 0$$

$$\mu = 0,06 < 0,1859 \implies \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,06}) = 0,08$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,08 \times 1 \times 0,135 \times 14,2}{347,83} = 3,53 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3,53 \text{ cm}^2$$

• **Sens y-y**

▣ **En travée**

Hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm} = 0,135 \text{ m}$

$$\text{Moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{14,32 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,20} = 0,06$$

$$\mu = 0,06 < \mu_{limite} = 0,392 \implies A'_s = 0$$

$$\mu = 0,06 < 0,1859 \implies \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,06}) = 0,08$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,08 \times 1 \times 0,135 \times 14,2}{347,83} = 3,53 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3,53 \text{ cm}^2$$

▣ **Sur appui**

Hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm} = 0,135 \text{ m}$

$$\text{Moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9,55 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,20} = 0,04$$

$$\mu = 0,04 < \mu_{limite} = 0,392 \implies A'_s = 0$$

$$\mu = 0,04 < 0,1859 \implies \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,04}) = 0,05$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,05 \times 1 \times 0,135 \times 14,2}{347,83} = 2,2 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,2 \text{ cm}^2$$

III.6.4.1 Vérification nécessaires

a) Condition de non fragilité

... (Art A.4.2) [2]

Pour des barres ou fils à haute adhérence de classe Fe E 400 ou de treillis soudés à fils lisses de diamètre supérieur à 6 mm :

$$\begin{cases} A_{x \min} = 0,008 \times \frac{3 - \rho}{2} \times b \times h & \text{(III.63)} \\ A_{y \min} = 0,008 \times b \times h & \text{(III.64)} \end{cases}$$

• **Sens x-x**

▣ **En travée**

$$A_{x \min} = 0,0008 \times \frac{3 - 0,63}{2} \times 100 \times 15 = 1,42 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(5,29 ; 1,42) = 5,29 \text{ cm}^2$$

☞ On adopte $A_s = 5\text{HA}12 (5,65 \text{ cm}^2)$

▣ **Sur appui**

$$A_{x\min} = 0,0008 \times \frac{3 - 0,63}{2} \times 100 \times 15 = 1,42 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(3,53 ; 1,42) = 3,53 \text{ cm}^2$$

☞ On adopte $A_s = 5\text{HA}12$ (5,65 cm²)

• **Sens y-y**

▣ **En travée**

$$A_{y\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,20$$

$$A_s = \max(3,53 ; 1,20) = 3,53 \text{ cm}^2$$

☞ On adopte $A_s = 5\text{HA}10$ (3,93 cm²)

▣ **Sur appui**

$$A_{y\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,20$$

$$A_s = \max(2,20 ; 1,20) = 2,20 \text{ cm}^2$$

☞ On adopte $A_s = 5\text{HA}10$ (3,93 cm²)

b) Verification de l'effort tranchant à l'ELU

... (Art A.5.1) [2]

Il faut vérifier que :

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

$$\bar{\tau} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{39,58}{1 \times 0,135} = 0,29 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 1,17 \text{ MPa} \geq \tau = 0,29 \text{ MPa}$$

☞ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérifications à l'ELS

c.1) Verification des contraintes à l'ELS

... (Art A.4.5.2, BAEL 83)

- Comme la fissuration est peu préjudiciable Condition vérifiée.
- L'acier utilisé est de nuance FeE400 Condition vérifiée.
- La section est rectangulaire Condition vérifiée.
- Flexion simple Condition vérifiée.

Si la condition ci-dessous est vérifiée, la limitation des contraintes dans le béton sera inutile :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

• **Sens x-x**

▮ **En travée** ($\alpha = 0,09$)

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{24,42}{19,85} = 1,23$$

$$\alpha \leq \frac{1,23 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,37$$

$\alpha_u = 0,09 \leq \alpha = 0,37$ Condition vérifiée.

▮ **Sur appui** ($\alpha = 0,06$)

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{16,28}{13,24} = 1,23$$

$$\alpha \leq \frac{1,23 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,37$$

$\alpha_u = 0,06 \leq \alpha = 0,37$ Condition vérifiée.

• **Sens y-y**

▮ **En travée** ($\alpha = 0,06$)

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{14,32}{14} = 1,02$$

$$\alpha \leq \frac{1,02 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,26$$

$\alpha_u = 0,06 \leq \alpha = 0,26$ Condition vérifiée.

▮ **Sur appui** ($\alpha = 0,04$)

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{9,55}{9,33} = 1,02$$

$$\alpha \leq \frac{1,02 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,26$$

$\alpha_u = 0,04 \leq \alpha = 0,26$ Condition vérifiée.

☞ Vérification des contraintes à l'ELS n'est pas nécessaire.

c.2) Vérification de la flèche

... (Art B.7.5) [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{ser}^t}{20 \times M_0^{ser}} \end{array} \right. \quad \text{(III.65)}$$

• **Sens x-x**

$$\frac{5,65}{100 \times 13,5} \leq \frac{2}{400} \implies 0,004 \leq 0,005 \quad \text{..... Condition vérifiée.}$$

$$\frac{15}{150} = 0,1 \geq \frac{19,85}{20 \times 26,47} = 0,037 \quad \text{..... Condition vérifiée.}$$

• **Sens y-y**

$$\frac{5,65}{100 \times 13,5} \leq \frac{2}{400} \implies 0,004 \leq 0,005 \quad \text{..... Condition vérifiée.}$$

$$\frac{15}{240} = 0,06 \geq \frac{14}{20 \times 18,66} = 0,037 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

☞ Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire dans les deux directions.

III.6.5 Espacement des armatures

Les espacements maximaux dans le cas des charges uniformément réparties en fissuration peu préjudiciable sont :

- La direction la plus sollicitée :

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

- La direction perpendiculaire à la plus sollicitée :

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm})$$

- *Sens x-x*

– $S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) \implies S_t \leq \min(3 \times 15 ; 33 \text{ cm}) \implies$ On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

- *Sens y-y*

– $S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) \implies S_t \leq \min(4 \times 15 ; 45 \text{ cm}) \implies$ On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

III.6.6 Schéma de ferrailage

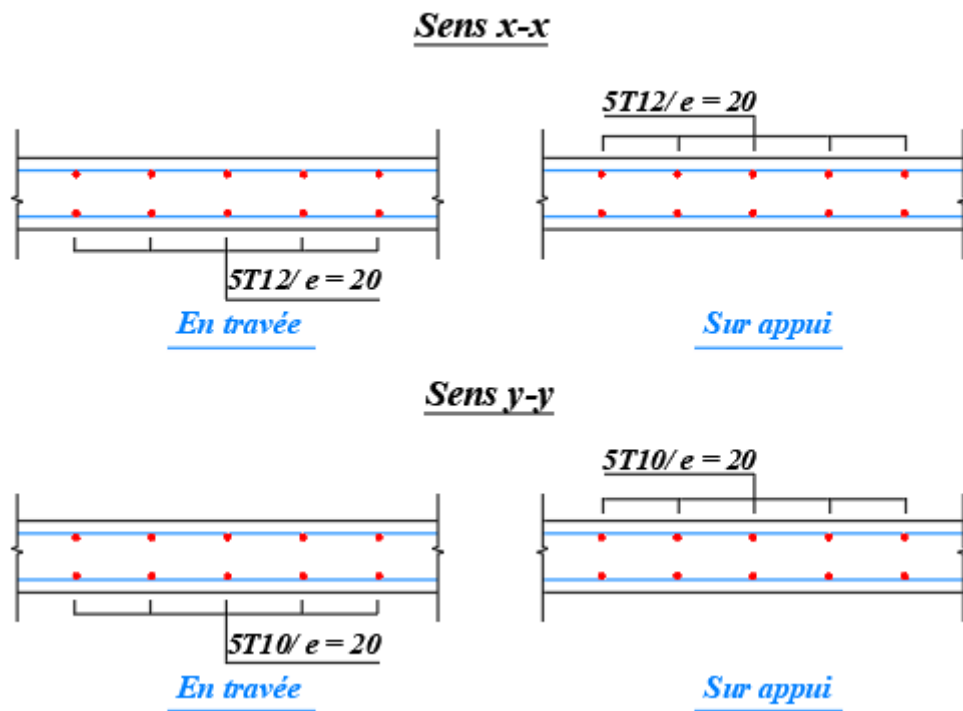


Figure III.63 : Schéma de ferrailage de la dalle machine

CHAPITRE IV
MODÉLISATION & ETUDE
DYNAMIQUE

Introduction

Les tremblements de terre, ou séismes, représentent l'un des défis majeurs pour les structures. Ce phénomène se manifeste par des secousses du sol, résultant de la libération soudaine d'énergie le long des failles de la croûte terrestre.

Ces séismes peuvent causer des dommages aux personnes ainsi qu'aux structures. Face à ces effets dévastateurs, et étant donné l'impossibilité d'agir sur la cause, le rôle de l'ingénieur en génie civil est de prévenir ou de limiter ces dommages en concevant des structures sécurisées. C'est là que réside l'importance cruciale de l'étude dynamique.

Cette étude dynamique doit se conformer aux normes parasismiques algériennes (RPA 99 v 2003). L'objectif principal de ces normes, ainsi que de cette étude, est de :

- Assurer la résistance et la stabilité des éléments structurels et non structurels dans le domaine élastique, afin d'éviter leur ruine face à un séisme futur.
- Maintenir la ductilité des éléments de contreventement, c'est-à-dire leur capacité à subir des déformations plastiques sans se rompre, notamment dans le domaine post-élastique, ce qui leur confère un comportement dissipatif vis-à-vis de l'effet sismique.
- Vérifier si les sections obtenues lors du prédimensionnement au chapitre 2 sont suffisantes pour supporter les charges dynamiques et pour répondre aux exigences réglementaires. Si ce n'est pas le cas, les ajuster.

IV.1 Modélisation

La démarche manuelle pour l'étude d'une structure peut demander un temps et des efforts considérables. C'est pourquoi il est devenu plus courant de recourir à la numérisation de ces calculs. La modélisation consiste en la transformation d'un problème possédant un nombre infini de paramètres en un problème fini, facilitant ainsi son analyse.

Le modèle analytique, quant à lui, se veut représentatif de la structure réelle, conservant ses caractéristiques essentielles telles que la masse, la rigidité et l'amortissement. Cependant, son analyse mathématique est plus simplifiée.

Pour élaborer cette représentation numérique, on utilise ETABS v21.

IV.1.1 Présentation du logiciel de modélisation



Figure IV.1 : Logiciel de modélisation (ETABS v21)

ETABS, ou "Extended Three-Dimensional Analysis of Building Systems" signifie "Analyse tridimensionnelle étendue des systèmes de bâtiment", est un logiciel développé par CSI, utilisé pour la modélisation numérique, l'analyse structurelle et la conception de bâtiments.

Ce logiciel offre une puissante capacité d'analyse linéaire, utilisant la méthode des éléments finis pour concevoir et évaluer des bâtiments en béton armé. En utilisant un modèle numérique, il permet aux ingénieurs de simuler divers scénarios, tels que des charges sismiques, afin d'évaluer la réponse structurelle des bâtiments.

Pour définir une structure et son système de chargement, deux types de coordonnées sont utilisés :

- **Le système global** : ce système est défini par les axes X, Y, Z; il est utilisé pour définir les coordonnées des nœuds et pour donner la direction des charges.
- **Le système local** : ce système est défini par les axes 1, 2, 3; il est spécifique à chaque élément. Il est utilisé pour la définition des charges locales et pour l'interprétation des efforts, et par conséquent l'interprétation des résultats.

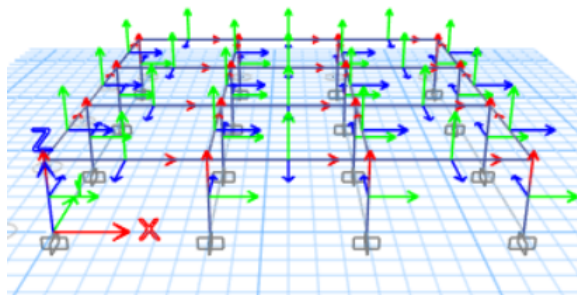


Figure IV.2 : Axes globaux et locaux

IV.1.2 Éléments modélisés

Nous allons modéliser seulement ces éléments : planchers, poteaux, poutres, voiles. Les autres éléments seront intégrés en tant que charges dans le modèle.

- Les éléments en portique (Poteaux-Poutre) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre "Frame".
- Les voiles ont été modélisés par des éléments finis de type coque "Shell".
- Les planchers corps creux ont été modélisés par des éléments finis de type "Membrane".
- Les dalles pleines ont été modélisés par des éléments finis de type coque "Shell".

IV.1.3 Étapes de modélisation

- **Ouvrir un nouveau modèle :** Pour ouvrir un nouveau modèle, accédez au menu "File "⇒ "New Model ".

On définit les unités du Système International (SI), tandis que les autres paramètres seront ajustés, car ETABSv21 ne prend pas en compte les règles en vigueur en Algérie dans ses paramètres par défaut. On utilise l'Eurocode uniquement à titre de référence.

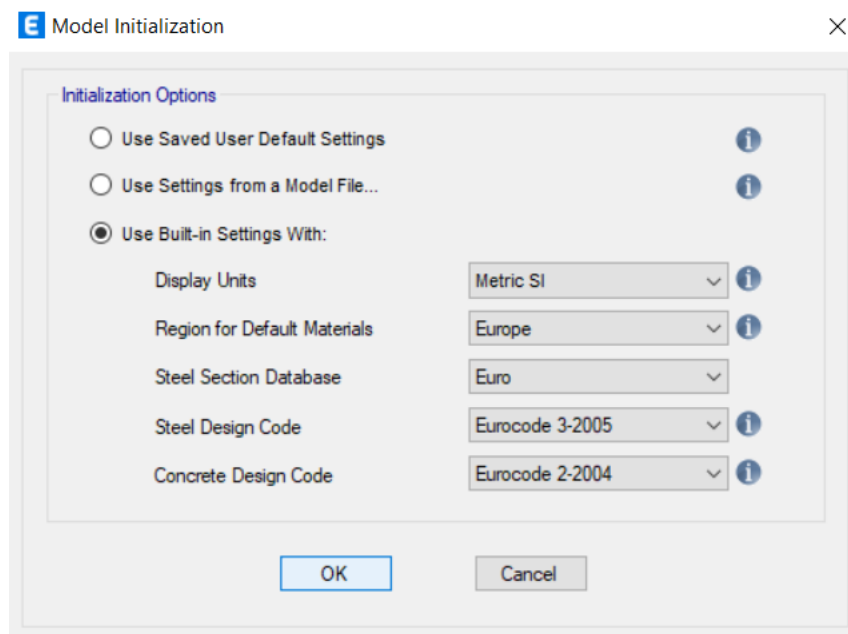


Figure IV.3 : Initialisation des paramètres du modèle

Item	Units Label		
Absolute Distance	m	Stress Input	MPa
Structure Area	m ²	Stress Output	MPa
Angles	deg	Strain	mm/mm
Length	mm	Modulus	MPa
Area	cm ²	Translational Stiffness	kN/m
Rebar Area	mm ²	Rotational Stiffness	kN-m/rad
Rebar Area/Length	mm ² /m	Period	sec
Rebar Area/Length/Length	mm ² /m/m	Frequency	cyc/sec
Translational Displ	mm	Acceleration-Trans	mm/sec ²
Rotational Displ	rad	Velocity-Trans	mm/sec
Force	kN	Mass	kg
Force/Length	kN/m	Mass/Length	kg/m
Force/Area	kN/m ²	Mass/Area	kg/m ²
Moment	kN-m	Mass/Volume	kg/m ³
Moment/Length	kN-m/m	Weight	kN
Temperature	C	Weight/Length	N/m
Temperature Change	C	Weight/Area	kN/m ²
		Weight/Volume	kN/m ³
		Thermal Coefficient	1/C

Figure IV.4 : Unités du modèle

- **Définition de la géométrie de la structure** : Pour définir la géométrie de la structure et établir le système d'axes, nous utiliserons l'option "Custom Grid Spacing "pour les dimensions en plan et "Custom Story Data "pour les dimensions en élévation.

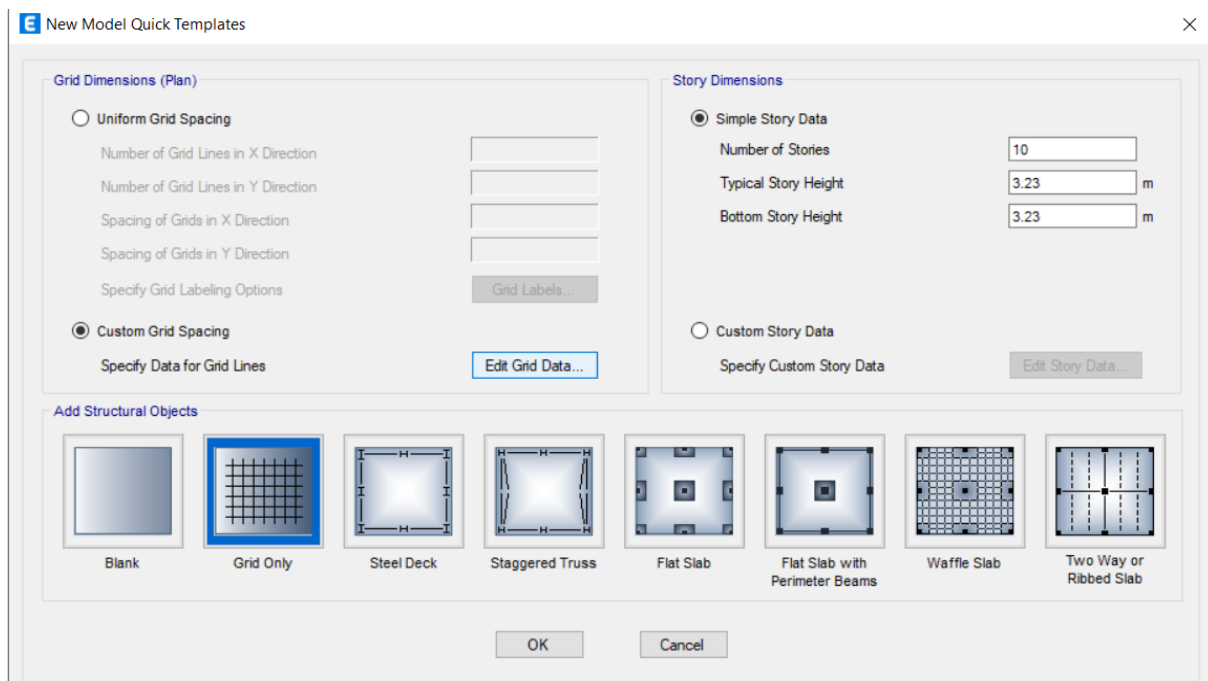


Figure IV.5 : Définition de la géométrie de la structure

- **Modifier les dimensions en plan et en élévation** : À l'aide des options "Edit Grid Data "et "Edit Story Data "pour ajuster les dimensions en plan et en élévation, respectivement.

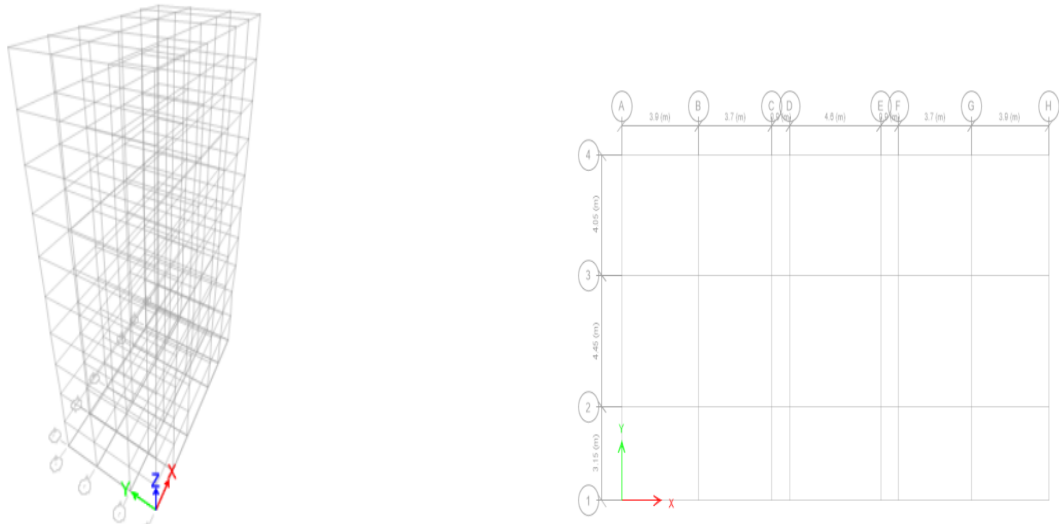


Figure IV.6 : Grille (axes)

- Définir les matériaux : menu "Define " \implies "Material Properties" \implies "Add New Material".

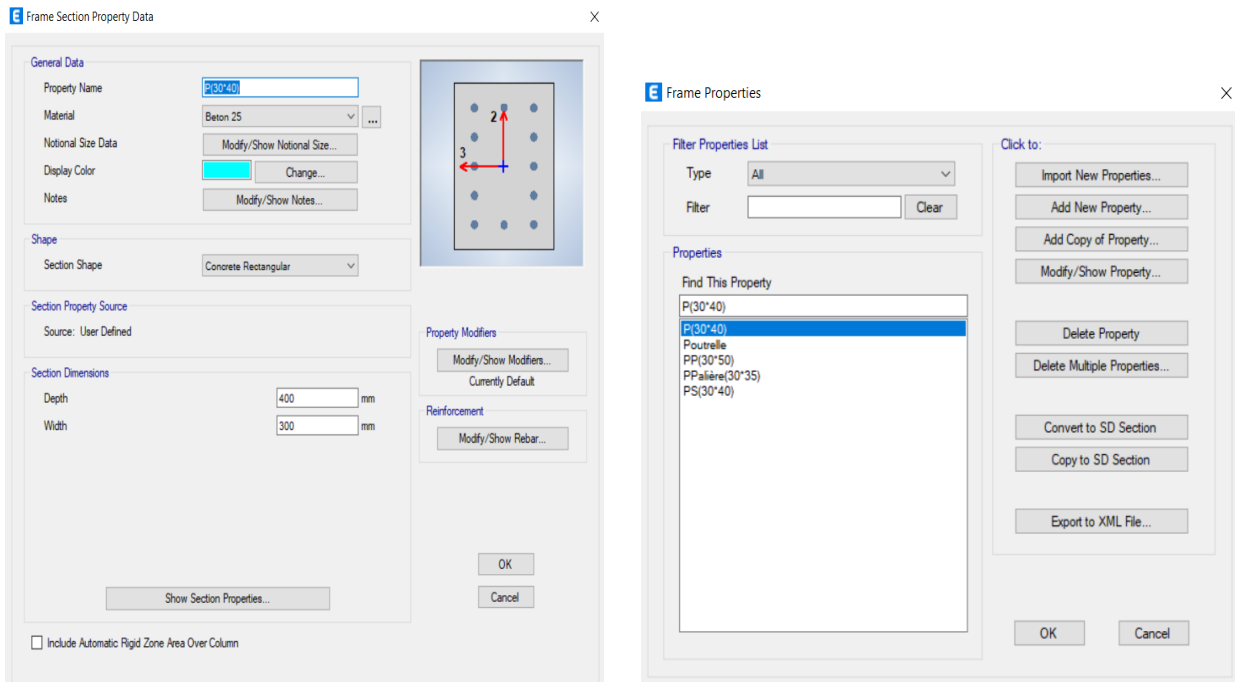
Figure IV.7 : Définir les matériaux

"Beton 0" \implies pour les planchers corps creux.

"Beton 25" \implies pour tous les autres éléments.

• **Définir les sections** : On a deux types d'éléments :

– **Éléments linéaires (Les Poteaux et les Poutres)** : menu "Define" \implies "Section Properties" \implies "Frame Section" \implies "Add New Material" \implies "Rectangular Section" \implies pour les poutres, Option "Reinforcement" \implies "Design type in M3 Design Only".



(a) Caractéristiques des matériaux

(b) Sections type "Barre"

Figure IV.8 : Définir les éléments linéaires

– **Éléments surfaciques (les voiles)** : menu "Define" \implies "Section Properties" \implies "Wall Section" \implies "Add New Property".

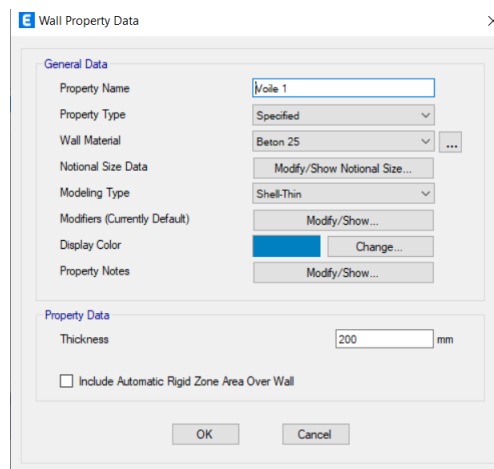
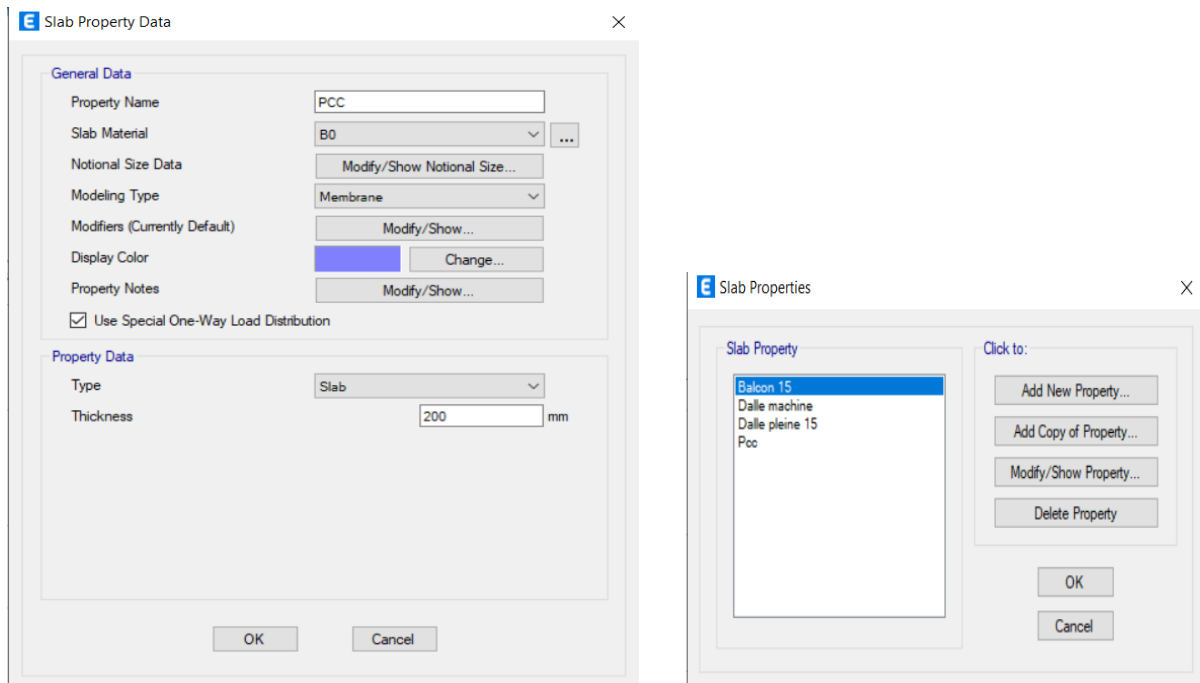


Figure IV.9 : Définir les voiles

"Voile 1" \implies pour les voiles de contreventement.

"Voile 2 " \implies pour tous les voiles de l'ascenseur.

- **Éléments surfaciques (les planchers) :** menu "Define " \implies "Section Properties " \implies "Slab Section" \implies "Add New Property".

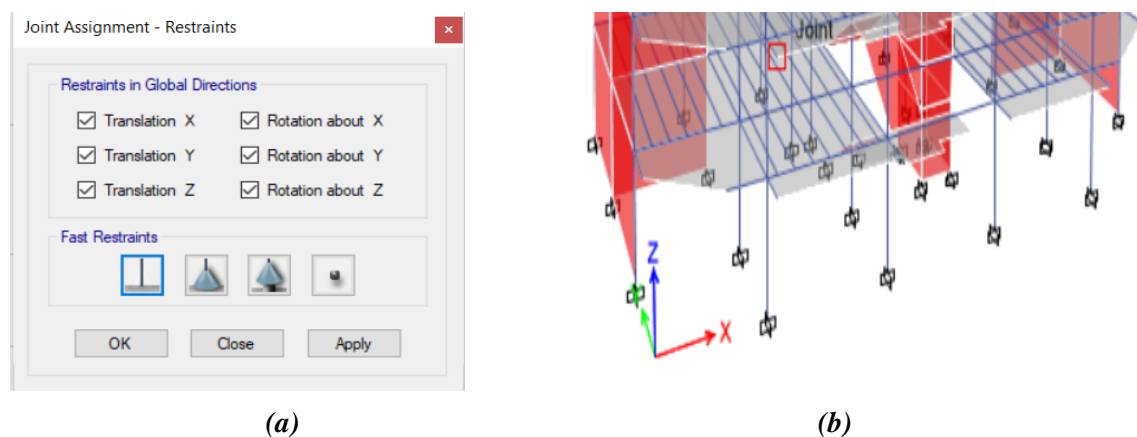


(a) Caractéristiques des matériaux

(b) Sections type "Plancher"

Figure IV.10 : Définir les planchers

- **Définition des conditions limites :** Les conditions limites décrivent comment la structure interagit avec son environnement, comme le sol pour les bâtiments. On suppose que la structure est encadrée à sa base, ce qui se traduit par des appuis de type encastrement à la base de la structure. Cela se configure via le menu "Assign" \implies "Joint" \implies "Restraints " \implies "Fixed base".



(a)

(b)

Figure IV.11 : Définition des appuis

- **Définition des charges :** Menu "Define" ⇒ "Load Patterns".

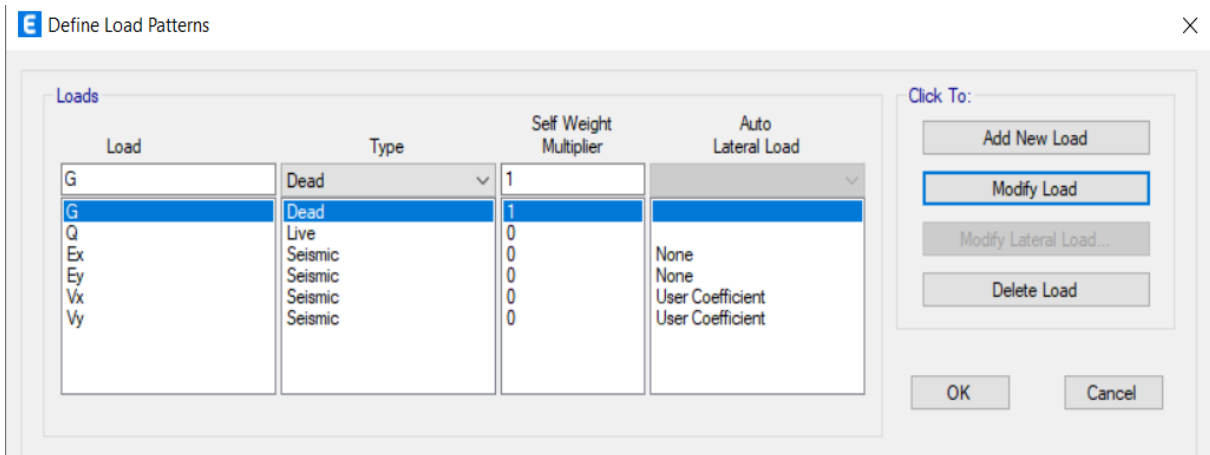


Figure IV.12 : Définition des charges

- **Affectation des charges :** Pour affecter les charges, il faut d'abord sélectionner les objets ⇒ "Assign" ⇒ "Shell Load" ⇒ "Uniform" ⇒ Sélectionner le type G ou Q et donner la valeur.

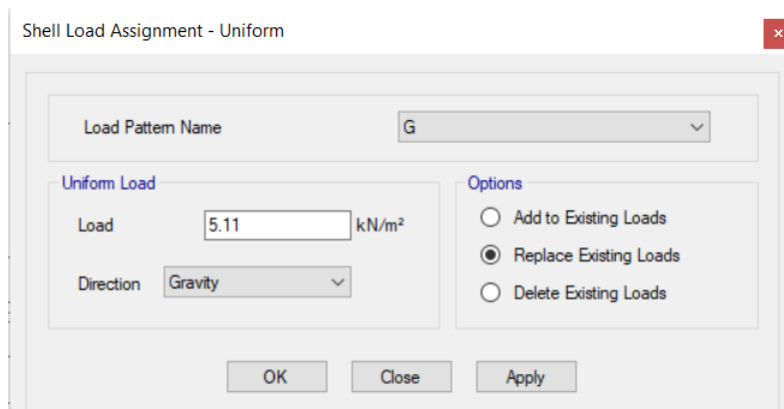


Figure IV.13 : Affectation des charges des dalles

- **Définir les cas de charge :** Menu "Define" ⇒ "Load Cases".

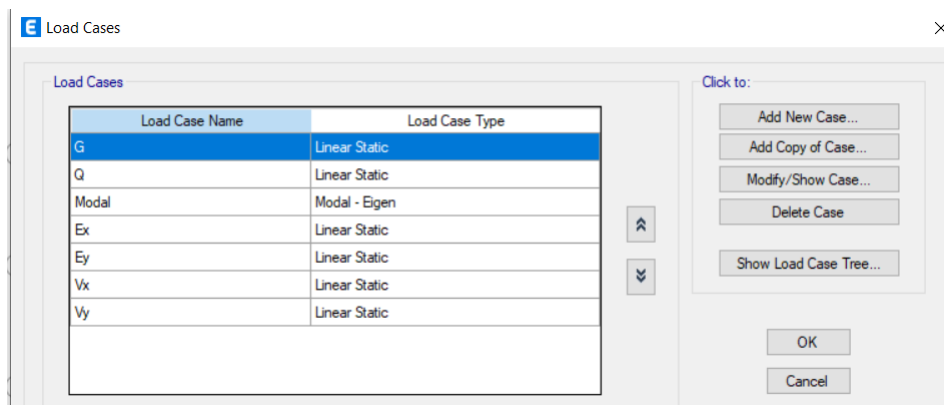


Figure IV.14 : Définir les cas de charge

- **Définir les combinaisons de charges** : Menu "Define" \implies "Load Combinations".

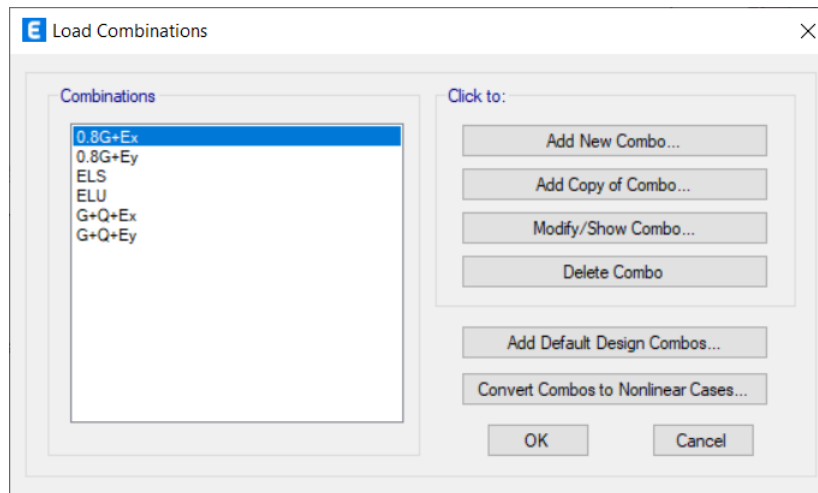


Figure IV.15 : Définir les combinaisons de charges

- **Définir la source des masses** : La source de la masse est définie selon RPA par la combinaison :

$$G + \beta Q \quad (IV.1)$$

- β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le (Tableau 4.5)^[1] $\implies \beta = 0,2$

Menu "Define " \implies "Mass Source" \implies "Modify/Show Mass Source" \implies "Specified Load Pattern".

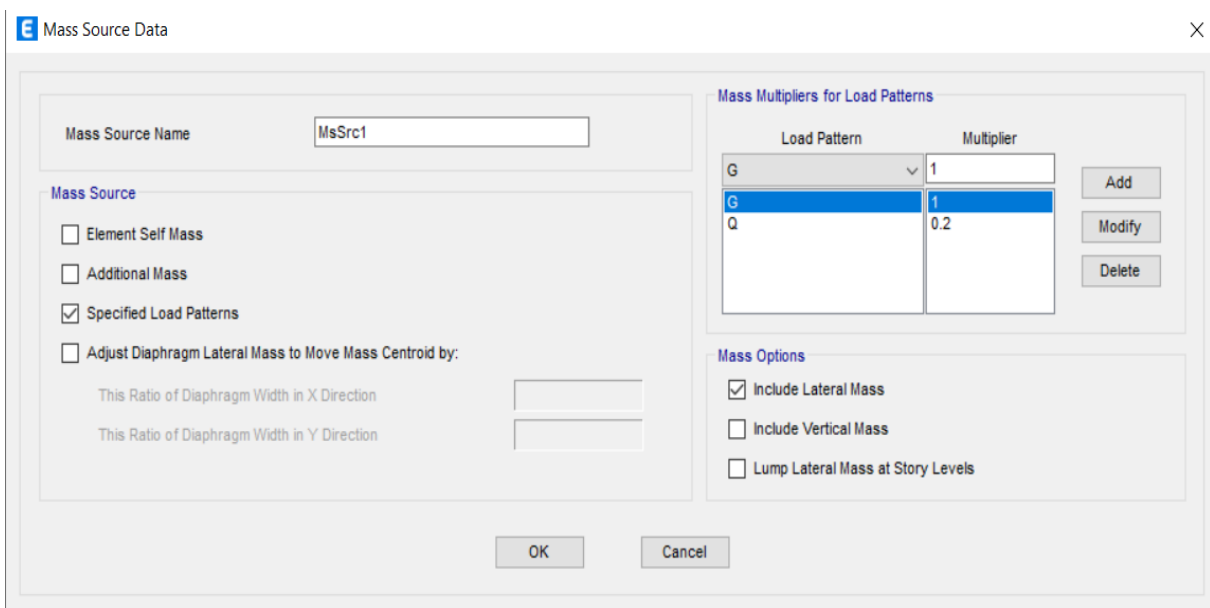


Figure IV.16 : Définir la source des masses

- **Définir les diaphragmes** : En supposant que les planchers sont infiniment rigides dans leur plan, c'est-à-dire que le déplacement d'un seul point résume entièrement le déplacement du plancher, on définit un diaphragme rigide.

Sélectionner tous les planchers \implies menu "Assign" \implies "Shell" \implies "Diaphragms".

Sélectionner tous les nœuds \implies menu "Assign" \implies "Joints" \implies "Diaphragms".

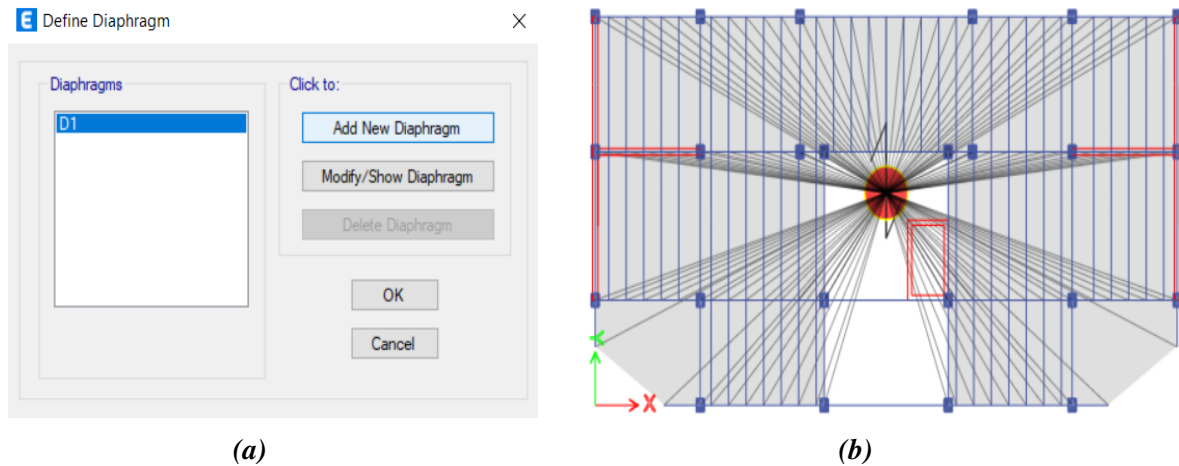


Figure IV.17 : Définir les diaphragmes

- **Définir les portées de calcul** : Les portées de calcul sont définies entre nus. Il faut prendre en considération cette hypothèse dans notre contexte, où le règlement considère les nœuds comme étant rigides.

Sélectionner toutes les poutres \implies Menu "Assign" \implies "Frame" \implies "End Length Offsets".

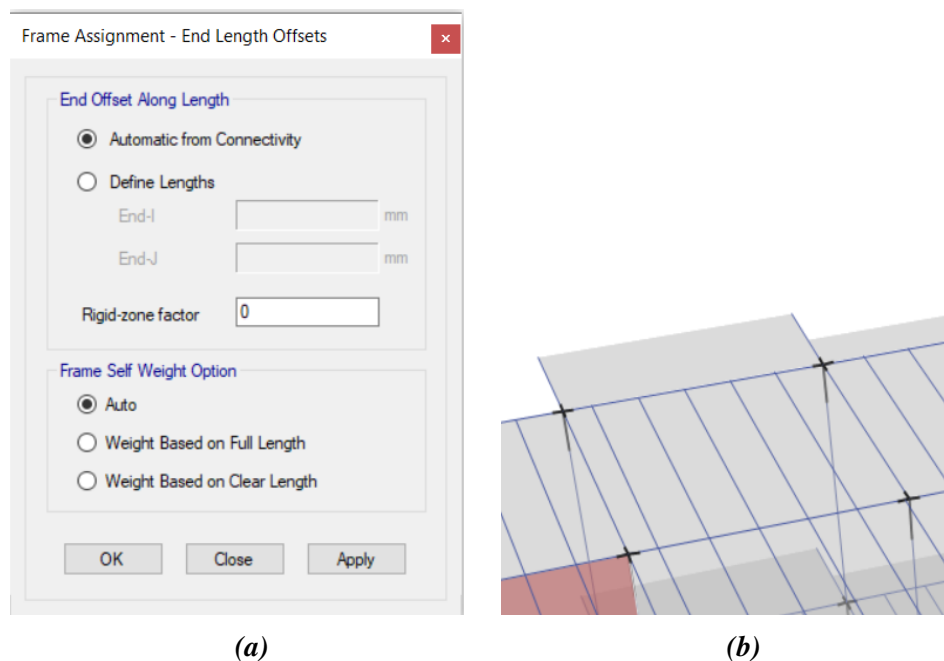


Figure IV.18 : Définir les portées de calcul

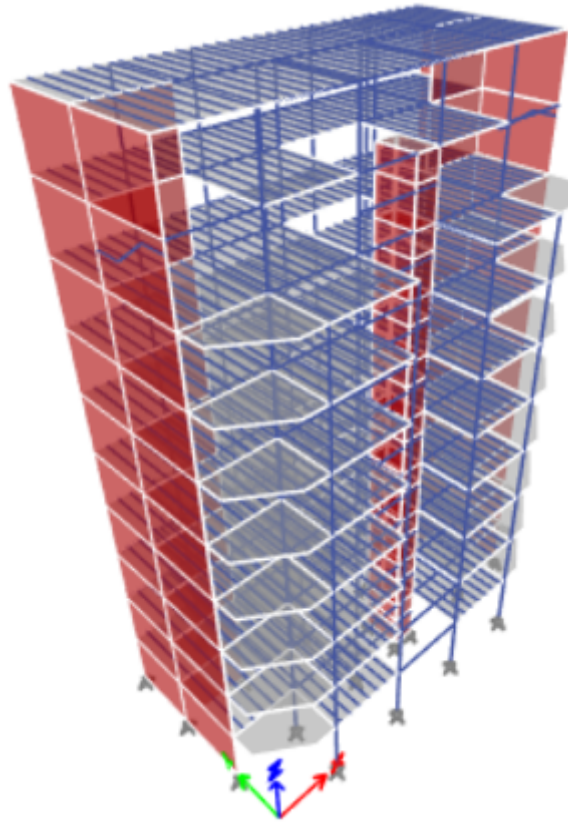


Figure IV.19 : Modèle 3D

IV.2 Critères de classification

... (Art 3) ^[1]

Un ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique étudiée et au choix de la méthode et des paramètres de calcul des forces sismiques.()

IV.2.1 Classification des zones sismiques

Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- **Zone 0** : sismicité négligeable.
- **Zone I** : sismicité faible.
- **Zones IIa / IIb** : sismicité moyenne.
- **Zone III** : sismicité élevée.

☞ Notre projet est implanté à Collo dans la wilaya de Skikda, qui est classée comme une région de sismicité moyenne \Rightarrow Zone IIa.

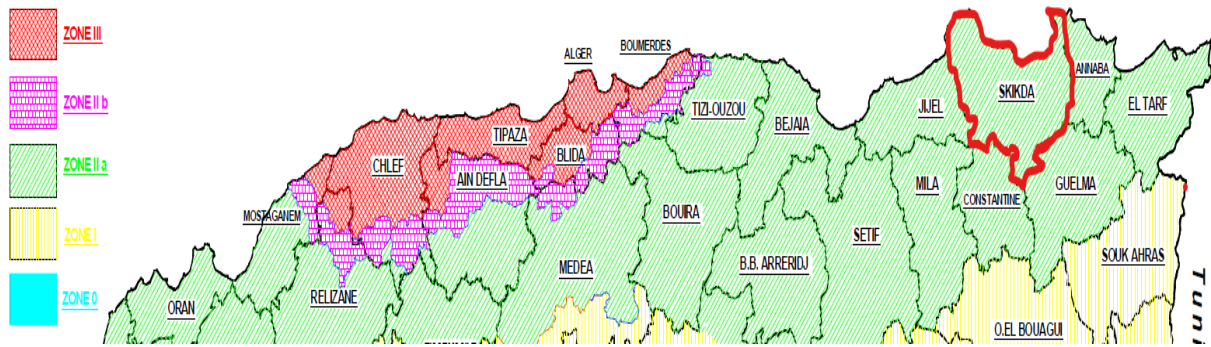


Figure IV.20 : Classification des zones sismiques [9]

IV.2.2 Classification des ouvrages selon leur importance

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis-à-vis des objectifs de protection fixés par la collectivité.

Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des présentes règles doit être classé dans l'un des quatre (04) groupes définis ci-après :

- **Groupe 1A** : Ouvrages d'importance vitale.
- **Groupe 1B** : Ouvrages de grande importance.
- **Groupe 2** : Ouvrages courants ou d'importance moyenne.
- **Groupe 3** : Ouvrages de faible importance.

Nous avons un bâtiment d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48 m ($h = 32,30\text{m}$).

☞ Donc, le bâtiment a une importance moyenne \implies Groupe 2.

IV.2.3 Classification des sites

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- **Catégorie S1** : site rocheux.
- **Catégorie S2** : site ferme.
- **Catégorie S3** : site meuble.
- **Catégorie S4** : site très meuble.

Selon la disponibilité et la fiabilité des résultats des différents types d'essais, le site sera classé dans la catégorie la plus appropriée. En cas de doute, classer dans la catégorie immédiatement la plus défavorable.

☞ Notre site est classé comme un site meuble \implies Catégorie S3.

IV.2.4 Classification des systèmes de contreventement

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (tableau 4.3) [1].

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, donc le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

☞ En supposant que notre bâtiment est contreventé par un système constitué par des portiques et des voiles, prenant en compte le cas le plus défavorable avec un coefficient de comportement R (avec $R = 3,5$). Cette valeur sera vérifiée ultérieurement.

IV.2.5 Classification des ouvrages selon leur configuration

Chaque bâtiment doit être classé selon sa configuration en plan et en élévation en bâtiment régulier ou non, selon les critères ci-dessous :

a. Régularité en plan

a1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses. La symétrie est vérifiée selon une seule direction (suivant y).

☞ Ce critère n'est pas satisfait.

a2. À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Selon ETABS v21, les résultats obtenus sont :

Tableau IV.1 : Vérification de l'excentricité

Étage	e _x (m)	e _y (m)	15%L _x (m)	15%L _y (m)	e _x < 15%L _x	e _y < 15%L _y
Étage 9	0,0266	0,0623	3,285	1,8075	Vérifié	Vérifié
Étage 8	0,0074	0,4333	3,285	1,8075	Vérifié	Vérifié
Étage 7	0,0264	1,0183	3,285	2,2575	Vérifié	Vérifié
Étage 6	0,0252	0,9827	3,285	2,1675	Vérifié	Vérifié
Étage 5	0,0232	1,0248	3,285	2,1675	Vérifié	Vérifié
Étage 4	0,0203	1,0782	3,285	2,1675	Vérifié	Vérifié
Étage 3	0,0165	1,1358	3,285	2,1675	Vérifié	Vérifié
Étage 2	0,0119	1,1844	3,285	2,1675	Vérifié	Vérifié
Étage 1	0,0066	1,2385	3,285	2,1675	Vérifié	Vérifié
RDC	0,0019	1,2673	3,285	2,1675	Vérifié	Vérifié

☞ Ce critère est satisfait dans les deux directions.

a3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport (longueur/largeur) du plancher inférieur ou égal à 4.

$$\frac{L}{B_1} = \frac{21,90}{14,45} = 1,51 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{L}{B_2} = \frac{21,90}{15,05} = 1,46 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

$$\frac{l_1 + l_2}{L} = \frac{1,50 + 0,90}{14,45} = 0,17 \leq 0,25 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

☞ Ce critère est satisfait dans les deux directions.

a4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante par rapport à celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre, la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

$$\frac{\text{Surface des ouvertures}}{\text{Surface totale}} = \frac{10,955}{275,36} = 3,97\% \leq 15\%$$

☞ Ce critère est satisfait.

☞ Donc la structure est classée **irrégulière en plan**.

a. Régularité en élévation

b1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmet pas directement à la fondation.

☞ Ce critère est satisfait dans les deux directions.

b2. Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.

$$K_i = 12 \frac{EI_i}{h^3} \quad (IV.2)$$

Tableau IV.2 : Rigidités et masses des étages

Étage	I _x (m ⁴)	I _y (m ⁴)	E (MPa)	h (m)	K _x (KN/m)	K _y (KN/m)	M (Ton)
Étage 9	3,782	1,583	32164,2	3,23	44,35	18,14	220,74
Étage 8	3,872	1,583	32164,2	3,23	44,35	18,14	220,48
Étage 7	3,878	1,781	32164,2	3,23	44,42	20,4	295,34
Étage 6	3,878	1,781	32164,2	3,23	44,42	20,4	289,35
Étage 5	3,878	1,781	32164,2	3,23	44,42	20,4	289,35
Étage 4	3,878	1,781	32164,2	3,23	44,42	20,4	289,35
Étage 3	3,878	1,781	32164,2	3,23	44,42	20,4	289,35
Étage 2	3,878	1,781	32164,2	3,23	44,42	20,4	289,35
Étage 1	3,878	1,781	32164,2	3,23	44,42	20,4	290,99
RDC	3,878	1,781	32164,2	3,23	44,42	20,4	293,52

☞ Ce critère est satisfait.

b3. Le rapport masse sur rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction de calcul.

Tableau IV.3 : Rapports masse sur rigidité

Étage	M/K _x	M/K _y	r _x	r _y	r _x <25%L _x	r _y <25%L _y
Étage 9	4,98	12,17	1	1	Vérifié	Vérifié
Étage 8	4,97	12,15	0,75	0,84	Vérifié	Vérifié
Étage 7	6,65	14,48	1,02	1,02	Vérifié	Vérifié
Étage 6	6,51	14,18	1	1	Vérifié	Vérifié
Étage 5	6,51	14,18	1	1	Vérifié	Vérifié
Étage 4	6,51	14,18	1	1	Vérifié	Vérifié
Étage 3	6,51	14,18	1	1	Vérifié	Vérifié
Étage 2	6,51	14,18	0,99	0,99	Vérifié	Vérifié
Étage 1	6,55	14,26	0,99	0,99	Vérifié	Vérifié
RDC	6,61	14,39	/	/	/	/

☞ Ce critère est satisfait dans les deux directions.

b4. Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul s’effectue seulement dans le sens d’une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n’excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

$$\frac{15,05}{14,45} = 1,04 \leq 0,20 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

☞ Ce critère n’est pas satisfait.

☞ la structure est classée **irrégulière en élévation**.

☞ Donc La structure est classée **irrégulière**.

Les classification passées ont pour but de fournir les paramètres nécessaires pour pouvoir non seulement calculer l’action sismique mais aussi choisir la méthode appropriée [9].

IV.3 Caractéristiques Géométriques De La Structure

Les caractéristiques géométriques qui sont prises en compte lors de l’analyse des forces horizontales provoquées par un séisme comprennent : le centre de gravité des masses, centre de rigidité, excentricité [5].

IV.3.1 Centre de gravité des masses :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers(diaphragms),donc il est nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

Le centre de masse est déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment.

$$X_{cm} = \frac{\sum m_i X_i}{\sum m_i} ; \quad Y_{cm} = \frac{\sum m_i Y_i}{\sum m_i}$$

IV.3.2 Centre de rigidité

Le centre de rigidité (centre de torsion) est le barycentre des rigidités des éléments de contre-ventement du bâtiment.

$$X_{cr} = \frac{\sum L_i X_i}{\sum L_i} ; \quad Y_{cr} = \frac{\sum L_i Y_i}{\sum L_i}$$

Tableau IV.4 : Centre de masse et centre de rigidité pour chaque étage

ÉTAGE	Centre de masse		Centre de rigidité	
	Xcm (m)	Ycm (m)	Xcr (m)	Ycr (m)
Étage 9	10,8	7,4189	10,8266	7,3566
Étage 8	10,8344	7,7736	10,827	7,3403
Étage 7	10,8	6,3265	10,8264	7,3448
Étage 6	10,8	6,3896	10,8252	7,3723
Étage 5	10,8	6,3896	10,8232	7,4144
Étage 4	10,8	6,3896	10,8203	7,4678
Étage 3	10,8	6,3896	10,8165	7,5254
Étage 2	10,8	6,3896	10,8119	7,574
Étage 1	10,8	6,3535	10,8066	7,592
RDC	10,8	6,2989	10,8019	7,5662

IV.3.3 Excentricité

✓ **Excentricité théorique (statique)** : c'est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$e_{thé,x} = |X_{cm} - X_{cr}| \quad ; \quad e_{thé,y} = |Y_{cm} - Y_{cr}|$$

✓ **Excentricité Accidentelle** : égale à 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (Art. 4.2.7) ^[1] :

$$e_{acc,x} = 5\%Lx \quad ; \quad e_{acc,y} = 5\%Ly$$

Tableau IV.5 : Excentricité

ÉTAGE	Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	e _{thé,x}	e _{thé,y}	e _{acc,x}	e _{acc,y}
Étage 9	0,0266	0,0623	3,285	1,8075
Étage 8	0,0074	0,4333	3,285	1,8075
Étage 7	0,0264	1,0183	3,285	2,2575
Étage 6	0,0252	0,9827	3,285	2,1675
Étage 5	0,0232	1,0248	3,285	2,1675
Étage 4	0,0203	1,0782	3,285	2,1675
Étage 3	0,0165	1,1358	3,285	2,1675
Étage 2	0,0119	1,1844	3,285	2,1675
Étage 1	0,0066	1,2385	3,285	2,1675
RDC	0,0019	1,2673	3,285	2,1675

✓ **Excentricité de calcul** : l'excentricité est calculée d'après les 4 cas suivants en prenant le cas le plus défavorable (Art 4.3.7) ^[1] :

$$e_x = |e_{thé,x} + e_{acc,x}| \quad ; \quad e_x = |e_{thé,x} - e_{acc,x}|$$

$$e_y = |e_{thé,y} + e_{acc,y}| \quad ; \quad e_y = |e_{thé,y} - e_{acc,y}|$$

Tableau IV.6 : Excentricité de calcul

ÉTAGE	$ e_{thé,x} + e_{acc,x} $	$ e_{thé,x} - e_{acc,x} $	$ e_{thé,y} + e_{acc,y} $	$ e_{thé,y} - e_{acc,y} $	e_x^{cal}	e_y^{cal}
Étage 9	3,3116	3,2584	1,8698	1,7452	3,31	3,26
Étage 8	3,2924	3,2776	2,2408	1,3742	3,29	3,28
Étage 7	3,3114	3,2586	3,2758	1,2392	3,31	3,28
Étage 6	3,3102	3,2598	3,1502	1,1848	3,31	3,26
Étage 5	3,3082	3,2618	3,1923	1,1427	3,31	3,26
Étage 4	3,3053	3,2647	3,2457	1,0893	3,31	3,26
Étage 3	3,3015	3,2685	3,3033	1,0317	3,3	3,3
Étage 2	3,2969	3,2731	3,3519	0,9831	3,3	3,35
Étage 1	3,2916	3,2784	3,406	0,929	3,29	3,41
RDC	3,2869	3,2831	3,4348	0,9002	3,29	3,43

IV.4 Regles de calcul

... (Art 4) ^[1]

IV.4.1 Test de convergence

Avant de commencer l'interprétation des résultats, il est nécessaire de rendre les résultats indépendants de l'interpréteur e qui signifie qu'ils doivent être indépendants du maillage, pour cette raison, nous effectuons un test de convergence, en poursuivant la discrétisation jusqu'à ce que les résultats obtenus ne changent plus de manière significative.

Le maillage à faire pour les voiles est préférable en utilisant des mailles carrées autant que possible. En faisant un maillage auto-carré, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Test de convergence

Test N°	Maillage	Déplacement x (mm)	Déplacement y (mm)
Test 1	1x1	24,092	17,865
Test 2	2x2	24,398	18,053
Test 3	4x4	24,601	18,113
Test 4	6x6	24,656	18,131
Test 5	8x8	24,674	18,14
Test 6	10x10	24,681	18,145
Test 7	11x11	24,682	18,148
Test 8	12x12	24,683	18,15

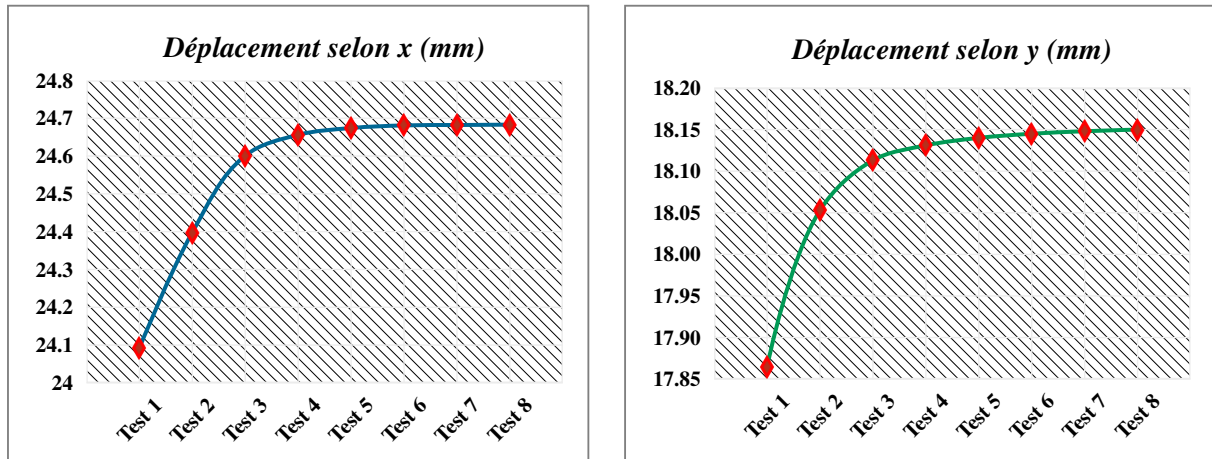


Figure IV.21 : Test de convergence

IV.4.2 Méthodes utilisables pour l'estimation de la force sismique

L'analyse sismique a pour but d'évaluer les forces sismiques générées par un séisme futur sur la structure étudiée. Étant donné le caractère imprévisible du séisme à venir, des méthodes approximatives sont employées pour estimer cette dernière.

Le calcul se fait suivant trois méthodes en fonction des conditions liées à la structure et à la zone de son implantation :

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

IV.4.2.1 Conditions d'application de la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

1. Le bâtiment ou bloc étudié satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.
2. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes.

Zone IIa : groupe d'usage 3.

- groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- groupe d'usage 1 B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1 A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zones IIb et III : groupes d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

- groupe d'usage 1 B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 1 A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

Le bâtiment concerné par l'étude est classé irrégulier, situé dans la zone IIa, groupe d'usage 2, avec une hauteur de dix niveaux (32.3 m).

☞ Par conséquent, **la méthode statique équivalente n'est pas applicable.**

IV.4.2.2 Méthodes dynamiques

1. 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.
2. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié. Avant son utilisation, il est nécessaire de justifier les choix des séismes de calcul, des lois de comportement, de la méthode d'interprétation des résultats, ainsi que des critères de sécurité à respecter.

IV.4.3 Méthode Statique Équivalente

... (Art 4.2) ^[1]

Cette méthode sera appliquée uniquement pour respecter les prescriptions du RPA99v2003 (Article 4.3.6).

IV.4.3.1 Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

IV.4.3.2 Modélisation

- Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.
- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

IV.4.3.3 Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{IV.3})$$

- A : coefficient d'accélération de zone.
- D : facteur d'amplification dynamique moyen.
- Q : facteur de qualité.
- R : coefficient de comportement global de la structure.
- W : poids total de la structure.

1. Coefficient d'accélération de zone : donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Tableau IV.8 : Coefficient d'accélération de zone (4.1) ^[1]

Groupe d'usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	<u>0,15</u>	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

☞ Groupe d'usage 2, Zone IIa $\implies A = 0,15$.

2. Estimation de la periode fondamentale de la structure :

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

✓ **Par la formule empirique :** La période fondamentale est déterminée comme étant la plus petite valeur obtenue à partir des formules (4-6 et 4-7 de RPA 99 version 2003).

$$T_{empirique} = \min \left(C_T h_N^{3/4} ; \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D}} \right) \quad (IV.4)$$

○ h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$\implies h_N = 32,30 \text{ m}$

○ C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6. \implies Notre bâtiment est contreventé par un système de contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé (Tableau 4.6), $\implies C_T = 0,05$

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

$D_x = 21,90 \text{ m} ; D_y = 14,45 \text{ m}$

$C_T h_N^{3/4} = 0,05 \times 32,30^{3/4} = 0,677 \text{ s}$

$\frac{0,09 h_N}{\sqrt{D_x}} = \frac{0,09 \times 32,30}{\sqrt{21,90}} = 0,621 \text{ s} ; \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D_y}} = \frac{0,09 \times 32,30}{\sqrt{14,45}} = 0,764 \text{ s}$

Donc :

☞ $T_x \text{ empirique} = \min \left(C_T h_N^{3/4} ; \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D_x}} \right) = \min(0,677 \text{ s} ; 0,621 \text{ s}) = 0,621 \text{ s}$

☞ $T_y \text{ empirique} = \min \left(C_T h_N^{3/4} ; \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D_y}} \right) = \min(0,677 \text{ s} ; 0,764 \text{ s}) = 0,677 \text{ s}$

✓ **Par les methodes numériques**

☞ $T_x \text{ analytique} = 0,735 \text{ s}$

☞ $T_y \text{ analytique} = 0,582 \text{ s}$

3. Facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \quad (\text{IV.5})$$

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

Tableau IV.9 : Facteur de correction d'amortissement (4.2) ^[1]

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	<u>10</u>
Dense	7	5	

Le bâtiment est contreventé par voile $\implies \xi = 10\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 10)}} = 0,764 \geq 0,7$$

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

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3,0 s \end{cases} \quad (\text{IV.6})$$

o T_1, T_2 : périodes caractéristiques, associées à la catégorie du site et données par le tableau 4.7.

Tableau IV.10 : Valeurs de T1 et T2 (4.7) ^[1]

Site	S1	S2	S3	S4
T₁(sec)	0,15	0,15	<u>0,15</u>	0,15
T₂(sec)	0,30	0,40	<u>0,50</u>	0,70

☞ Site meuble : S3 $\implies T_1 = 0,15 s$; $T_2 = 0,50 s$

Tableau IV.11 : Facteur d'amplification dynamique moyen

T_x (sec)	T_y (sec)	T_2 (sec)	η	D_x	D_y
0,621	0,677	0,50	0,764	1,653	1,561

5. Coefficient de comportement global de la structure

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement.

↳ le système est (2) \implies On adopte : $R = 3,5$

6. Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation.
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

- P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non. Sa valeur est donnée au tableau (4.4) ^[1]

Les critères de qualité "q" à vérifier sont :

a) Conditions minimales sur les files de contreventement

- **Système de portiques** : Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

Notre bâtiment a des files qui contiennent 2 travées (files A et J).

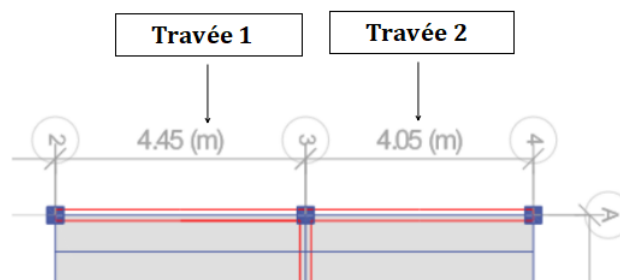


Figure IV.22 : Conditions minimales sur les files de contreventement

⇒ Ce critère n'est pas satisfait dans les deux directions.

b) Redondance en plan

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files doivent être disposées d'une façon symétrique autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Suivant x : $\frac{6,10}{3,40} = 1,79 \geq 1,5$

Suivant y : (2 travée dans les filles (A et J))

⇒ Ce critère n'est pas satisfait dans les deux directions.

c) Régularité en plan

⇒ Ce critère n'est pas satisfait dans les deux directions.

d) Régularité en élévation

⇒ Ce critère n'est pas satisfait dans les deux directions.

e) Contrôle de la qualité des matériaux

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

⇒ Ce critère n'est pas satisfait dans les deux directions.

f) Contrôle de la qualité de l'exécution

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

⇒ Ce critère n'est pas satisfait dans les deux directions.

Tableau IV.12 : Valeurs des pénalités (4.4) ^[1]

Critère "q "	P_q	
	Suivant X	Suivant Y
Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
Redondance en plan	0,05	0,05
Régularité en plan	0,05	0,05
Régularité en élévation	0,05	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10
Totale	P_{qx} = 0,35	P_{qy} = 0,35

$$\Rightarrow Q_x = Q_y = 1 + 0,35 = 1,35$$

7. Poids total de la structure Le poids W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau i :

$$W = \sum W_i \quad ; \quad W_i = W_{GI} + \beta W_{QI} \quad (\text{IV.7})$$

- W_{GI} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- W_{QI} : charges d'exploitation.
- β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation
 $\Rightarrow \beta = 0,2$

\Rightarrow Le poids est extrait par logiciel Etabs21 $\Rightarrow W = 31455,22 \text{ KN}$

Tableau IV.13 : Résumé des résultats

Paramètres	A	R	Q _X	Q _Y	D _X	D _Y	W (KN)
Valeur	0,15	3,5	1,35	1,35	1,653	1,561	31455,22

✓ La force sismique à la base :

$$\Rightarrow V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,653 \times 1,35}{3,5} \times 31455,22 = 3008,31 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,561 \times 1,35}{3,5} \times 31455,22 = 2840,87 \text{ KN}$$

Les valeurs obtenues par l'ETABS :

$$\Rightarrow V_x = 3008,41 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_y = 2841,06 \text{ KN}$$

IV.4.3.4 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i \quad (IV.8)$$

- F_t : La force concentrée au sommet de la structure.

$$F_t = 0,07 \times V \times T \quad (IV.9)$$

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum W_j \times h_j} \quad (IV.10)$$

Avec :

- F_i : La force horizontale concentrée au niveau "i".
- h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force F_i .
- h_j : Niveau du plancher quelconque.
- W_i, W_j : Poids revenant aux planchers i, j .

Tableau IV.14 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

Étage	h (m)	W _i (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)	F _{ix} (KN)	F _{iy} (KN)
Étage10	32,3	2287,67	3008,41	2841,06	413,1296	390,1486
Étage 8	29,07	2810,13			456,7325	431,326
Étage 7	25,84	3318,13			479,3761	452,71
Étage 6	22,61	3244,7			410,1716	387,3551
Étage 5	19,38	3264,91			353,7655	334,0867
Étage 4	16,15	3290,75			297,1378	280,609
Étage 3	12,92	3290,75			237,7102	224,4872
Étage 2	9,69	3320,05			179,87	169,8645
Étage 1	6,46	3367,72			121,6351	114,869
RDC	3,23	3260,41			58,8796	55,6044
Le poids totale		31455,22	La force totale		3008,41	2841,06

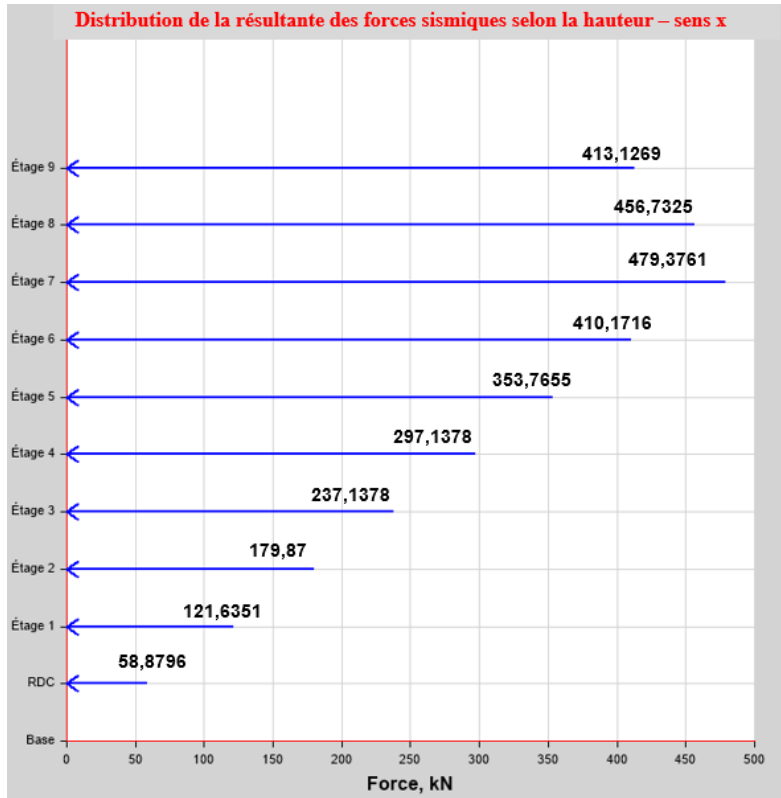


Figure IV.23 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur - sens x

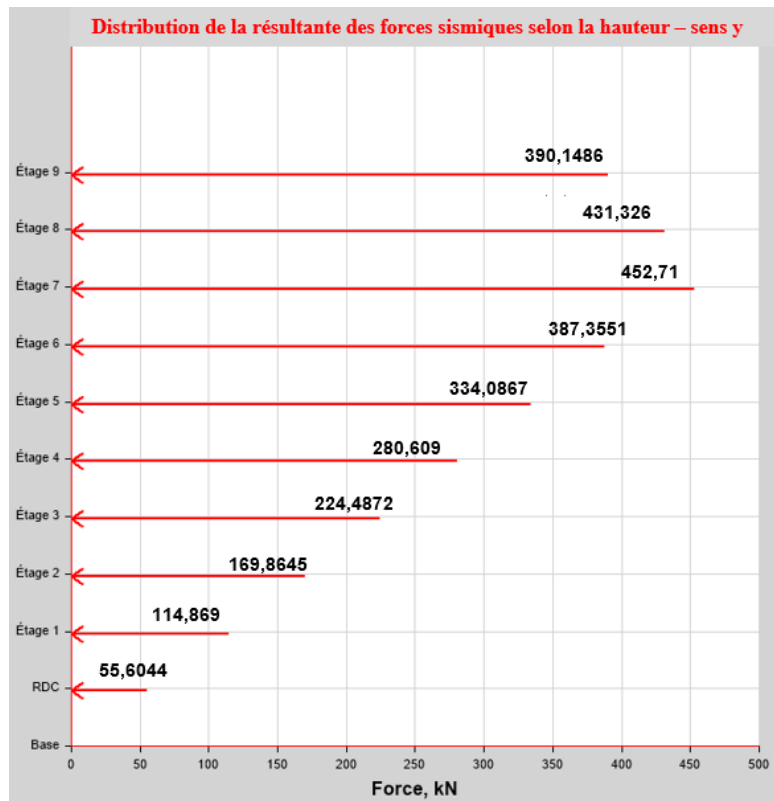


Figure IV.24 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur - sens y

IV.4 Méthode Dynamique Modale Spectrale

... (Art 4.3) [1]

IV.4.4.1 Principe

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

IV.4.4.2 Modélisation

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

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

IV.4.5 Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s \end{cases} \quad (IV.11)$$

CHAPITRE IV : MODÉLISATION & ETUDE DYNAMIQUE

RPA99/V2003, Pr H. BOUZERD

RPA99/V2003, Pr H. BOUZERD

<p>Coefficient d'accélération de zone</p> <p>Zone sismique Zone IIa</p> <p>Importance de l'ouvrage Groupe 2</p> <p>Site Site 3</p> <p>Taux d'amortissement critique BA, voiles (10%)</p> <p>Système de contreventement 2</p> <p>Facteur de qualité</p> <p>Critère 1 <input type="radio"/> Observé <input checked="" type="radio"/> Non Observé</p> <p>Critère 2 <input type="radio"/> Observé <input checked="" type="radio"/> Non Observé</p> <p>Critère 3 <input type="radio"/> Observé <input checked="" type="radio"/> Non Observé</p> <p>Critère 4 <input type="radio"/> Observé <input checked="" type="radio"/> Non Observé</p> <p>Critère 5 <input type="radio"/> Observé <input checked="" type="radio"/> Non Observé</p> <p>Critère 6 <input type="radio"/> Observé <input checked="" type="radio"/> Non Observé</p>	<p>Calculate</p> <p>A= 0.15</p> <p>T1= 0.15</p> <p>T2= 0.5</p> <p>xi(%)= 10</p> <p>R= 3.5</p> <p>Q= 1.35</p> <p>eta= 0.764</p>	<p>Coefficient d'accélération de zone</p> <p>Zone sismique Zone IIa</p> <p>Importance de l'ouvrage Groupe 2</p> <p>Site Site 3</p> <p>Taux d'amortissement critique BA, voiles (10%)</p> <p>Système de contreventement 2</p> <p>Facteur de qualité</p> <p>Critère 1 <input type="radio"/> Observé <input checked="" type="radio"/> Non Observé</p> <p>Critère 2 <input type="radio"/> Observé <input checked="" type="radio"/> Non Observé</p> <p>Critère 3 <input type="radio"/> Observé <input checked="" type="radio"/> Non Observé</p> <p>Critère 4 <input type="radio"/> Observé <input checked="" type="radio"/> Non Observé</p> <p>Critère 5 <input type="radio"/> Observé <input checked="" type="radio"/> Non Observé</p> <p>Critère 6 <input type="radio"/> Observé <input checked="" type="radio"/> Non Observé</p>	<p>Calculate</p> <p>A= 0.15</p> <p>T1= 0.15</p> <p>T2= 0.5</p> <p>xi(%)= 10</p> <p>R= 3.5</p> <p>Q= 1.35</p> <p>eta= 0.764</p>
	<p>Facteur d'amplification dynamique</p> <p>Données</p> <p>Coefficient CT 4</p> <p>Hauteur hN 32.30</p> <p>Dimension du bâtiment 21.90</p> <p>Calculate D</p> <p>T= 0.621 D= 1.653</p>		<p>Facteur d'amplification dynamique</p> <p>Données</p> <p>Coefficient CT 4</p> <p>Hauteur hN 32.30</p> <p>Dimension du bâtiment 14.45</p> <p>Calculate D</p> <p>T= 0.677 D= 1.56</p>

(a) Sens X

(b) Sens Y

Figure IV.25 : Les paramètres du Spectre de réponse de calcul

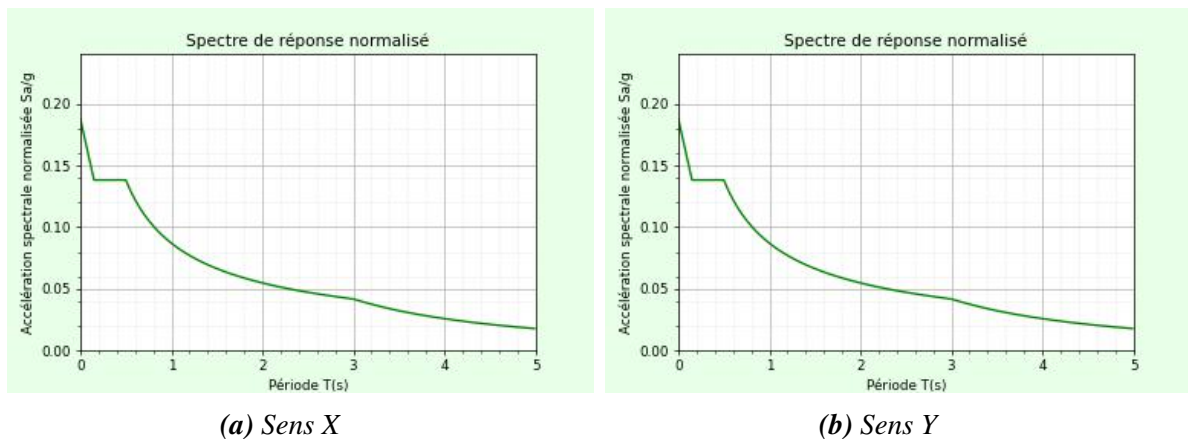


Figure IV.26 : Spectre de réponse de calcul

IV.4.6 Disposition des voiles de contreventement

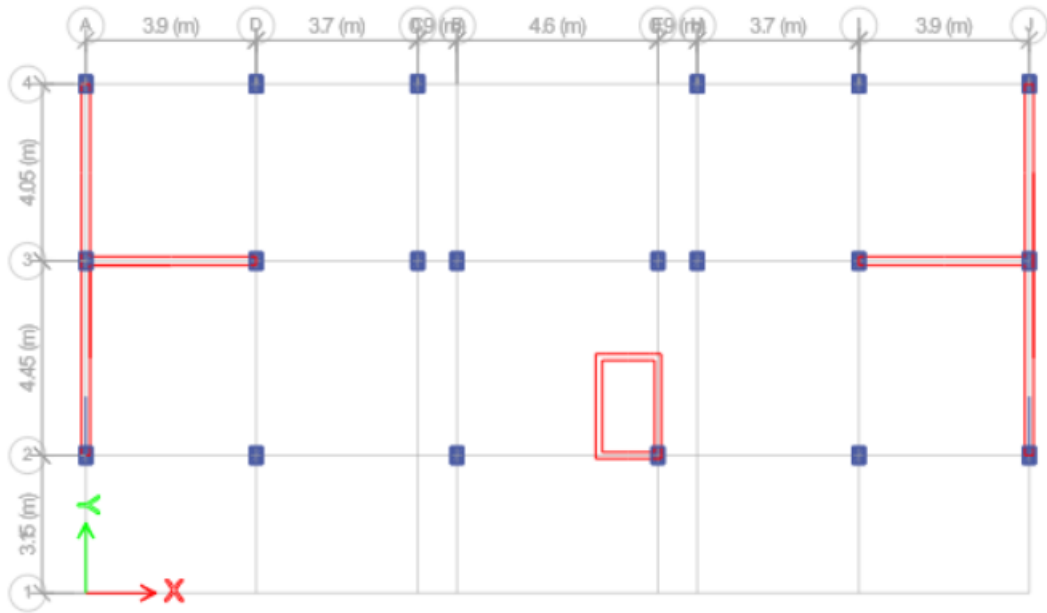


Figure IV.27 : Disposition des voiles de contreventement en plan

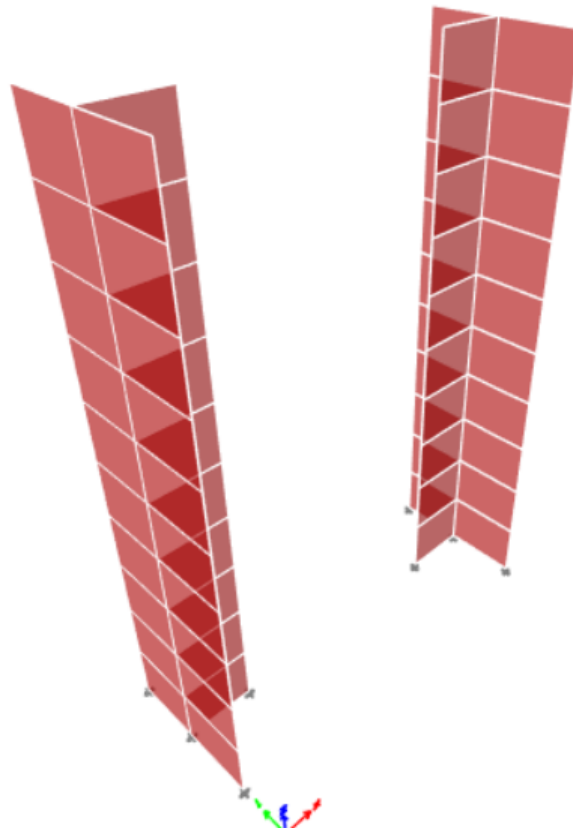


Figure IV.28 : Disposition des voiles de contreventement en 3D

IV.4.7 Vérification du comportement des trois premiers modes

Mode 1 : Translation suivant l'axe x

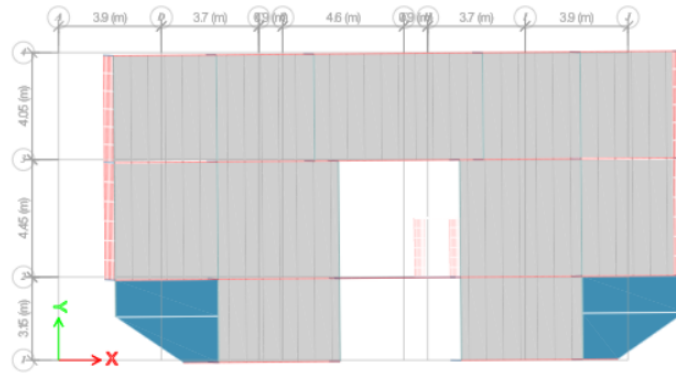


Figure IV.29 : Mode 1 (vue en plan)

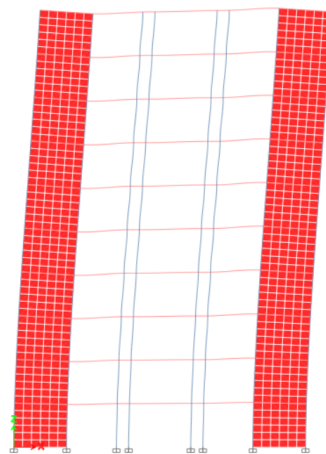


Figure IV.30 : Mode 1 (vue en élévation)

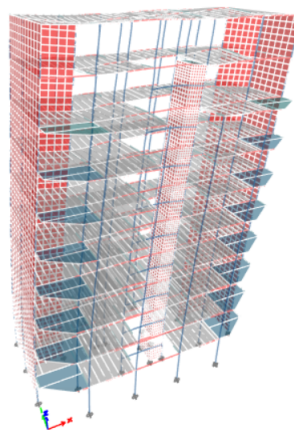


Figure IV.31 : Mode 1 (vue en 3D)

Mode 2 : Translation suivant l'axe y

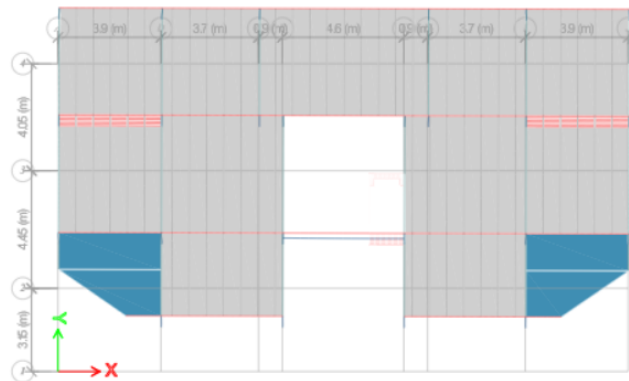


Figure IV.32 : Mode 2 (vue en plan)

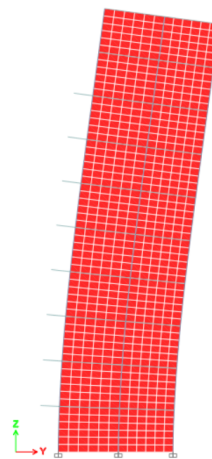


Figure IV.33 : Mode 2 (vue en élévation)

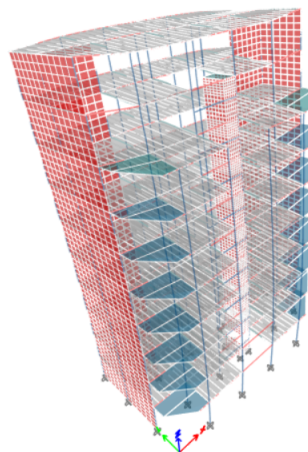


Figure IV.34 : Mode 2 (vue en 3D)

Mode 3 : Rotation autour de l'axe z

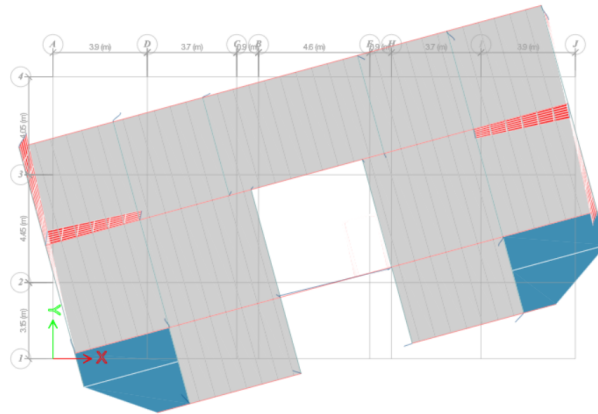


Figure IV.35 : Mode 3 (vue en plan)

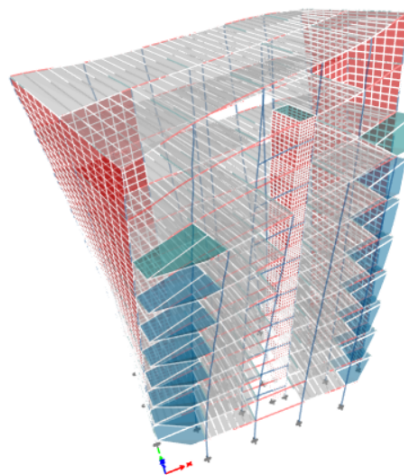


Figure IV.36 : Mode 3 (vue en 3D)

IV.4.8 Vérification de la période fondamentale

... (Art 4.2.4) [1]

Les valeurs de T calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Tableau IV.15 : Vérification de la période fondamentale

Sens	$T_{\text{empirique}}$	$1,3T_{\text{empirique}}$	$T_{\text{numérique}}$	$T_{\text{numérique}} \leq 1,3T_{\text{empirique}}$
X	0,621	0,8073	0,735	Vérifié
Y	0,677	0,8801	0,582	Vérifié

IV.4.9 Justification de système de contreventement de la structure

Pour justifier le choix du système de contreventement précédent, il est nécessaire de suivre les conditions énoncées par règlement RPA99v2003.

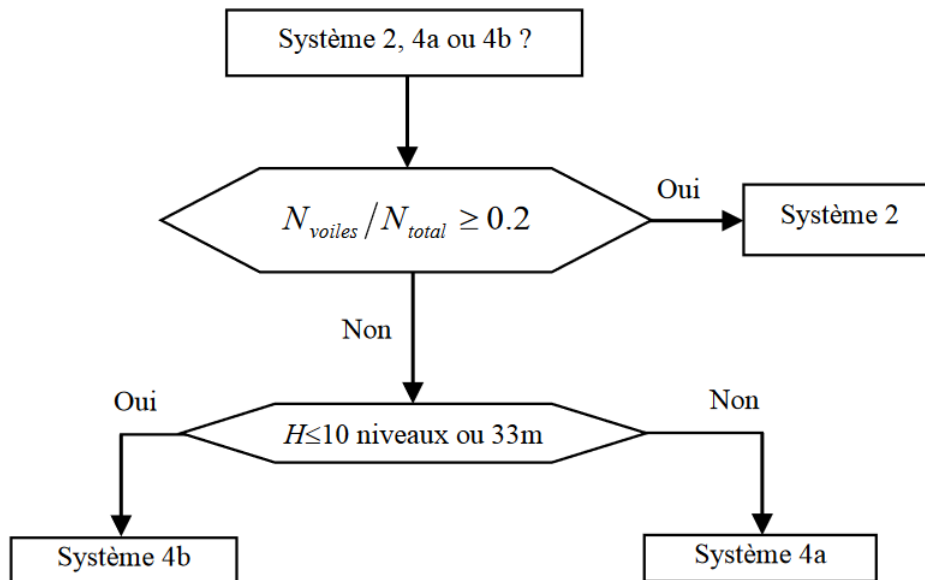


Figure IV.37 : Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voiles [10]

Les voiles prennent plus de 20% de sollicitations verticales.

On choisit forfaitairement la combinaison à l'ELU, on trouve que :

$$\frac{N_{voiles}}{N_{totale}} = \frac{19792,7946}{47970,2442} \times 100 = 41\% \geq 20\% \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.4.10 Résultats et vérifications liées à l'analyse dynamique

Pour les deux méthodes de calcul (statique et dynamique), il est nécessaire d'effectuer les vérifications suivantes :

- Vérifications spécifiques (l'effort normal réduit, contraintes de cisaillement).
- Vérification de la participation modale.
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification des déformations (déplacements inter-étage).

- Vérification de l'effet (P-Δ).

Comme la méthode statique équivalente n'est pas appliquée à notre structure, donc les vérifications sont réalisées avec la méthode modale spectrale sous les forces dynamiques (E_x et E_y).

IV.4.10.1 Vérifications spécifiques ... (Art 7.4.3) [1]

- **Sollicitations normales** : l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,30 \quad (\text{IV.12})$$

- N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.
- f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.16 : Vérification de l'effort normal réduit

Étage	Poteau	B _c (m ²)	N _d (kN)	ν	ν ≤ 0,3
RDC/1^{er}/2^{ème} étage	50x50	0,25	1716,79	0,27	Vérifié
3^{ème}/4^{ème}/5^{ème} étage	50x40	0,2	1152,09	0,23	Vérifié
6^{ème}/7^{ème}/8 et 9^{ème} étage	40x40	0,16	784,34	0,20	Vérifié

- **Sollicitations tangentes** : la contrainte de cisaillement de calcul dans le béton τ_{bu} sous les combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d f_{c28} \quad (\text{IV.13})$$

- ρ_d est égal à 0,075 si l'élancement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5, et à 0,04 dans le cas contraire.

- λ_g : l'élancement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \quad (\text{IV.14})$$

– Contrainte de cisaillement ultime

Tableau IV.17 : Contrainte de cisaillement ultime

Poteau	L_f (m)	λ	ρ	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)
RDC (50x50)	2,26	4,52	0,04	1
Étage 3 (50x40)	2,26	4,52	0,04	1
Étage 6 (40x40)	2,26	5,65	0,075	1,875

– Contrainte de cisaillement

➡ Suivant x

Tableau IV.18 : Contrainte de cisaillement (sens x)

Poteau	V (kN)	b (m)	d (m)	τ_{bu} (MPa)
RDC (50x50)	54,6	0,5	0,45	0,24
Étage 3 (50x40)	68,9	0,4	0,45	0,38
Étage 6 (40x40)	81,4	0,4	0,36	0,57

➡ Suivant y

Tableau IV.19 : Contrainte de cisaillement (sens y)

Poteau	V_u (kN)	b (m)	d (m)	τ_{bu} (MPa)
RDC (50x50)	24,06	0,5	0,45	0,11
Étage 3 (50x40)	28,7	0,5	0,36	0,16
Étage 6 (40x40)	39,71	0,4	0,36	0,28

– Vérification des contraintes de cisaillement

Tableau IV.20 : Vérification des contraintes de cisaillement

(a) Sens x

Poteau	τ_x	$\overline{\tau_{bu}}$	$\tau_x \leq \overline{\tau_{bu}}$
RDC	0,24	1	Vérifié
Étage 3	0,38	1,875	Vérifié
Étage 6	0,57	1,875	Vérifié

(b) Sens y

Poteau	τ_y	$\overline{\tau_{bu}}$	$\tau_y \leq \overline{\tau_{bu}}$
RDC	0,11	1	Vérifié
Étage 3	0,16	1,875	Vérifié
Étage 6	0,28	1,875	Vérifié

IV.4.10.2 Vérification de la participation modale

☛ **Nombre de modes à considérer** ... (Art 4.3.4) ^[1]

1. Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

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

2. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0,20 \text{ s} \quad \text{(IV.15)}$$

- N : est le nombre de niveaux au-dessus du sol.
- T_K : la période du mode K.

Le tableau suivant résume la participation modale pour les deux directions :

Tableau IV.21 : Vérification de la participation modale

Mode	Période	UX	UY	ΣUX	ΣUY
1	0,735	0,6868	0,0002	0,6868	0,0002
2	0,582	0,0002	0,6564	0,687	0,6566
3	0,421	0,00004765	0,0001	0,6871	0,6567
4	0,189	0,1777	0,00	0,8648	0,6567
5	0,124	0,00000245	0,2093	0,8648	0,8659
6	0,09	0,0086	0,00000831	0,8734	0,8659
7	0,086	0,0561	0,00	0,9295	0,8659
8	0,056	0,000006283	0,0645	0,9295	0,9305

○ U_x, U_y : masses modales effectives pour les différentes directions x et y.

☞ 8 modes est le nombre qui satisfait (Le huitième mode, où la structure participe à plus de 90% de sa masse totale).

IV.4.10.3 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ... (Art 4.3.6) [1]

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour la valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

À l'aide du logiciel ETABS v.21, les valeurs obtenues de la force sismique ($E = V_t$) sont les suivantes :

- $E_x = 2456,45 \text{ KN}$; $V_x = 3008,41 \text{ KN}$
- $E_y = 2775,38 \text{ KN}$; $V_y = 2841,06 \text{ KN}$

Tableau IV.22 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

Sens	V_t (KN)	$0,8 V$ (KN)	$V_t \geq 0,8V$
X	2456,45	2406,73	Vérifié
Y	2775,38	2272,85	Vérifié

IV.4.10.4 Vérification de la stabilité au renversement ... (Art 4.4.1) [1]

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

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

Il faut vérifier que :

$$F_s = \frac{\text{Moment stabilisant}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1,5$$

- **Moment stabilisant :** $M_{sx} = W \times Y_G$; $M_{sy} = W \times X_G$ Avec : $W = G + Q$
- **Moment de renversement :**

$$M_{rx} = \sum_{i=1}^n M_{rx,i} = \sum_{i=1}^n F_{y,i} \times hi \quad ; \quad M_{ry} = \sum_{i=1}^n M_{ry,i} = \sum_{i=1}^n F_{x,i} \times hi$$

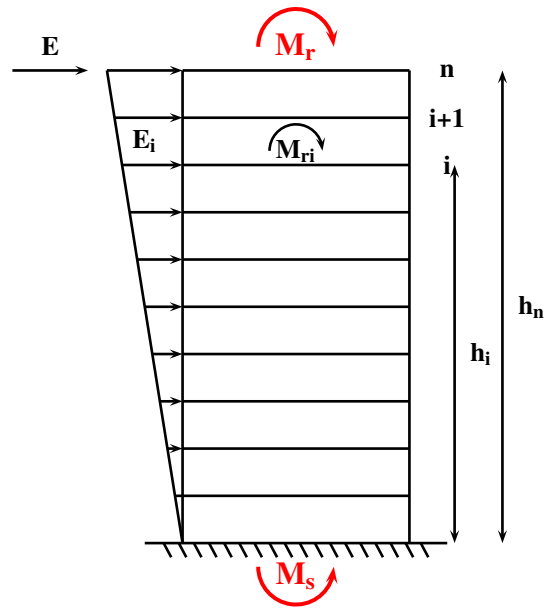


Figure IV.38 : Les forces agissantes sur la stabilité au renversement

• Moment stabilisant

Tableau IV.23 : Moment stabilisant

G (KN)	Q (KN)	W (KN)	X _G (m)	Y _G (m)	M _{sx} (KN.m)	M _{sy} (KN.m)
30712,94	4768,08	35481,02	10,8	6,12	217143,84	383195,02

• Moment de renversement selon x

Tableau IV.24 : Moment de renversement selon x

Étage	h (m)	E _{yi} (KN)	M _{rx,i} (KN.m)
Étage 9	32,3	451,4225	14580,95
Étage 8	29,07	419,0184	12180,86
Étage 7	25,84	482,3841	12464,81
Étage 6	22,61	349,7293	7907,379
Étage 5	19,38	292,6967	5672,462
Étage 4	16,15	244,7184	3952,202
Étage 3	12,92	198,1055	2559,523
Étage 2	9,69	159,5928	1546,454
Étage 1	6,46	116,8524	754,8667
RDC	3,23	57,12024	184,4984
M_{rx} = Σ M_{rx,i} =			61804

• Moment de renversement selon y

Tableau IV.25 : Moment de renversement selon y

Étage	h (m)	E _{xi} (KN)	M _{ry,i} (KN.m)
Étage 9	32,3	388,1163	12536,16
Étage 8	29,07	355,2845	10328,12
Étage 7	25,84	423,599	10945,8
Étage 6	22,61	319,4018	7221,675
Étage 5	19,38	263,8547	5113,504
Étage 4	16,15	225,5265	3642,253
Étage 3	12,92	193,0375	2494,045
Étage 2	9,69	155,8555	1510,239
Étage 1	6,46	118,6016	766,166
RDC	3,23	78,17833	252,516
M_{ry} = ∑ M_{ry,i} =			54810,47

Tableau IV.26 : Vérification de la stabilité au renversement

	M _s (KN.m)	M _r (KN.m)	F _s	F _s ≥ 1.5
Sens x	383195,0128	61804	6,20	Vérifié
Sens y	217143,8406	54810,47	3,96	Vérifié

IV.4.10.5 Vérification des déformations

... (Art 5.10) ^[1]

les déplacements relatifs ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. Le déplacement horizontal à chaque niveau k est donné par l'expression (4.19) de l'article 4.4.3 :

$$\delta_K = R\delta_{eK}$$

- δ_K : déplacement dû aux forces sismiques.
- δ_{eK} : coefficient de comportement.

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

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

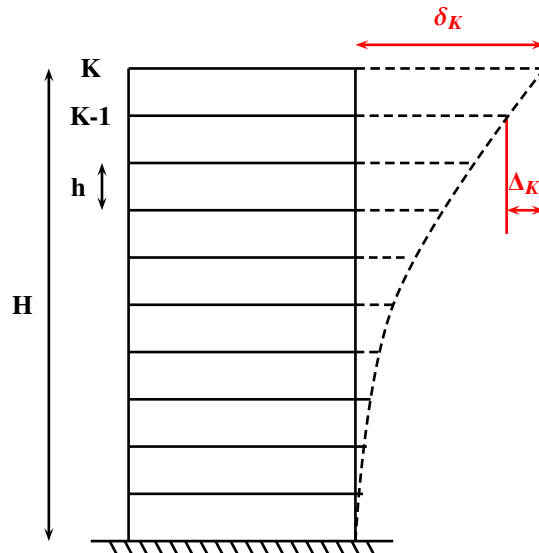


Figure IV.39 : déplacements inter-étage

• Vérification des déformations suivant la direction x :

Tableau IV.27 : Calcul des déplacements selon x par la méthode dynamique

Niveau	h (m)	δ_{eK} (mm)	δ_K (mm)	Δ_k (mm)	1%h	$\Delta_k \leq 1\%h$ (mm)
Étage 9	3,23	6,249	21,872	2,366	32,3	Vérifié
Étage 8	3,23	5,573	19,506	2,22	32,3	Vérifié
Étage 7	3,23	4,939	17,286	2,614	32,3	Vérifié
Étage 6	3,23	4,192	14,672	2,697	32,3	Vérifié
Étage 5	3,23	3,421	11,975	2,67	32,3	Vérifié
Étage 4	3,23	2,659	9,305	2,593	32,3	Vérifié
Étage 3	3,23	1,918	6,712	2,396	32,3	Vérifié
Étage 2	3,23	1,233	4,316	2,042	32,3	Vérifié
Étage 1	3,23	0,65	2,274	1,523	32,3	Vérifié
RDC	3,23	0,215	0,751	0,751	32,3	Vérifié

☞ Donc la justification concernant les déformations est vérifiée dans la direction x.

• Vérification des déformations suivant la direction y :

Tableau IV.28 : Calcul des déplacements selon y par la méthode dynamique

Niveau	h (m)	δ_{eK} (mm)	δ_K (mm)	Δ_k (mm)	1%oh (mm)	$\Delta_k \leq 1\%oh$ (mm)
Étage 9	3,23	4,691	16,418	2,089	32,3	Vérifié
Étage 8	3,23	4,094	14,329	2,107	32,3	Vérifié
Étage 7	3,23	3,492	12,222	2,103	32,3	Vérifié
Étage 6	3,23	2,891	10,119	2,069	32,3	Vérifié
Étage 5	3,23	2,3	8,05	1,978	32,3	Vérifié
Étage 4	3,23	1,735	6,072	1,828	32,3	Vérifié
Étage 3	3,23	1,213	4,244	1,606	32,3	Vérifié
Étage 2	3,23	0,754	2,638	1,299	32,3	Vérifié
Étage 1	3,23	0,383	1,339	0,916	32,3	Vérifié
RDC	3,23	0,121	0,423	0,423	32,3	Vérifié

☞ Donc la justification concernant les déformations est vérifiée dans la direction y.

IV.4.10.6 Vérification de l'effet (P – Δ) ... (Art 5.9) [1]

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

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10$$

- P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k".

$$P_K = \sum_{i=1}^n (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

- V_K : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_K : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1".
- h_K : hauteur de l'étage "k".

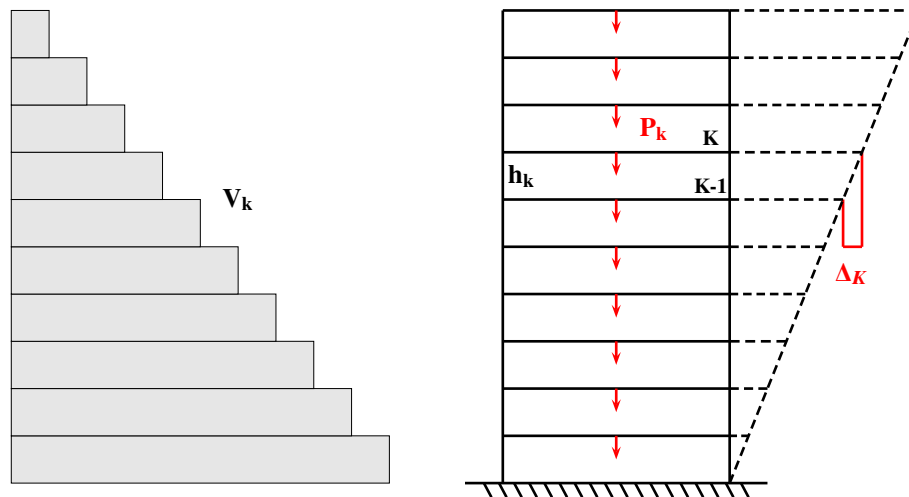


Figure IV.40 : L'effet (P-Δ)

• Vérification dans la direction x :

Tableau IV.29 : Vérification de l'effet (P-Δ) suivant x

Niveau	P_k (KN)	Δ_k (m)	V_K (KN)	h_K (m)	θ_k	$\theta_k \leq 0,1$
Étage 9	2287,67	0,002089	451,84	3,23	0,0342	Vérifié
Étage 8	5097,8	0,002107	870,59	3,23	0,0399	Vérifié
Étage 7	8415,93	0,002103	1352,75	3,23	0,0423	Vérifié
Étage 6	11660,63	0,002069	1702,67	3,23	0,0458	Vérifié
Étage 5	14925,54	0,001978	1995,19	3,23	0,0478	Vérifié
Étage 4	18216,29	0,001828	2239,74	3,23	0,0480	Vérifié
Étage 3	21507,04	0,001606	2437,97	3,23	0,0458	Vérifié
Étage 2	24827,09	0,001299	2597,47	3,23	0,0401	Vérifié
Étage 1	28194,81	0,000916	2714,25	3,23	0,0307	Vérifié
RDC	31455,22	0,000423	2771,58	3,23	0,0155	Vérifié

☞ θ est tout le temps inférieur à 0,1, alors les effets P - Δ dans la direction x sont négligés.

• Vérification dans la direction y :

Tableau IV.30 : Vérification de l'effet (P-Δ) suivant y

Niveau	P_k (KN)	Δ_k (m)	V_k (KN)	h_k (m)	θ_k	$\theta_k \leq 0,1$
Étage 9	2287,67	0,002366	388,33	3,23	0,045	Vérifié
Étage 8	5097,8	0,00222	743,19	3,23	0,0492	Vérifié
Étage 7	8415,93	0,002614	1165,67	3,23	0,061	Vérifié
Étage 6	11660,63	0,002697	1482,9	3,23	0,0685	Vérifié
Étage 5	14925,54	0,00267	1743,13	3,23	0,0738	Vérifié
Étage 4	18216,29	0,002593	1963,28	3,23	0,0777	Vérifié
Étage 3	21507,04	0,002396	2148,77	3,23	0,0775	Vérifié
Étage 2	24827,09	0,002042	2294,51	3,23	0,0714	Vérifié
Étage 1	28194,81	0,001523	2398,99	3,23	0,0578	Vérifié
RDC	31455,22	0,000751	2452,71	3,23	0,0311	Vérifié

☞ θ est tout le temps inférieur à 0,1, alors les effets P – Δ dans la direction y sont négligés.

Conclusion

L'étude dynamique est essentielle dans la conception des structures, car elle permet de bien comprendre leur comportement lors de séismes. En suivant les règles parasismiques algériennes RPA 99/version 2003, cette étude aide à limiter les dommages aux éléments structuraux.

Les dimensions finales de ces éléments sont fixées pour permettre de commencer le calcul de ferrailage de ces éléments. Ils sont résumés dans les tableaux suivants :

Élément	Section (cm ²)
Poutre Principale (PP)	30 x 50
Poutre Secondaire (PS)	30 x 40

Tableau IV.31 : Dimensions finales des poutres

Étage	Section (cm ²)
RDC/1^{er}/2^{ème} étage	50 x 50
3^{ème}/4^{ème}/5^{ème} étage	50 x 40
6^{ème}/7^{ème}/8^{ème} et 9^{ème} étage	40 x 40

Tableau IV.32 : Dimensions finales des pouteaux

CHAPITRE V
CALCUL DES ÉLÉMENTS
STRUCTURAUX

Introduction

Les éléments structuraux comprennent des portiques (poteaux-poutres) et des voiles associés entre eux de manière rigide. Ces éléments porteurs font partie du système de contreventement, et sont conçus pour résister aux charges horizontales (sismiques) ainsi qu’aux charges verticales (gravitaires).

Ainsi, ces éléments doivent être correctement dimensionnés afin de résister aux différentes sollicitations. C’est pourquoi l’intégration d’un outil numérique tel qu’ETABS est essentielle. Cet outil nous fournit les efforts internes auxquels ces éléments sont soumis.

V.1 Combinaisons de ferrailage

- D’après CBA93 \implies Situation durable
 - **ELU** : $1,35 G + 1,5 Q$
 - **ELS** : $G + Q$
- D’après RPA99v2003 \implies Situation accidentelle (ELA)
 - $G + Q \pm E$
 - $0,8G \pm E$

Avec :

- G : Charges permanentes
- Q : Charges d’exploitation
- E : Charges sismiques

V.2 Données de calcul

Tableau V.1 : Données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b = 1,5$	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_b = 1,15$	$\gamma_s = 1$
$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$	$f_e = 400 \text{ MPA}$	$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$	$f_e = 400 \text{ MPA}$
$\gamma_{bc} = 14,2 \text{ MPA}$	$\gamma_{st} = 347,83 \text{ MPA}$	$\gamma_{bc} = 18,5 \text{ MPA}$	$\gamma_{st} = 400 \text{ MPA}$

V.3 Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux qui supportent les charges et surcharges des planchers, et transfèrent ces charges aux poteaux. Nous avons deux types de poutres : les poutres principales et les poutres secondaires.

V.3.1 Hypothèses de calcul

- Les poutres sont ferrillées en flexion simple, ce qui signifie qu'elles sont soumises à la fois à un effort tranchant et à un moment fléchissant.
- Les poutres ne sont pas soumises aux intempéries, et les fissurations sont considérées comme peu préjudiciables.
- Le calcul se fait en deux zones : la zone en travée et la zone sur appui.

V.3.2 Spécifications pour le ferrailage des poutres

- La combinaison $(1,35G + 1,5Q)$ est pour déterminer le moment maximum en travée.
- La combinaison $(G + Q \pm E)$ est pour déterminer le moment maximum sur les appuis et permet de déterminer le ferrailage de la nappe supérieure des appuis.
- La combinaison $(0,8G \pm E)$ est pour déterminer le moment minimum sur les appuis et permet de déterminer le ferrailage de la nappe inférieure des appuis.

1. Les armatures longitudinales

- **Condition de non-fragilité (Art A.4.2) [2]**

$$A_{s \min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

- **Spécifications du RPA99v2003 (Art 7.5.2.1)**

→ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

→ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

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

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

→ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle, dont les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées.

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

2. Les armatures transversales

• Spécifications du RPA99v2003 (Art 7.5.2.2)

→ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

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

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

$$\min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l\right) \quad (\text{V.1})$$

– En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad (\text{V.2})$$

→ La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé et, dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

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

V.3.3 Ferrailage des poutres principales (Axe : 3)

Le calcul se fait en considérant les combinaisons précédentes, en ajustant le coefficient de Poisson dans les propriétés des matériaux ν .

- $\nu = 0$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

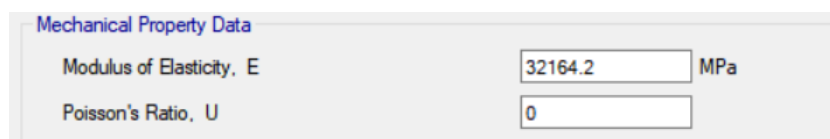


Figure V.1 : Coefficient de Poisson (ELU / ELA)

- $\nu = 0,2$

$$\left\{ G + Q \right.$$

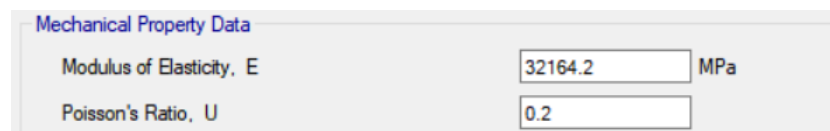


Figure V.2 : Coefficient de Poisson (ELS)

Les sollicitations sont directement obtenues à partir du logiciel, donc nous avons :

Tableau V.2 : Récapitulatif des sollicitations pour les poutres principales (Axes : 3)

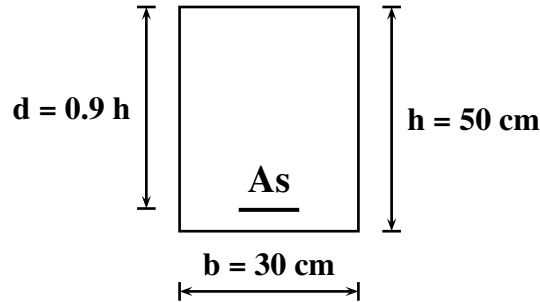
Combinaisons		M _{appui} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	V (KN)
ELU		-103,28	96,97	179,7
ELS		-74,56	70,11	/
ELA	G + Q ± E	-206,37	/	194,94
	0,8G ± E	-183,8	/	172,75

V.3.3.1 Calcul des armatures longitudinales

Le calcul se fera en flexion simple sur une section rectangulaire (30x50) cm².

☛ **ELU**

En travée



hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 50 = 0,45 \text{ m}$

$$\text{moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{96,97 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,45^2 \times 14,20} = 0,11$$

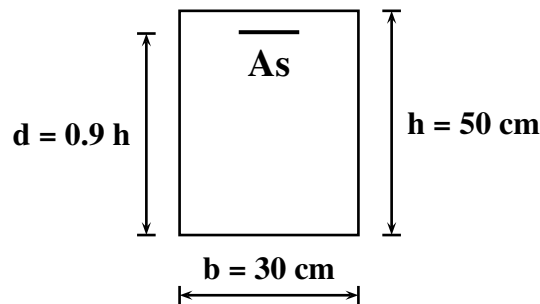
$$\mu = 0,11 \leq \mu_{\text{limite}} = 0,392 \implies A'_s = 0$$

$$\mu = 0,11 \leq 0,1859 \implies \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,11}) = 0,15$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,15 \times 0,3 \times 0,45 \times 14,2}{347,83} = 6,61 \text{ cm}^2$$

Sur appui



hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 50 = 0,45 \text{ m}$

$$\text{moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{103,28 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,45^2 \times 14,20} = 0,12$$

$$\mu = 0,12 \leq \mu_{\text{limite}} = 0,392 \implies A'_s = 0$$

$$\mu = 0,12 \leq 0,1859 \implies \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,12}) = 0,16$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,16 \times 0,3 \times 0,45 \times 14,2}{347,83} = 7,05 \text{ cm}^2$$

➡ **ELA**

la nappe supérieure de l'appui

hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 50 = 0,45 \text{ m}$

$$\text{moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{206,37 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,45^2 \times 18,5} = 0,18$$

$$\mu = 0,18 \leq \mu_{\text{limite}} = 0,392 \implies A'_s = 0$$

$$\mu = 0,18 \leq 0,1859 \implies \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,18}) = 0,25$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,25 \times 0,3 \times 0,45 \times 18,5}{400} = 12,49 \text{ cm}^2$$

la nappe inférieure de l'appui

hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 50 = 0,45 \text{ m}$

$$\text{moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{183,30 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,45^2 \times 18,5} = 0,16$$

$$\mu = 0,16 < \mu_{\text{limite}} = 0,392 \implies A'_s = 0$$

$$\mu = 0,16 < 0,1859 \implies \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,16}) = 0,22$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,22 \times 0,3 \times 0,45 \times 18,5}{400} = 10,99 \text{ cm}^2$$

V.3.3.2 Vérifications nécessaires

a) Condition de non-fragilité

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{s \text{ min}}$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,23 \times 0,3 \times 0,45 \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ travée}} = 6,61 \geq A_{s \text{ min cba}} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ appui (nappe supérieure)}} = 12,49 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min cba}} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ appui (nappe inférieure)}} = 10,99 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min cba}} = 1,63 \text{ cm}^2$$

☞ On adopte :

$$A_{s \text{ travée}} = 6\text{HA}16(12,06) \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ appui (nappe supérieure)} = 2HA16 + 3HA20 = 13,45 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ appui (nappe inférieure)} = 6HA16 = 12,06 \text{ cm}^2$$

b) Vérification des armatures longitudinales selon RPA

→ Pourcentage total minimum des aciers longitudinaux :

$$A_{s \text{ min RPA}} = 0,5\%bh = 0,005 \times 30 \times 50 = 7,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ travée}} = 12,06 \text{ cm}^2 \geq 7,5 \text{ cm}^2$$

→ Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux :

▣ **En travée**

– Zone courante

$$A_{s \text{ max RPA}} = 4\%bh = 0,04 \times 30 \times 50 = 60 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ travée}} = 12,06 \text{ cm}^2 \leq 60 \text{ cm}^2$$

– Zone de recouvrement

$$A_{s \text{ max RPA}} = 6\%bh = 0,06 \times 30 \times 50 = 90 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ travée}} = 12,06 \text{ cm}^2 \leq 90 \text{ cm}^2$$

▣ **Sur appui**

– Zone courante

$$A_{s \text{ max RPA}} = 4\%bh = 0,04 \times 30 \times 50 = 60 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ appui}} = 13,45 \text{ cm}^2 \leq 60 \text{ cm}^2$$

– Zone de recouvrement

$$A_{s \text{ max RPA}} = 6\%bh = 0,06 \times 30 \times 50 = 90 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ appui}} = 13,45 \text{ cm}^2 \leq 90 \text{ cm}^2$$

→ La longueur minimale de recouvrement :

$$L_{\text{recouvrement}} = 40\phi_l$$

$$L_1 = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

$$L_2 = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

c) Vérifications à l'ELS :

c.1 Vérification des contraintes à l'ELS

... (Art A.4.5.2, BAEL 83)

- Comme la fissuration est peu préjudiciable. Condition vérifiée.
- L'acier utilisé est de nuance Fe E 400. Condition vérifiée.
- L'élément est soumis à la flexion simple. Condition vérifiée.
- La section est rectangulaire. Condition vérifiée.

Si la condition ci-dessous est satisfaite, la vérification des contraintes sera inutile :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{96,97}{70,11} = 1,38$$

$$\alpha = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha_u = 0,13 \leq \alpha = 0,44 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

☞ Vérification à l'ELS n'est pas nécessaire.

c.2 Vérification de la flèche à l'ELS ... (Art B.6.5.1) [2]

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les poutres répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{50}{410} = 0,12 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$
- $\rho = \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \implies \frac{12,06}{30 \times 45} = 0,0089 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \implies \frac{50}{410} = 0,12 \geq \frac{70,11}{10 \times 106,16} = 0,066 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

☞ Toutes les conditions étant vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

d) Vérification de l'effort tranchant à l'ELU ... (Art A.5.1) [2]

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{194,94 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,45} = 1,44 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,44 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

☞ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

V.3.3.3 Calcul des armatures transversales

▮ Diamètre

Il faut vérifier que :

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

$$\phi_t \leq \min \left(16 \text{ mm} ; \frac{500}{35} \text{ mm} ; \frac{300}{10} \text{ mm} \right) \implies \min(16 \text{ mm} ; 14,28 \text{ mm} ; 30 \text{ mm})$$

☞ On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

▮ Espacement

D'après (A.5.1.2.2) [2]

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

D'après RPA (Art 7.5.2.2)[1]

– Zone nodale

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_{l_{\min}} \right) = \min(12,5 \text{ cm} ; 19,2 \text{ cm}) \implies \text{On prend : } S_t = 10 \text{ cm}$$

– En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 25 \text{ cm} \implies \text{On prend : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Longueur de la zone nodale : $L = 2h = 100 \text{ cm}$

▮ La section d'armatures transversales

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_t \text{ (Zone nodale)} \geq 0,003 \times 10 \times 30 = 0,90 \text{ cm}^2$$

$$A_t \text{ (En dehors de la zone nodale)} \geq 0,003 \times 20 \times 30 = 1,80 \text{ cm}^2$$

☞ On adopte $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

V.3.3.4 Schéma de ferrailage

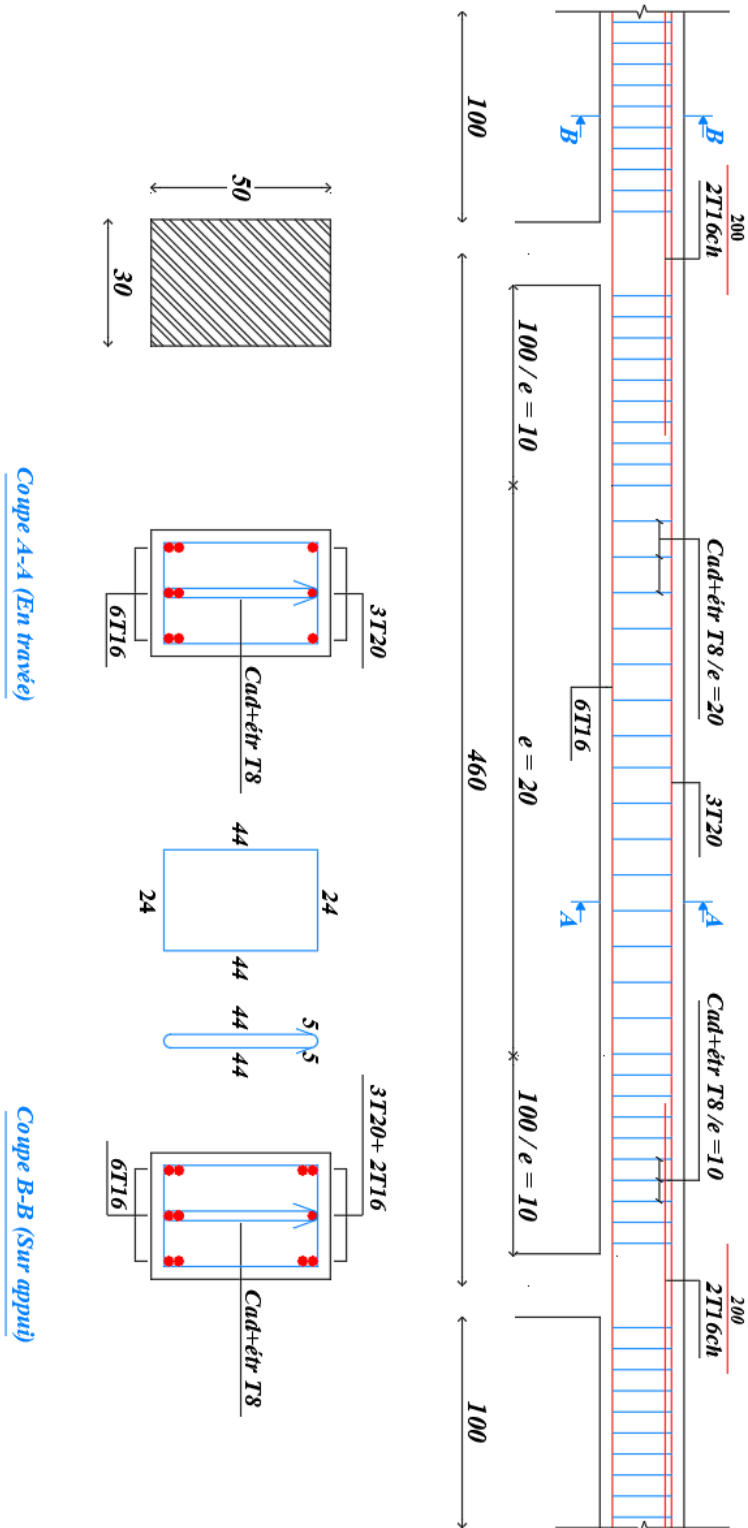


Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poutres principales Axe :3

V.3.4 Ferrailage des poutres principales (Axes : 1-2-4)

Les sollicitations sont directement obtenues à partir du logiciel, donc nous avons :

Tableau V.3 : Récapitulatif des sollicitations pour les poutres principales (Axes : 1-2-4)

Combinaisons		M _{appui} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	V (KN)
ELU		-96,56	71,84	120,8
ELS		-70,22	52,56	87,92
ELA	G + Q ± E	-145,23	/	195,5
	0,8G ± E	-121,8	/	177,18

V.3.4.1 Calcul des armatures longitudinales

⇒ **ELU**

En travée

hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 50 = 0,45 \text{ m}$

$$\text{Moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{71,84 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,45^2 \times 14,20} = 0,083$$

$$\mu = 0,083 < \mu_{\text{limite}} = 0,392 \implies A'_s = 0$$

$$\mu = 0,083 < 0,1859 \implies \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,083}) = 0,1$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,1 \times 0,3 \times 0,45 \times 14,2}{347,83} = 4,41 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 4,41 \text{ cm}^2$$

Sur appui

hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 50 = 0,45 \text{ m}$

$$\text{Moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{96,56 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,45^2 \times 14,20} = 0,112$$

$$\mu = 0,112 < \mu_{\text{limite}} = 0,392 \implies A'_s = 0$$

$$\mu = 0,112 < 0,1859 \implies \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,112}) = 0,152$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,152 \times 0,3 \times 0,45 \times 14,2}{347,83} = 6,61 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 6,61 \text{ cm}^2$$

⇒ **ELA**

– La nappe supérieure de l'appui

Hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 50 = 0,45 \text{ m}$

$$\text{Moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{145,23 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,45^2 \times 18,5} = 0,183$$

$$\mu = 0,183 < \mu_{limite} = 0,392 \implies A'_s = 0$$

$$\mu = 0,183 < 0,1859 \implies \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,183}) = 0,171$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,171 \times 0,3 \times 0,45 \times 18,5}{400} = 8,49 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 8,49 \text{ cm}^2$$

La nappe inférieure de l'appui

Hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 50 = 0,45 \text{ m}$

$$\text{Moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{121,80 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,45^2 \times 15,8} = 0,113$$

$$\mu = 0,113 < \mu_{limite} = 0,392 \implies A'_s = 0$$

$$\mu = 0,113 < 0,1859 \implies \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,113}) = 0,155$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,155 \times 0,3 \times 0,45 \times 15,8}{400} = 7,49 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 7,49 \text{ cm}^2$$

V.3.4.2 Vérifications nécessaires

a) Condition de non-fragilité

... (Art A.4.2) [2]

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{s \text{ min}}$:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,23 \times b \times df_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,23 \times 0,3 \times 0,45 \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ travée}} = 4,41 \geq A_{s \text{ min}} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ appui (nappe supérieure)}} = 8,49 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min}} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ appui (nappe inférieure)}} = 7,49 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min}} = 1,63 \text{ cm}^2$$

☞ On adopte :

$$A_{s \text{ travée}} = 3\text{HA}16 + 2\text{HA}14 = 9,11 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ appui (nappe supérieure)}} = 3\text{HA} 16 + 2\text{HA}14 = 9,11 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ appui (nappe inférieure)}} = 3\text{HA}16 + 2\text{HA}14 = 9,11 \text{ cm}^2$$

b) Vérification des armatures longitudinales selon RPA

→ Pourcentage total minimum des aciers longitudinaux :

$$A_{s \text{ min RPA}} = 0,5\%bh = 0,005 \times 30 \times 50 = 7,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ travée}} = 9,11 \text{ cm}^2 \geq 7,5 \text{ cm}^2$$

→ Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux :

▮ **En travée**

– Zone courante

$$A_{s \text{ max RPA}} = 4\%bh = 0,04 \times 30 \times 50 = 60 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ travée}} = 9,11 \text{ cm}^2 \leq 60 \text{ cm}^2$$

– Zone de recouvrement

$$A_{s \text{ max RPA}} = 6\%bh = 0,06 \times 30 \times 50 = 90 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ travée}} = 9,11 \text{ cm}^2 \leq 90 \text{ cm}^2$$

▮ **Sur appui :**

– Zone courante

$$A_{s \text{ max RPA}} = 4\%bh = 0,04 \times 30 \times 50 = 60 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ travée}} = 9,11 \text{ cm}^2 \leq 60 \text{ cm}^2$$

– Zone de recouvrement

$$A_{s \text{ max RPA}} = 6\%bh = 0,06 \times 30 \times 50 = 90 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ appui}} = 9,11 \text{ cm}^2 \leq 90 \text{ cm}^2$$

→ La longueur minimale de recouvrement :

$$L_{\text{recouvrement}} = 40\phi_l$$

$$L_1 = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

$$L_2 = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

c) Vérifications à l'ELS :

c.1 Vérification des contraintes à l'ELS

... (Art A.4.5.2, BAEL 83)

- Comme la fissuration est peu préjudiciable. Condition vérifiée.
- L'acier utilisé est de nuance Fe E 400. Condition vérifiée.
- L'élément est soumis à la flexion simple. Condition vérifiée.

- La section est rectangulaire. Condition vérifiée.

Si la condition ci-dessous est satisfaite, la vérification des contraintes sera inutile :

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{71,84}{52,56} = 1,37$$

$$\alpha = \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$\alpha_u = 0,08 \leq \alpha = 0,44$ Condition vérifiée.

☞ Vérification des contraintes à l'ELS n'est pas nécessaire

c.2 Vérification de la flèche à l'ELS ... (Art B.6.5.1) [2]

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les poutres répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{50}{590} = 0,084 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$ Condition vérifiée.
- $\rho = \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \implies \frac{9,11}{30 \times 45} = 0,0076 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105$ Condition vérifiée.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \implies \frac{50}{590} = 0,084 \geq \frac{52,56}{10 \times 106,70} = 0,049$ Condition vérifiée.

☞ Toutes les conditions étant vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

d) Vérification de l'effort tranchant à l'ELU ... (Art A.5.1) [2]

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{195,5 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,45} = 1,45 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPA} \right) = 3,33 \text{ MPA}$$

$\tau_u = 1,45 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA}$ Condition vérifiée.

☞ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

V.3.4.3 Calcul des armatures transversale

☛ **Diamètre** : Il faut vérifier que :

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

$$\phi_t \leq \min \left(14 \text{ mm} ; \frac{500}{35} \text{ mm} ; \frac{300}{10} \text{ mm} \right) \implies \min(14 \text{ mm} ; 14,28 \text{ mm} ; 30 \text{ mm})$$

☞ On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

▣ **Espacement**

D'après (Art A.5.1.2.2) [2]

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

D'après (Art 7.5.2.2) [1]

– Zone nodale

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_{l_{\min}}\right) = \min(12,5 \text{ cm} ; 16,8 \text{ cm}) \implies \text{On prend : } S_t = 10 \text{ cm}$$

– En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 25 \text{ cm} \implies \text{On prend : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Longueur de la zone nodale : $L' = 2h = 100 \text{ cm}$

▣ **le section d'armatures transversales**

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_t(\text{Zone nodale}) \geq 0,003 \times 10 \times 30 = 0,90 \text{ cm}^2$$

$$A_t(\text{En dehors de la zone nodale}) \geq 0,003 \times 20 \times 30 = 1,80 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{\pi \times \phi_t^2}{4} = 2 \times \frac{\pi \times 0,8^2}{4} = 1 \text{ cm}^2$$

☞ On adopte $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

V.3.4.4 Schéma de ferrailage

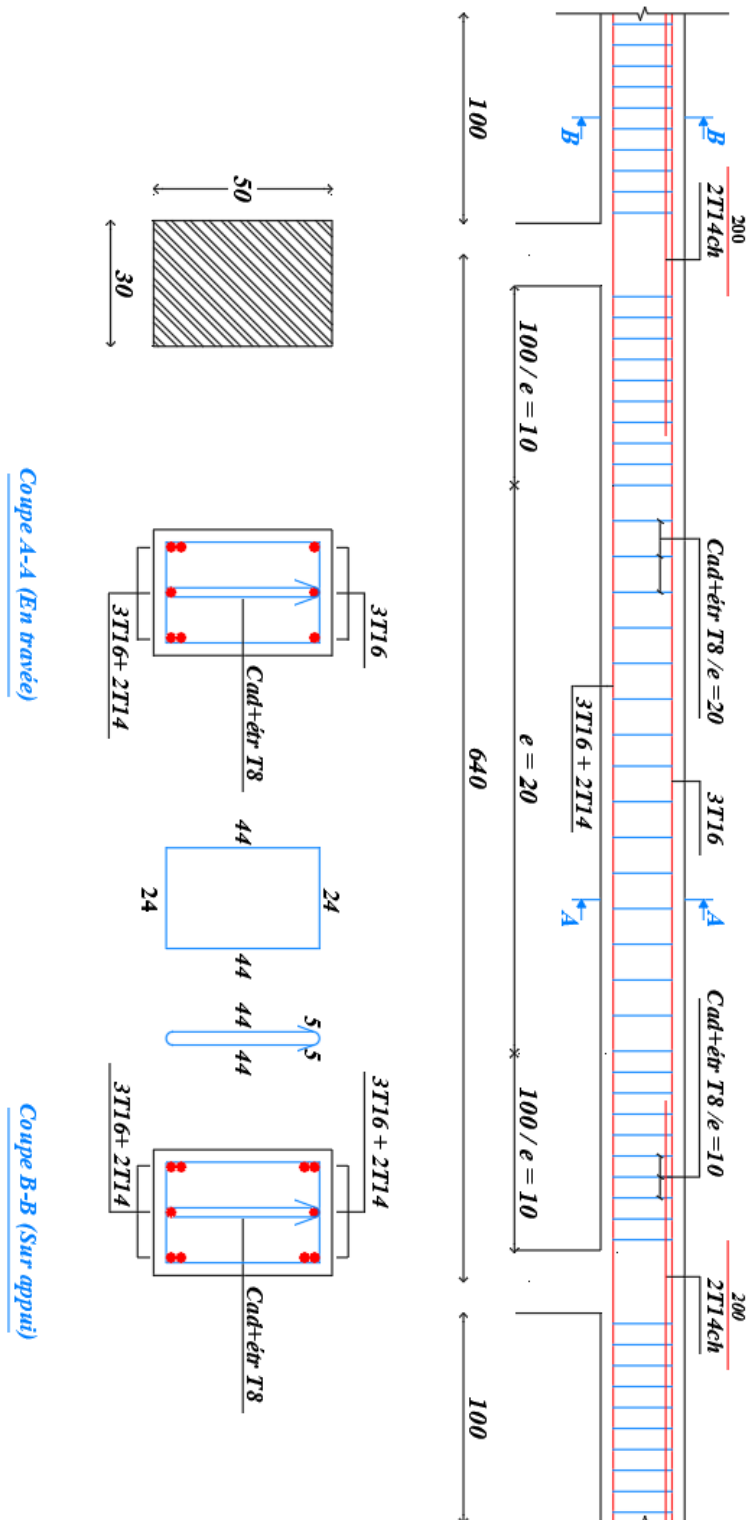


Figure V.4 : Schéma de ferrailage des poutres principales Axe :1-2-4

V.3.5 Ferrailage des poutres secondaires

Les sollicitations sont directement obtenues à partir du logiciel, donc nous avons :

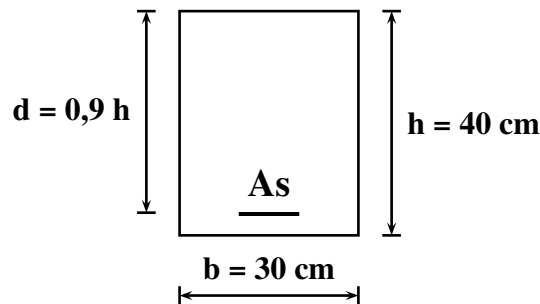
Tableau V.4 : Récapitulatif des sollicitations pour les poutres secondaires

Combinaisons		$M_{\text{appui}}(\text{KN.m})$	$M_{\text{travée}}(\text{KN.m})$	V (KN)
ELU		-72,47	52,70	103,85
ELS		-52,63	38,16	75,25
ELA	G + Q ± E	-109,7	/	184,9
	0,8G ± E	-93,72	/	157,76

V.3.5.1 Calcul des armatures longitudinales

⇒ ELU

En travée



hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 40 = 0,36 \text{ m}$

$$\text{moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{52,70 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36^2 \times 14,20} = 0,1$$

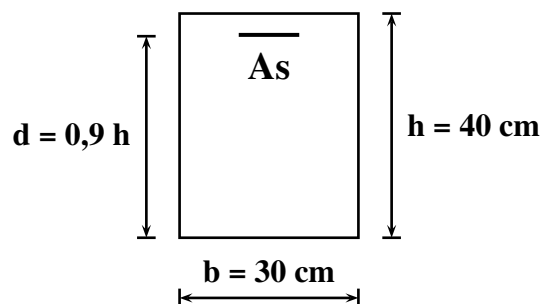
$$\mu = 0,1 < \mu_{\text{limite}} = 0,392 \implies A'_s = 0$$

$$\mu = 0,1 < 0,1859 \implies \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1}) = 0,13$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,13 \times 0,3 \times 0,36 \times 14,2}{347,83} = 4,59 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 4,59 \text{ cm}^2$$

Sur appui



hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 40 = 0,36 \text{ m}$

$$\text{moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{72,47 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36^2 \times 14,20} = 0,13$$

$$\mu = 0,13 < \mu_{\text{limite}} = 0,392 \implies A'_s = 0$$

$$\mu = 0,13 < 0,1859 \implies \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,13}) = 0,17$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,17 \times 0,3 \times 0,36 \times 14,2}{347,83} = 7,05 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 6 \text{ cm}^2$$

ELA

la nappe supérieure de l'appui

hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 40 = 0,36 \text{ m}$

$$\text{moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{109,70 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36^2 \times 18,5} = 0,15$$

$$\mu = 0,15 < \mu_{\text{limite}} = 0,392 \implies A'_s = 0$$

$$\mu = 0,15 < 0,1859 \implies \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,15}) = 0,2$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,2 \times 0,3 \times 0,36 \times 18,5}{400} = 8 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 8 \text{ cm}^2$$

la nappe inférieure de l'appui

hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 40 = 0,36 \text{ m}$

$$\text{moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{93,72 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36^2 \times 18,5} = 0,13$$

$$\mu = 0,13 < \mu_{\text{limite}} = 0,392 \implies A'_s = 0$$

$$\mu = 0,13 < 0,1859 \implies \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,13}) = 0,17$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,17 \times 0,3 \times 0,36 \times 18,5}{400} = 6,79 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 6,79 \text{ cm}^2$$

V.3.5.2 Vérifications nécessaires

a) Condition de non-fragilité

... (A.4.2) [2]

Il faut que : $A_s \geq A_{s \text{ min}}$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s \min} = \frac{0,23 \times 0,3 \times 0,36 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ travée}} = 4,59 \text{ cm}^2 \geq A_{s \min} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ appui (nappe supérieure)}} = 8 \text{ cm}^2 \geq A_{s \min} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ appui (nappe inférieure)}} = 6,79 \text{ cm}^2 \geq A_{s \min} = 1,30 \text{ cm}^2$$

☞ On adopte :

$$A_{s \text{ travée}} = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 8,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ appui (nappe supérieure)}} = 6\text{HA}14 = 9,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ appui (nappe inférieure)}} = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 8,01 \text{ cm}^2$$

b) Vérification des armatures longitudinales selon RPA

→ Pourcentage total minimum des aciers longitudinaux :

$$A_{s \min \text{ RPA}} = 0,5\%bh = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ travée}} = 8,01 \text{ cm}^2 \geq 6 \text{ cm}^2$$

→ Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux :

☛ **En travée**

– Zone courante

$$A_{s \max \text{ RPA}} = 4\%bh = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ travée}} = 8,01 \text{ cm}^2 \leq 48 \text{ cm}^2$$

– Zone de recouvrement

$$A_{s \max \text{ RPA}} = 6\%bh = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ travée}} = 8,01 \text{ cm}^2 \leq 72 \text{ cm}^2$$

☛ **Sur appui**

– Zone courante

$$A_{s \max \text{ RPA}} = 4\%bh = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ appui}} = 9,24 \text{ cm}^2 \leq 48 \text{ cm}^2$$

– Zone de recouvrement

$$A_{s \max \text{ RPA}} = 6\%bh = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ appui}} = 9,24 \text{ cm}^2 \leq 72 \text{ cm}^2$$

→ La longueur minimale de recouvrement :

$$L_{\text{recouvrement}} = 40\phi_l$$

$$L_1 = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

$$L_2 = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

c) Vérifications à l'ELS

c.1 Vérification des contraintes à l'ELS

- Comme la fissuration est peu préjudiciable. Condition vérifiée.
- L'acier utilisé est de nuance Fe E 400. Condition vérifiée.
- L'élément est soumis à la flexion simple. Condition vérifiée.
- La section est rectangulaire. Condition vérifiée.

D'après BAEL83, si la condition ci-dessous est satisfaite, la vérification des contraintes sera inutile :

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{52,7}{38,16} = 1,4$$

$$\alpha = \frac{1,4 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha_u = 0,08 \leq \alpha = 0,44 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

☞ Vérification à l'ELS n'est pas nécessaire

c.2 Vérification de la flèche à l'ELS ... (Art B.6.5.1) [2]

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les poutres répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{40}{395} = 0,1 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$
- $\rho = \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \implies \frac{8,01}{30 \times 40} = 0,0066 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \implies \frac{40}{395} = 0,1 \geq \frac{38,16}{10 \times 38,16} = 0,1 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

☞ Toutes les conditions étant vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

d) Vérification de l'effort tranchant à l'ELU ... (Art A.5.1) [2]

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{184,9 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36} = 1,71 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c_j}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right) = 3,33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 1,71 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

☞ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

V.3.5.3 Calcul des armatures transversale

☞ Diamètre

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

$$\phi_t \leq \min \left(12 \text{ mm} ; \frac{400}{35} \text{ mm} ; \frac{300}{10} \text{ mm} \right) \implies \min(12 \text{ mm} ; 11,42 \text{ mm} ; 30 \text{ mm})$$

☞ On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

☞ Espacement

D'après (A.5.1.2.2) [2]

$$S_t = \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = 32 \text{ cm}$$

D'après (Art7.5.2.2) [1]

– Zone nodale

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_{l_{\min}} \right) = \min \left(\frac{40}{4} ; 12\phi_{l_{\min}} \right) = \min(10 \text{ cm} ; 14,4 \text{ cm}) \implies \text{On prend : } S_t = 10 \text{ cm}$$

– En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \implies \text{On prend : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Longueur de la zone nodale : $L' = 2h = 80 \text{ cm}$

☞ le section d'armatures transversales

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_t(\text{Zone nodale}) \geq 0,003 \times 10 \times 30 = 0,90 \text{ cm}^2$$

$$A_t(\text{En dehors de la zone nodale}) \geq 0,003 \times 20 \times 30 = 1,80 \text{ cm}^2$$

☞ On adopte $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

V.3.5.4 Shéma de ferrailage

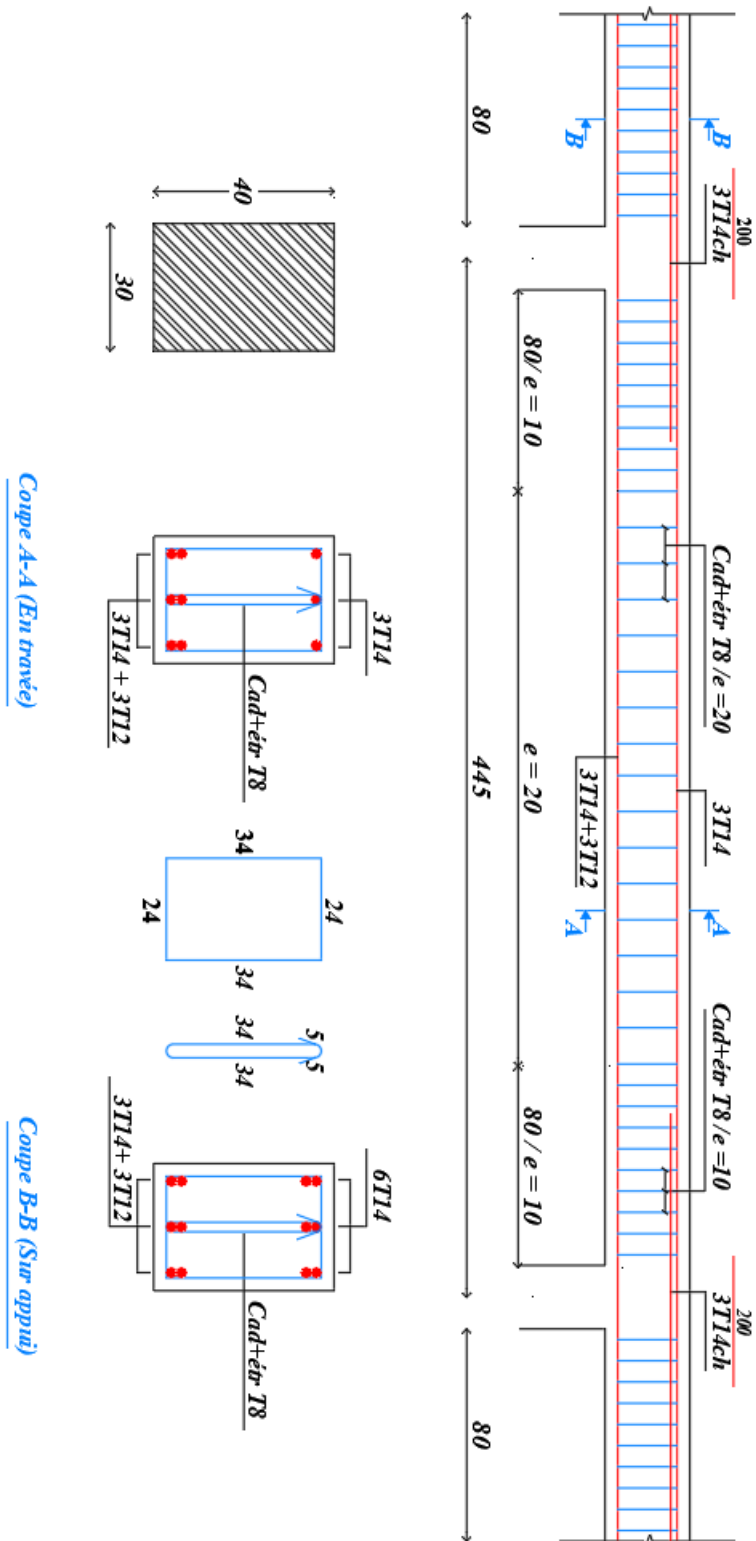


Figure V.5 : Shéma de ferrailage des poutres secondaires

V.4 Ferrailage des poteaux

Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux essentiels qui supportent les charges et surcharges des différents niveaux d'une structure et les transfèrent aux fondations.

Leur fonction ne se limite pas à la simple reprise des charges verticales ; ils sont également essentiels lorsqu'ils sont associés à des poutres pour former des portiques, permettant ainsi de résister aux forces horizontales telles que celles engendrées par le vent, et surtout par les séismes.

V.4.1 Combinaisons de calcul

Les poteaux sont soumis à des charges normales ainsi qu'à des moments fléchissants dans les deux directions (flexion composée), longitudinale et transversale. Leur calcul est donc effectué en prenant en compte la flexion bi-axiale combinée. Les charges normales (N) et les moments fléchissants (M_x, M_y) sont déterminés en utilisant les combinaisons les plus critiques introduites dans le logiciel ETABS, comme suit :

1. D'après CBA93 \implies Situation durable

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

2. D'après RPA99v2003 \implies Situation accidentelle (ELA)

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

V.4.2 Sollicitations à considérer

Les calculs sont effectués pour différentes sollicitations résumées comme suit :

- Effort normal maximal (N_{\max}) et le moment correspondant ($M_{\text{correspondant}}$).
- Effort normal minimal (N_{\min}) et le moment correspondant ($M_{\text{correspondant}}$).
- Moment fléchissant maximal (M_{\max}) et l'effort normal correspondant ($N_{\text{correspondant}}$).

$(N_{\max}) \rightarrow (M_{\text{correspondant}}) \rightarrow A_1$

$(N_{\min}) \rightarrow (M_{\text{correspondant}}) \rightarrow A_2 \quad \Rightarrow \quad A_s = \max(A_1 ; A_2 ; A_3)$

$(M_{\max}) \rightarrow (N_{\text{correspondant}}) \rightarrow A_3$

V.4.3 Recommandations

▣ Selon RPA (Art 7.4.2)

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

→ Leur pourcentage minimal sera de :

- 0,7% en zone I
- 0,8% en zone IIa
- 0,9% en zones IIb et III

→ Leur pourcentage maximal sera de :

- 3% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

→ Le diamètre minimum est de 12 mm

→ La longueur minimale des recouvrements est de :

- 40ϕ en zones I et IIa
- 50ϕ en zones IIb et III

→ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

- 25 cm en zones I et IIa
- 20 cm en zones IIb et III

→ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

→ La hauteur de la zone nodale : $h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm}\right)$

2. Armatures transversales

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \quad (\text{V.3})$$

Avec :

- V_u : effort tranchant de calcul
- h_1 : hauteur totale de la section brute
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à :

$$\rho_a = \begin{cases} 2,50 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \quad (\text{V.4})$$

→ La valeur maximum d'espacement des armatures transversales :

– Dans la zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi_l ; 15 \text{ cm}) \text{ en zones I et IIa}$$

$$t \leq 10 \text{ cm en zones IIb et III}$$

– Dans la zone courante :

$$t \leq 15\phi_l \text{ cm en zones I et IIa}$$

$$t \leq \min\left(\frac{b_1}{10} ; \frac{h_1}{10} ; 10\phi_l\right) \text{ cm en zones IIb et III}$$

- ϕ_l : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

→ La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{tb_1}$ en ‰ est donnée comme suit :

$$\begin{cases} A_t = 0,3\%tb_1 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ A_t = 0,8\%tb_1 & \text{si } \lambda \leq 3 \\ A_t = \frac{0,3\%tb_1 + 0,8\%tb_1}{2} & \text{si } 3 < \lambda < 5 \end{cases} \quad (\text{V.5})$$

- λ : élancement géométrique du poteau

$$\lambda = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

→ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum.

☛ Selon CBA93 (Art A.4.3.5)

• Calcul de l'excentricité

Les sections soumises à un effort normal de compression sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a$$

- M_u : moment du 1^{er} ordre théorique
- e_a : excentricité accidentelle additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales
- e_1 : excentricité globale du premier ordre de la résultante des contraintes normales
- e_2 : excentricité du deuxième ordre liée à la déformation de la structure

avec :

$$e_a = \max \left\{ \frac{L}{250}, 2 \text{ cm} \right\} \quad ; \quad e_2 = \frac{3Lf^2}{10^4 h} (2 + \alpha\phi) \quad ; \quad Lf = 0,7L \quad ; \quad \alpha = \frac{M_G}{1,5M_{ser}}$$

- L : longueur du poteau (cm)
- Lf : longueur de flambement de l'acrotère
- h : hauteur totale de la section dans la direction du flambement
- α : rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes au moment total du premier ordre
- ϕ : rapport entre la déformation finale due au fluage et la déformation instantanée sous la charge considérée ; ce rapport est généralement pris égal à 2.

V.5 Ferrailage de poteaux

V.5.1 Poteau 50x50

V.5.1.1 Sollicitations de calcul

Tableau V.5 : Les sollicitations sur le poteau RDC (50x50)

	N	Barre	N _{max} (KN)	M _{cor} (KN.m)	N _{min} (KN)	M _{cor} (KN.m)	M _{max} (KN.m)	N _{cor} (KN)	T (KN)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)
ELU	1	81	2210,88	3,36	/	/	/	/	1,53	1536,9	2,42
	2	103	/	/	839,34	34,45	/	/	21,79	613,1	25,09
	3	95	/	/	/	/	69,26	1394,43	43,88	1014,2	50,09
G+Q±E	1	81	1716,79	38,62	/	/	/	/	13,74	1536,9	2,42
	2	105	/	/	416,86	50,5	/	/	54,57	949,46	1,93
	3	95	/	/	/	/	115,7	1234,47	70,02	1014,2	50,09
0,8G±E	1	89	1221,12	53,98	/	/	/	/	29,12	1330,3	16,56
	2	105	/	/	114,63	49,76	/	/	52	949,46	1,93
	3	95	/	/	/	/	96,9	896,59	58,14	1014,2	50,09

V.5.2 Armatures longitudinales

Exemple de calcul : ELU

⇒ **1^{er} cas :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{max} = 2210,88 \text{ kN} \\ M_{cor} = 3,36 \text{ kN.m} \\ M_{ser} = 2,42 \text{ kN.m} \\ h = 0,5 \text{ m} \implies d = 0,9 \times 0,5 = 0,45 \text{ m} \\ b = 0,5 \text{ m} \end{array} \right.$$

• **Calcul de l'excentricité :**

$$e_a = \max \left(\frac{L}{250} ; 2 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{3,23 \times 10^2}{250} ; 2 \text{ cm} \right) = \max(1,29 \text{ cm} ; 2 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a = \frac{3,36}{2210,88} + 0,02 = 0,0215 \text{ m} = 2,15 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7L = 0,7 \times 3,23 = 2,261 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_{ser}} = \frac{0,83}{2,42} = 0,34$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\phi) = \frac{3 \times 2,261^2}{10^4 \times 0,50} (2 + 0,34 \times 2) = 0,82 \text{ cm}$$

$$e = 2,15 + 0,82 = 2,97 \text{ cm}$$

• Coefficient de remplissage :

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}}$$

$$\Psi_1 = \frac{2210,88 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,50 \times 14,20} = 0,62 \leq 0,81 \text{ et } \Psi_1 \leq \frac{2}{3}$$

• Excentricité critique e_{NC} :

$$e_{NC} = \xi \times h$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,62}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,62})} = 0,132$$

$$e_{NC} = 0,132 \times 0,50 = 0,066 \text{ m} = 6,6 \text{ cm} \implies e = 2,97 \leq e_{NC} = 6,6 \text{ cm}$$

☞ La section est donc entièrement comprimée (S.E.C) et l'ELU n'est pas atteint. On place donc la section minimale d'armatures conformément aux règlements.

$$A_s = (4 \text{ cm}^2 \times \text{périmètre (m)}) ; 0,2\% \leq \frac{A}{B} \leq 5\%$$

$$A_{s \min} \leq A_s \leq A_{s \max}$$

$$A_{s \min} = 0,20\% \times b \times h = 0,20 \times 0,5 \times 0,5 = 5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \max} = 5\% \times 0,5 \times 0,5 = 12,5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,71 \text{ cm}^2 = 6\text{HA}20$$

☛ **2ème cas :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{min} = 839,34 \text{ kN} \\ M_{cor} = 34,45 \text{ kN.m} \\ M_{ser} = 25,09 \text{ kN.m} \\ h = 0,5 \text{ m} \implies d = 0,9 \times 0,5 = 0,45 \text{ m} \\ b = 0,5 \text{ m} \end{array} \right.$$

• Calcul de l'excentricité :

$$e_a = \max\left(\frac{L}{250} ; 2 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{3,23 \times 10^2}{250} ; 2 \text{ cm}\right) = \max(1,29 \text{ cm} ; 2 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a = \frac{34,45}{839,34} + 0,02 = 0,061 \text{ m} = 6,1 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7L = 0,7 \times 3,23 = 2,261 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_{ser}} = \frac{21,28}{25,09} = 0,85$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\phi) = \frac{3 \times 2,261^2}{10^4 \times 0,50} (2 + 0,85 \times 2) = 1,13 \text{ cm}$$

$$e = 6,1 + 1,13 = 7,23 \text{ cm}$$

• Coefficient de remplissage :

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}}$$

$$\Psi_1 = \frac{839,34 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,50 \times 14,20} = 0,236 \leq 0,81 \text{ et } \Psi_1 \leq \frac{2}{3}$$

• Excentricité critique e_{NC} :

$$e_{NC} = \xi \times h$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,236}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,236})} = 0,159$$

$$e_{NC} = 0,18 \times 0,50 = 0,09 \text{ m} = 9 \text{ cm} \implies e = 7,23 \leq e_{NC} = 7,95 \text{ cm}$$

☞ La section est donc entièrement comprimée (S.E.C) et l'ELU n'est pas atteint. On place donc la section minimale d'armatures conformément aux règlements.

$$A_s = 4,71 \text{ cm}^2 = 6\text{HA}20$$

☞ **3^{ème} cas :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{max} = 69,26 \text{ KN.m} \\ N_{corresp} = 1394,43 \text{ KN} \\ M_{ser} = 50,09 \text{ KN.m} \\ h = 0,5\text{m} \implies d = 0,9 \times 0,5 = 0,45\text{m} \\ b = 0,5\text{m} \end{array} \right.$$

• Calcul de l'excentricité :

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_a = \max\left(\frac{L}{250}; 2 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{3,23 \times 10^2}{250}; 2 \text{ cm}\right) = \max(1,29 \text{ cm}; 2 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a = \frac{69,26}{1394,43} + 0,02 = 0,0697 \text{ m} = 6,97 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7L = 0,7 \times 3,23 = 2,261 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_{ser}} = \frac{39,18}{50,09} = 0,78$$

$$\phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3Lf^2}{10^4 h} (2 + \alpha\phi) = \frac{3 \times 2,261^2}{10^4 \times 0,50} (2 + 0,78 \times 2) = 0,0109 \text{ m} = 1,09 \text{ cm}$$

$$e = 6,97 + 1,09 = 8,06 \text{ cm}$$

• Coefficient de remplissage :

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}}$$

$$\Psi_1 = \frac{1394,43 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,50 \times 14,20} = 0,39 \leq 0,81 \text{ et } \psi \leq \frac{2}{3}$$

• Excentricité critique e_{NC} :

$$ce_{NC} = \xi \times h$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,39}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,39})} = 0,152$$

$$e_{NC} = 0,152 \times 0,50 = 0,076 \text{ m} = 7,6 \text{ cm} \implies e = 8,06 \text{ cm} > e_{NC} = 7,6 \text{ cm}$$

La section est donc partiellement comprimé et ELU non atteint (S.P.C), et l'état-limite ultime peut ne pas être atteint

☞ On calcul la section d'armature en flexion simple $A_{s \text{ fictif}}$ sous l'effet du moment $M_{u \text{ fictif}}$ puis on déduit la section d'armature réelle en flexion composée .

$$A_s = A_{s \text{ fictif}} - \frac{N_u}{f_{st}} \tag{V.6}$$

• Calcul du moment fictif

$$Mu_{\text{fictif}} = M_u + N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right) \tag{V.7}$$

hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,10 = 0,09 \text{ m}$

$$M_{u \text{ fictif}} = 1394,43 \left(0,0806 + 0,45 - \frac{0,50}{2} \right) = 391,28 \text{ KN.m}$$

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

$$\text{moment reduit : } \mu = \frac{M_{u \text{ fictif}}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{391,28 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,45^2 \times 14,20} = 0,27$$

$$\mu = 0,27 < \mu_{\text{limite}} = 0,392 \implies A' = 0$$

$$\mu = 0,27 > 0,1859 \implies \text{Pivot B}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,27}) = 0,4$$

$$A_{s \text{ fictif}} = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,4 \times 0,50 \times 0,45 \times 14,2}{347,83} = 29,39 = 29,39 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 29,39 \times 10^{-4} - \frac{1396 \times 10^{-3}}{347,83} = -10,7 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = -10,7 \text{ cm}^2$$

☞ On prend : $A_s = -10,7 \text{ cm}^2$

Tableau V.6 : Excentricité et nature de la section du poteau RDC (50x50)

Combinaison	N	e _a (cm)	e ₁ (cm)	e ₂ (cm)	e (cm)	ψ	ξ	e _{NC} (cm)	Section
ELU	1	2	2,15	0,82	2,97	0,62	0,132	6,6	S.E.C
	2	2	6,1	1,13	7,23	0,24	0,159	7,95	S.E.C
	3	2	6,97	1,09	8,06	0,39	0,152	7,6	S.P.C
G+Q+E	1	2	4,25	0,82	5,07	0,37	0,153	7,65	S.E.C
	2	2	14,11	1,09	15,2	0,09	0,164	8,2	S.P.C
	3	2	11,37	1,09	12,46	0,27	0,157	7,85	S.P.C
0,8G+E	1	2	6,42	1,09	7,51	0,26	0,158	7,9	S.E.C
	2	2	45,41	1,09	46,5	0,02	0,166	8,3	S.P.C
	3	2	12,81	1,09	13,9	0,19	0,161	8,05	S.P.C

Tableau V.7 : Section d'armature calculée du poteau RDC (50x50)

Combinaison	N	M _{fictif} (KN.m)	μ	α	A _{s fictif} (cm ²)	A _s (cm ²)
ELU	1	/	/	/	/	8
	2	/	/	/	/	8
	3	391,28	0,27	0,4	29,39	-10,7
G+Q+E	1	/	/	/	/	8
	2	146,73	0,08	0,1	8,33	-2,09
	3	400,71	0,21	0,3	24,98	-5,88
0,8G+E	1	/	/	/	/	8
	2	76,23	0,04	0,05	4,16	1,29
	3	303,94	0,16	0,22	18,32	-4,09

V.5.2.1 Vérifications nécessaires

a) Condition de non-fragilité

... (Art A.4.2) [2]

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{s \min}$

$$A_{s \min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s \min} = \frac{0,23 \times 0,5 \times 0,45 \times 2,1}{400} = 2,71 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8 \text{ cm}^2 \geq A_{s \min \text{ cba}} = 1,30 \text{ cm}^2$$

b) Vérification des armatures longitudinales selon RPA

→ pourcentage total minimum des aciers longitudinaux :

$$A_{s \min \text{ RPA}} = 0,8\%bh = 0,008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 4\text{HA}16 + 4\text{HA}20$ (20,61 cm²)

→ pourcentage total maximum des aciers longitudinaux :

– Zone courante

$$A_{s \max \text{ RPA}} = 3\%bh = 0,03 \times 50 \times 50 = 75 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ travée}} = 20,61 \text{ cm}^2 \leq 48 \text{ cm}^2$$

– Zone de recouvrement

$$A_{s \max \text{ RPA}} = 6\%bh = 0,06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ appui}} = 20,61 \text{ cm}^2 \leq 150 \text{ cm}^2$$

→ Le diamètre minimum est de 12 mm

$$\phi_{l \min} = 16 \text{ mm} \geq 12 \text{ mm}$$

→ La longueur minimale de recouvrement :

$$L_{\text{recouvrement}} = 40\phi_l$$

$$L_1 = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

$$L_2 = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

c) Vérification des contraintes à L'ELS :

Il faut vérifier les contraintes de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA}$$

• Calcul des contraintes maximales

$$\left\{ \sigma_{bc} = \frac{z \times N_{ser}}{I} y_{ser} \right.$$

$$y_{ser} = z + c$$

$$c = \frac{h}{2} - e = e - \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,5}{2} - \frac{2,42}{1536,9} = 0,248 \text{ m}$$

$$z^3 + pz + q$$

$$p = -3c^2 + 90A_s \frac{d-c}{b}$$

$$p = -3(0,248)^2 + 90(20,61 \times 10^{-4}) \times \frac{0,45 - 0,248}{0,50} = -0,109 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \cdot A_s \frac{(d-c)^2}{b}$$

$$q = -2(0,248)^3 - 90(20,61 \times 10^{-4}) \times \frac{(0,45 - 0,248)^2}{0,50} = -0,045 \text{ m}^3$$

Donc l'équation à résoudre est : $z^3 - 0,109z - 0,045 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = (-0,045)^2 + \frac{4 \times (-0,109)^3}{27} = 1,83 \times 10^{-3} > 0$$

$$t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q) = 0,5 \times (\sqrt{1,83 \times 10^{-3}} + 0,045) = 0,066$$

$$u = \sqrt[3]{t} = \sqrt[3]{0,066} = 0,40$$

$$z = u - \frac{p}{3u} = 0,40 - \frac{-0,109}{3 \times 0,40} = 0,49$$

$$y_{ser} = 0,49 + 0,248 = 0,738 \text{ m}$$

Moment d'inertie I :

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15A_s(d - y_{ser})^2$$

$$I = \frac{0,50 \times 0,738^3}{3} + 15 \times 20,61 \times 10^{-4} \times (0,45 - 0,738)^2 = 0,0696 \text{ m}^4$$

Calculons les contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,49 \times 1504,45 \times 10^{-3}}{0,0696} \times 0,738 = 7,82 \text{ MPA}$$

• Verification

$$\sigma_{bc} = 7,82 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) Verification de l'effort tranchant à l'ELU

... (Art A.5.1) [2]

Il faut vérifier que :

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

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

– Contrainte limite selon CBA93

$$\tau_u = \frac{70,02 \times 10^{-3}}{0,45 \times 0,50} = 0,31 \text{ MPA}$$

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

$$\overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA}$$

$\tau_u = 0,31 \text{ MPA} \leq \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA}$ Condition vérifiée.

– Contrainte limite selon RPA99v2003 ...déjà faite au 4ème chapitre.

V.5.2.2 Calcul des armatures transversales

▣ **Diamètre :**

Il faut vérifier que :

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

$$\phi_t \leq \min\left(16 \text{ mm}; \frac{500}{35} \text{ mm}; \frac{500}{10} \text{ mm}\right) \implies \min(16 \text{ mm}; 14,29 \text{ mm}; 50 \text{ mm})$$

☞ On prend : $\phi_t = 12 \text{ mm}$

▣ **Espacement**

D'après (Art A.5.1.2.2) [2]

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

D'après (Art 7.5.2.2) [1]

– Zone nodale

$$S_t = \min(10\phi_{l_{\min}}; 15 \text{ cm}) = \min(16 \text{ cm}; 15 \text{ cm}) \implies \text{On prend : } S_t = 10 \text{ cm}$$

– En dehors de la zone nodale :

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

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right) = \max(53,83 \text{ cm}; 50 \text{ cm}; 50 \text{ cm}; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$$

► Section d'armatures transversales :

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{a} = \frac{2,261}{0,50} = 4,52 \leq 5 \implies \rho_a = 3,75$$

- Zone courante :

$$A_{t \min} \geq \frac{S_t b(0,003 + 0,008)}{2} \implies A_{t \min} \geq \frac{0,011 \times 15 \times 50}{2} \implies 4,125 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{3,75 \times 70,02 \times 10^{-3} \times 0,15}{0,50 \times 400} = 1,97 \text{ cm}^2$$

- Zone nodale :

$$A_{t \min} \geq \frac{S_t b(0,003 + 0,008)}{2} \implies A_{t \min} \geq \frac{0,011 \times 10 \times 50}{2} \implies 2,75 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{3,75 \times 70,02 \times 10^{-3} \times 0,10}{0,50 \times 400} = 1,31 \text{ cm}^2$$

☞ On adopte : $A_t = 4\text{HA}12 (4,52 \text{ cm}^2)$

V.5.2.3 Schéma de ferrailage

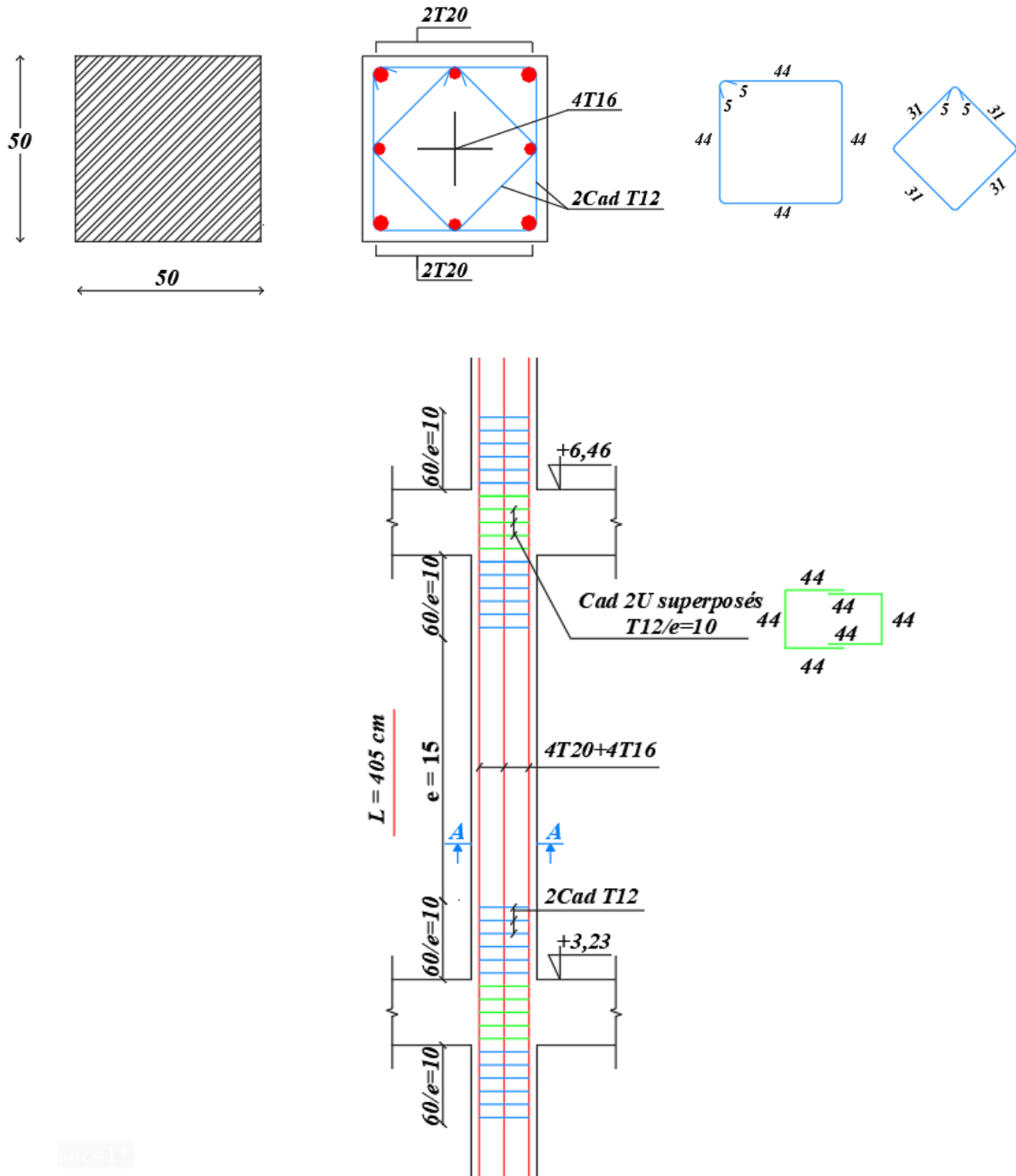


Figure V.6 : Schéma de ferrailage des poteaux (50x50)

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

V.5.3 Poteau 50x40

Tableau V.8 : Les sollicitations sur le poteau RDC (50x40)

	N	Barre	N _{max} (KN)	M _{cor} (KN.m)	N _{min} (KN)	M _{cor} (KN.m)	M _{max} (KN.m)	N _{cor} (KN)	T (KN)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)
ELU	1	86	1413,8	29,57	/	/	/	/	17,4	1029,4	21,44
	2	100	/	/	425,2	39,6	/	/	26,19	310,03	28,82
	3	92	/	/	/	/	75,14	839,11	48,38	610,65	54,34
G+Q±E	1	86	1151,09	49,89	/	/	/	/	28,95	1029,4	21,44
	2	100	/	/	220,18	27,91	/	/	18,49	310,03	28,82
	3	92	/	/	/	/	129,63	677,65	82,93	610,65	54,34
0,8G±E	1	86	817,63	57,53	/	/	/	/	33,47	1029,4	21,44
	2	100	/	/	/	122,62	25,13	/	15,55	310,03	28,82
	3	60	/	/	/	/	112,633	494,49	72,1	554,78	22,58

Tableau V.9 : Excentricité et nature de la section du poteau (50x40)

Combos	N	e _a (cm)	e ₁ (cm)	e ₂ (cm)	e (cm)	Ψ	ξ	e _{NC} (cm)	Section
ELU	1	2	4,09	1,39	5,48	0,5	0,144	5,76	S.E.C
	2	2	11,31	1,41	12,72	0,15	0,162	6,48	S.P.C
	3	2	10,95	1,36	12,31	0,3	0,156	6,24	S.P.C
G+Q±E	1	2	6,33	-3,46	2,87	0,31	0,156	6,24	S.E.C
	2	2	14,68	3,48	18,16	0,06	0,165	6,6	S.P.C
	3	2	21,13	-3,76	17,37	0,18	0,161	6,44	S.P.C
0,8G±E	1	2	9,04	-5,28	3,76	0,22	0,159	6,36	S.E.C
	2	2	22,49	3,98	26,47	0,03	0,166	6,64	S.P.C
	3	2	24,78	-17,06	7,72	0,13	0,163	6,52	S.P.C

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Tableau V.10 : Section d'armature calculée du poteau (50x40)

Combos	N	M _{fictif} (kN.m)	μ	α	A _{s fictif} (cm ²)	A _s (cm ²)
ELU	1	/	/	/	/	7,2
	2	122,12	0,13	0,17	9,99	-2,23
	3	237,55	0,26	0,38	22,34	-1,78
G+Q±E	1	/	/	/	/	7,2
	2	75,21	0,06	0,08	5,33	-0,17
	3	226,13	0,19	0,27	17,98	1,039
0,8G±E	1	/	/	/	/	7,2
	2	52,08	0,04	0,05	3,33	0,265
	3	117,29	0,1	0,13	8,66	-3,7

V.5.4 Poteau 40x40

Tableau V.11 : Les sollicitations sur le poteau (40x40)

	N	Barre	N _{max} (KN)	M _{cor} (KN.m)	N _{min} (KN)	M _{cor} (KN.m)	M _{max} (KN.m)	N _{cor} (KN)	T (KN)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)
ELU	1	131	784,34	27,24	/	/	/	/	15,33	560,57	18,29
	2	519	/	/	95	22,5	/	/	15,09	70,02	16,53
	3	90	/	/	/	/	56,53	452,37	35,08	329,86	40,88
G+Q±E	1	83	624,43	17,31	/	/	/	/	11,33	571,44	19,77
	2	519	/	/	32,83	86,67	/	/	56	70,02	16,53
	3	511	/	/	/	/	94,33	357,94	58,81	96,44	21,32
0,8G±E	1	83	446,61	10,32	/	/	/	/	12,86	571,44	19,77
	2	517	/	/	6,6	81,36	/	/	52,54	92,55	15,02
	3	511	/	/	/	/	83,34	128,13	53,8	96,44	21,32

CHAPITRE V : CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Tableau V.12 : Excentricité et nature de la section du poteau (40x40)

Combos	N	e _a (cm)	e ₁ (cm)	e ₂ (cm)	e (cm)	Ψ	ξ	e _{NC} (cm)	Section
ELU	1	2	5,47	1,33	6,8	0,35	0,154	6,16	S.P.C
	2	2	25,68	1,34	27,02	0,04	0,166	6,64	S.P.C
	3	2	14,5	1,36	15,86	0,2	0,16	6,4	S.P.C
G+Q±E	1	2	4,77	1,4	6,17	0,21	0,16	6,4	S.E.C
	2	2	266	1,34	267,34	0,01	0,166	6,64	S.P.C
	3	2	28,35	1,37	29,72	0,12	0,163	6,52	S.P.C
0,8G±E	1	2	4,31	1,4	5,71	0,15	0,162	6,48	S.E.C
	2	2	1234,73	1,33	1236,06	0	0,167	6,68	S.P.C
	3	2	67,04	1,37	68,41	0,04	0,166	6,64	S.P.C

Tableau V.13 : Section d'armature calculée du poteau (40x40)

Combos	N	M _{fictif} (kN.m)	μ	α	A _s fictif (cm ²)	A _s (cm ²)
ELU	1	178,83	0,24	/	/	6,4
	2	40,87	0,06	0,08	3,76	1,03
	3	144,13	0,2	0,28	13,17	0,16
G+Q±E	1	/	/	/	/	6,4
	2	93,02	0,1	0,13	6,93	6,11
	3	163,65	0,17	0,23	12,25	3,30
0,8G±E	1	/	/	/	/	6,4
	2	82,64	0,09	0,12	6,39	6,225
	3	108,15	0,11	0,15	7,99	4,78

V.5.5 Vérifications nécessaires

Tableau V.14 : Vérification des armatures longitudinales

Poteau	A _s (cm ²)	A _s min CBA (cm ²)	A _s min RPA (cm ²)	A _s max RPA (cm ²)		A _s adopté (cm ²)	choix
				courante	recouvrement		
P(50x50)	8	2,72	20	75	150	20,61	4HA16+4HA20
P(50x40)	7,2	2,17	16	60	120	16,08	8HA16
P(40x40)	6,4	1,74	12,8	48	96	14,2	4HA16+4HA14

Tableau V.15 : Vérification des contraintes à ELS

Poteau	Y_{ser} (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
P(50x50)	0,738	0,0696	7,82	15	vérifié
P(50x40)	0,529	0,0253	7,53	15	vérifié
P(40x40)	0,507	0,018	5,37	15	vérifié

Tableau V.16 : Vérification de l'effort tranchant à l'ELU

Poteau	V_u (kN)	τ (MPa)	$\overline{\tau}_u$ (MPa)	$\tau \leq \overline{\tau}_u$
P(50x50)	70,02	0,31	3,33	vérifié
P(50x40)	82,93	0,41	3,33	vérifié
P(40x40)	58,81	0,29	3,33	vérifié

V.5.6 Calcul des armatures transversales

Tableau V.17 : Espacement et armatures transversales

Poteau	Espacement (cm)		A_t (cm ²)		h' (cm)	A_t adopté (cm ²)	Choix
	Zone courante	Zone nodale	Zone courante	Zone nodale			
P(50x50)	15	10	1,97	1,31	60	4,28	4HA12
P(50x40)	15	10	4,125	2,75	60	3,14	4HA10
P(40x40)	15	10	1,8	1,2	60	2,01	4HA8

V.5.7 Schéma de ferrailage

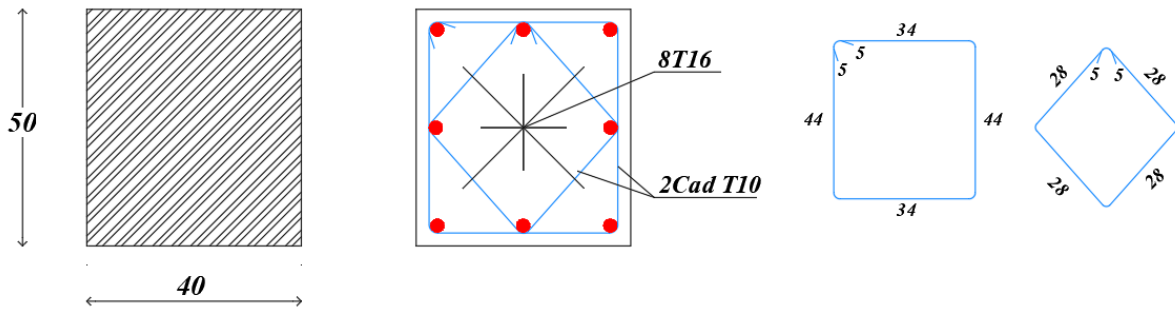


Figure V.7 : Schéma de ferrailage des poteaux (50x40)

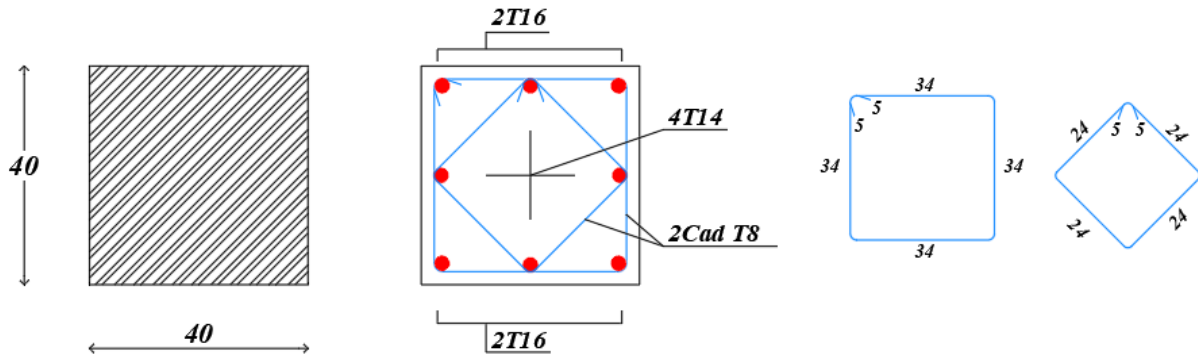


Figure V.8 : Schéma de ferrailage des poteaux (40x40)

V.6 Ferrailage des voiles

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des charges verticales (charges gravitaires) et horizontales (sismiques). Ils présentent une grande rigidité dans le sens opposé à celui dans lequel ils sont placés. Par exemple, un voile orienté selon l'axe Y présente une grande inertie sous l'effet d'une force dirigée dans le sens de l'axe X, et vice versa.

V.6.1 Principes de dimensionnement des voiles

Sous l'action sismique, des parties plus ou moins importantes de l'extrémité du voile en béton, sollicité en compression, peuvent se trouver dans le domaine inélastique, ce qui peut être à l'origine d'une stabilité latérale.

Ils sont soumis à la flexion composée. Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console encastrée à sa base ; soumise à un effort normal N_u , un effort tranchant V_u et un moment fléchissant M_u qui est maximal dans la section d'encastrement.

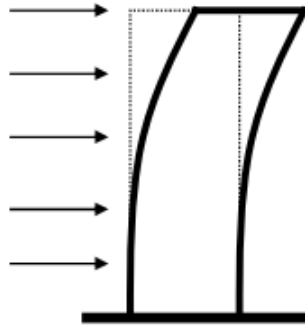


Figure V.9 : Comportement du voile est similaire à celui d'une console

La disposition des armatures est comme suit :

- Dans le plan horizontal : Armatures horizontales
- Dans le plan vertical : Armatures verticales
- Dans le plan transversal : Armatures transversales

V.6.2 Combinaisons de calcul

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

V.6.3 Recommandations (Art 7.7.4.1) RPA99 v 2003

V.6.3.1 Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%.
 - Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.
 - Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
 - Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
 - Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
 - À chaque extrémité du voile (trumeau), l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.
- **Disposition des armatures verticales dans les voiles**

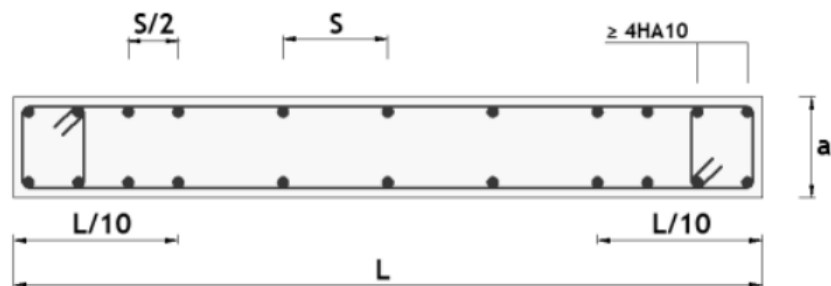


Figure V.10 : Disposition des armatures verticales dans les voiles ^[11]

V.6.3.2 Aciers horizontaux :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales doivent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

V.6.3.3 Règles communes

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10%
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :
 - $s \leq 1,5a$
 - $s \leq 30 \text{ cm}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées.

V.6.3.4 Armatures de couture

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} \quad (\text{V.8})$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

Le voile en béton armé doit faire l'objet des vérifications suivantes :

- Justification de la stabilité de forme (résistance au flambement).
- Résistance à l'effort tranchant.
- Résistance en flexion composée.

V.6.4 Calcul des voiles par la méthode des contraintes

C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes. Elle permet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire.

Le calcul se fera sur une bande de longueur :

$$l \leq \min\left(\frac{h}{2}; \frac{2}{3}\right) \quad (\text{V.9})$$

La méthode implique de déterminer le diagramme des contraintes en se basant sur les sollicitations les plus critiques en utilisant la formule :

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I}y \quad (\text{V.10})$$

où :

- N : effort normal appliqué
- M : moment fléchissant appliqué
- I : inertie du voile
- y : bras de levier du voile

V.6.5 Exemple de calcul V1

$$\left\{ \begin{array}{l} e = 0,20 \text{ m} \\ L = 4,20 \text{ m} \\ B = 4,20 \times 0,20 = 0,84 \text{ m}^2 \\ y = \frac{L}{2} = 2,1 \text{ m} \\ I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,20 \times 4,20^3}{12} = 1,2348 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

V.6.5.1 Justification de la stabilité de forme (résistance au flambement) ... (Art B.8.4.1)^[2]

Il faut vérifier que :

$$N_u \leq \overline{N}_u = \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right)$$

La section réduite du voile : $B_r = L \times (e - 0,02) = 4,20 \times (0,2 - 0,02) = 0,756 \text{ m}^2$

Longueur de flambement : $L_f = 0,85h = 0,85 \times (3,23 - 0,50) = 2,32 \text{ m}$

Moment d'inertie : $I = \frac{L \times e^3}{12} = \frac{4,20 \times 0,20^3}{12} = 2,8 \times 10^{-3} \text{ m}^4$

Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{4,20 \times 0,20^3}{12 \times 0,84}} = 0,058 \text{ m}$

L'élanement : $\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{2,32}{0,058} = 40 \implies \lambda \leq 50$

Coefficient α : $\alpha = \frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2} = \frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{40}{30}\right)^2} = 0,48$

Section d'acier minimale A_s : $A_{s \text{ min}} = 0,15\%B = 0,15\% \times 0,84 = 12,6 \text{ cm}^2$

$N_u \leq \overline{N}_u = 0,48 \left(\frac{0,756 \times 25}{0,9 \times 1,5} + \frac{12,6 \times 10^{-4} \times 400}{1,15} \right) \implies N_u \leq \overline{N}_u = 6,93 \text{ MN}$

L'effort normal revenant de l'Etabs (ELU) : $N_u = 2903,1019 \text{ KN}$

$N_u = 2,903 \text{ MN} \leq \overline{N}_u = 6,93 \text{ MN} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

V.6.6 Sollicitations de calcul

Tableau V.18 : Sollicitations du voile

	Combinaison	N (KN)	M (KN.m)	V _{max} (KN)
N_{max} → M_{corr}	G+Q±Ey	5064,02	5692,49	1008,84
N_{min} → M_{corr}	0,8G±Ey	1416,64	5620,62	
M_{max} → N_{corr}	0,8G±Ey	1416,64	5620,62	

⇒ **Cas défavorable** : $M_{\text{max}} = 5620,62 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{corr}} = 1416,64 \text{ KN}$

• Calcul des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} y = \frac{1416,64 \times 10^{-3}}{0,84} + \frac{5620,62 \times 10^{-3}}{1,2348} \times 2,1 = 11,25 \text{ MPA}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I}y = \frac{1416,64 \times 10^{-3}}{0,84} - \frac{5620,62 \times 10^{-3}}{1,2348} \times 2,1 = -7,87 \text{ MPa}$$

$\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 < 0 \implies$ Section est partiellement comprimée (S.P.C)

- **Longueur de la zone comprimée :**

$$L_c = L \times \frac{|\sigma_1|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 4,20 \times \frac{11,25}{11,25 + 7,87} = 2,47 \text{ m}$$

- **Longueur de la zone tendue :**

$$L_t = L - L_c = 4,20 - 2,47 = 1,73 \text{ m}$$

- **Largeur de la bande verticale :**

$$d \leq \min\left(\frac{h}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) = \min\left(\frac{2,73}{2}; \frac{2}{3} \times 2,28\right) = \min(1,365; 1,52) = 1,365 \text{ m}$$

$$d_1 = 1,365 \text{ m et } d_2 = 0,365 \text{ m}$$

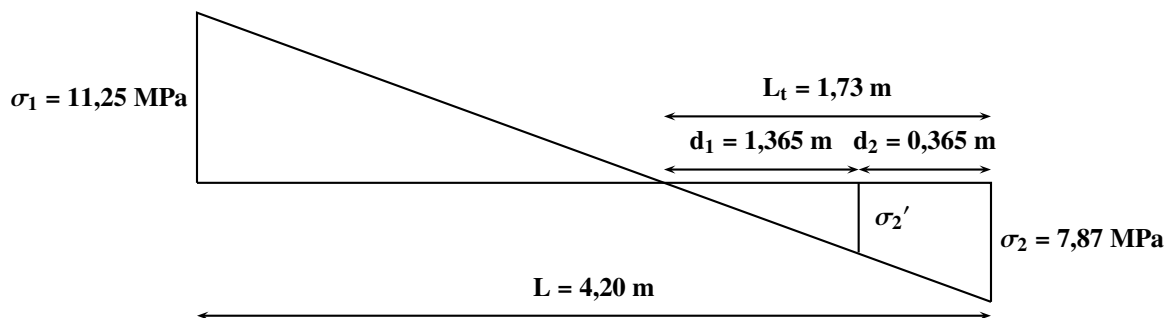


Figure V.11 : Diagramme des contraintes

- **Calculons σ_2'**

$$\sigma_2' = \tan(\alpha) \times (L_t - d - 1) = \tan(\alpha) \times d_2 \quad (\text{V.11})$$

$$\tan(\alpha) = \frac{\sigma_2}{L_t} = \frac{\sigma_2'}{d_1 - 2} \implies \tan(\alpha) = \frac{7,87}{1,73} = 4,547$$

$$\sigma_2' = \frac{\sigma_2 \times d_2}{L_t} = \frac{7,87 \times 0,365}{1,73} = 1,66 \text{ MPa}$$

- **Contraintes de traction moyennes**

$$\sigma_{\text{moy1}} = \frac{\sigma_2 + \sigma_2'}{2} = \frac{7,87 + 1,66}{2} = 4,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy2}} = \frac{\sigma_2' + 0}{2} = \frac{1,66}{2} = 0,83 \text{ MPa}$$

- **Efforts de traction moyens**

$$N_{t_1} = \sigma_{\text{moy}1} \times e \times d_1 = 4,77 \times 0,20 \times 1,365 = 1,3 \text{ MN}$$

$$N_{t_2} = \sigma_{\text{moy}2} \times e \times d_2 = 0,83 \times 0,20 \times 0,365 = 0,06 \text{ MN}$$

• Section d'acier

$$A_s = \frac{N_{t_1}}{f_{st}} = \frac{1,30}{347,83} = 37,37 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 37,37 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = \frac{N_{t_2}}{f_{st}} = \frac{0,06}{347,83} = 1,73 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,73 \text{ cm}^2$$

• **Section totale** $A_s = A_s + A'_s = 39,1 \text{ cm}^2$

• Armatures minimales

→ Armatures minimales selon RPA99v2003 :

$$0,20\% \times L_t \times e = 0,002 \times 1,73 \times 0,20 = 6,92 \text{ cm}^2$$

→ Armatures minimales dans la section globale :

$$0,15\% \times L \times e = 0,0015 \times 4,20 \times 0,20 = 12,6 \text{ cm}^2$$

→ Armatures minimales dans la zone courante :

$$0,10\% \times L \times e = 0,001 \times 4,20 \times 0,20 = 8,4 \text{ cm}^2$$

• Choix d'armatures

$$A_s = \max(A_s, A_{\text{min}}) = \max(39,1 \text{ cm}^2, 12,6 \text{ cm}^2) = 39,1 \text{ cm}^2$$

☞ On adopte $2(18\text{HA}12) = 40,72 \text{ cm}^2$

• Espacement

$$St = \min(1,5e ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \implies \text{On prend : } St = 20 \text{ cm}$$

V.6.7 Armature transversale

• Contraintes limites de cisaillement

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,2 \times f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{1,4V_u}{b_0d} = \frac{1,4 \times 1086,41 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,9 \times 4,20} = 2,01 \text{ MPA} \leq 5 \text{ MPA}$$

• **Section transversale (Art 5.1.2.3)**

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau - 0,3 \times f_{t28} \times k)}{0,9 \times f_e} \quad (\text{V.12})$$

$k = 0$ (fissuration très préjudiciable).

Donc :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau}{0,8 \times f_e} \quad (\text{V.13})$$

$$A_t \geq \frac{b_0 \times S_t \times \tau}{0,8 \times f_e} = \frac{0,20 \times 0,20 \times 1,78}{0,8 \times 400} = 2,23 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,23 \text{ cm}^2$$

☞ On adopte 4T10 = 3,14 cm²

V.6.8 Armatures horizontales

$$A_s = 0,10\% \times L \times e = 0,001 \times 0,20 \times 4,20 = 8,4 \text{ cm}^2$$

On adopte 2(5HA12) = 11,31 cm²

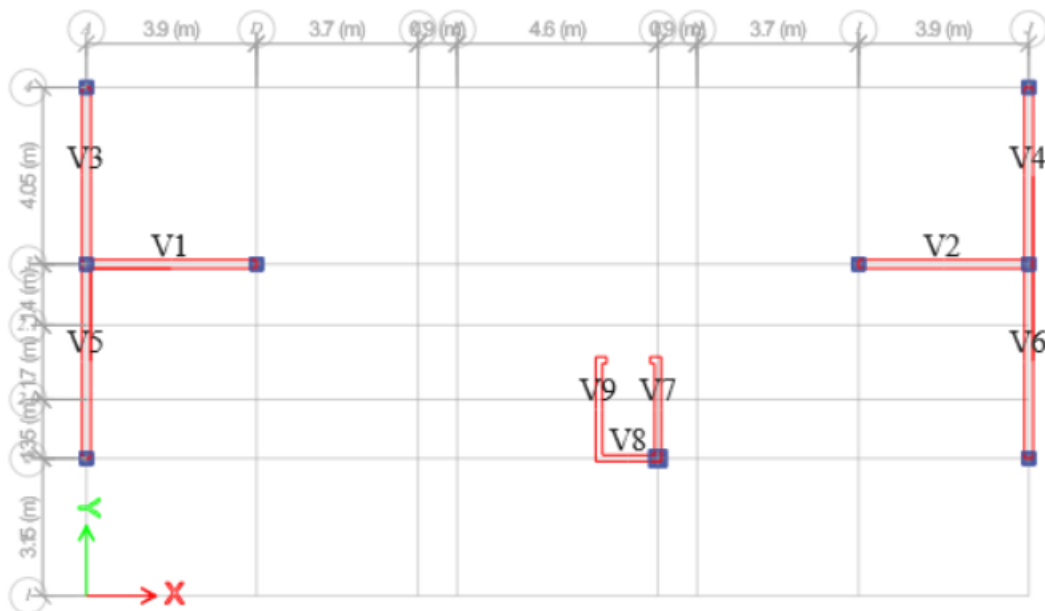


Figure V.12 : Voiles

En suivant la même démarche, on calcule les autres voiles, dont les caractéristiques et les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

V.6.9 Caractéristiques géométriques des voiles

Tableau V.19 : Caractéristiques géométriques des voiles

Voiles	e (m)	L (m)	B (m ²)	y (m)	I (m ⁴)
V1 = V2	0,2	4,2	0,84	2,1	1,2348
V3 = V4	0,2	4,75	0,95	2,375	1,7862
V5 = V6	0,2	4,35	0,87	2,175	1,3719
V7	0,15	2,90	0,435	1,45	0,3049
V8	0,15	1,50	0,225	0,75	0,0422
V9	0,15	2,40	0,36	1,2	0,1728

V.6.10 Vérification de la résistance au flambement

Tableau V.20 : Vérification de la résistance au flambement

Voiles	B _r (m ²)	L _f (m)	I(m ⁴)	i (m)	λ	α	\bar{N}_u (MPa)	N _u (MPa)	N _u ≤ \bar{N}_u
V1 = V2	0,756	2,32	0,0028	0,058	40	0,48	6,93	2,903	vérifié
V3 = V4	0,855	2,41	0,0032	0,058	41,55	0,47	7,67	6,69	vérifié
V5 = V6	0,783	2,41	0,0029	0,058	41,55	0,47	7,03	3,6	vérifié
V7	0,377	2,41	0,0008	0,043	56,05	0,82	5,91	4,38	vérifié
V8	0,195	2,41	0,0004	0,042	57,38	0,86	3,21	2,18	vérifié
V9	0,312	2,41	0,0007	0,044	54,77	0,78	4,65	4,37	vérifié

V.6.11 Calcul des contraintes dans les voiles

Tableau V.21 : Calcul des contraintes et nature de la section

Voiles	N (KN)	M (KN.m)	σ ₁ (MPa)	σ ₂ (MPa)	Nature de section
V1 = V2	1416,64	5620,62	11,25	-7,87	Section partiellement comprimée
V3 = V4	6639,09	7024,5	16,33	-2,35	Section partiellement comprimée
V5 = V6	5977,37	3948,1	13,13	0,61	Section entièrement comprimée
V7	3367,62	1515,33	14,95	0,54	Section entièrement comprimée
V8	506,16	454	10,32	-5,82	Section partiellement comprimée
V9	4379,63	903,67	18,44	5,89	Section entièrement comprimée

V.6.12 Calcul des forces

V.6.12.1 Dans la zone tendue des voiles (section partiellement comprimée)

Tableau V.22 : Forces dans la zone tendue dans les voiles (section partiellement comprimée)

Voiles	L_c (m)	L_t (m)	d (m)	d_1 (m)	d_2 (m)	σ' (MPa)	F_1 (MN)	F_2 (MN)
V1 = V2	2,47	1,73	1,365	1,365	0,365	-1,66	1,3	0,06
V3 = V4	4,15	0,6	1,415	0,3	0,3	-1,18	0,11	0,04
V8	0,96	0,54	0,64	0,27	0,27	-2,91	0,18	0,06

V.6.12.2 Dans les voiles entièrement comprimés (section entièrement comprimée)

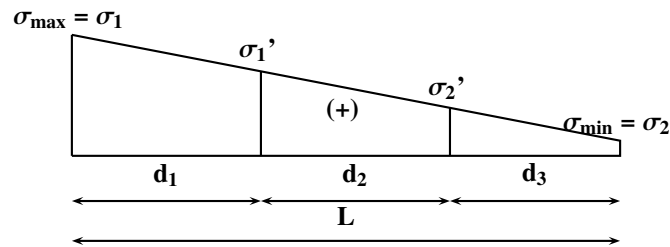


Figure V.13 : Diagramme des contraintes section entièrement comprimée

Tableau V.23 : Calcul des forces dans les voiles (section entièrement comprimée)

Voiles	d_1 (m)	d_2 (m)	d_3 (m)	σ_1' (MPa)	σ_2' (MPa)	F_1 (MN)	F_2 (MN)	F_3 (MN)
V5 = V6	1,45	1,45	1,45	8,962	4,786	3,2	1,99	0,78
V7	0,96	0,96	0,96	10,08	5,31	1,8	1,11	0,42
V9	0,8	0,8	0,8	14,26	10,07	1,96	1,46	0,96

V.6.13 Calcul de la section d'acier

V.6.13.1 Voiles partiellement comprimés

Tableau V.24 : Section d'acier dans les voiles partiellement comprimés

Voiles	A_{s1} (cm ²)	A_{s2} (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s \text{ about}}$ (cm ²)	$A_{s \text{ courant}}$ (cm ²)
V1 = V2	37,375	1,725	39,1	6,92	8,4
V3 = V4	3,1625	1,15	4,3125	2,4	19
V8	5,18	1,73	6,91	1,62	4,5

V.6.13.2 voiles entièrement comprimés

Tableau V.25 : Section d'acier dans les voiles entièrement comprimés

Voiles	A_{s1} (cm ²)	A_{s2} (cm ²)	A_{s3} (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s\text{ globale}}$ (cm ²)	$A_{s\text{ courante}}$ (cm ²)
V5 = V6	-0,0533	-0,0568	-0,0603	-0,170428	13,05	8,7
V7	-0,02	-0,03	-0,03	-0,08	6,53	4,35
V9	-0,02	-0,02	-0,02	-0,06	5,4	3,6

V.6.14 Choix d'armatures

Tableau V.26 : Choix des armatures longitudinales

Voiles	$A_{s\text{ about}}^{\text{cal}}$ (cm ²)	$A_{s\text{ about}}^{\text{adoptée}}$ (cm ²)	$A_{s\text{ courant}}^{\text{cal}}$ (cm ²)	$A_{s\text{ courant}}^{\text{adoptée}}$ (cm ²)
V1 = V2	6,92	2(8HA12) = 18,10	21	2(10HA12) = 22,62
V3 = V4	2,4	2(8HA12) = 18,10	19	2(10HA12) = 22,62
V5 = V6	8,7	2(8HA12) = 18,10	8,7	2(10HA12) = 22,62
V7	4,35	2(2HA12) = 4,52	6,53	2(5HA10) = 7,85
V8	1,62	2(2HA12) = 4,52	4,5	2(5HA10) = 7,85
V9	3,6	2(2HA12) = 4,52	3,6	2(5HA10) = 7,85

V.6.15 Vérification des contraintes de cisaillement

Tableau V.27 : Contraintes de cisaillement

Voiles	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
V1 = V2	1086,41	2,01	5	vérifié
V3 = V4	721,88	1,18	5	vérifié
V5 = V6	684,11	1,22	5	vérifié
V7	240,63	0,86	5	vérifié
V8	232,82	1,61	5	vérifié
V9	103,37	0,45	5	vérifié

V.6.16 Armatures transversales

On adopte un espacement fixé pour tous les voiles :

$St = \min(1,5e ; 30 \text{ cm}) = 22 \text{ cm} \implies$ On prend : $St = 20 \text{ cm}$

Tableau V.28 : Calcul des armatures horizontales des voiles

Voiles	A_h (cm²)	$A_{h \text{ min rpa}}$ (cm²)	$A_h^{\text{adoptée}}$ (cm²)
V1 =V2	2,51	8,4	2(5HA12) = 11,31
V3=V4	1,48	9,5	2(5HA12) = 11,31
V5=V6	1,53	8,7	2(5HA12) = 11,31
V7	0,81	4,35	2(5HA8) = 5,03
V8	1,51	2,25	2(5HA8) = 5,03
V9	0,42	3,6	2(5HA8) = 5,03

V.6.17 Schéma de ferrailage

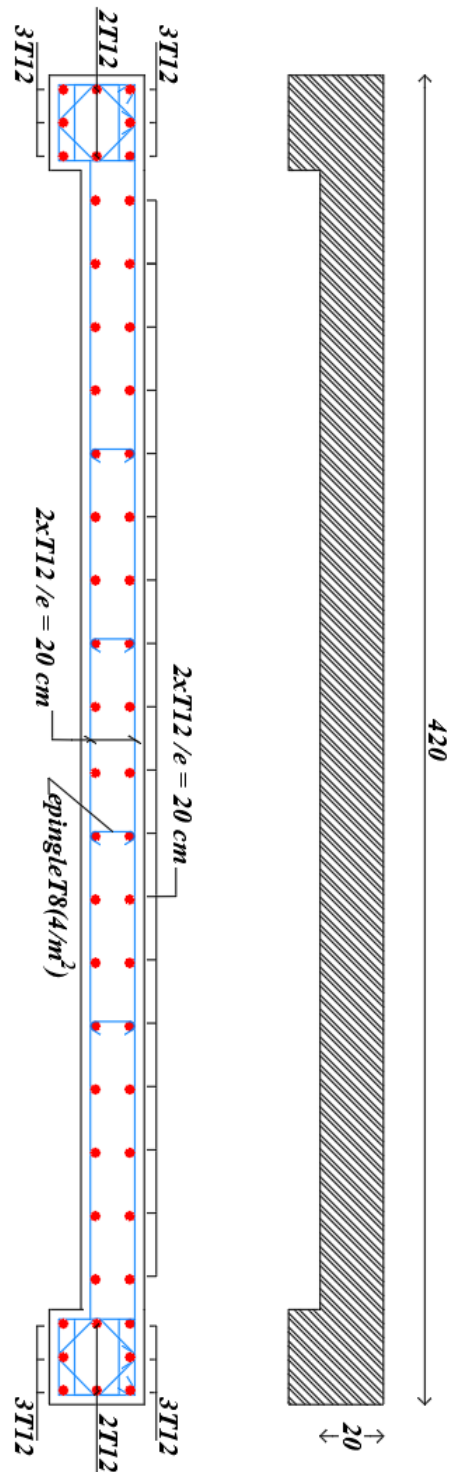


Figure V.14 : Schéma de ferrailage du voile

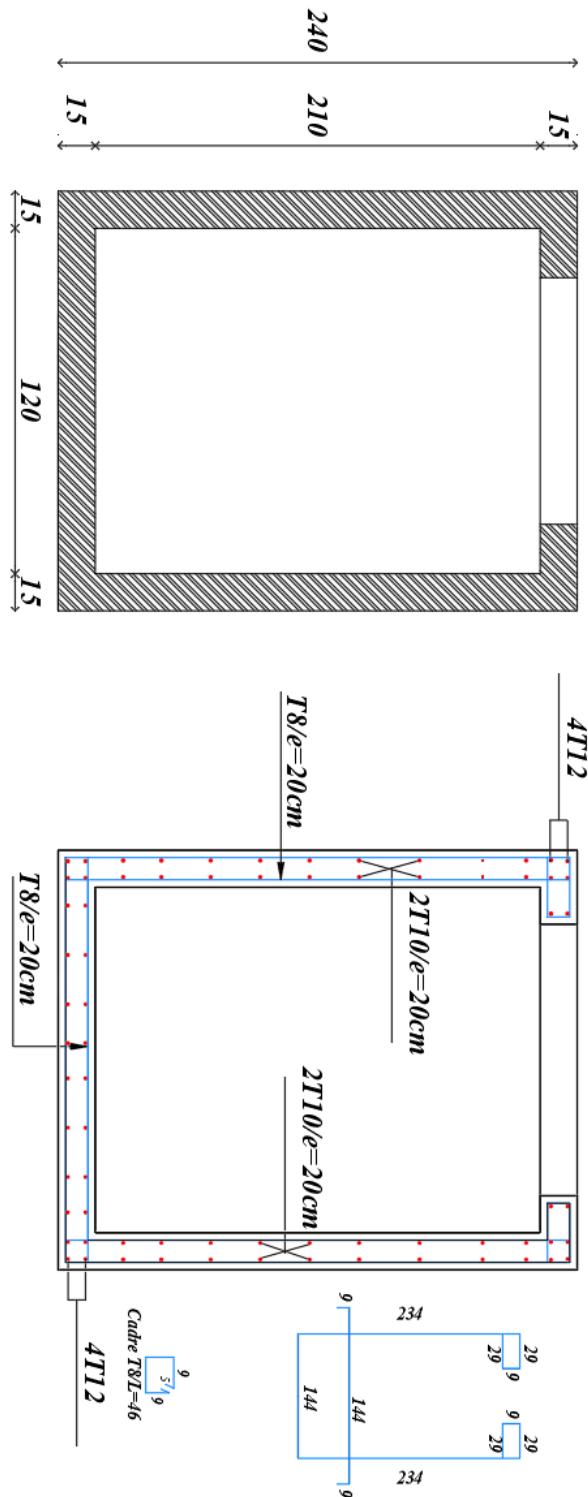


Figure V.15 : Schéma de ferrailage du voile d'ascenseur

CHAPITRE VI

ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Introduction

L'infrastructure est la partie de l'ouvrage en contact avec le sol à laquelle il va transmettre toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage.

Lors de la conception des fondations, il est essentiel de se concentrer sur trois aspects :

- Le choix du type et de l'emplacement des fondations.
- Assurer que la contrainte maximale du sol n'est jamais dépassée.
- Limiter les tassements pour prévenir le risque de basculement.

VI.1 Type de fondation

On distingue deux familles de fondations :

- **Les fondations superficielles**
 - Les semelles isolées
 - Les semelles filantes
 - Les radiers
- **Les fondations profondes**
 - Les puits (des fondations semi-profondes)
 - Les pieux (des fondations profondes)

VI.2 Choix du type de fondation

Le type de fondation choisi dépend de plusieurs facteurs, notamment :

- Le type de structure à construire.
- Les caractéristiques et la cohérence du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- L'aspect économique.
- La facilité de la réalisation.

Pour notre structure, nous avons choisi une fondation superficielle.

VI.3 Étude de sol

- Contrainte admissible σ_{sol} : 1,5 bars = 0,15 MPA
- Site classé comme un site meuble S3.
- Ancrage des fondations : $Z = 3$ m.

VI.4 Justification du choix du radier en termes de surface nécessaire

VI.4.1 Semelle isolée

En premier lieu, nous proposons des semelles isolées pour les poteaux et des semelles filantes pour les murs, en veillant à respecter la condition suivante :

la surface totale des semelles doit représenter moins de 50% de la surface totale du bâtiment.

Il faut que :

$$\bar{\sigma} \geq \frac{N_{ser}}{A.B} \implies A.B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}} \quad (VI.1)$$

Avec :

- A, B : La longueur et la largeur de la semelle respectivement.
- N_{ser} : Charge à l'ELS appliquée en tête de la semelle.

Nous devons calculer la surface nécessaire des fondations sous les charges verticales à l'ELS. Pour cela, nous obtenons du logiciel la charge sous le poteau le plus sollicité.

$$N_{ser} = 1536,8559 \text{ KN}$$

$$V_u \text{ l'homothétie des dimensions : } \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{1536,8559}{150}} = 3,20 \text{ m}$$

$$\text{Pour (24 Poteau / étage) : } S_{semelle} = 24 \times 3,2^2 = 245,76 \text{ m}^2$$

$$S_{bâtiment} = 21,90 \times 14,45 = 316,455 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} \times 100 = \frac{245,76}{316,455} \times 100 = 77,66\% \geq 50\%$$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles, pour cela on opte pour des semelles filantes.

VI.4.2 Semelle filante

Il faut que :

$$\bar{\sigma} \geq \frac{N_{ser}}{B.L} \implies B.L \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}}$$

Avec :

- B, L : la largeur et la longueur de la semelle respectivement.
- N_{ser} : la somme des charges à l'ELS appliquées en tête de la semelle.

On choisit la file de l'axe "B" :

$$N_{ser} = \sum N_{ser\ i} = 1159,73 + 1508 + 267,68 + 1089,72 = 4025,13 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{4025,13}{150 \times 11,65} = 2,30 \text{ m}$$

Lorsque les semelles deviennent très larges et tendent à occuper tout l'entraxe des poteaux, nous optons pour un radier nervuré. Cette solution permet de limiter au maximum les tassements, notamment les tassements différentiels, tout en offrant une meilleure répartition des charges et une rigidité accrue à la structure des fondations.

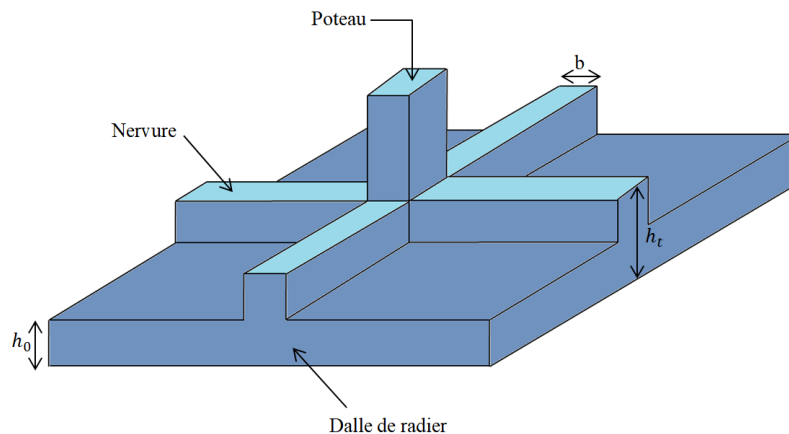


Figure VI.1 : Radier nervuré

VI.4.3 Pré-dimensionnement de la dalle du radier

Le pré-dimensionnement du radier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportés par l'effet de sous-pression. Cette hauteur doit satisfaire les deux conditions suivantes :

- Condition forfaitaire ;
- Condition de rigidité ;

Sous réserve des deux autres conditions :

- Condition de non poinçonnement ;
- Condition de non cisaillement.

- La condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{35} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{30}$$

- L_{\max} : La plus grande portée de la dalle entre nus (610 cm)
- $\frac{610}{35} \leq h \leq \frac{610}{30} \implies 17,43 \leq h \leq 20,33 \longrightarrow h = 20 \text{ cm}$

- La condition de résistance au cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le CBA93 (A.5.1.2.1) et (A.5.2.2)

$$\tau = \frac{T_{\max}}{bd} \leq \bar{\tau} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_{\max} = \frac{qu \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{2110 \times 10^{-3} \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_{\max} = \frac{48614,59 \times 10^{-3} \times 6,10}{2 \times 316,455} = 0,468 \text{ MPa} = 468,55 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$d \geq \frac{T_{\max}}{\bar{\tau} \times d} = 0,400 \text{ m}$$

$$d = 0,9 \times h \implies h = 0,44 \implies h = 0,50 \text{ m}$$

VI.4.4 Pré-dimensionnement de la nervure

Le pré-dimensionnement nécessite les vérifications suivantes :

– Condition forfaitaire

1. Hauteur de la nervure :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{610}{10} = 61 \text{ cm}$$

2. Largeur de la nervure :

$$b_0 \geq b_{\text{poteau}} = 50 \text{ cm}$$

– Condition de la longueur élastique :

Afin que la répartition des contraintes sous le radier soit linéaire, il faut assurer que le radier est de type rigide. Pour cela, la hauteur de la nervure doit satisfaire la condition :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e$$

○ L_e : est la longueur élastique du radier telle que :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}}$$

○ I : Inertie de la semelle

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

○ E : Module d'élasticité du sol pris égal à : 32164,2 MPa.

○ b : Largeur du radier (bande de 1m).

○ K : coefficient de raideur du sol, $K = 18$ MPa (sol de densité moyenne).

○ $h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 18 \times 6,10^4}{32164,2 \times 3,14^4}} = 0,73$ m

On adopte : $h_t = 100$ cm

VI.4.5 Calcul de débordement D

$$D \geq \max\left(\frac{h_0}{2}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$D \geq \max\left(\frac{50}{2}, 30 \text{ cm}\right) \geq 30 \text{ cm} \implies \text{On adopte } D = 50 \text{ cm}$$

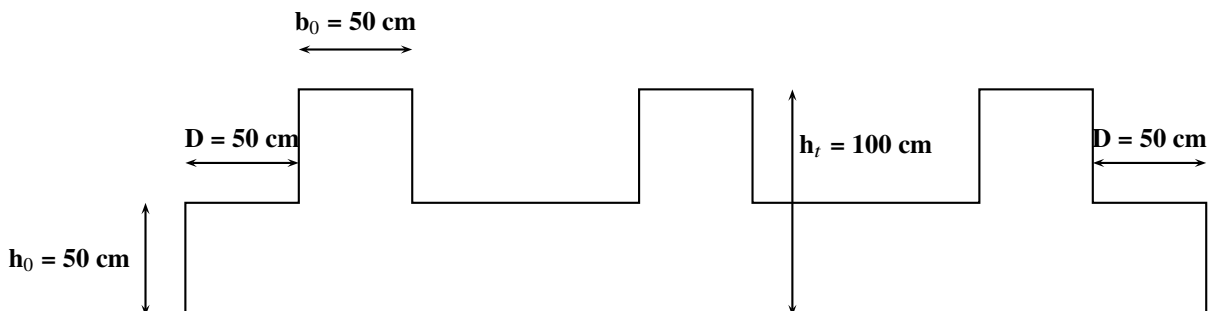


Figure VI.2 : Dimension du radier

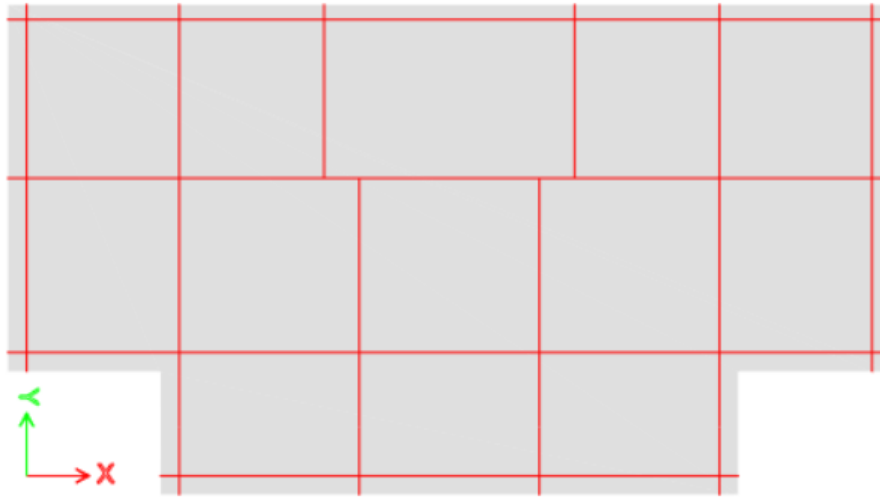


Figure VI.3 : Surface du radier

► Surface totale du radier :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{réelle}} + S_{\text{débordement}} = 274,275 \text{ m}^2$$

VI.4.6 Vérifications réglementaires du radier

• Le centre de gravité des masses du radier

$$X_r = \frac{\sum X_i \cdot S_i}{\sum S_i} = 10,95 \text{ m}$$

$$Y_r = \frac{\sum Y_i \cdot S_i}{\sum S_i} = 6,47 \text{ m}$$

• Le centre de gravité des masses du bâtiment

Selon Etabsv21 :

$$X_b = \frac{\sum X_i \cdot S_i}{\sum S_i} = 10,75 \text{ m}$$

$$Y_b = \frac{\sum Y_i \cdot S_i}{\sum S_i} = 6,06 \text{ m}$$

• Excentricité :

$$ex = |X_r - X_b| = |10,95 - 10,75| = 0,20 \text{ m}$$

$$ey = |Y_r - Y_b| = |6,47 - 6,06| = 0,41 \text{ m}$$

☞ Les centres de masse de la superstructure et du radier présentent des valeurs très proches, ce qui rend l'effet de l'excentricité négligeable.

VI.4.6.1 Vérification au poinçonnement

... (Art A.5.2.4.2) [2]

Il faut vérifier que :

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{VI.2})$$

- N_u : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité (2210,88 KN).
- U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.
- h : épaisseur totale du radier.

$$U_c = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0,5 + 0,5 + 2 \times 1) = 6 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } N_u = 2,21 \text{ MN} \leq 0,045 \times 6 \times 0,5 \times \frac{25}{1,5} = 2,25 \text{ MN}$$

☞ Donc le radier est stable vis-à-vis du risque du poinçonnement

VI.4.6.2 Vérification de non soulèvement (effet de sous pression)

Il est nécessaire de justifier l'absence de soulèvement du bâtiment en considérant l'effet de la pression hydrostatique. On doit vérifier la condition suivante :

$$W_{totale} \geq F_s \times \gamma_w \times Z \times S_{radier} \quad (\text{VI.3})$$

Avec :

- W_{totale} : Poids propre total du bâtiment
- F_s : Facteur de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($F_s = 1,5$)
- γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$)
- Z : Profondeur du bâtiment ($Z = 3 \text{ m}$)
- S_{radier} : Surface totale du radier.

$$W_{totale} = W_{radier} + W_{bâtiment}$$

$$S_{radier} = 274,275 \text{ m}^2$$

$$W_{bâtiment} = 31666,43 \text{ KN (Etabs V.21)}$$

$$W_{radier} = S_{radier} \times h \times \rho_{BA} = 274,275 \times 0,50 \times 25 = 3090,94 \text{ KN}$$

$$W_{totale} = 35481,02 + 3090,94 = 38571,96 \text{ KN}$$

$$W_{totale} = 38571,69 \text{ KN} \geq 1,5 \times 10 \times 3 \times 274,275 = 12342,375 \text{ KN}$$

☞ Donc le radier est stable vis-à-vis du risque de soulèvement.

VI.4.7 Détermination des charges et des surcharges

$$\begin{cases} N = N_{radier} + N_{bâtiment} \\ N = G_{radier} + G_{nervure} + G_{remblai} + G_{bâtiment} + Q \end{cases}$$

$$G_{radier} = S_{radier} \times h \times \rho_{BA} = 274,275 \times 0,50 \times 25 = 3090,94 \text{ KN}$$

$$G_{nervure} = S_{nervure} \times h \times \rho_{BA} = 0,5 \times 103,6 \times (1 - 0,50) \times 25 = 647,5 \text{ KN}$$

$$G_{sol} = V_{remblai} \times \rho_{remblai} = (S_{radier} \times h_{terre}) - (V_{radier} + V_{nervure})$$

$$G_{sol} = 18 \times ((274,275 \times 3) - (137,14 + 25,9)) = 11876,13 \text{ KN}$$

$$G_{bâtiment} = 30712,9397 \text{ KN}$$

$$Q = 4768,0803 \text{ KN}$$

$$N = 3090,94 + 647,5 + 11876,13 + 30712,9397 + 4768,0803 = 51095,59 \text{ KN}$$

VI.4.7.1 Vérification de la contrainte du sol sous la charge verticale

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte maximale :

$$\sigma_{sous\ radier} \leq 1,5\bar{\sigma}$$

$$\sigma_{sous\ radier} = \frac{N}{S_{radier}} \leq 1,5 \times \bar{\sigma}$$

$$\sigma_{sous\ radier} = \frac{51095,59 \times 10^{-2}}{247,275} = 2 \text{ bars} \leq 1,5 \times 1,5 = 2,25 \text{ bars} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.4.7.2 Vérification des contraintes dans le sol - compression

Les contraintes sous le radier doivent satisfaire les conditions :

$$\begin{cases} \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I_{xx'}} \times X_G \leq 1,5\bar{\sigma} \\ \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I_{yy'}} \times Y_G \leq 1,5\bar{\sigma} \\ \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \end{cases}$$

Avec :

$$N = 51095,59 \text{ KN}$$

$$S_{radier} = 274,275 \text{ m}^2$$

$$I_{xx'} = 15041 \text{ m}^4$$

$$I_{yy'} = 43697 \text{ m}^4$$

$$X_G = 10,95 \text{ m}$$

$$Y_G = 6,47 \text{ m}$$

• **Sens x-x**

$$\sigma_1 = \frac{51095,59 \times 10^{-2}}{274,275} + \frac{51095,59 \times 10^{-2} \times 0,20}{15041} \times 10,95 = 1,93 \text{ bars} \leq 1,5 \times 1,5 = 2,25 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = \frac{51095,59 \times 10^{-2}}{274,275} - \frac{51095,59 \times 10^{-2} \times 0,20}{15041} \times 10,95 = 1,79 \text{ bars} \leq 1,5 \times 1,5 = 2,25 \text{ bars}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 1,93 + 1,79}{4} = 1,90 \text{ bars} \leq 1,5 \times 1,5 = 2,25 \text{ bars}$$

• **Sens y-y**

$$\sigma_1 = \frac{51095,59 \times 10^{-2}}{274,275} + \frac{51095,59 \times 0,41}{43697} \times 6,47 = 1,89 \text{ bars} \leq 1,5 \times 1,5 = 2,25 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = \frac{51095,59 \times 10^{-2}}{274,275} - \frac{51095,59 \times 10^{-2} \times 0,41}{43697} \times 6,47 = 1,83 \text{ bars} \leq 1,5 \times 1,5 = 2,25 \text{ bars}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 1,89 + 1,83}{4} = 1,88 \text{ bars} \leq 1,5 \times 1,5 = 2,25 \text{ bars}$$

☞ Les contraintes sont vérifiées pour les deux sens donc le radier est stable vis-à-vis de l'effet des charges verticales

VI.4.8 Ferrailage du radier

Le radier est un ensemble de panneaux calculés comme des dalles appuyées sur quatre côtés et chargées par la contrainte du sol en tenant compte des ventilations de moments selon les conditions composées par le BAEL91 annexe E3 pour déterminer les moments unitaires μ_x , μ_y qui dépendent du coefficient de Poisson et du rapport $\rho = \frac{L_x}{L_y}$.

- Dans le sens de la petite portée $L_x \rightarrow M_{ox} = \mu_x \times q \times L_x^2$

- Dans le sens de la grande portée $L_y \rightarrow M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$

μ_x et μ_y sont des coefficients donnés en fonction du rapport $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et du coefficient de Poisson par le tableau exposé dans l'annexe E3 des règles BAEL 91.

Lors du calcul, nous supposons que les panneaux sont encastres partiellement au niveau des appuis, ce qui nous permet de déduire les moments en travée et les moments sur les appuis.

- Moment en travée :

$$\begin{cases} M_t = 0,85M_0 \text{ (Panneau de rive)} \\ M_t = 0,75M_0 \text{ (Panneau intermédiaire)} \end{cases}$$

- Moment sur appui :

$$\begin{cases} M_a = 0,3M_0 \text{ (Panneau de rive)} \\ M_a = 0,5M_0 \text{ (Panneau intermédiaire)} \end{cases}$$

Le dimensionnement de la dalle va se faire à l'ELU avec vérification à l'ELS sur le panneau le plus défavorisé et ensuite généraliser les résultats sur l'ensemble du radier. Pour une bande de 1m.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,65}{6,10} = 0,60$$

$0,4 \leq \rho = 0,60 \leq 1 \implies$ La dalle portant dans deux sens

VI.4.8.1 Évaluation des charges

➡ **ELU**

$$q_u = \frac{1,35(G_{radier} + G_{batiment}) + 1,5Q}{S_{radier}} = \frac{1,35 \times (3090,94 + 30712,9397) + 1,5 \times 4768,0803}{274,275}$$

$$q_u = 192,46 \text{ kN/m}^2$$

➡ **ELS**

$$q_{ser} = \frac{G_{radier} + G_{batiment} + Q}{S_{radier}} = \frac{3090,94 + 30712,9397 + 4768,0803}{247,275} = 140,63 \text{ kN/m}^2$$

VI.4.8.2 Sollicitations

⇒ **ELU** ($\nu = 0$)

$\rho = 0,60 \Rightarrow$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0822 \\ \mu_y = 0,2948 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0822 \times 192,46 \times 3,65^2 = 210,76 \text{ kN.m} \\ M_{oy} = 0,2948 \times M_{ox} = 0,2948 \times 210,76 = 62,13 \text{ kN.m} \end{cases}$$

⇒ **ELS** ($\nu = 0,2$)

$\rho = 0,60 \Rightarrow$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0870 \\ \mu_y = 0,4672 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times q_{ser} \times L_x^2 = 0,0870 \times 140,63 \times 3,65^2 = 163 \text{ kN.m} \\ M_{oy} = 0,4672 \times M_{ox} = 0,4672 \times 163 = 76,15 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Donc les sollicitations sont (sens x) :

⇒ **ELU**

$$\begin{cases} M_x^{travée} = 0,75 \times 210,76 = 158,07 \text{ kN.m} \\ M_x^{appui} = 0,5 \times 210,76 = 105,38 \text{ kN.m} \end{cases}$$

⇒ **ELS**

$$\begin{cases} M_x^{travée} = 0,75 \times 163 = 122,25 \text{ kN.m} \\ M_x^{appui} = 0,5 \times 163 = 81,5 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Tableau VI.1 : Les moments de ferrailage de la dalle du radier

	M_{travée}(kN.m)		M_{appui}(kN.m)	
	Sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	Sens y-y
ELU	158,07	46,6	105,38	31,07
ELS	122,25	57,11	81,5	38,08

VI.4.8.3 Calcul des armatures

Le calcul des armatures se fait à l'ELU et les vérifications à l'ELS.

• Sens x-x

▣ **En travée**

hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 50 = 0,45 \text{ m}$

$$\text{moment réduit} : \mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{158,07 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45^2 \times 14,20} = 0,05$$

$$\mu = 0,05 < \mu_{limite} = 0,392 \implies A' = 0$$

$$\mu = 0,05 < 0,1859 \implies \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,05}) = 0,06$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,06 \times 1 \times 0,45 \times 14,2}{347,83} = 8,82 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 8,82 \text{ cm}^2$$

▣ **Sur appui**

hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 50 = 0,45 \text{ m}$

$$\text{moment réduit} : \mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{105,38 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45^2 \times 14,20} = 0,04$$

$$\mu = 0,04 < \mu_{limite} = 0,392 \implies A' = 0$$

$$\mu = 0,04 < 0,1859 \implies \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,04}) = 0,05$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,05 \times 1 \times 0,45 \times 14,2}{347,83} = 7,35 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 7,35 \text{ cm}^2$$

• Sens y-y

▣ **En travée**

hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 50 = 0,45 \text{ m}$

$$\text{moment réduit} : \mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{46,6 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45^2 \times 14,20} = 0,02$$

$$\mu = 0,02 < \mu_{limite} = 0,392 \implies A' = 0$$

$$\mu = 0,02 < 0,1859 \implies \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,02}) = 0,03$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,03 \times 1 \times 0,45 \times 14,2}{347,83} = 4,41 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 4,41 \text{ cm}^2$$

▣ **Sur appui**

hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 50 = 0,45 \text{ m}$

$$\text{moment reduit } : \mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{31,07 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45^2 \times 14,20} = 0,01$$

$$\mu = 0,01 < \mu_{limite} = 0,392 \implies A' = 0$$

$$\mu = 0,01 < 0,1859 \implies \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,01}) = 0,01$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,05 \times 1 \times 0,45 \times 14,2}{347,83} = 1,74 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 1,47 \text{ cm}^2$$

VI.4.8.4 Vérifications nécessaires

a) Condition de non-fragilité

Pour des barres ou fils à haute adhérence de classe Fe E 400 ou de treillis soudés à fils lisses de diamètre supérieur à 6 mm :

$$\begin{cases} A_{x \min} = 0,0008 \times \frac{3 - \rho}{2} \times b \times h \\ A_{y \min} = 0,0008 \times b \times h \end{cases}$$

• Sens x-x

▣ En travée

$$A_{x \min} = 0,0008 \times \frac{3 - 0,60}{2} \times 100 \times 50 = 4,8 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(8,82 ; 4,8) = 8,82 \text{ cm}^2$$

☞ On adopte $A_s = 6\text{HA}14$ (9,24 cm²)

▣ Sur appui

$$A_{x \min} = 0,0008 \times \frac{3 - 0,60}{2} \times 100 \times 50 = 4,8 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(7,35 ; 4,8) = 7,35 \text{ cm}^2$$

☞ On adopte $A_s = 6\text{HA}14$ (9,24 cm²)

• Sens y-y

▣ En travée

$$A_{y \min} = 0,0008 \times 100 \times 50 = 4$$

$$A_s = \max(4,41 ; 4) = 4,41 \text{ cm}^2$$

☞ On adopte $A_s = 5\text{HA}12$ (5,65 cm²)

▣ Sur appui

$$A_{y \min} = 0,0008 \times 100 \times 50 = 4$$

$$A_s = \max(1,47 ; 4) = 2,20 \text{ cm}^2$$

☞ On adopte $A_s = 5\text{HA}12$ ($5,65 \text{ cm}^2$)

Tableau VI.2 : Récapitulatif du ferrailage

	Sens x-x		Sens y-y	
	Travée	Appui	Travée	Appui
$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	8,82	7,35	4,41	1,74
Choix	6HA14	6HA14	5HA12	5HA12
$A_s^{\text{adopté}}(\text{cm}^2)$	9,24	9,24	5,65	5,65

b) Vérification de l'effort tranchant à l'ELU

... (Art A.5.1) [2]

Il faut vérifier que :

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

Avec :

$$V_{ux} = \frac{q_u L_x L_y}{L_x + 2L_y}$$

$$V_{uy} = q_u \frac{L_x}{3}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c_j}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPA}$$

• **Sens x-x :**

$$V_{ux} = \frac{192,46 \times 3,65 \times 6,10}{3,65 + 2 \times 6,10} = 270,35 \text{ KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{270,35 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45} = 0,6 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sens y-y :**

$$V_{uy} = 192,46 \times \frac{3,65}{3} = 351,24 \text{ KN}$$

$$\tau_{uy} = \frac{351,24 \times 10^{-3}}{1 \times 0,437} = 0,80 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

☞ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c) Vérification des contraintes à l'ELS

À l'état limite de service, il est nécessaire de vérifier les contraintes du béton ainsi que celles des armatures en acier :

- Il faut vérifier les contraintes de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

- Il faut vérifier les contraintes de traction des aciers :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = 164,97 \text{ MPA (fissuration très préjudiciable)}$$

• Calcul des contraintes maximales

⇒ Exemple de calcul (sens x-x en travée)

- **Détermination de l'axe neutre :(y)**

$$b_0 y^2 + 30(As + As')y - 30(Asd + As'd') = 0$$

$$100y^2 + 277,2y - 12474 = 0 \implies y = 9,87 \text{ cm} = 0,0987 \text{ m}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3}b_0 y^3 + 15[As(d - y)^2 + As'(y - d')^2]$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 9,87^3 + 15[9,24(45 - 9,87)^2] = 203098,76 \text{ cm}^4$$

- **Contraintes :**

$$\left\{ \begin{array}{l} K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{122,25 \times 10^{-3}}{203098,76 \times 10^{-8}} = 60,19 \\ \sigma_{bc} = Ky = 60,19 \times 0,0987 = 5,94 \text{ MPA} \\ \sigma_{st} = 15k(d - y) = 15 \times 60,19(0,46 - 0,0987) = 317,17 \text{ MPA} \end{array} \right.$$

– Vérification

$\sigma_{bc} = 5,94 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15$ Condition vérifiée.

$\sigma_{st} = 317,17 \leq \overline{\sigma}_{st} = 164,97$ Condition non vérifiée.

☞ Il faut redimensionner la section à l'ELS

$$\alpha_s = \frac{15\overline{\sigma_{bc}}}{15\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 164,97} = 0,58$$

$$\mu_s = \frac{\alpha_s^2(1 - \frac{\alpha_s}{3})}{30(1 - \alpha_s)} = \frac{0,58^2(1 - \frac{0,58}{3})}{30(1 - 0,58)} = 0,022$$

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{bd^2\overline{\sigma_{st}}} = \frac{122,25 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45^2 \times 164,97} = 0,0037$$

$$\mu_1 = 0,0037 \leq \mu_s = 0,022$$

$$\alpha_1 \text{ Racine unique } \in [0, 1] : \alpha_1^3 - 3\alpha_1^2 - 90\mu_1\alpha_1 + 90\mu_1 = 0$$

$$\alpha_1^3 - 3\alpha_1^2 - 0,333\alpha_1 + 0,333 = 0 \implies \alpha_1 = 0,29 \quad (\text{calculatrice scientifique})$$

$$A_s = \frac{\alpha^2}{30(1 - \alpha_1)} bd = \frac{0,29^2}{30(1 - 0,29)} \times 1 \times 0,45 = 17,77 \text{ cm}^2$$

☞ On adopte 12HA14 (18,47 cm²)

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes à l'ELS

		y (cm)	I (cm ⁴)	K	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	Observation
Travée	x-x	9,87	203098,8	60,19	5,94	317,17	non vérifiée
	y-y	7,8	125045,1	45,67	3,56	245,93	non vérifiée
Appui	x-x	9,87	203098,8	40,13	3,96	211,47	non vérifiée
	y-y	7,8	248964,13	15,3	1,19	82,39	vérifiée

Tableau VI.4 : Dimensionnement à l'ELS

		μ_1	α_1	A_s (cm ²)	Choix	Section (cm ²)
Travée	x-x	0,0037	0,29	17,77	12HA14	18,47
	y-y	0,0018	0,21	8,13	6HA14	9,24
Appui	x-x	0,0024	0,24	11,37	12HA12	13,57
	y-y	0,0012	0,18	5,76	6HA12	6,79

VI.4.9 Espacement des armatures

• Sens x-x

Il faut vérifier que : $s \leq s_{max}$

$$s_{max} = \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 50 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \implies \text{On prend : } s_h = 10 \text{ cm}$$

• Sens y-y

Il faut vérifier que : $s \leq s_{\max}$

$$s_{\max} = \min(4h ; 33 \text{ cm}) = \min(4 \times 50 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \implies \text{On prend : } s_h = 20 \text{ cm}$$

VI.5 Étude du débord

Le débord du radier est traité comme une console d'une longueur de 50 cm, ainsi le calcul du ferrailage est réalisé sur une bande de 1 m de largeur.

VI.5.1 Calcul des armatures

$$\text{Moment ultime : } M_u = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{192,46 \times 0,5^2}{2} = 24,06 \text{ kN}$$

$$\text{Hauteur utile : } d = 0,9 \times 0,5 = 0,45 \text{ m}$$

$$\text{Moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{24,06 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45^2 \times 14,20} = 0,01$$

$$\mu = 0,01 < \mu_{\text{limite}} = 0,392 \implies A' = 0$$

$$\mu = 0,01 < 0,1859 \implies \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,01}) = 0,01$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,01 \times 1 \times 0,45 \times 14,2}{347,83} = 1,47 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,47 \text{ cm}^2$$

VI.5.2 Vérifications nécessaires

a) Condition de non-fragilité ... (Art A.4.2) [2]

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{\min}$

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,45 \times 2,1}{400} = 5,43 \text{ cm}^2$$

☞ On prend le même ferrailage que la dalle du radier

b) Vérification de l'effort tranchant à l'ELU ... (Art A.5.1) [2]

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{192,46 \times 10^{-3}}{2 \times 1 \times 0,45} = 0,21 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

VI.5.3 Schéma de ferrailage

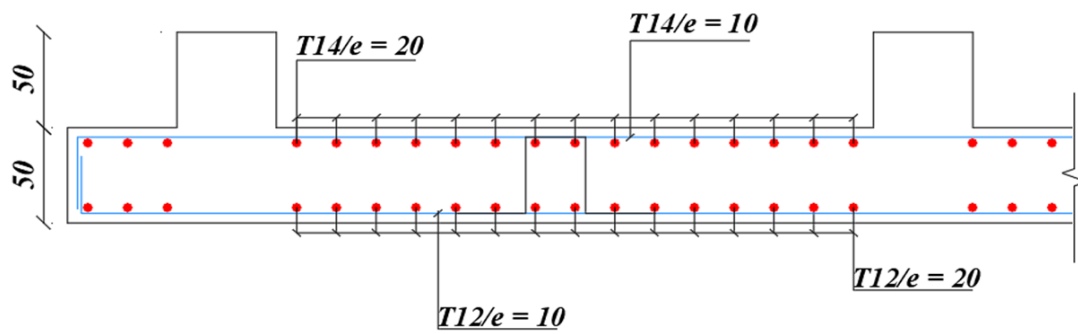


Figure VI.4 : Schéma de ferrailage du radier

VI.6 Étude des nervures

Les nervures servent de supports pour la dalle du radier, permettant la transmission des charges selon les lignes de rupture. La répartition des charges sur chaque travée de la nervure est triangulaire ou trapézoïdale. Pour simplifier les calculs, ces charges peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties. Le ferrailage de la nervure la plus sollicitée est calculé et adopté pour toutes les autres nervures.

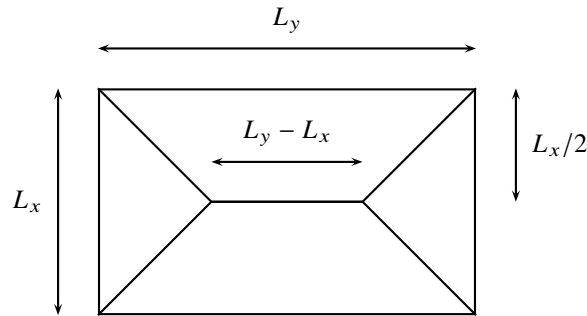


Figure VI.5 : Les lignes de rupture

Nous avons deux types de charges ^[12] :

• Charges triangulaires

$$P_1 = \frac{1}{3} \times q \times L \tag{VI.4}$$

• Charges trapézoïdales

$$P_2 = \frac{q \times L}{2} \left(1 - \frac{\rho^2}{3} \right) \tag{VI.5}$$

- p_2 : charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge trapézoïdale.
- p_1 : charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge triangulaire.

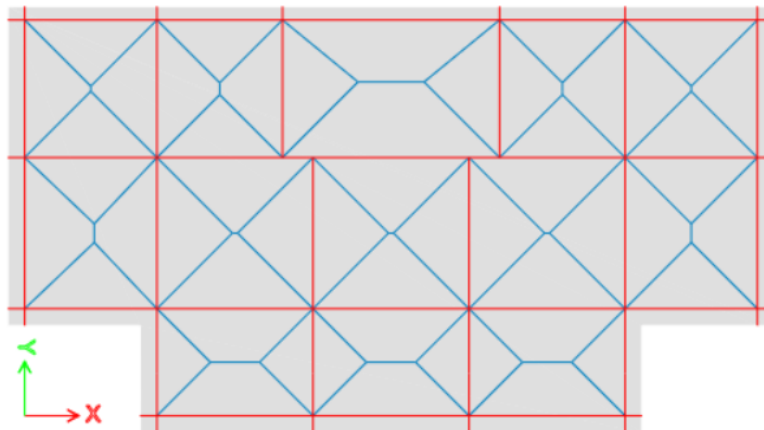


Figure VI.6 : La subdivision des charges suivant les lignes de ruptures.

VI.6.1 Evaluation des charges

• Sens x-x

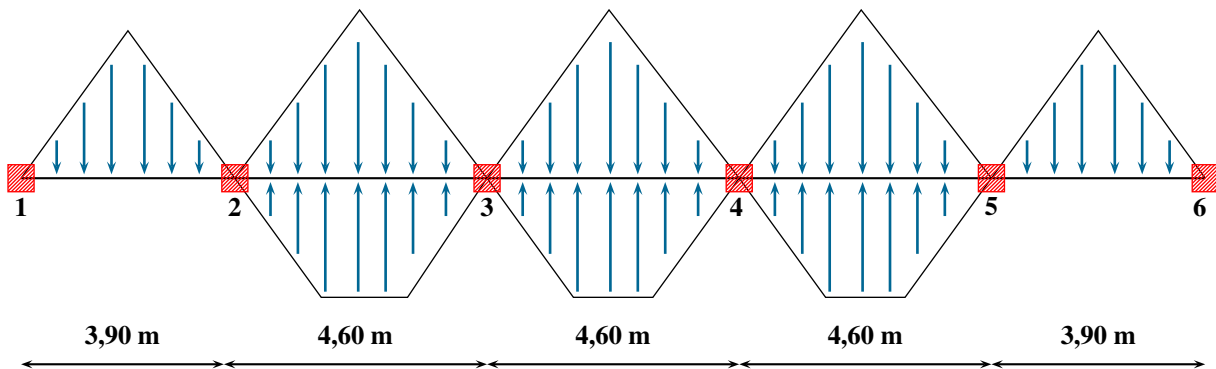


Figure VI.7 : Charges revenant aux nervures sens x-x

⇒ ELU

Tableau VI.5 : Charges de la nervure la plus sollicitée à l'ELU sens x-x

Travée	q_u (KN/m ²)	L_1 (m)	L_2 (m)	ρ	$P_{1(\text{triangle})}$ (KN/ml)	$P_{2(\text{trapèze})}$ (KN/ml)
1-2	192,46	3,9	/	/	250,2	/
2-3	192,46	4,45	3,15	0,68	285,48	256,4
3-4	192,46	4,45	3,15	0,68	285,48	256,4
4-5	192,46	4,45	3,15	0,68	285,48	256,4
5-6	192,46	3,9	/	/	250,2	/
$P_{\text{équivalent}} = 267,50$ KN/m						

⇒ ELS

Tableau VI.6 : Charges de la nervure la plus sollicitée à l'ELS sens x-x

Travée	q_{ser} (KN/m ²)	L_1 (m)	L_2 (m)	ρ	$P_{1(\text{triangle})}$ (KN/ml)	$P_{2(\text{trapèze})}$ (KN/ml)
1-2	140,63	3,9	/	/	182,82	/
2-3	140,63	4,45	3,15	0,68	208,6	187,35
3-4	140,63	4,45	3,15	0,68	208,6	187,35
4-5	140,63	4,45	3,15	0,68	208,6	187,35
5-6	140,63	3,9	/	/	182,82	/
$P_{\text{équivalent}} = 195,47$ KN/m						

• Sens y-y

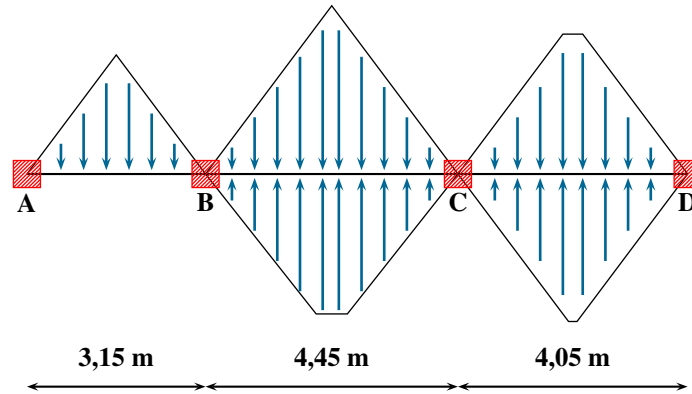


Figure VI.8 : Charges revenant aux nervures sens y-y

⇒ ELU

Tableau VI.7 : Charges de la nervure la plus sollicitée à l'ELU sens y-y

Travée	q_u (KN/m ²)	L_1 (m)	L_2 (m)	ρ_1	ρ_2	P_1 (triangle)	P_2 (trapèze1)	P_2 (trapèze2)
AB	192,46	3,15	/	/	/	202,08	/	/
BC	192,46	4,45	3,9	0,88	/	285,48	278,42	/
CD	192,46	3,7	3,9	0,91	0,96	/	257,77	260,01
$P_{\text{équivalent}} = 259,72$ KN/m								

⇒ ELS

Tableau VI.8 : Charges de la nervure la plus sollicitée à l'ELS sens y-y

Travée	q_u (KN/m ²)	L_1 (m)	L_2 (m)	ρ_1	ρ_2	P_1 (triangle)	P_2 (trapèze1)	P_2 (trapèze2)
AB	140,63	3,15	/	/	/	147,66	/	/
BC	140,63	4,45	3,9	0,88	/	208,6	203,44	/
CD	140,63	3,7	3,9	0,91	0,96	/	188,35	189,99
$P_{\text{équivalent}} = 189,77$ KN/m								

VI.6.2 Calcul des sollicitations

Pour le calcul des sollicitations des nervures, et comme les fissurations sont préjudiciables et les charges sont modérées, il n'est pas approprié d'utiliser une méthode forfaitaire. donc, nous optons pour la méthode de Caquot.

• Moment sur appui

$$\begin{cases} M_0 = \frac{PL^2}{8} \\ M_a = 0,2M_0 \text{ (appui de rive)} \\ M_a = -\frac{q_w \cdot L'_w{}^3 + q_e \cdot L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)} \text{ (appui intermédiaire)} \end{cases}$$

• Moment en travée

$$\begin{cases} x = \frac{-V_w}{q} = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{qL} \\ M_0 = \frac{qL}{2} \times x - \frac{qx^2}{2} \\ M_t = M_w - V_w x - \frac{qx^2}{2} = M_0 + M_w \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_e \frac{x}{L} \end{cases}$$

• Effort tranchant

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

• Sens x-x

⇒ ELU

Tableau VI.9 : Les sollicitations de la nervure la plus sollicitée sens x-x à l'ELU

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
q_u (KN/m)	267,50					
L (m)	3,40	4,10	4,10	4,10	3,40	
L' (m)	3,40	3,28	3,28	3,28	3,40	
Appuis	1	2	3	4	5	6
M_a (KN.m)	-77,31	-351,41	-338,57	-338,57	-351,41	-77,31
V_w (KN)	-374,13	-551,51	-548,38	-545,24	-535,37	
V_e (KN)	535,37	545,24	548,38	551,51	374,13	
x (m)	1,40	2,06	2,05	2,04	2,00	
M_t (KN.m)	184,33	217,11	223,51	217,11	184,33	

➡ **ELS**

Tableau VI.10 : Les sollicitations de la nervure la plus sollicitée sens x-x à l'ELS

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
q_{ser} (KN/m)	195,47					
L (m)	3,40	4,10	4,10	4,10	3,40	
L' (m)	3,40	3,28	3,28	3,28	3,40	
Appuis	1	2	3	4	5	6
M_a (KN.m)	-56,49	-256,79	-247,41	-247,41	-256,79	-56,49
x (m)	1,40	2,06	2,05	2,04	2,00	
M_t (KN.m)	134,69	158,65	163,33	158,65	134,69	

• *Sens y-y*

➡ **ELU**

Tableau VI.11 : Les sollicitations de la nervure la plus sollicitée sens y-y à l'ELU

Travée	AB	BC	CD	
q_{ser}(KN/m)	267,50			
L (m)	2,65	3,95	3,55	
L' (m)	2,65	3,16	3,55	
Appuis	A	B	C	D
M_a (KN.m)	-46,96	-271,72	-357,82	-84,28
V_w (KN)	-269,62	-506,51	-551,87	
V_e (KN)	439,25	550,11	397,76	
x (m)	1,01	1,89	2,06	
M_t (KN.m)	88,92	207,82	211,44	

➡ **ELS**

Tableau VI.12 : Les sollicitations de la nervure la plus sollicitée sens y-y à l'ELS

Travée	AB	BC	CD
q_{ser} (KN/m)	195,47		
L (m)	2,65	3,95	3,55
L' (m)	2,65	3,16	3,55
Appuis	A	B	C
M_a (KN.m)	-34,32	-198,55	-261,47
x (m)	1,01	1,89	2,06
M_t (KN.m)	64,98	151,86	154,51

Tableau VI.13 : Sollicitations maximales des nervures

	ELU		ELS	
	Sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	Sens y-y
Moment sur appui (KN.m)	351,41	357,82	256,79	261,47
Moment en Travée (KN.m)	223,51	211,44	163,33	154,51
L'effort tranchant (KN)	551,51	551,87	/	

VI.6.3 Calcul de ferrailage

➡ *Sens x-x*

➡ *En travée*

Hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 100 = 90 \text{ cm} = 0,90 \text{ m}$

$$\text{Moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{223,51 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,90^2 \times 14,20} = 0,04$$

$$\mu = 0,04 < \mu_{\text{limite}} = 0,392 \implies A'_s = 0$$

$$\mu = 0,04 < 0,1859 \implies \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,04}) = 0,05$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,06 \times 0,5 \times 0,90 \times 14,2}{347,83} = 7,35 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 7,35 \text{ cm}^2$$

➡ *Sur appui*

Hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 100 = 90 \text{ cm} = 0,90 \text{ m}$

$$\text{Moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{351,41 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,90^2 \times 14,20} = 0,06$$

$$\mu = 0,06 < \mu_{\text{limite}} = 0,392 \implies A'_s = 0$$

$$\mu = 0,06 < 0,1859 \implies \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,06}) = 0,08$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,08 \times 0,5 \times 0,90 \times 14,2}{347,83} = 11,76 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 11,76 \text{ cm}^2$$

► **Sens y-y**

► **En travée**

$$\text{Hauteur utile : } d = 0,9 \times h = 0,9 \times 100 = 90 \text{ cm} = 0,90 \text{ m}$$

$$\text{Moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{211,44 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,90^2 \times 14,20} = 0,04$$

$$\mu = 0,04 < \mu_{\text{limite}} = 0,392 \implies A'_s = 0$$

$$\mu = 0,04 < 0,1859 \implies \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,04}) = 0,05$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,06 \times 0,5 \times 0,90 \times 14,2}{347,83} = 7,35 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 7,35 \text{ cm}^2$$

► **Sur appui**

$$\text{hauteur utile : } d = 0,9 \times h = 0,9 \times 100 = 90 \text{ cm} = 0,90 \text{ m}$$

$$\text{moment reduit : } \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{357,82 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,90^2 \times 14,20} = 0,06$$

$$\mu = 0,06 < \mu_{\text{limite}} = 0,392 \implies A'_s = 0$$

$$\mu = 0,06 < 0,1859 \implies \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,06}) = 0,08$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,08 \times 0,5 \times 0,90 \times 14,2}{347,83} = 11,76 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 11,76 \text{ cm}^2$$

VI.6.3.1 Vérifications nécessaires

a) Condition de non-fragilité

... (Art A.4.2)^[2]

Il faut que $A_s \geq A_{s \text{ min}}$.

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,23 \times 0,5 \times 0,90 \times 2,1}{400} = 5,43 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ travée}} = 7,35 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min cba}} = 5,43 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ appui}} = 11,76 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min cba}} = 5,43 \text{ cm}^2$$

b) Vérification des armatures longitudinales selon RPA

→ Pourcentage total minimum des aciers longitudinaux :

$$A_{s \text{ min RPA}} = 0,5\%bh = 0,005 \times 50 \times 100 = 25 \text{ cm}^2$$

☞ On adopte $A_{s \text{ travée}} = A_{s \text{ appui}} = 4\text{HA}20 + 8\text{HA}16 = 28,65 \text{ cm}^2$

→ Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux :

☛ **En travée**

– Zone courante

$$A_{s \text{ max RPA}} = 4\%bh = 0,04 \times 50 \times 100 = 200 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ travée}} = 28,65 \text{ cm}^2 \leq 60 \text{ cm}^2$$

– Zone de recouvrement

$$A_{s \text{ max RPA}} = 6\%bh = 0,06 \times 50 \times 100 = 300 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ travée}} = 28,65 \text{ cm}^2 \leq 90 \text{ cm}^2$$

☛ **Sur appui :**

– Zone courante

$$A_{s \text{ max RPA}} = 4\%bh = 0,04 \times 50 \times 100 = 200 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ appui}} = 28,65 \text{ cm}^2 \leq 60 \text{ cm}^2$$

– Zone de recouvrement

$$A_{s \text{ max RPA}} = 6\%bh = 0,06 \times 50 \times 100 = 300 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ appui}} = 28,65 \text{ cm}^2 \leq 90 \text{ cm}^2$$

→ La longueur minimale de recouvrement :

$$L_{\text{recouvrement}} = 40\phi_l$$

$$L_1 = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

$$L_2 = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

c) Vérification de l'effort tranchant à l'ELU

... (Art A.5.1) [2]

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{551,87 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,90} = 1,23 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,40 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

☞ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

d) Vérification des contraintes à L'ELS

À l'état limite de service, il est nécessaire de vérifier les contraintes du béton ainsi que celles des armatures en acier :

– Il faut vérifier les contraintes de compression du béton :

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

– Il faut vérifier les contraintes de traction des aciers :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = 164,97 \text{ MPa (fissuration très préjudiciable)}$$

Tableau VI.14 : Vérification des contraintes à L'ELS

		y (cm)	I (cm ⁴)	K	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	Observation
Travée	x-x	31,67	1991588	8,2	2,6	71,75	vérifié
	y-y	31,67	1991588	7,76	2,46	67,9	vérifié
Appui	x-x	31,67	1991588	12,89	4,08	112,78	vérifié
	y-y	31,67	1991588	13,13	4,16	114,88	vérifié

VI.6.3.2 Calcul des armatures transversale

➡ **Diamètre**

Il faut vérifier que :

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

$$\phi_t \leq \min \left(16 \text{ mm} ; \frac{1000}{35} \text{ mm} ; \frac{500}{10} \text{ mm} \right) \implies \min(16 \text{ mm} ; 28,57 \text{ mm} ; 50 \text{ mm}) = 16 \text{ mm}$$

☞ On prend : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

➡ **Espacement**

D'après (A.5.1.2.2) [2]

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

D'après (Art7.5.2.2) [1]

– Zone nodale

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_{l_{min}} \right) = \min(25 \text{ cm} ; 19,2 \text{ cm}) \implies \text{On prend : } S_t = 10 \text{ cm}$$

– En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 50 \text{ cm} \implies \text{On prend } S : t = 20 \text{ cm}$$

Longueur de la zone nodale : $L' = 2h = 200 \text{ cm}$

▣ **le section d'armatures transversales**

il faut vérifier que :

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_t(\text{Zone nodale}) \geq 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A_t(\text{En dehors de la zone nodale}) \geq 0,003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{\pi \times \phi_t^2}{4} = 2 \times \frac{\pi \times 0,8^2}{4} = 1 \text{ cm}^2$$

☞ On adopte $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$

▣ **Les armatures de peau**

... (Art A.7.3) [2]

Les armatures dénommées "armature de peau" sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutre de grande hauteur ; leur section est calculer par la formule :

$$A_p = 3(\text{cm}^2) \times 1 = 3 \text{ cm}^2 \quad (\text{VI.6})$$

☞ On adopte : $A_p = 4\text{HA}12(4,52 \text{ cm}^2)$

VI.6.4 Shéma de ferrailage

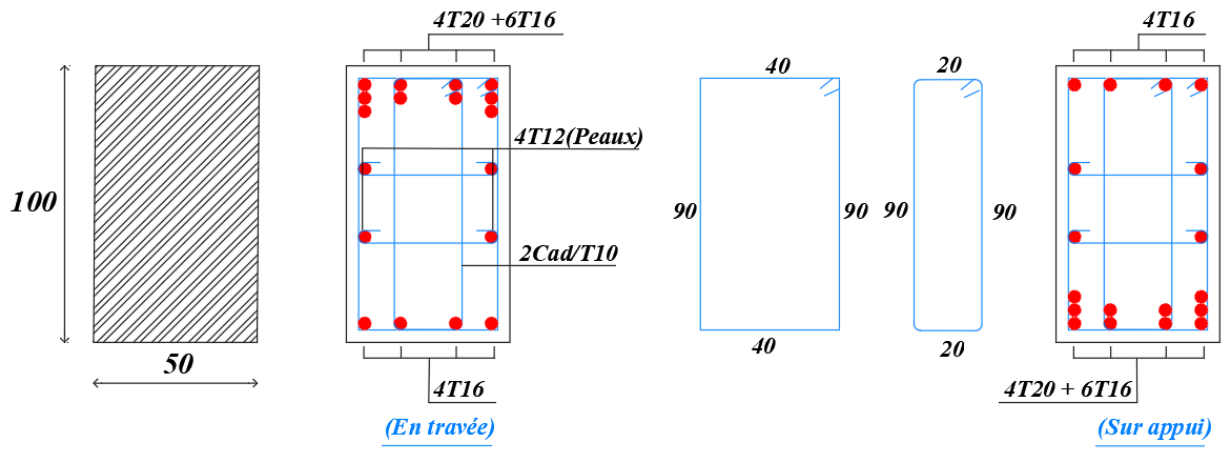


Figure VI.9 : Shéma de ferrailage des nervures

VI.6.5 Étude du voile périphérique

D'après l'Le RPA 99 version 2003 (A.10.1.2) : Les ossatures au dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (semelles, radier...) et le niveau de base. Toutefois, en zone I, cette prescription est facultative pour les maisons individuelles et bâtiments assimilés ou pour toute autre construction de hauteur inférieure ou égale à 10 m au dessus du niveau moyen du sol.

Dans le cas de blocs séparés par des joints de rupture, le voile périphérique doit ceinturer chaque bloc.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Épaisseur 15cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 10% dans les deux sens (horizontales et vertical).
- Un recouvrement de 40ϕ pour les renforcement des angles.

VI.6.5.1 Prédimensionnement

L'épaisseur du voile est de : $e = 20$ cm

La hauteur du voile périphérique : $h = 2$ m

VI.6.5.2 Caractéristiques géotechnique du sol

- c : La cohésion $\implies c = 30$ bars
- γ_d : poids volumique du remblai. $\implies \gamma_d = 18$ KN/m²
- ϕ : Angle de frottement interne du remblai. $\implies \phi = 20^\circ$
- K_a : Coefficient des poussées des terres actives.

$$K_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} \quad (\text{VI.7})$$

$$K_a = \frac{1 - \sin(20)}{1 + \sin(20)} = 0,49$$

Selon rankine :

$$F = \frac{1}{2} \gamma_d \times h^2 \times K_a \quad (\text{VI.8})$$

$$F = \frac{1}{2} \times 18 \times 2^2 \times 0,49 = 17,64 \text{KN}$$

VI.6.5.3 Calcul de ferrailage

le voile est calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis, dont les caractéristiques du plus grand panneau sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 2 \text{ m} \\ L_y = 4,05 \text{ m} \\ e = 20 \text{ m} \\ \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{4,05} = 0,49 \end{array} \right.$$

La dalle travaille dans les deux sens.

⇒ **ELU** ($\nu = 0$)

$$\rho = 0,49 \implies$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0966 \\ \mu_y = 0,2500 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ox} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0966 \times 17,64 \times 2^2 = 6,81 \text{ kN.m} \\ M_{oy} = 0,2948 \times M_{ox} = 0,25 \times 6,98 = 1,70 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Donc les sollicitations :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^{\text{travée}} = 0,75 \times M \\ M_x^{\text{appui}} = 0,5 \times M \end{array} \right.$$

Tableau VI.15 : Les moments de ferrailage de voile périphérique

	M_{travée}(kN.m)		M_{appui}(kN.m)	
	Sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	Sens y-y
ELU	5,12	1,28	3,41	0,86
ELS	5,3	1,94	3,53	1,3

Sens x-x

▣ **En travée**

hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 20 = 0,18 \text{ m}$

moment réduit : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5,12 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 14,20} = 0,01$

$\mu = 0,05 < \mu_{limite} = 0,392 \implies A' = 0$

$\mu = 0,05 < 0,1859 \implies \text{Pivot A}$

$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,01}) = 0,01$

$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,01 \times 1 \times 0,18 \times 14,2}{347,83} = 0,59 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0,59 \text{ cm}^2$

▣ **Sur appui**

hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 50 = 0,45 \text{ m}$

moment réduit : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3,41 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45^2 \times 14,20} = 0,01$

$\mu = 0,01 < \mu_{limite} = 0,392 \implies A' = 0$

$\mu = 0,01 < 0,1859 \implies \text{Pivot A}$

$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,01}) = 0,01$

$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,01 \times 1 \times 0,45 \times 14,2}{347,83} = 0,59 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0,59 \text{ cm}^2$

Sens y-y

▣ **En travée**

hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 50 = 0,45 \text{ m}$

moment réduit : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{46,6 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45^2 \times 14,20} = 0,003$

$\mu = 0,003 < \mu_{limite} = 0,392 \implies A' = 0$

$\mu = 0,003 < 0,1859 \implies \text{Pivot A}$

$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,003}) = 0,004$

$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,004 \times 1 \times 0,45 \times 14,2}{347,83} = 0,24 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0,24 \text{ cm}^2$

▣ **Sur appui**

hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 50 = 0,45 \text{ m}$

moment réduit : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{31,07 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45^2 \times 14,20} = 0,002$

$\mu = 0,002 < \mu_{limite} = 0,392 \implies A' = 0$

$\mu = 0,002 < 0,1859 \implies \text{Pivot A}$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,01}) = 0,003$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,003 \times 1 \times 0,18 \times 14,2}{347,83} = 0,18 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 0,18 \text{ cm}^2$$

VI.6.5.4 Vérifications nécessaires

a) Condition de non-fragilité

Pour des barres ou fils à haute adhérence de classe Fe E 400 ou de treillis soudés à fils lisses de diamètre supérieur à 6 mm :

$$\begin{cases} A_{x \min} = 0,0008 \times \frac{3 - \rho}{2} \times b \times h \\ A_{y \min} = 0,0008 \times b \times h \end{cases}$$

☛ Section minimale selon RPA99/2003 (A.10.1.2) :

$$A_{s \min \text{ RPA}} = 0,1\% \times b \times h$$

• Sens x-x

☛ **En travée**

$$A_{x \min} = 0,0008 \times \frac{3 - 0,49}{2} \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min \text{ RPA}} = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(0,59 ; 2 ; 2) = 2 \text{ cm}^2$$

☛ On adopte $A_s = 5\text{HA}10 (3,93 \text{ cm}^2)$

☛ **Sur appui**

$$A_{x \min} = 0,0008 \times \frac{3 - 0,49}{2} \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(0,59 ; 2 ; 2) = 2 \text{ cm}^2$$

☛ On adopte $A_s = 5\text{HA}10 (3,93 \text{ cm}^2)$

• Sens y-y

☛ **En travée**

$$A_{y \min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(0,24 ; 1,6 ; 2) = 2 \text{ cm}^2$$

☛ On adopte $A_s = 5\text{HA}10 (3,93 \text{ cm}^2)$

☛ **Sur appui**

$$A_{y\ min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6\ \text{cm}^2$$

$$A_s = \max(0,18 ; 1,6; 2) = 2\ \text{cm}^2$$

☞ On adopte $A_s = 5\text{HA}10$ ($3,93\ \text{cm}^2$)

b) Vérification de l'effort tranchant à l'ELU

... (Art A.5.1) [2]

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

Avec :

$$V_{ux} = \frac{q_u L_x L_y}{L_x + 2L_y}$$

$$V_{uy} = q_u \frac{L_x}{3}$$

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

• **Sens x-x :**

$$V_{ux} = \frac{17,64 \times 2 \times 4,05}{2 + 2 \times 4,05} = 14,15\ \text{KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{14,15 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,078\ \text{MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2,5\ \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sens y-y :**

$$V_{uy} = 17,64 \times \frac{2}{3} = 11,76\ \text{KN}$$

$$\tau_{uy} = \frac{11,76 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,065\ \text{MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2,5\ \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c) Vérification des contraintes à l'ELS

À l'état limite de service, il est nécessaire de vérifier les contraintes du béton ainsi que celles des armatures en acier :

- Il faut vérifier les contraintes de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15\ \text{MPa}$$

- Il faut vérifier les contraintes de traction des aciers :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = 164,97 \text{ MPA (fissuration très préjudiciable)}$$

- Calcul des contraintes maximales

- **Détermination de l'axe neutre :(y)**

$$b_0 y^2 + 30(As + As')y - 30(Asd + As'd') = 0$$

$$100y^2 + 117,9y - 2122,2 = 0 \implies y = 4,05 \text{ cm} = 0,0405 \text{ m}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3}b_0 y^3 + 15[As(d - y)^2 + As'(y - d')^2]$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 4,05^3 + 15[3,93(18 - 4,05)^2] = 13686,15 \text{ cm}^4$$

- **Contraintes :**

$$\left\{ \begin{array}{l} K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{5,3 \times 10^{-3}}{13686,15 \times 10^{-8}} = 38,73 \\ \sigma_{bc} = Ky = 38,73 \times 0,0405 = 1,57 \text{ MPA} \\ \sigma_{st} = 15k(d - y) = 15 \times 38,73(0,18 - 0,0405) = 81,04 \text{ MPA} \end{array} \right.$$

– Vérification

$$\sigma_{bc} = 1,57 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 81,04 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma}_{st} = 164,97 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

☞ La section adoptée est convenable.

d) Vérification de la flèche à l'ELS ... (Art B.7.5) [2]

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si la dalle répondent aux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \quad \text{(VI.9)}$$

Sens x-x

• $\rho = \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \implies \frac{3,93}{100 \times 18} = 0,0021 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

• $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \implies \frac{20}{100} = 0,2 \geq \frac{5,3}{10 \times 7,06} = 0,075 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Sens y-y

• $\rho = \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \implies \frac{3,93}{100 \times 18} = 0,0021 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

• $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \implies \frac{20}{100} = 0,2 \geq \frac{1,94}{10 \times 2,59} = 0,075 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

☞ Toutes les conditions étant vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

VI.6.5.5 Espacement des armatures

• Sens x-x

Il faut vérifier que : $s \leq s_{max}$

$s_{max} = \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 20 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \implies$ On prend : $s = 20 \text{ cm}$

• Sens y-y

Il faut vérifier que : $s \leq s_{max}$

$s_{max} = \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 20 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \implies$ On prend : $s = 20 \text{ cm}$

VI.6.5.6 Schéma de ferrailage

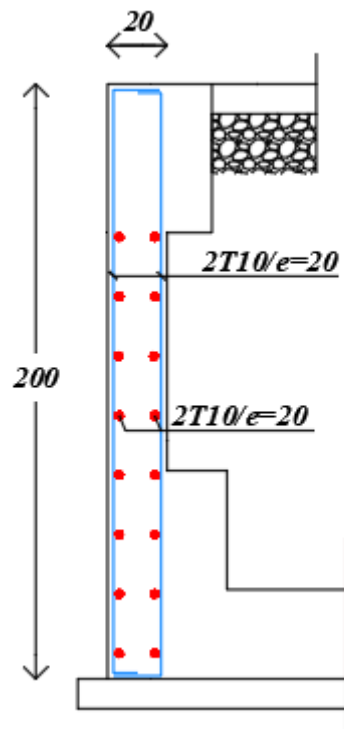


Figure VI.10 : Schéma de ferrailage du voile périphérique

CHAPITRE VII
ISOLATION DE BASE

Introduction

Les récents séismes dans le monde ont entraîné de grandes pertes humaines et des dégâts matériels importants. Pour tous ceux qui travaillent dans la construction, ces événements sont un test crucial pour la résistance des bâtiments existants.

Il est donc important de transformer cette expérience douloureuse en adoptant une approche réfléchie pour la protection parasismique des bâtiments, afin de construire des ouvrages capables de résister à des séismes dévastateurs. Pour de nombreux ingénieurs, la méthode la plus courante pour protéger les bâtiments contre les tremblements de terre consiste à augmenter leur résistance pour éviter leur effondrement pendant un tel événement. Cependant, cette approche n'est pas entièrement efficace, car elle ne prend pas suffisamment en compte le phénomène d'amplification des forces sismiques transmises dans le bâtiment.

Par conséquent, le domaine du génie parasismique a connu des avancées majeures, grâce au développement des techniques de calcul informatisées et à l'utilisation d'installations d'essais plus puissantes. Ces progrès ont permis l'émergence de nombreuses technologies innovantes, telles que l'introduction de dispositifs spéciaux d'isolation entre l'infrastructure (les fondations) et la superstructure.

Cette méthode, communément appelée "**isolation parasismique**", permet d'absorber les forces considérables sans endommager la structure. De plus, les déplacements imposés à la construction par les mouvements du sol se concentrent principalement au niveau des appuis, qui sont conçus pour les supporter sans subir de dommages. En raison de leur faible rigidité horizontale, la période propre de la construction s'allonge, la vitesse d'oscillation diminue et les accélérations transmises à la superstructure sont réduites. Cela entraîne donc une atténuation du mouvement sismique.

Il existe généralement deux approches de base pour l'isolement de la base, qui ont certaines caractéristiques en commun.

► Première approche

Cette approche vise à augmenter la flexibilité de la structure, elle consiste à fournir une surface coulissante ou de friction entre la fondation et la base de la structure, comme le montre la figure VII.1. La force de cisaillement transmise à la superstructure à travers l'interface d'isolation est limitée par la force de frottement statique, qui est égale au produit du coefficient de frottement et au poids de la superstructure. Le coefficient de frottement est généralement maintenu

aussi bas que possible. Un problème particulier avec une structure coulissante est les déplacements résiduels qui se produisent après des tremblements de terre majeurs.

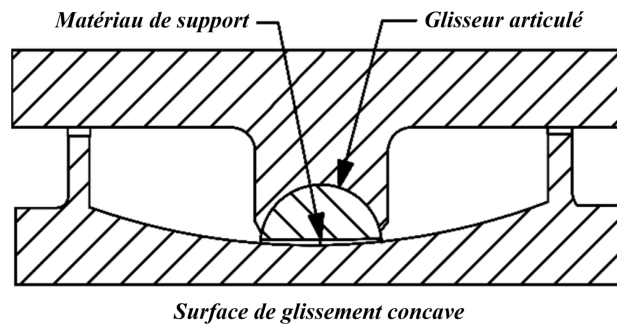


Figure VII.1 : Système à surface de friction

► Deuxième approche

C'est l'approche qui est retenue dans ce travail, elle consiste à installer des appuis avec une rigidité horizontale relativement faible par rapport à leur rigidité verticale élevée. Ces appuis sont installés entre la structure et sa fondation. Avec de tels dispositifs, la période naturelle de la structure sera considérablement allongée et éloignée de la gamme de haute fréquence dominante des tremblements de terre. L'appui élastomère (figure VII.2) est typique de cette catégorie, qui est composée de couches alternées d'acier et de caoutchouc dur et, par conséquent, est également connue sous le nom d'appui en élastomère laminé. Ce type d'appui est suffisamment rigide pour supporter des charges verticales, mais il est suffisamment flexible sous des forces latérales. La capacité de se déformer horizontalement permet à l'appui de réduire considérablement les forces de cisaillement induites par le tremblement de terre.

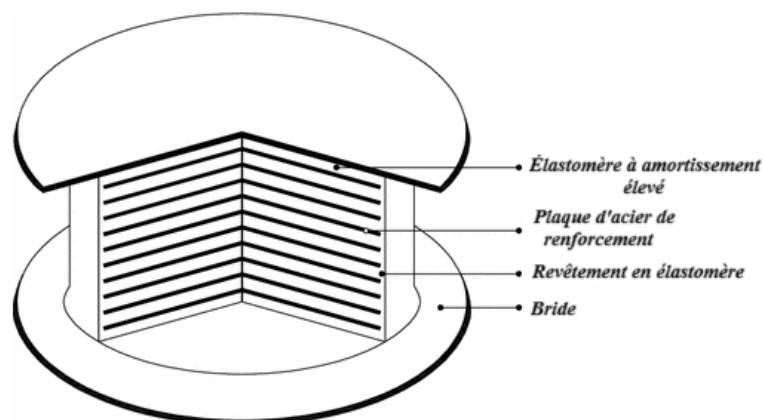


Figure VII.2 : Appui élastomère

En réalité, la réduction des forces sismiques transmises à la superstructure par l'installation d'isolateurs en caoutchouc laminé est réalisée au détriment de grands déplacements relatifs à travers les isolateurs. Si un amortissement substantiel peut être introduit dans les isolateurs ou le système d'isolation, alors ce gros problème de déplacement peut être atténué. C'est pour cette raison que l'isolateur en caoutchouc laminé avec inclusion d'un noyau de plomb central a été conçu.

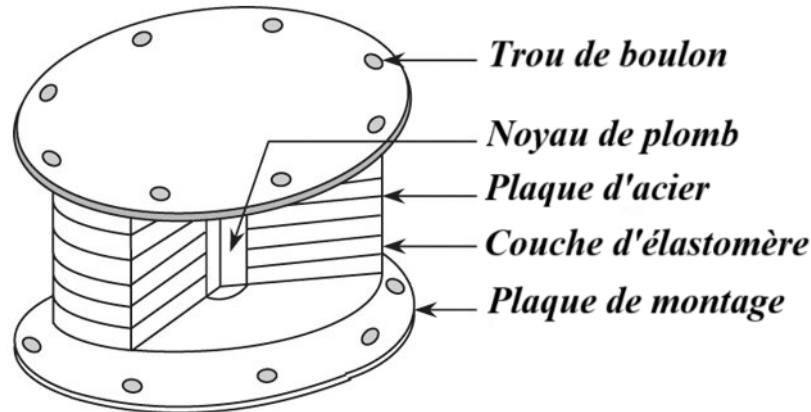


Figure VII.3 : Isolateur élastomère avec noyau de plomb

VII.1 Objectifs de l'isolation parasismique

L'isolation parasismique vise à diminuer significativement la rigidité du système structurel, conférant à la structure isolée une période fondamentale meilleure que celle de la même structure sans isolateurs. De plus, les forces sismiques exercées sur la structure isolée sont généralement de 3 à 10 fois inférieures à celles subies par une structure non isolée (figure VII.4).

L'isolateur absorbe les déformations inélastiques et filtre les accélérations à haute fréquence, permettant ainsi à la superstructure isolée de se déplacer principalement de manière rigide, sous de faibles accélérations. Cela entraîne une quasi-absence de déformation de la structure. Par conséquent, les forces d'inertie transmises aux éléments des fondations sont limitées et restent en deçà de la capacité élastique de tous les éléments. Ce mécanisme se traduit par une réduction des dommages subis par la superstructure et les éléments de fondation, ainsi que par la préservation de la fonctionnalité de la structure après le séisme.

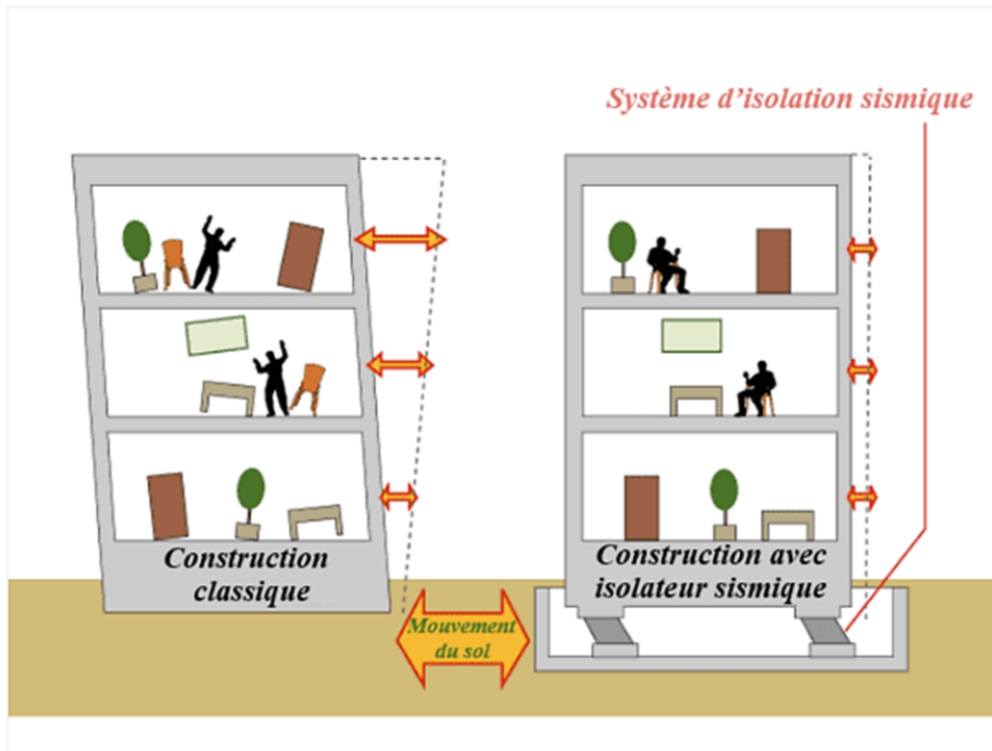


Figure VII.4 : Effets d'une secousse sismique sur un bâtiment avec et sans isolation à la base ^[16]

VII.2 Principe des systèmes d'isolation sismique

Lorsqu'une structure est soumise à un tremblement de terre, l'énergie du système de cette structure peut être exprimée comme suit :

$$E_c + E_d + E_p = E_s \quad (\text{VII.1})$$

où E_c désigne l'énergie cinétique, E_d l'énergie dissipée, E_p est l'énergie de déformation et E_s l'énergie générée par le séisme. Dans l'équation (VII.1), E_c et E_p sont la partie de l'énergie de la structure qui est récupérable, tandis que E_d est la partie qui est dissipative.

Les caractéristiques dynamiques d'un bâtiment isolé à la base peuvent être modélisées comme un bâtiment à un étage avec un isolant linéaire, comme le montre la figure VII.5. Supposons que la masse et la rigidité du bâtiment isolé par la base sont beaucoup plus grandes que celles des isolateurs. En traitant la partie isolée du bâtiment comme une masse rigide, le bâtiment isolé de la base peut être simulé comme un système un seul degrés de liberté (SDOF), pour lequel l'équation du mouvement est :

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = M\ddot{u}_g \quad (\text{VII.2})$$

Où :

- \ddot{u}_g : désigne l'accélération du sol
- u : le déplacement de la structure
- M : la masse de la structure
- C : l'amortissement
- K : la rigidité de l'isolateur

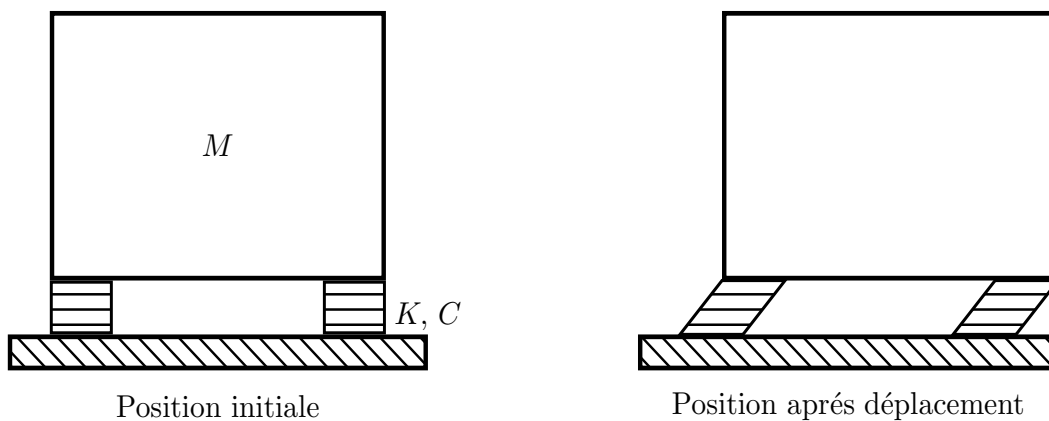


Figure VII.5 : Structure avec isolateurs [17]

Par l'intégrale de Duhamel, la réponse $u(t)$ du système isolé à la base peut être donnée par :

$$u(t) = \frac{1}{\omega_d} \int_0^t -\ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin(\omega_d(t-\tau)) d\tau \quad (\text{VII.3})$$

Où :

- ω : la fréquence naturelle
- ω_d : la fréquence naturelle amortie
- ξ : le taux d'amortissement critique

sont définis comme suit :

$$\omega = \sqrt{\frac{K}{M}} \quad ; \quad \omega_d = \omega \sqrt{1 - \xi^2} \quad ; \quad \xi = \frac{C}{2M\omega} \quad (\text{VII.4})$$

En conséquence, la période naturelle de vibration, T , et la période naturelle de vibration amortie, T_d , sont :

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}} \quad ; \quad T_d = \frac{2\pi}{\omega_d} = \frac{\omega}{\sqrt{1-\xi^2}} \quad (\text{VII.5})$$

Pour un mouvement de sol donné, les réponses de déplacement et d'accélération, u et \ddot{u} , d'une structure SDOF (Système à un degré de liberté) ne dépendent que de la période naturelle de vibration T et du taux d'amortissement ξ de la structure. Ainsi, pour un tremblement de terre spécifique, en sélectionnant d'abord un rapport d'amortissement ξ , on peut calculer le pic de déformation u pour une structure avec une période de vibration T , c'est-à-dire avec des valeurs données de M , C , K , en utilisant l'équation (VII.3).

La répétition d'une telle procédure pour une large gamme de périodes T , tout en gardant le taux d'amortissement ξ constant, fournit une courbe similaire à celle de figure VII.6. En variant le rapport d'amortissement ξ , on peut construire les spectres de réponse au déplacement pour toutes les structures SDOF sous un tremblement de terre donné, comme le montre schématiquement la figure VII.6.

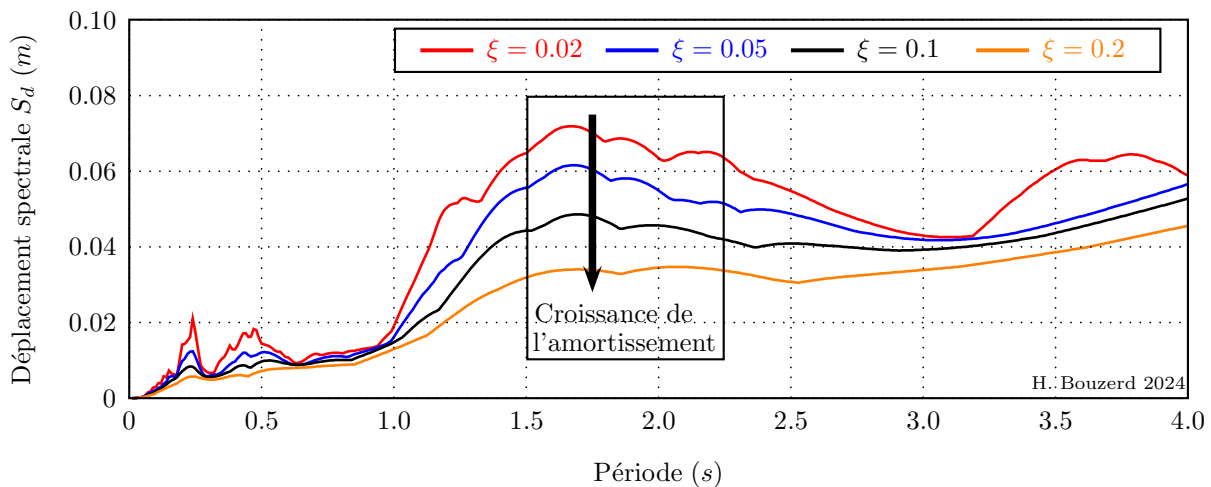


Figure VII.6 : Déplacements spectraux ^[17]

La réponse de pseudo-accelération $A(t)$ d'un système peut être calculée à partir de la réponse de déformation $u(t)$ du système par :

$$A(t) = \omega^2 u(t) = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 u(t) \quad (\text{VII.6})$$

En génie sismique, la réponse de pseudo-accélération $A(t)$ est une quantité importante, car elle peut être multipliée par la masse M pour produire la force statique ou la force de cisaillement équivalente à la base de la structure considérée. Les spectres de réponse à la pseudo-accélération, comme indiqué schématiquement à la figure VII.7, représentent des tracés de la valeur de pointe de $A(t)$ par rapport à la période naturelle de vibration T de la structure, qui peut être obtenue en tant que sous-produit des spectres de réponse de déplacements illustrés à la figure VII.6 par l'utilisation de la relation dans l'équation (VII.6).

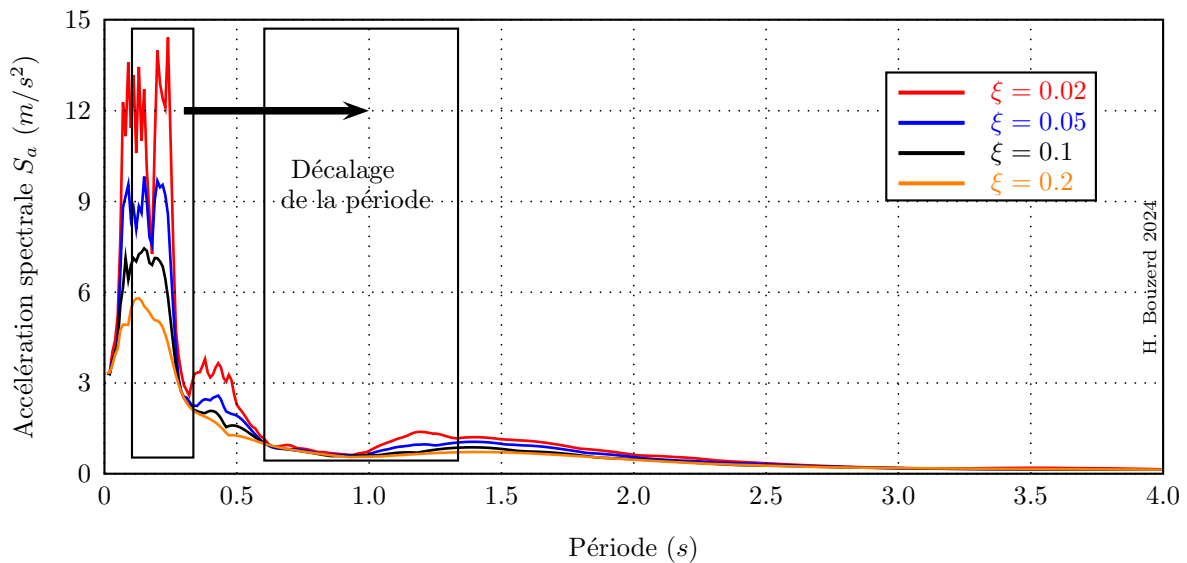


Figure VII.7 : Accélérations spectrales ^[17]

Deux caractéristiques importantes peuvent être observées à partir des spectres de réponse donnés aux figure VII.6 et figure VII.7.

Le premier est ce qu'on appelle l'effet de décalage de période. Comme l'indique la figure VII.7, une réduction substantielle de la pseudo-accélération ou du cisaillement de base d'une structure est possible, si la période de vibration de la structure est considérablement allongée, par exemple, par l'installation d'isolateurs de base. Le niveau de réduction dépend de la nature du mouvement du sol et de la période de la structure à base fixe. Alors, la flexibilité supplémentaire nécessaire pour allonger la période de la structure donnera lieu à d'importants déplacements relatifs entre les isolateurs, comme l'indique la figure VII.6.

Le second est ce qu'on appelle l'effet de dissipation de l'énergie (amortissement). Si un amortissement supplémentaire est introduit dans la structure, la déformation de la structure peut être considérablement réduite (figure VII.6).

On peut voir aussi qu'une force de cisaillement de base faible sera induite sur une structure si elle a un amortissement plus important (figure VII.7), et qu'une structure répond de manière moins sensible aux variations des caractéristiques de mouvement du sol, comme l'indiquent les courbes de réponse plus lisses pour les structures ayant des niveaux d'amortissement plus élevés dans les deux figures.

Comme le révèlent les deux spectres de réponse sismique susmentionnés, la philosophie derrière l'installation d'isolateurs de base est d'allonger la période de vibration de la structure protégée, de manière à réduire le cisaillement de base induit par le tremblement de terre, tout en fournissant un amortissement supplémentaire ou en réduisant les déplacements relatifs des isolateurs eux-mêmes. C'est pourquoi la plupart des codes de conception sismique suggèrent l'utilisation de systèmes d'isolation de la base qui ont la double fonction d'allongement de la période et de dissipation d'énergie. De plus, il est nécessaire que les isolateurs soient suffisamment rigides sous les niveaux de charge de service, par exemple sous les charges de vent ou les tremblements de terre mineurs, afin de ne pas créer de gênes fréquentes en cas de vibrations pour les occupants.

Deux facteurs supplémentaires doivent être pris en compte avant que l'isolement de la base ne soit considéré comme un moyen réalisable pour la conception asismique [Mayes et Naeim, 2001]. Tout d'abord, la plupart des avantages de l'isolement de base ne peuvent être obtenus que pour les structures rigides, c'est-à-dire avec une période fondamentale de base fixe de 1,0 sec ou moins. Pour ces structures, la période fondamentale peut être allongée jusqu'à la plage de 1,5 à 2,5 secondes grâce à l'installation d'isolateurs de base, ce qui donne la plus grande marge qui peut être atteinte pour le décalage de période. De toute évidence, l'isolation de base est une technique la plus applicable aux bâtiments de faible hauteur et de taille moyenne, et moins efficace pour les bâtiments de grande hauteur, car la période naturelle de vibration d'un bâtiment augmente généralement avec l'augmentation de la hauteur. Il n'est pas rare que les périodes naturelles des immeubles de grande hauteur soient si longues que leur conception est généralement régie par des charges de vent, plutôt que par des charges sismiques. S'il existe encore des préoccupations concernant l'amélioration des performances des bâtiments de grande hauteur, les dispositifs de dissipation d'énergie, y compris les amortisseurs de masse réglés, qui ne dépendent pas de l'allongement des périodes structurelles, devraient être pris en compte.

Le deuxième facteur à prendre en compte est l'état du sol. Lorsque on mentionne les séismes, on signifie le mouvement du sol \ddot{u}_g utilisé comme donnée à la base du système isolé (l'équation (VII.2)), sur la base de laquelle les spectres de réponse des figures VII.6 et VII.7 ont été construits. La forme du mouvement du sol \ddot{u}_g , à mesure qu'il arrive à la base d'une structure, sera filtrée par les propriétés des sols sous-jacents à travers lesquels les ondes sismiques se déplacent. Pour les sols durs, le mouvement du sol \ddot{u}_g est composé principalement de composants à haute fréquence, tandis que pour les sols mous, il est dominé par des composants à basse fréquence. Toutes ces propriétés seront transférées aux spectres de réponse construits pour le tremblement de terre particulier. À ce stade, il convient de mentionner que les spectres de réponse sismique montrés schématiquement dans les figures VII.6 et VII.7 sont typiques des tremblements de terre qui ont une prédominance de mouvements au sol à haute fréquence (ou à basse période), dans la gamme de 0,1 à 1 seconde. C'est pour ce type de tremblement de terre, et les conditions de sol raides qu'il implique, que le concept d'isolement de la base est le plus applicable.^[17]

VII.3 Critères de conception des dispositifs d'isolement ^[18]

Un design complet pour l'isolement de base doit garantir que les isolateurs peuvent supporter les charges de service gravitationnelles maximales de la structure tout au long de sa vie, et que les isolateurs peuvent fournir la double fonction de décalage de période et d'amortissement à la structure isolée pendant les séismes. En conformité avec ces objectifs de conception, les étapes de conception suivantes doivent être entreprises [Mayes et Naeim, 2001] :

- Déterminer la taille minimale du plan requise et les emplacements des isolateurs sous les charges gravitationnelles maximales.
- Calculer les dimensions des isolateurs qui entraîneront le décalage de période souhaité pour réduire les forces sismiques.
- Déterminer le rapport d'amortissement de l'isolateur de manière à ce que le déplacement de la structure puisse être contrôlé dans les limites de calcul sous les charges de vent.
- Vérifier les performances des isolateurs dans des conditions de gravité, de séisme, de vent et d'autres conditions de charge possibles.

VII.3.1 Conception d'isolateur en élastomère à amortissement élevé

Les couches d'élastomère constituant l'isolateur en élastomère à amortissement élevé sont généralement constituées de matériaux hautement non linéaires en termes de déformations de cisaillement. Un amortissement efficace dans la plage de 0,10 à 0,20 de critique peut facilement être démontré par l'isolateur en élastomère à amortissement élevé, qui est obtenu par l'ajout de composés chimiques spéciaux qui peuvent modifier les propriétés du matériau de l'élastomère. Comme indiqué précédemment, la rigidité et l'amortissement de l'isolateur en élastomère à amortissement élevé doivent être suffisamment grands pour résister au vent et aux séismes mineurs. En pratique, les propriétés de rigidité et d'amortissement de l'isolateur en élastomère à amortissement élevé restent assez stables sous plusieurs séismes de conception. Ainsi, comme ce qui a été entrepris dans la plupart des études précédentes, l'isolateur est supposé linéaire, élastique et isotrope dans ce chapitre, aux fins de la conception préliminaire.

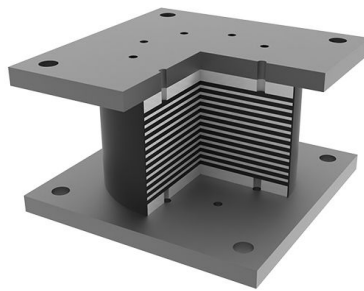


Figure VII.8 : Isolateur en élastomère à amortissement élevé ^[16]

VII.3.1.1 Organigramme de calcul des isolateurs en élastomère à amortissement élevé

L'organigramme de conception des isolateurs en élastomère à fort amortissement est illustré à la figure VII.13. Dans ce qui suit, chacun des paramètres est défini à l'endroit où il apparaît pour la première fois, à moins qu'on ne lui donne une signification différente. La procédure de conception de l'isolateur en élastomère à amortissement élevé est expliquée comme suit :

1. Spécifiez l'état du sol pour la structure isolée.
2. Sélectionnez la déformation de cisaillement de conception γ_{max} et le coefficient d'amortissement effectif ξ_{eff} pour l'isolateur, et définissez la période de conception cible T_d pour la structure isolée. Le premier peut être obtenu auprès du fournisseur de matériaux.

3. Utilisez des formules de code ou une analyse statique ou dynamique pour déterminer la rigidité horizontale effective de K_{eff} et le déplacement horizontal maximal (conception) D de l'isolateur.

4. Sélectionnez les propriétés du matériau, y compris le module de Young E et le module de cisaillement G , dans le rapport d'essai du fabricant.

5. Calculer la hauteur totale de l'élastomère t_r dans l'isolateur en fonction du déplacement de calcul D et de la déformation de cisaillement de calcul γ_{max} :

$$t_r = \frac{D}{\gamma_{max}} \quad (\text{VII.7})$$

6. Calculer la surface efficace A et l'épaisseur t des couches d'élastomère individuelles.

→ Sélectionnez le facteur de forme S sans condition de bascule :

$$\frac{K_v}{K_h} = \frac{\frac{E_c \times A}{t_r}}{\frac{G \times A}{t_r}} = \frac{E_c}{G} = \frac{E (1 + 2kS^2)}{G} \geq 400 \text{ pour } S > 10 \quad (\text{VII.8})$$

Avec :

- K_v : Rigidité verticale de l'isolateur.
- K_h : Rigidité horizontale de l'isolateur.
- G : module de cisaillement, de l'ordre de 0,4 à 1,0 MPa.
- E : Module de Young compris entre 1,5 et 5,0 MPa.
- E_c : Module de compression du composite élastomère-acier, $E_c = E (1 + 2KS^2)$.
- A : Section transversale complète (zone chargée) de l'isolateur.
- t_r : Hauteur totale des couches de l'élastomère.
- k : Facteur modifié, de l'ordre de 1 à 0,5.
- S : Facteur de forme = $\frac{A}{A_f}$ [Kelly, 1993].
- A_f : zone sans charge autour de l'isolateur (figure VII.9).

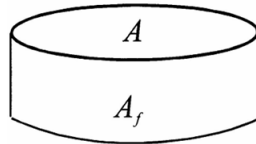


Figure VII.9 : Zone sans charge autour de l'isolateur

Dans l'équation (VII.8), le rapport de rigidité K_v/K_h doit être supérieur à 400 pour $S > 10$, puisque l'effet P- Δ a été ignoré dans le calcul de la rigidité horizontale K_h .

Les constantes de matériau G, E et k peuvent être liées à la dureté de l'élastomère, par exemple, comme celles indiquées dans le tableau VII.1 [Bridgestone, 1990]. Si aucune donnée publiée n'est disponible, G et E doivent être déterminés par test.

Tableau VII.1 : Relation entre la dureté du élastomère et les constantes du matériau

Dureté du élastomère IRHD \pm 2	Module de Young E (N/cm ²)	Module de cisaillement G (N/cm ²)	K
30	92	30	0,93
35	118	37	0,89
40	150	45	0,85
45	180	54	0,8
50	220	64	0,73
55	325	81	0,64
60	445	106	0,57
65	585	137	0,54
70	735	173	0,53
75	940	222	0,52

o IRHD : Mesure de la dureté du élastomère, standardisée internationalement.

→ Déterminer la section transversale effective A_0 de l'isolateur en fonction de la contrainte admissible σ_c pour le cas de charge verticale P_{G+Q} :

$$\sigma_c = \frac{P_{G+Q}}{A_0} \leq 80 \text{ kgf / cm}^2 = 7,84 \text{ MN/m}^2 \quad (\text{VII.9})$$

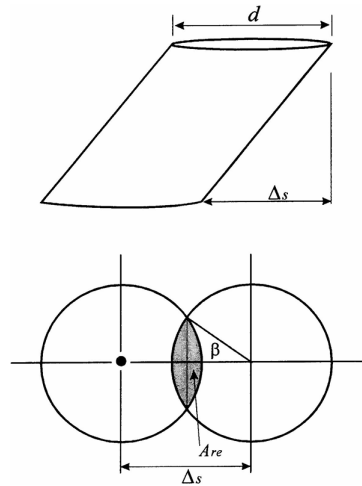


Figure VII.10 : Réduction de la section transversale de l'isolateur circulaire [18]

→ Déterminer la section transversale effective A_1 de l'isolateur à partir de la déformation de cisaillement due à la charge verticale P_{G+Q} :

$$\gamma_{c,G+Q} = 6 S \frac{P_{G+Q}}{E_c \times A_1} \leq \frac{\varepsilon_b}{3} \quad (\text{VII.10})$$

○ ε_b : est l'allongement du caoutchouc à la rupture.

La limite de $\varepsilon_b/3$ est choisie selon les spécifications du guide de l'American Association of State Highway and Transportation Officials [1983].

→ Obtenir la section transversale minimale A_{sf} pour la rupture par cisaillement de l'isolateur :

$$A_{sf} = \frac{K_{eff} \times t_r}{G} \quad (\text{VII.11})$$

→ Utilisez A_{sf} pour déterminer les dimensions de l'isolateur. Calculez ensuite l'aire de la section transversale effective A_2 comme l'aire réduite. Sont données ci-dessous (voir figure VII.10 pour les isolateurs circulaires) :

$$\begin{cases} A_{re} = L (B - \Delta_s) & \text{pour un isolateur rectangulaire.} \\ A_{re} = \frac{d^2}{4} (\beta - \sin \beta) & \text{pour un isolateur circulaire.} \end{cases} \quad (\text{VII.12})$$

$$\beta = 2 \cos^{-1} \left(\frac{\Delta_s}{d} \right) \quad (\text{VII.13})$$

○ L, B : dimensions du plan du palier perpendiculaire et parallèle au déplacement, respectivement.

○ Δ_s : déplacement horizontal du isolateur.

→ La section transversale de calcul A du roulement est la valeur maximale des trois valeurs calculées : A_0, A_1 et A_2 .

→ Sélectionnez les dimensions appropriées pour la couche d'élastomère en fonction de la section transversale de conception A .

7. Épaisseur d'une seule couche, t et nombre de couches d'élastomère, N :

→ Utilisez le facteur de forme S et les dimensions de la couche d'élastomère pour déterminer l'épaisseur de la couche d'élastomère individuelle, t :

$$\begin{cases} S = \frac{L \times B}{2(L + B) \times t} & \text{pour un isolateur rectangulaire.} \\ S = \frac{\pi d^2 / 4}{\pi d t} = \frac{d}{4t} & \text{pour un isolateur circulaire.} \end{cases} \quad (\text{VII.14})$$

Avec :

○ L, B : dimensions en plan de l'isolateur rectangulaire ($L \leq B$)

○ d : diamètre d'un isolateur circulaire.

○ t : épaisseur des couches d'élastomère individuelles.

→ Utilisez ($t_r = N \times t$) pour déterminer le nombre requis de couches d'élastomère (N).

8. Épaisseur de la plaque d'acier, t_s :

$$t_s \geq \frac{2(t_i + t_{i+1}) \times P_{G+Q}}{A_{re} \times F_s} \geq 2 \text{ mm.} \quad (\text{VII.15})$$

Avec :

○ t_i, t_{i+1} : épaisseur de la couche d'élastomère en haut et en bas de la plaque d'acier.

○ F_s : $0,6 F_y$.

○ F_y : limite d'élasticité des plaques d'acier.

○ A_{re} : réduction de la section transversale de l'isolateur sous déplacement horizontal.

9. Tous les paramètres déterminés pour l'isolateur doivent être vérifiés par rapport aux conditions de déformation et de stabilité de cisaillement indiquées ci-dessous. Si ces exigences ne peuvent pas être satisfaites, répétez les étapes 2 à 8 pour une meilleure conception.

VII.3.1.2 Conditions de déformation et de stabilité au cisaillement

1. Les couches d'élastomère sélectionnées doivent satisfaire à l'exigence de déformation de cisaillement sous la charge verticale P_{G+Q} :

$$\gamma_{c,G+Q} = 6S \times \varepsilon_c = 6S \times \frac{P_{G+Q}}{E_c \times A} \leq \frac{\varepsilon_b}{3} \quad (\text{VII.16})$$

où la déformation de compression ε_c est :

$$\varepsilon_c = \frac{\Delta_c}{t_r} = \frac{P_{G+Q}}{E_c \times A} \quad (\text{VII.17})$$

Avec :

- Δ_c : déplacement en compression de l'isolateur.
- ε_b : allongement de l'élastomère à la rupture.

2. Condition de stabilité : Pour éviter que l'isolateur ne devienne instable, la contrainte de compression moyenne σ_c de l'isolateur doit être inférieure à une tolérance prédéfinie :

$$\sigma_c = \frac{P}{A} < \overline{\sigma}_c = \frac{G \times S \times L}{2,5 \times t_r} \quad (\text{VII.18})$$

- L : est la plus petite dimension plane du palier rectangulaire ou le diamètre d du palier circulaire.

Il convient de noter que les formules suivantes ont été utilisées par Naeim et Kelly [1999] :

$$\left\{ \sigma_c = \frac{P}{A} < \sigma_{cr} = \begin{cases} \frac{\pi \times G \times S \times L}{2\sqrt{2} \times t_r} & \text{pour un isolateur circulaire.} \\ \frac{\pi \times G \times S \times L}{\sqrt{6} \times t_r} & \text{pour un isolateur rectangulaire.} \end{cases} \right. \quad (\text{VII.19})$$

3. Condition de déformation cisailleuse pour la charge sismique :

$$\gamma_{sc} + \gamma_{eq} + \gamma_{sr} \leq 0,75\varepsilon_b \quad (\text{VII.20})$$

Avec :

$$\gamma_{sc} = 6S \times \frac{P_{G+Q\mp E}}{E_c \times A_{re}} \quad ; \quad \gamma_{eq} = \frac{D}{tr} \quad ; \quad \gamma_{sr} = \frac{B^2 \times \theta}{2 \times t \times t_r} \quad ; \quad \theta = \frac{12D}{b^2 + d^2}$$

- γ_{sc} : déformation de cisaillement sous compression, identique à celle de l'équation (VII.16) , sauf que P_{G+Q} est remplacé par $P_{G+Q\mp E}$.
- $P_{G+Q\mp E}$: Combinaison de charge permanente, de la charge d'exploitation et de charge sismique.
- γ_{eq} : Déformation de cisaillement sous seisme.
- γ_{sr} : Déformation de cisaillement sous rotation.
- θ : Angle de rotation du relèvement induit par le seisme.
- e : Excentricité réelle + 5 % d'excentricité accidentelle.
- b, d : dimensions de la structure avec plan rectangulaire .

4. Pour éviter le renversement du palier, le déplacement du palier sous la charge sismique doit respecter la condition suivante :

$$D \leq \delta_{roll-out} = \frac{P_{G+Q\mp E} \times L}{P_{G+Q\mp E} + K_{eff} \times h} \quad (\text{VII.21})$$

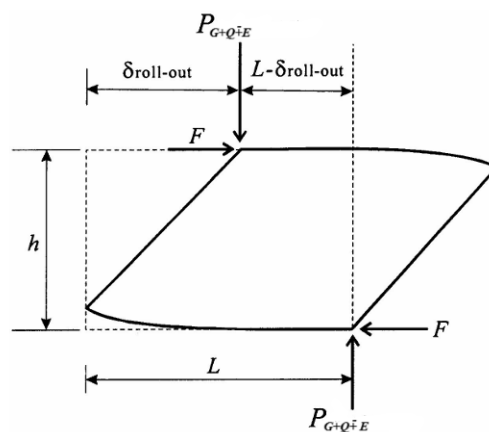


Figure VII.11 : Le palier en position de l'isolateur ^[18]

- K_{eff} : rigidité effective de l'isolateur.
- h : hauteur totale de l'isolateur (élastomère + acier).
- L : Dimension minimale du plan d'un palier rectangulaire ou diamètre d d'un palier circulaire.

L'équation (VII.35) peut être dérivée des deux équations suivantes établies pour l'isolateur en position déformée, comme le montre la figure VII.11 :

$$F \times h = P_{G+Q+E} \times (L - \delta_{roll-out}) \quad (VII.22)$$

$$F = K_{eff} \times \delta_{roll-out} \quad (VII.23)$$

- F : est la force de cisaillement agissant sur l'isolateur.
- $\delta_{roll-out}$: le déplacement de l'isolateur correspondant.

VII.3.2 Conception des isolateurs en élastomère au plomb

Les isolateurs en élastomère au plomb sont généralement constitués de couches alternées de plaques d'acier et de caoutchouc naturel avec un trou central dans lequel le noyau en plomb est pressé. Lorsqu'il est soumis à des forces de cisaillement latérales, le noyau de plomb se déforme presque en cisaillement pur, cède à un faible niveau de contraintes de cisaillement, environ 8 à 10 MPa à température normale (20°C), et produit un comportement de déformation hystérétique plutôt stable sur un certain nombre de cycles.

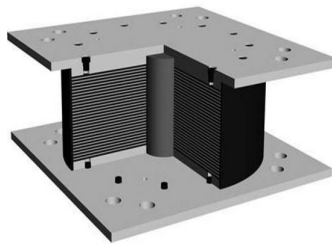


Figure VII.12 : Isolateur en élastomère au plomb

L'une des caractéristiques du noyau en plomb est qu'il peut recristalliser à température normale et ne résoudra pas le problème de la rupture par fatigue sous des charges cycliques. Une rigidité suffisante est toujours assurée par les isolateurs en élastomère au plomb pour la structure sous charges de service.

VII.3.2.1 Procédure de conception pour les isolateurs en élastomère de plomb

La procédure de conception des isolateurs en élastomère de plomb est similaire à celle des isolateurs en élastomère à amortissement élevé, sauf qu'il est nécessaire de concevoir le noyau principal.

1. Spécifiez l'état du sol pour la structure isolée.
2. Sélectionnez la déformation de cisaillement de conception γ_{max} et le coefficient d'amortissement effectif ξ_{eff} pour l'isolateur, et définissez la période de conception cible T_d pour la structure isolée. Le premier peut être obtenu auprès du fournisseur de matériaux.
3. Utilisez des formules de code ou une analyse statique ou dynamique pour déterminer la rigidité horizontale effective K_{eff} et le déplacement horizontal maximal (conception) D de l'isolateur.
4. Sélectionnez les propriétés du matériau, y compris le module de Young E et le module de cisaillement G , dans le rapport d'essai du fabricant.
5. Calculez la hauteur totale de l'élastomère t_r dans l'isolateur en fonction du déplacement de calcul D et de la déformation de cisaillement de calcul γ_{max} :

$$t_r = \frac{D}{\gamma_{max}}$$

6. Conception du noyau de plomb : Déterminer la section transversale A_p et le diamètre d_p du noyau de plomb en fonction de la limite d'élasticité à court terme Q_d et de la limite d'élasticité f_{py} :

$$A_p = \frac{Q_d}{f_{py}} \quad (\text{VII.24})$$

Avec :

- f_{py} : limite d'élasticité du noyau en cisaillement = 1500 psi = 10 MPa [Mayes et Naeim, 2000].
- Q_d : force de rupture du noyau en plomb $\approx W_D/(4D)$.
- W_D : énergie dissipée par cycle : ($W_D = 2\pi K_{eff} D^2 \xi_{eff}$).
- D : déplacement de conception de l'isolateur.

7. Déterminer la surface A et l'épaisseur t des couches d'élastomère individuelles.

→ Sélectionnez le facteur de forme S sans condition de bascule :

$$\frac{K_v}{K_h} = \frac{\frac{E_c \times A}{t_r}}{\frac{G \times A}{t_r}} = \frac{E_c}{G} = \frac{E(1 + 2kS^2)}{G} \geq 400$$

→ Déterminer la section transversale effective A_0 de l'isolateur en fonction de la contrainte admissible σ_c pour le cas de charge verticale P_{G+Q} :

$$\sigma_c = \frac{P_{G+Q}}{A_0} \leq 80 \text{ kgf / cm}^2 = 7,84 \text{ MN/m}^2 \quad (\text{VII.25})$$

→ Déterminer la section transversale effective A_1 de l'isolateur à partir de la déformation de cisaillement due à la charge verticale P_{G+Q} :

$$\gamma_{c,G+Q} = 6 S \frac{P_{G+Q}}{E_c \times A_1} \leq \frac{\varepsilon_b}{3} \quad (\text{VII.26})$$

→ Déterminez le module d'élasticité K_r de l'isolateur :

$$K_d = K_r \left(1 + 12 \frac{A_p}{A_0} \right) \quad (\text{VII.27})$$

○ K_d : est la rigidité post-rendement des isolateurs en élastomère de plomb dans le sens horizontal [Naeim et Kelly, 1999] :

$$K_d = K_{eff} - \frac{Q_d}{D} \quad (\text{VII.28})$$

→ Obtenir la section transversale minimale A_{sf} pour la rupture par cisaillement de l'isolateur :

$$A_{sf} = \frac{K_r \times t_r}{G} \quad (\text{VII.29})$$

Utilisez A_{sf} pour déterminer les dimensions de l'isolateur. Calculez ensuite l'aire de la section transversale effective A_2 comme l'aire réduite :

$$\begin{cases} A_{re} = L(B - \Delta_s) & \text{pour un isolateur rectangulaire.} \\ A_{re} = \frac{d^2}{4} (\beta - \sin \beta) & \text{pour un isolateur circulaire.} \end{cases} \quad (\text{VII.30})$$

→ La section transversale de calcul A de l'isolateur est la valeur maximale des trois valeurs

calculées : A_0, A_1 et A_2 .

→ Sélectionnez les dimensions appropriées pour la couche d'élastomère en fonction de la zone de conception A .

8. Épaisseur d'une seule couche, t , et nombre de couches d'élastomère, N :

→ Utilisez le facteur de forme S et les dimensions de la couche d'élastomère pour déterminer l'épaisseur de la couche d'élastomère individuelle, t :

$$\begin{cases} S = \frac{L \times B}{2(L + B) \times t} & \text{pour un isolateur rectangulaire.} \\ S = \frac{d}{4t} & \text{pour un isolateur circulaire.} \end{cases} \quad (\text{VII.31})$$

→ Utilisez ($t_r = N \times t$) pour déterminer le nombre requis de couches d'élastomère (N).

9. Épaisseur de la plaque d'acier, t_s :

$$t_s \geq \frac{2(t_i + t_{i+1}) \times P_{G+Q}}{A_{re} \times F_s} \geq 2 \text{ mm.} \quad (\text{VII.32})$$

Où chaque paramètre a été défini précédemment.

10. Les conditions de déformation et de stabilité au cisaillement sont données dans la section suivante. Si les dimensions déterminées pour l'isolateur ne peuvent pas satisfaire aux exigences de déformation et de stabilité par cisaillement, répétez les étapes 2 à 9 pour une meilleure conception.

VII.3.2.2 Contrôles de déformation et de stabilité par cisaillement

1. Lors de la conception des couches d'élastomère, la condition de déformation cisailleuse suivante pour le cas de charge normal doit être satisfaite :

$$\gamma_{c,G+Q} = 6S \times \varepsilon_c = 6S \times \frac{P_{G+Q}}{E_c \times A} \leq \frac{\varepsilon_b}{3}$$

où tous les paramètres ont été définis à la suite de l'équation (VII.16).

2. Condition de stabilité : Pour éviter que l'isolateur ne devienne instable, la contrainte de compression moyenne σ_c de l'isolateur doit être inférieure à une tolérance prédéfinie :

$$\sigma_c = \frac{P}{A} < \sigma_{cr} = \frac{G \times S \times L}{2,5 \times t_r} \quad (\text{VII.33})$$

où il convient de noter que L est la plus petite dimension d'un roulement rectangulaire ou le diamètre d d'un roulement circulaire.

3. Taille du noyau de plomb : Le noyau de plomb fournit la rigidité initiale et la capacité de dissipation d'énergie au roulement, dont les dimensions doivent répondre aux conditions suivantes :

$$1,25 \leq \frac{H_p}{d_p} \leq 5 \quad (\text{VII.34})$$

Avec :

- H_p : hauteur effective du noyau de plomb.
- d_p : diamètre du noyau de plomb.

4. Combinaison de charges, y compris le tremblement de terre :

$$\gamma_{sc} + \gamma_{eq} + \gamma_{sr} \leq 0,75\varepsilon_b$$

Où tous les paramètres ont été définis à la suite de l'équation (VII.20).

5. Pour protéger le roulement contre l'apparition d'un roulement, le déplacement D du roulement sous la charge sismique doit remplir la condition suivante :

$$D \leq \delta_{roll-out} = \frac{P_{G+Q+E} \times L}{P_{G+Q+E} + K_d \times h} \quad (\text{VII.35})$$

VII.3.3 Conception de systèmes pendulaires à friction

Le palier à friction pendulaire permet à la structure supportée de revenir à sa position d'origine grâce à l'utilisation d'une surface de glissement concave sphérique, plutôt qu'une surface de glissement plane, résolvant ainsi le problème de recentrage. Comme le palier à friction pendulaire permet à la structure isolée de vibrer de manière similaire à un pendule, cela implique une période naturelle de vibration, T_D .

Lors de la conception du palier à friction pendulaire, la période naturelle T_D est cruciale pour réduire les forces transmises du sol à la superstructure. Elle est déterminée par le rayon de courbure R_{FPS} selon $T_D = 2\pi\sqrt{\frac{R_{FPS}}{g}}$. Cette période est indépendante de la masse de la structure, facilitant le contrôle de sa réponse.

La rigidité effective K_{eff} du système dépend de la charge supportée W et du déplacement de conception D . Le rapport d'amortissement effectif ξ_{eff} est donné par $\xi_{eff} = \frac{2}{\pi} \frac{\mu}{\mu + \frac{D}{R_{FPS}}}$. Le déplacement vertical δ_v de la structure est estimé à $\delta_v = \frac{D^2}{2R_{FPS}}$.

Pour garantir le recentrage de la structure isolée, le déplacement horizontal D doit satisfaire $\frac{D}{R_{FPS}} \geq \mu$, assurant que la force de rappel ne soit pas inférieure à la force de frottement.

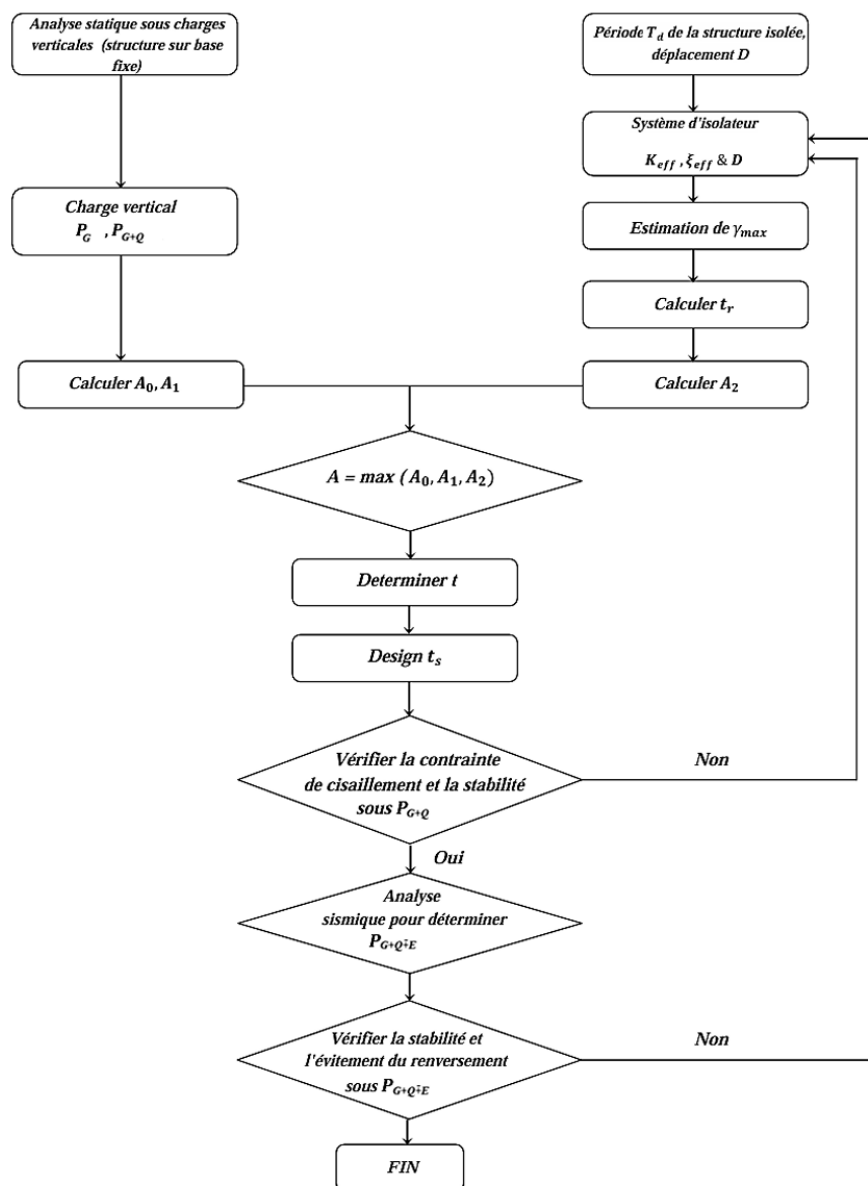


Figure VII.13 : Organigramme de conception des isolateurs en élastomère à amortissement élevé

VII.3.4 Application

Le bâtiment étudié est un immeuble d'habitation collective de **32,3 m** de hauteur. Il est ainsi classé dans le "Groupe 2" et situé sur un site meuble de catégorie "S3".

Les périodes naturelles de vibration pour le bâtiment à base fixe le long des directions x et y sont respectivement de **0,735** et **0,582** seconde.

À titre d'illustration, seule la conception d'un isolateur est considérée. Celui-ci sera installé à la base du poteau intérieure (C11), laquelle doit soutenir une charge maximale de : $P_{G+Q} = 1531,70 \text{ KN} = 1,5317 \text{ MN}$.

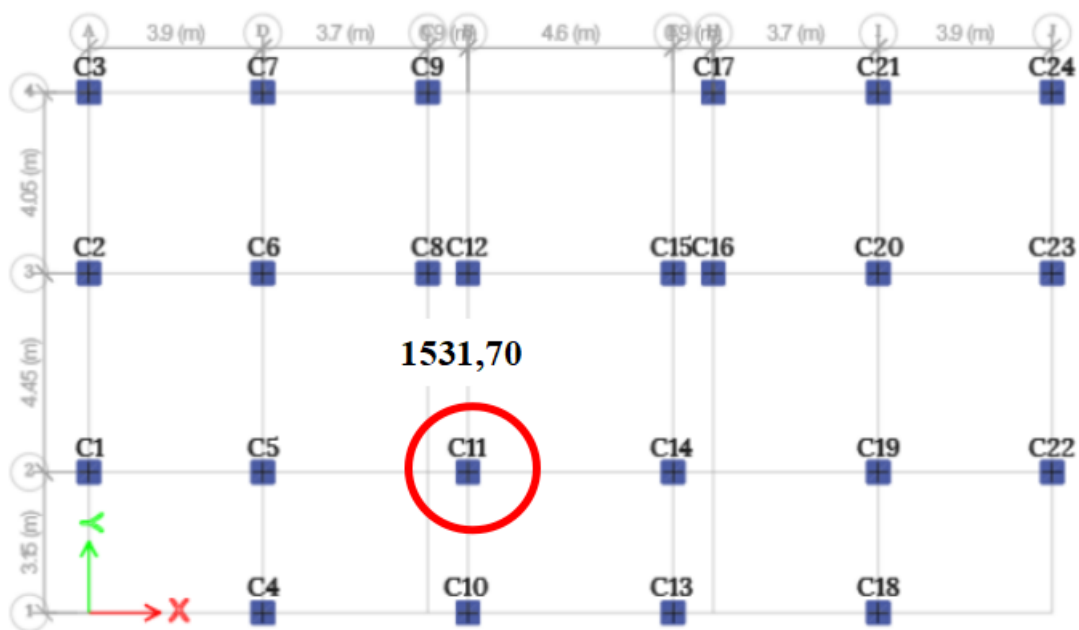


Figure VII.14 : Le poteau le plus sollicité (ELS)

VII.3.4.1 Isolateurs en élastomère à amortissement élevé

Pour cette application, la période cible de conception T_D de la structure isolée doit être supérieure à trois (3) fois la période de la base fixe. Supposons que :

1. la période cible : $T_d = 2s$
2. le roulement en élastomère laminé a une déformation de cisaillement maximale : $\gamma_{max} = 150\%$ (rapport entre 100 % et 250 %)
3. Le taux d'amortissement effectif est : $\xi_{eff} = 20\%$
4. D'après le tableau 1623.2.2.1 du IBC 2000 (International Building code), pour un système d'isolement avec $\xi_{eff} = 20\%$, le coefficient d'amortissement B_D est de : $B_D = 1,5$

5. D'après le tableau 1615.1.2(2) du même code, pour le site du bâtiment isolé avec de longues périodes, le coefficient sismique est $S_D = 0,4$

• Analyse

La rigidité horizontale effective K_{eff} de l'isolateur

$$\omega = \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (\text{VII.36})$$

- K : la rigidité.
- ω : la pulsation propre .
- M : la masse .

$$K = \omega^2 \times M \quad (\text{VII.37})$$

Avec :

$$T_D = \frac{2\pi}{\omega} \Rightarrow \omega = \frac{2\pi}{T_D} \quad (\text{VII.38})$$

$$K = \left(\frac{2\pi}{T_D}\right)^2 \times M$$

$$K_{eff} = \frac{P_{G+Q}}{g} \left(\frac{2\pi}{T_D}\right)^2 \quad (\text{VII.39})$$

$$K_{eff} = \frac{1531,7}{9,81} \left(\frac{2\pi}{2}\right)^2 = 1541 \text{ KN/m} = 1,51 \text{ MN/m}$$

Déplacement de conception

D'après l'équation 16-79 du IBC 2000, le déplacement de calcul D_D est :

$$D_D = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \frac{S_D T_D}{B_D} \quad (\text{VII.40})$$

$$D_D = \left(\frac{9,81}{4\pi^2}\right) \frac{0,4 \times 2}{1,5} = 0,13 \text{ m}$$

• **Conception :**

1. Déterminez la taille de l'isolateur :

→ La hauteur totale d'élastomère :

$$t_r = \frac{D_D}{\gamma_{max}} = \frac{0,13}{1,5} = 0,088 \implies \text{On adopte : } t_r = 0,1 \text{ m}$$

→ Sélectionnez les propriétés d'élastomère dans le tableau VII.1 . Utilisez les éléments suivants pour un élastomère : dureté = IRHD-60, allongement à la rupture $\varepsilon_b = 600\%$. Les propriétés du matériau sont obtenues comme suit :

✓ $E = 445 \text{ N/cm}^2 = 4,45 \text{ MN/m}^2$

✓ $G = 106 \text{ N/cm}^2 = 1,06 \text{ MN/m}^2$

✓ $k = 0,57$

→ Calculez la surface A et l'épaisseur t des couches d'élastomère individuelles :

– Sélectionnez le facteur de forme S :

$$\frac{E(1+2kS^2)}{G} \geq 400 \implies \frac{445(1+2 \times 0,57 \times S^2)}{106} \geq 400$$

$$\frac{445 + 507,3 + 445S^2}{106} \geq 400 \implies 445S^2 \geq 41447,7 \implies S = 9,09 \implies \text{On prend : } S = 20$$

$$E_c = E(1+2kS^2) = 445 \times (1+2 \times 0,57 \times 20^2) = 203365 \text{ N/cm}^2 = 2033,65 \text{ MN/m}^2$$

– Déterminer la section transversale effective A_0 d'isolateur en fonction de la contrainte admissible σ_c pour le cas de charge verticale P_{G+Q} :

$$\sigma_c = \frac{P_{G+Q}}{A_0} = \frac{1,5317}{A_0} \leq 7,84 \text{ MN/m}^2 \implies A_0 = 0,20 \text{ m}^2$$

– Déterminer la section transversale effective A_1 de l'isolateur à partir de la déformation de cisaillement due à la charge verticale P_{G+Q} :

$$6S \frac{P_{G+Q}}{E_c A_1} \leq \frac{\varepsilon_b}{3}$$

$$A_1 > \frac{6S \times \frac{3P_{G+Q}}{\varepsilon_b}}{E_c} = \frac{6 \times 20 \times \frac{3 \times 1,5317}{6}}{2033,65} = 0,045 \text{ m}^2$$

– Obtenir la section transversale minimale A_{sf} pour la rupture par cisaillement de l'isolateur :

$$A_{sf} = \frac{K_{eff} \times t_r}{G} = \frac{1,5317 \times 0,1}{1,06} = 0,14 \text{ m}^2$$

Pour un isolateur circulaire, le diamètre correspondant à l'aire A_{sf} est :

$$A_{sf} = 0,14 = \frac{\pi \times d^2}{4} \Rightarrow d = \sqrt{\frac{0,14 \times 4}{\pi}} = 0,42 \text{ m}$$

Il en découle que l'aire équivalente peut être calculée à partir des équations (VII.12) et (VII.13) :

$$A_2 = A_{re} = \frac{d^2}{4} (\beta - \sin \beta)$$

$$\beta = 2 \cos^{-1} \left(\frac{D_D}{d} \right) = 2 \cos^{-1} \left(\frac{0,13}{0,42} \right) = 2,51$$

$$A_2 = \frac{0,42^2}{4} (2,51 - \sin(2,51)) = 0,20 \text{ m}^2$$

– La section transversale de calcul A de l'isolateur est la valeur maximale des trois valeurs calculées : A_0 , A_1 et A_2 :

$$A = \max \{A_0 ; A_1 ; A_2\} = \max \{0,20 ; 0,045 ; 0,20\} = 0,20 \text{ m}^2$$

– Sélectionnez les dimensions appropriées pour la couche d'élastomère en fonction de la section transversale de conception A :

$$A = 0,20 = \frac{\pi \times d^2}{4} \Rightarrow d = \sqrt{\frac{0,20 \times 4}{\pi}} = 0,50 \text{ m}$$

$$\beta = 2 \cos^{-1} \left(\frac{D_D}{d} \right) = 2 \cos^{-1} \left(\frac{0,13}{0,50} \right) = 2,62$$

$$A_{re} = \frac{0,50^2}{4} (2,62 - \sin(2,62)) = 0,13 \text{ m}^2$$

→ Épaisseur d'une seule couche, t et nombre de couches, N :

Pour un roulement circulaire :

$$S = \frac{d}{4t} \Rightarrow 20 = \frac{50}{4t} \Rightarrow t = 0,625 \text{ cm}$$

On adopte : $t = 1 \text{ cm}$

→ Déterminer l'épaisseur de la plaque d'acier, t_s :

$$t_s \geq \frac{2(t_i + t_{i+1}) \times P_{G+Q}}{A_{re} \times F_s} \geq 2 \text{ mm}$$

$$F_s = 0,6F_y$$

Pour un acier SS 400 [JISG32101] (Norme industrielle japonaise (JIS)) :

$$F_y = 245 \text{ MN/m}^2 \Rightarrow F_s = 0,6 \times 245 = 147 \text{ MN/m}^2$$

$$t_s \geq \frac{2(0,01 + 0,01) \times 1,5317}{0,13 \times 147} = 3 \Rightarrow \text{On adopte : } t_s = 3 \text{ mm}$$

→ Hauteur totale h de l'isolateur : Supposons que les plaques de recouvrement supérieure et inférieure ont une épaisseur de 2 cm. La hauteur totale de l'isolateur est de :

$$h = t_r + \left(\frac{tr}{t} - 1\right) \times t_s + 2 \times 2 = 10 + \left(\frac{10}{1} - 1\right) \times 0,3 + 2 \times 2 = 16,7 \text{ cm}$$

2. Conditions de déformation et de stabilité au cisaillement :

✓ **Charge verticale P_{G+Q} :**

$$\gamma_{c,G+Q} = 6S \times \varepsilon_c = 6S \times \frac{P_{G+Q}}{E_c \times A}$$

$$\gamma_{c,G+Q} = 6 \times 20 \times \frac{1,5317}{2033,65 \times 0,20} = 0,452 \leq \frac{\varepsilon_b}{3} = \frac{600\%}{3} = \frac{6}{3} = 2 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la stabilité :**

$$\sigma_c = \frac{P}{A} < \overline{\sigma}_c = \frac{G \times S \times L}{2,5 \times t_r}$$

$$\sigma_c = \frac{P}{A} = \frac{1531,70}{0,20} = 7658,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\overline{\sigma}_c = \frac{(1,06 \times 10^3) \times 20 \times 0,50}{2,5 \times 0,10} = 42400 \text{ KN/m}^2 \geq \sigma_c = 7840 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

3. Vérification de déformation cisailleuse pour la charge sismique :

→ Condition de déformation en cisaillement incluant l'effet du seisme :

$$P_{G+Q+E} = 2471,90 \text{ KN} = 2,4719 \text{ MN}$$

$$\gamma_{sc} = 6S \times \frac{P_{G+Q+E}}{E_c \times A_{re}} = 6 \times 20 \times \frac{2,4719}{2033,65 \times 0,13} = 1,12$$

$$\gamma_{eq} = \frac{D}{t_r} = \frac{0,13}{0,1} = 0,013$$

$$\gamma_{sr} = \frac{B^2 \times \theta}{2 \times t \times t_r}$$

Ici, B est interprété comme le diamètre d pour les isolateurs circulaires, avec :

$$\theta = \frac{12D \times e}{b^2 + d^2}$$

✓ $D = D_D = 0,13$

✓ $b = 21,90 \text{ m}$

✓ $d = 14,45 \text{ m}$

✓ $e = 0,1023 + \frac{5}{100} \times 1,095 = 0,157 \text{ m}$

Donc :

$$\theta = \frac{12 \times 0,13 \times 0,157}{21,90^2 + 14,45^2} = 3,56 \times 10^{-4}$$

$$\gamma_{sr} = \frac{50^2 \times 3,56 \times 10^{-4}}{2 \times 1 \times 10} = 0,044$$

Il faut que :

$$\gamma_{sc} + \gamma_{eq} + \gamma_{sr} \leq 0,75\varepsilon_b$$

$$1,12 + 0,013 + 0,044 = 1,18 < 0,75 \times 6 = 4,5 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

→ Verification du renversement :

$$\delta_{roll-out} = \frac{P_{G+Q+E} \times L}{P_{G+Q+E} + K_{eff} \times h} \quad \text{(VII.41)}$$

Ici, L est interprété comme le diamètre d pour les isolateurs circulaires.

$$\delta_{roll-out} = \frac{2471,90 \times 0,50}{2471,90 + 1541 \times 0,167} = 0,45 \text{ m}$$

$$\delta_{roll-out} = 45 \text{ cm} \geq D_D = 13 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

4. Résultat de conception : dimensions de l'isolateur en élastomère à amortissement élevé :

Tableau VII.2 : Les dimensions des isolateurs en élastomère à amortissement élevé

Diamètre de l'isolateur :	$d = 50 \text{ cm}$
Hauteur totale de l'isolateur :	$h = 16,7 \text{ cm}$
Nombre de couches d'élastomère :	$N = 10$
Épaisseur des couches individuelles :	$t = 1 \text{ cm}$
Nombre de plaques d'acier :	$N_s = 9$
Épaisseur des plaques individuelles :	$t_s = 3 \text{ mm}$
Épaisseur des plaques de recouvrement supérieure et inférieure :	2

VII.3.4.2 Isolateurs en élastomère au plomb

Supposons ce qui suit pour la structure isolée avec des roulements en élastomère au plomb :

la période cible de conception : $T_d = 2s$

le roulement en élastomère laminé a une déformation de cisaillement maximale : $\gamma_{max} = 50\%$

Le taux d'amortissement effectif est : $\xi_{eff} = 10\%$

D'après le tableau 1623.2.2.1 du IBC 2000 (International Building code), pour un système d'isolement avec $\xi_{eff} = 10\%$, le coefficient d'amortissement B_D est de : $B_D = 1,2$

D'après le tableau 1615.1.2(2) du même code, pour le site du bâtiment isolé avec de longues périodes, le coefficient sismique est $S_D = 0,4$

• **Analyse :**

La rigidité horizontale effective K_{eff} de l'isolateur

$$K_{eff} = \frac{1531,7}{9,81} \left(\frac{2\pi}{2} \right)^2 = 1541 \text{ KN/m} = 1,51 \text{ MN/m}$$

Déplacement de conception

D'après l'équation 16-79 du IBC 2000, le déplacement de calcul D_D est :

$$D_D = \left(\frac{g}{4\pi^2} \right) \frac{S_D T_D}{B_D}$$

$$D_D = \left(\frac{9,81}{4\pi^2} \right) \frac{0,4 \times 2}{1,2} = 0,17 \text{ m}$$

La force de rendement à court terme Q_d

$$Q_d = W_D / (4D) \tag{VII.42}$$

$$W_D = 2\pi K_{eff} D^2 \xi_{eff} = 2\pi \times 1541 \times 0,17^2 \times 10\% = 28 \text{ KN}$$

$$Q_d = 28 / (4 \times 0,17) = 41,18 \text{ KN}$$

La rigidité horizontale post-rupture K_d

$$K_d = K_{eff} - \frac{Q_d}{D} = 1541 - \frac{41,18}{0,17} = 1298,76 \text{ KN}$$

• **Conception :**

1. Noyau de plomb : supposons que la limite d'élasticité du noyau de plomb est de $f_{py} = 7,967 \text{ MN/m}^2$. La zone de plomb requise est :

$$A_p = \frac{Q_d}{f_{py}} = \frac{41,18}{7,967 \times 10^3} = 51,68 \text{ cm}^2$$

Utilisez un diamètre $d_p = 10 \text{ cm}$

2. Concevoir la zone et les dimensions des couches d'élastomère :

→ La hauteur totale d'élastomère :

$$t_r = \frac{D_D}{\gamma_{max}} = \frac{0,17}{0,5} = 0,33 \text{ m}$$

→ Sélectionnez les propriétés d'élastomère dans le tableau VII.1 . Utilisez les éléments suivants pour un élastomère : dureté = IRHD-60, allongement à la rupture $\varepsilon_b = 600 \%$. Les propriétés du matériau sont obtenues comme suit :

✓ $E = 445 \text{ N/cm}^2 = 4,45 \text{ MN/m}^2$

✓ $G = 106 \text{ N/cm}^2 = 1,06 \text{ MN/m}^2$

✓ $k = 0,57$

→ Sélectionnez le facteur de forme S :

$$\frac{E (1 + 2kS^2)}{G} \geq 400 \Rightarrow \frac{445 (1 + 2 \times 0,57 \times S^2)}{106} \geq 400$$

$$\frac{445 + 507,3 + 445S^2}{106} \geq 400 \Rightarrow 445S^2 \geq 41447,7 \Rightarrow \text{On prend : } S = 20$$

$$E_c = E (1 + 2kS^2) = 445 \times (1 + 2 \times 0,57 \times 20^2) = 203365 \text{ N/cm}^2 = 2033,65 \text{ MN/m}^2$$

→ Déterminer la section transversale effective A_0 de l'isolateur en fonction de la contrainte admissible σ_c pour le cas de charge verticale P_{G+Q} :

$$\sigma_c = \frac{P_{G+Q}}{A_0} = \frac{1,5317}{A_0} \leq 7,84 \text{ MN/m}^2 \Rightarrow A_0 = 0,20 \text{ m}^2$$

→ Déterminer la section transversale effective A_1 de l'isolateur à partir de la déformation de cisaillement due à la charge verticale P_{G+Q} :

$$6 S \frac{P_{G+Q}}{E_c A_1} \leq \frac{\varepsilon_b}{3}$$

$$A_1 \geq \frac{6S \times \frac{3P_{G+Q}}{\varepsilon_b}}{E_c} = \frac{6 \times 20 \times \frac{3 \times 1,5317}{6}}{2033,65} = 0,045 \text{ m}^2$$

→ Rigidité élastique K_r de l'isolateur :

$$K_d = K_r \left(1 + 12 \frac{A_p}{A_0} \right) \Rightarrow K_r = \frac{K_d}{\left(1 + 12 \frac{A_p}{A_0} \right)}$$

$$K_r = \frac{1298,76}{\left(1 + 12 \times \frac{0,005168}{0,20}\right)} = 991,36 \text{ KN/m}$$

→ Obtenir la section transversale minimale A_{sf} pour la rupture par cisaillement de l'isolateur :

$$A_{sf} = \frac{K_r \times t_r}{G} = \frac{991,36 \times 0,33}{1,06 \times 10^3} = 0,31 \text{ m}^2$$

Pour un isolateur circulaire, le diamètre correspondant à l'aire A_{sf} est :

$$A_{sf} = 0,31 = \frac{\pi \times d^2}{4} \Rightarrow d = \sqrt{\frac{0,31 \times 4}{\pi}} = 0,63 \text{ m}$$

Il en découle que l'aire équivalente peut être calculée à partir des équations (VII.12) et (VII.13) :

$$A_2 = A_{re} = \frac{d^2}{4} (\beta - \sin \beta)$$

$$\beta = 2 \cos^{-1} \left(\frac{D_D}{d} \right) = 2 \cos^{-1} \left(\frac{0,17}{0,63} \right) = 2,595$$

$$A_2 = \frac{0,63^2}{4} (2,595 - \sin(2,595)) = 0,206 \text{ m}^2$$

→ La section transversale de calcul A de l'isolateur est la valeur maximale des trois valeurs calculées : A_0 , A_1 et A_2 :

$$A = \max \{A_0 ; A_1 ; A_2\} = \max \{0,20 ; 0,045 ; 0,206\} = 0,206 \text{ m}^2$$

→ Sélectionnez les dimensions appropriées pour la couche d'élastomère en fonction de la section transversale de conception A :

$$A = 0,206 = \frac{\pi \times d^2}{4} \Rightarrow d = \sqrt{\frac{0,206 \times 4}{\pi}} = 0,51 \text{ m}$$

$$\beta = 2 \cos^{-1} \left(\frac{D_D}{d} \right) = 2 \cos^{-1} \left(\frac{0,17}{0,51} \right) = 2,46$$

$$A_{re} = \frac{0,51^2}{4} (2,46 - \sin(2,46)) = 0,12 \text{ m}^2$$

→ Épaisseur d'une seule couche, t et nombre de couches, N :

Pour un isolateur circulaire :

$$S = \frac{d}{4t} \Rightarrow 20 = \frac{51}{4t} \Rightarrow t = 0,638 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } t = 1 \text{ cm}$$

$$t_r = t \times N \Rightarrow N = 33 \times 1 = 33$$

→ Déterminer l'épaisseur de la plaque d'acier, t_s :

$$t_s \geq \frac{2(t_i + t_{i+1}) \times P_{G+Q}}{A_{re} \times F_s} \geq 2 \text{ mm}$$

$$F_s = 0,6F_y$$

Pour un acier SS 400 [JISG32101] (Norme industrielle japonaise (JIS)) :

$$F_y = 245 \text{ MN/m}^2 \implies F_s = 0,6 \times 245 = 147 \text{ MN/m}^2$$

$$t_s \geq \frac{2(0,01 + 0,01) \times 1,5317}{0,12 \times 147} = 3,47 \text{ mm} \implies \text{On adopte : } t_s = 4 \text{ mm}$$

→ Hauteur totale h d'isolateur : Supposons que les plaques de recouvrement supérieure et inférieure ont une épaisseur de 2 cm. La hauteur totale du roulement est de :

$$h = t_r + \left(\frac{tr}{t} - 1\right) \times t_s + 2 \times 2 = 33 + \left(\frac{33}{1} - 1\right) \times 0,4 + 2 \times 2 = 49,8 \text{ cm}$$

3. Conditions de déformation et de stabilité au cisaillement :

✓ **Charge verticale P_{G+Q} :**

$$\gamma_{c,G+Q} = 6S \times \varepsilon_c = 6S \times \frac{P_{G+Q}}{E_c \times A}$$

$$\gamma_{c,G+Q} = 6 \times 20 \times \frac{1,5317}{2033,65 \times 0,206} = 0,439 \leq \frac{\varepsilon_b}{3} = \frac{600\%}{3} = \frac{6}{3} = 2 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la stabilité :**

$$\sigma_c = \frac{P}{A} < \overline{\sigma}_c = \frac{G \times S \times L}{2,5 \times t_r}$$

$$\sigma_c = \frac{P}{A} = \frac{1531,7}{0,206} = 7435,45 \text{ KN/m}^2$$

$$\overline{\sigma}_c = \frac{(1,06 \times 10^3) \times 20 \times 0,51}{2,5 \times 0,33} = 13105,45 \text{ KN/m}^2 \geq \sigma_c = 7435,45 \text{ KN/m}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

4. Vérification du diamètre du noyau de plomb :

$$1,25 \leq \frac{H_p}{d_p} = \frac{33}{10} = 3,3 \leq 5 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

5. Condition de déformation en cisaillement incluant l'effet du seisme

$$P_{G+Q+E} = 2471,90 \text{ KN} = 2,4719 \text{ MN}$$

$$\gamma_{sc} = 6S \times \frac{P_{G+Q+E}}{E_c \times A_{re}} = 6 \times 20 \times \frac{2,4719}{2033,65 \times 0,13} = 1,12$$

$$\gamma_{eq} = \frac{D}{t_r} = \frac{0,17}{0,1} = 1,7$$

$$\gamma_{sr} = \frac{B^2 \times \theta}{2 \times t \times t_r} ; \quad \theta = \frac{12D \times e}{b^2 + d^2}$$

Ici, B est interprété comme le diamètre d pour les isolateurs circulaires.

✓ $D = D_D = 0,17$

✓ $b = 21,90m$

✓ $d = 14,45m$

✓ $e = 0,1023 + \frac{5}{100} \times 1,095 = 0,157 \text{ m}$

Donc :

$$\theta = \frac{12 \times 0,17 \times 0,157}{21,90^2 + 14,45^2} = 4,65 \times 10^{-4}$$

$$\gamma_{sr} = \frac{51^2 \times 4,65 \times 10^{-4}}{2 \times 1 \times 33} = 0,018$$

Il faut que :

$$\gamma_{sc} + \gamma_{eq} + \gamma_{sr} \leq 0,75\epsilon_b$$

$1,12 + 1,7 + 0,018 = 2,84 \leq 0,75 \times 6 = 4,5 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

6. Verification du renversement :

$$\delta_{roll-out} = \frac{P_{G+Q\mp E} \times L - Q_d \times h}{P_{G+Q\mp E} + K_d \times h}$$

Ici, L est interprété comme le diamètre d pour les roulements circulaires.

$$\delta_{roll-out} = \frac{2471,90 \times 0,51 - (41,18 \times 0,498)}{2471,90 + 1298,76 \times 0.468} = 8,28 \text{ m}$$

$\delta_{roll-out} = 828 \text{ cm} > D_D = 17 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

7. Résultat de conception : dimensions du roulements en élastomère au plomb :

Tableau VII.3 : Les dimensions du roulements en élastomère au plomb

Diamètre d'isolateur :	$d = 51 \text{ cm}$
Hauteur totale d'isolateur :	$h = 49,8 \text{ cm}$
Nombre de couches d'élastomère :	$N = 33$
Épaisseur des couches individuelles :	$t = 1 \text{ cm}$
Nombre de plaques d'acier :	$N_s = 32$
Épaisseur des plaques individuelles :	$t_s = 4 \text{ mm}$
Épaisseur des plaques de recouvrement supérieure et inférieure :	2 cm
Diamètre du noyau de plomb :	$d_p = 10 \text{ cm}$

VII.4 Le choix de l'isolateur sismique

Pour choisir l'appui isolant approprié qui accompagne les dimensions initiales que nous avons définies et le rendement cible, nous suivons les étapes suivantes :

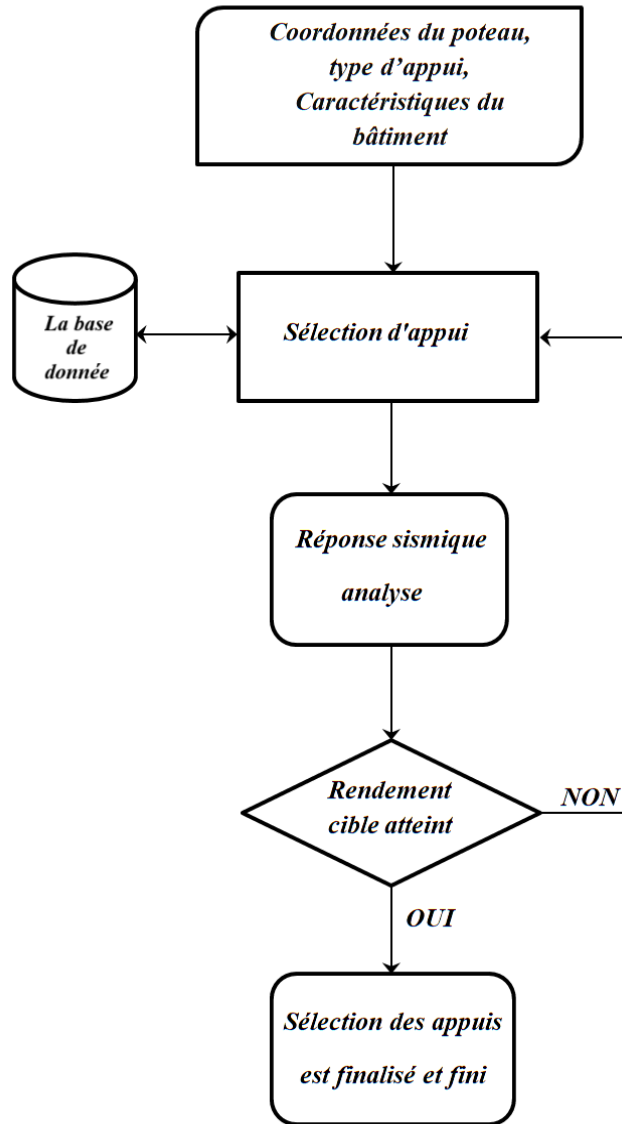


Figure VII.15 : La sélection de l'appui isolant

On utilise le catalogue des isolateurs sismiques BRIDGESTONE (Seismic Isolation Product Line-up 202210).

Pour un isolateur en élastomère au plomb avec une charge maximale de 1531,70 kN, d'après le catalogue, le type correspond le mieux à ces données est :

CHAPITRE VII : ISOLATION DE BASE

Certification number MVBR-0517

Code

Compound name	Rubber code	Shear modulus (N/mm ²)
G4	G0.40	0.385

● LH Series (Total Rubber Thickness 20cm)

Characteristics		LH060G4										LH065G4										
		E	D	C	B	A	G	H	I	J	E	D	C	B	A	G	H	I	J			
Physical Dimensions	Outer diameter (mm)	600										650										
	Lead plug diameter (mm)	80	90	100	110	120	130	140	150	160	90	100	110	120	130	140	150	160	170			
	Effective plane area (×10 ² mm ²)	2777	2764	2749	2732	2714	2695	2673	2651	2626	3255	3240	3223	3205	3186	3164	3142	3117	3091			
	Thickness of one rubber layer (mm)	4.0										4.4										
	Number of rubber layers (-)	50										45										
	Total rubber thickness (mm)	200										198										
	First shape factor (-)	375										36.9										
	Second shape factor (-)	3.00										3.28										
	Diameter of flange (mm)	900										950										
	Thickness of flange ^{*1} (edge/center) (mm)	22/28										22/28										
	Connecting bolt PCD (mm)	775										825										
	Diameter of connecting bolt hole × qty (mm)	∅ 33 × 12										∅ 33 × 12										
	Bolt size (assumption) (-)	M30										M30										
	Thickness of each reinforced steel plate (mm)	3.1										3.1										
	Total height (mm)	407.9										390.4										
	Total weight (tonf)	0.67	0.68	0.68	0.69	0.69	0.70	0.70	0.71	0.71	0.74	0.74	0.74	0.75	0.75	0.76	0.77	0.77	0.78			
Total weight (kN)	6.6	6.6	6.7	6.7	6.8	6.8	6.9	6.9	7.0	7.2	7.2	7.3	7.3	7.4	7.4	7.5	7.6	7.6				
Compression Properties	Critical stress (N/mm ²)	24										30										
	Ultimate compressive stress (N/mm ²)	σ_c when $\gamma = 0$	(0.00,24)										(0.00,30)									
		(γ_1, σ_1)	(0.00,24)										(0.00,30)									
		(γ_2, σ_2)	(3.00,2)										(3.28,3)									
	Compressive stiffness (×10 ³ kN/m)	1670										1970										
	Nominal long term compressive stress (N/mm ²)	6.0										7.3										
	Nominal long term column load (kN)	1670	1660	1650	1640	1630	1620	1600	1590	1580	2370	2360	2350	2330	2320	2300	2290	2270	2250			
Allowable tensile stress ($\gamma = 100\%$) (N/mm ²)	1.0										1.0											
Shear Properties ($\gamma = 100\%$)	Initial stiffness (×10 ³ kN/m)	7.14	7.16	7.18	7.20	7.22	7.25	7.27	7.30	7.33	8.47	8.49	8.51	8.53	8.56	8.59	8.62	8.65	8.68			
	Post yield stiffness ($\gamma = 100\%$) (×10 ³ kN/m)	0.549	0.551	0.552	0.554	0.555	0.557	0.560	0.562	0.564	0.652	0.653	0.655	0.657	0.658	0.661	0.663	0.665	0.668			
	Characteristic Strength (kN)	40.0	50.7	62.6	75.7	90.1	106	123	141	160	50.7	62.6	75.7	90.1	106	123	141	160	181			
	Equivalent shear stiffness (×10 ³ kN/m)	0.749	0.804	0.865	0.932	1.01	1.09	1.17	1.27	1.37	0.908	0.969	1.04	1.11	1.19	1.28	1.37	1.47	1.58			
	Equivalent damping ratio (-)	0.165	0.193	0.219	0.244	0.266	0.285	0.302	0.317	0.329	0.174	0.199	0.223	0.246	0.266	0.284	0.300	0.314	0.326			

*1 Special thickness for flange is available. Please refer to the table on page 29 for more details.

VII.5 Modélisation de l'isolateur sismique

➡ Définition des propriétés des isolateurs dans l'Etabs 21

1. Créer un élément de type Link "LRB" : Accéder au menu "Define" ⇒ "Section properties" ⇒ "Link/support properties".

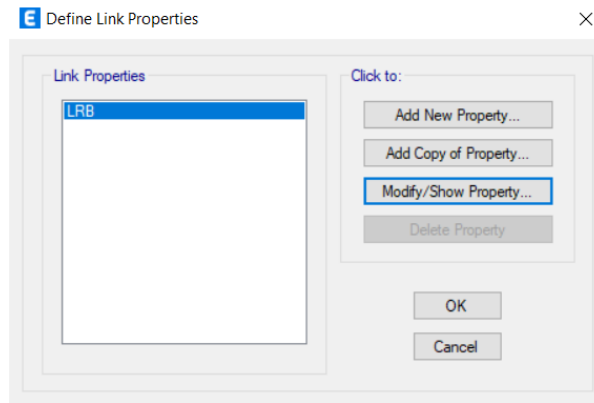


Figure VII.16 : Création de l'élément "Link"

2. Sélectionner le type d'élément : "Rubber isolator".

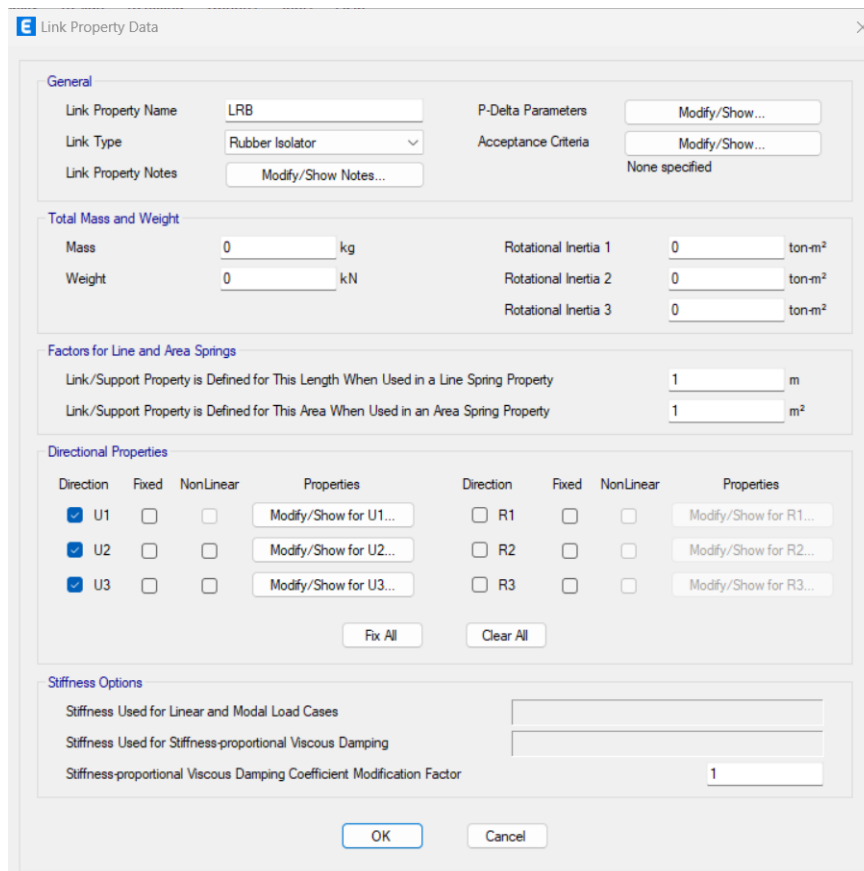


Figure VII.17 : Sélection du type d'élément

3. Ajouter les propriétés de l'isolateur dans les directions U1, U2 et U3.

✓ U1 : Rigidité vertical (Compressive stiffness = 1670000 KN/m)

✓ U2,U3 :Rigidité horizontal (Equivalent shear stiffness = 1370 KN/m)

The screenshot shows the 'Link/Support Directional Properties' dialog box for direction U1. The 'Identification' section includes: Property Name: LRB, Direction: U1, Type: Rubber Isolator, and NonLinear: No. The 'Linear Properties' section includes: Effective Stiffness: 1670000 kN/m and Effective Damping: 0 kN-s/m. There are 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

(a)

The screenshot shows the 'Link/Support Directional Properties' dialog box for direction U2. The 'Identification' section includes: Property Name: LRB, Direction: U2, Type: Rubber Isolator, and NonLinear: No. The 'Linear Properties' section includes: Effective Stiffness: 1370 kN/m and Effective Damping: 0 kN-s/m. The 'Shear Deformation Location' section includes: Distance from End-J: 0 m. There are 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

(b)

The screenshot shows the 'Link/Support Directional Properties' dialog box for direction U3. The 'Identification' section includes: Property Name: LRB, Direction: U3, Type: Rubber Isolator, and NonLinear: No. The 'Linear Properties' section includes: Effective Stiffness: 1370 kN/m and Effective Damping: 0 kN-s/m. The 'Shear Deformation Location' section includes: Distance from End-J: 0 m. There are 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

(c)

Figure VII.18 : Propriétés de l'isolateur dans les directions U1, U2 et U3

L'isolateur sera introduit au niveau de la base en remplacement des appuis fixes. À cet effet, des appuis de type ressort (springs) sont modélisés pour représenter les caractéristiques de l'isolateur et sont appliqués comme conditions d'appui à la base.

4. Définition des propriétés des ressorts : menu "Define " \Rightarrow "Spring properties" \Rightarrow "Point springs properties" \Rightarrow "Add new properties".

5. Ajouter les propriétés de l'élément "link (LRB)" aux propriétés des ressorts.

Point Spring Property Data

General Data

Property Name: LRB

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show Notes...

Spring Stiffness Options

User Specified/Link Properties Based on Soil Profile and Footing Dimensions

Simple Spring Stiffness in Global Directions

Translation X: 0 kN/m

Translation Y: 0 kN/m

Translation Z: 200 kN/m

Rotation about X-Axis: 0 kN-m/rad

Rotation about Y-Axis: 0 kN-m/rad

Rotation about Z-Axis: 0 kN-m/rad

Single Joint Links at Point

Link Property	Axial Direction	Axis 2 Angle
LRB	+Z	0

Add

Delete

OK Cancel

Figure VII.19 : Propriétés des ressorts

6. Supprimer les encastremements de la base et les remplacer par de l'isolateur sismique que nous avons créé "Assign" \Rightarrow "joint" \Rightarrow "Springs" \Rightarrow "Apply".

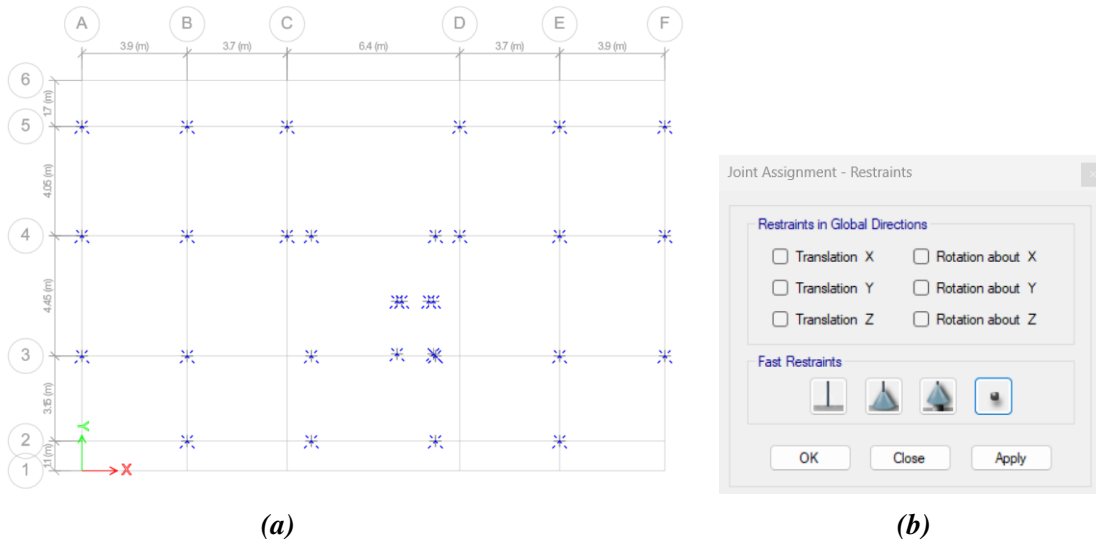


Figure VII.20 : Suppression des appuis fixes (encastremets)

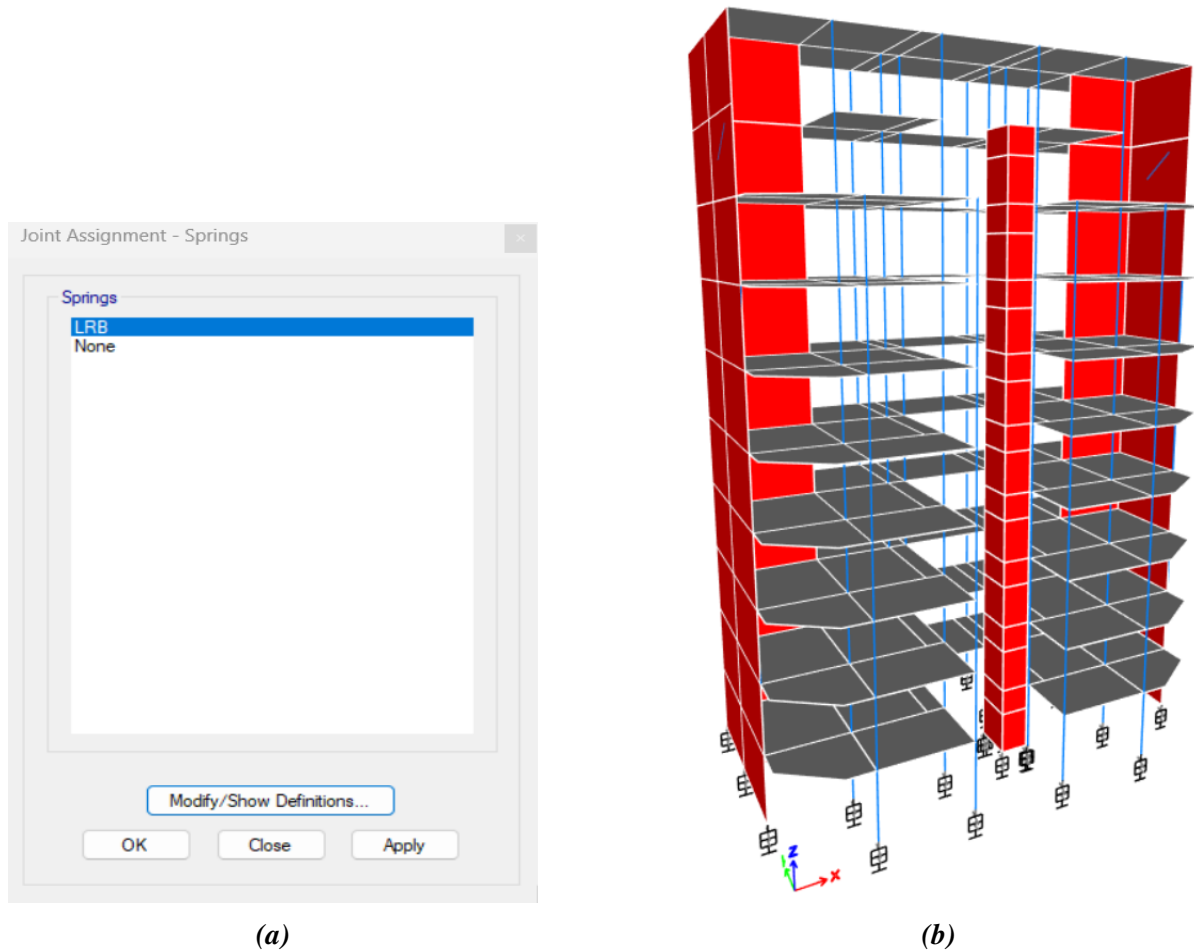


Figure VII.21 : L'installation des isolateurs sismiques

7. Lancer le processus de calcul.

VII.6 Résultats et observations

VII.6.1 La période

Le tableau VII.4 montre la variation des périodes de la structure avant et après l’installation de l’isolateur sismique :

Tableau VII.4 : Variation des périodes dans les deux sens

Periode (sec)	Sens X	Sens Y
Base fixe	0,735	0,582
Base isolée	2,055	2,016

On va représenter les valeurs des périodes précédentes dans un histogramme illustré dans la figure ci-dessous :

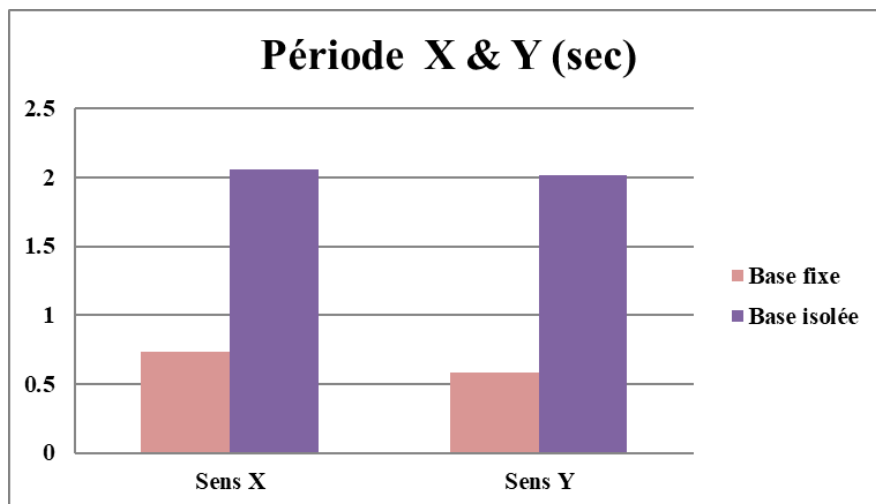


Figure VII.22 : Variation des périodes dans les deux sens

▣ **Observation**

D’après le tableau VII.4 et la figure VII.22 on constate que les périodes cibles sont pratiquement atteindres (T_d) (trois fois les périodes de l’ouvrage avec appui fixe).

VII.6.2 Les déplacements maximaux

Les déplacements maximaux sont présentés dans le tableau VII.5.

Tableau VII.5 : Déplacements maximaux dans les deux sens

Déplacement max (mm)	Sens X	Sens Y
Base fixe	21,872	16,418
Base isolée	68,51	71,168
Pourcentage de variation (%)	213,23	333,46

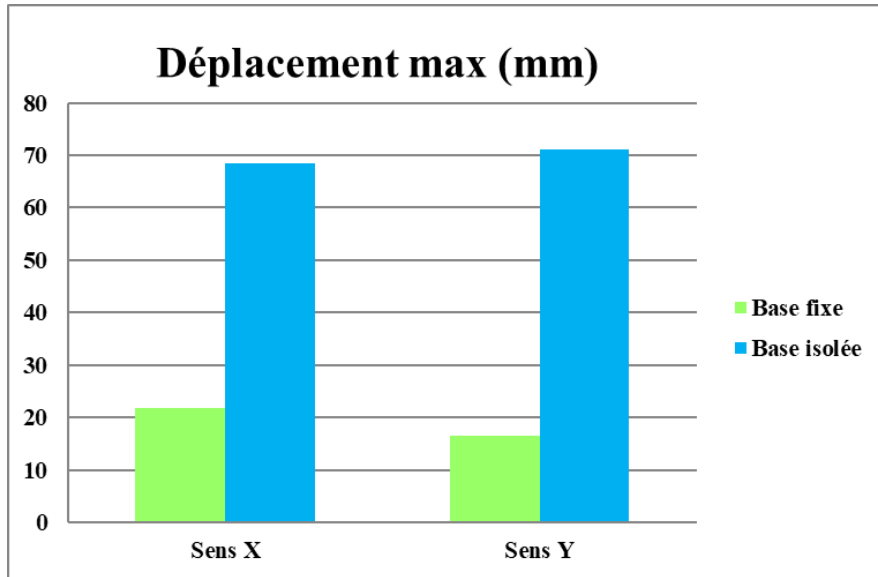


Figure VII.23 : Déplacements maximaux dans les deux sens

Pour les déplacements de tous les étages sont présentés dans les courbes ci-dessous :

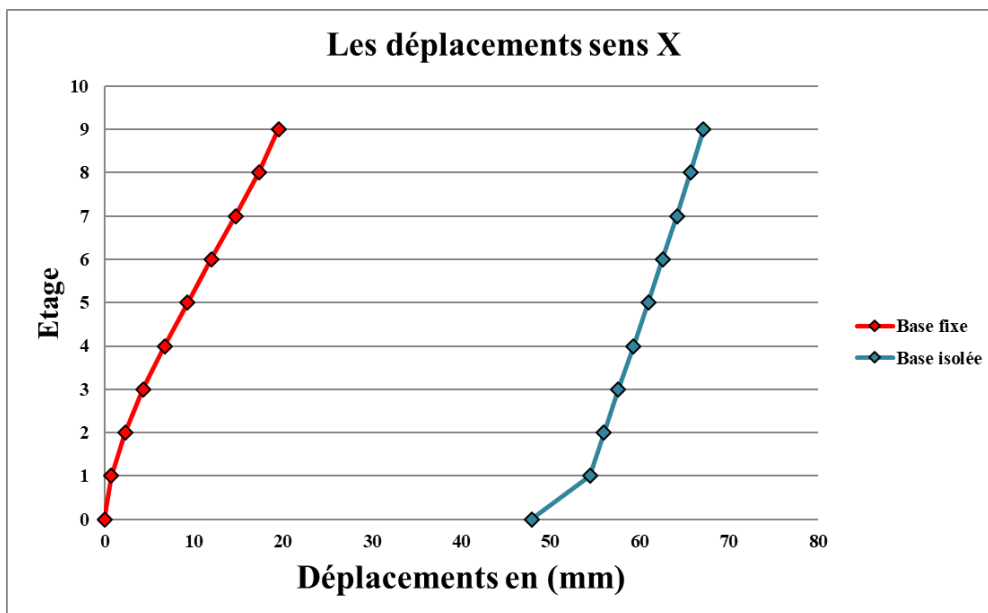


Figure VII.24 : Déplacements des étages sens X

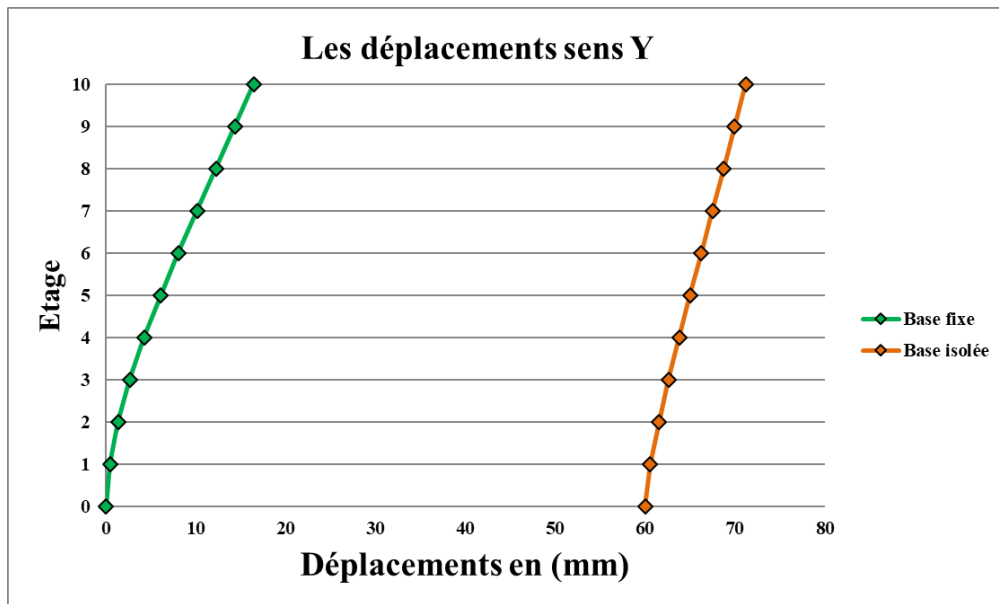


Figure VII.25 : Déplacements des étages sens Y

D'après le catalogue BRIDGESTONE (Seismic Isolation Product Line-up 202210), On adopte une hauteur total de l'isolateur de : $t_r = 20$ cm.

Avec :

$$t_r = \frac{D_d}{\gamma_{max}}$$

○ $\gamma_{max} = 100\%$ (Seismic Isolation Product Line-up 202210)

Donc le déplacement horizontal maximal de l'isolateur égale à :

$$D_{max} = t_r \times \gamma_{max} = 1 \times 20 = 20 \text{ cm}$$

▣ **Observation**

Il est évident que les déplacements à la base de l'ouvrage isolé sont plus élevés que ceux de l'ouvrage à base fixe.

$$\begin{cases} D_X = 4,78 \text{ cm} \leq D_{max} = 20 \text{ cm} \\ D_Y = 6 \text{ cm} \leq D_{max} = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

On constate également que la valeur du déplacement à la base ne dépasse pas la limite de déplacement de l'appui dans les deux sens.

VII.6.3 Déplacements relatifs inter-étages

VII.6.3.1 Sens X

Le tableau suivant présente les déplacements relatifs inter-étages dans la direction X :

Tableau VII.6 : Déplacements relatifs inter-étages sens X

Déplacements relatifs inter-étages sens X			
Étage	Base fixe	Base isolée	Pourcentage de variation (%)
Étage 9	0,00074	0,000435	-41,22
Étage 8	0,000774	0,000454	-41,34
Étage 7	0,000819	0,000476	-41,88
Étage 6	0,000843	0,0005	-40,69
Étage 5	0,000833	0,000512	-38,54
Étage 4	0,000807	0,000525	-34,94
Étage 3	0,000744	0,000526	-29,30
Étage 2	0,000633	0,000507	-19,91
Étage 1	0,000472	0,000487	3,18
RDC	0,000232	0,002567	1006,47
Base	0	0	0

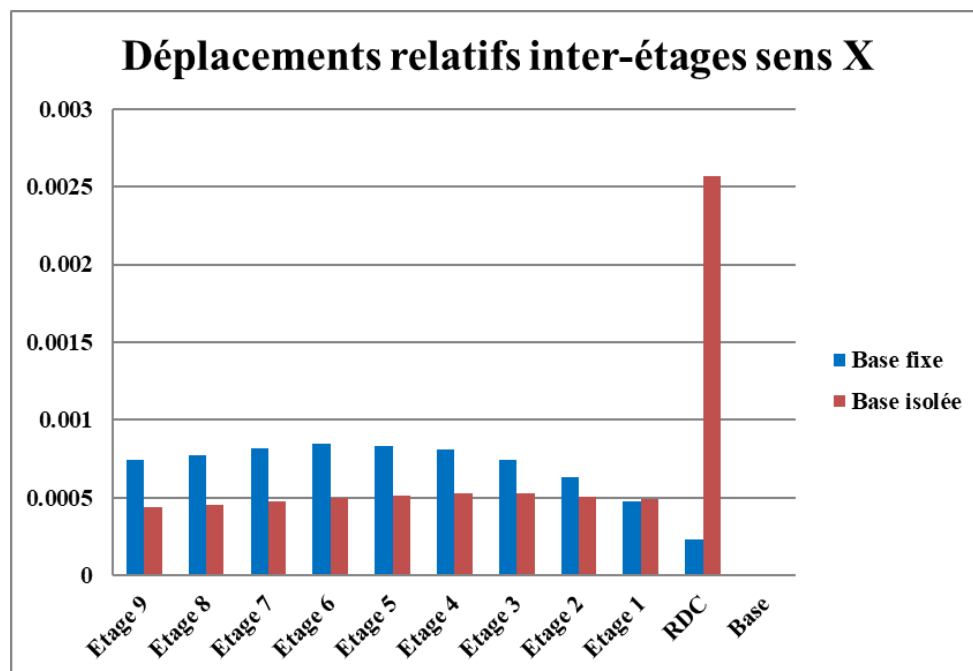


Figure VII.26 : Déplacements relatifs inter-étages sens X (collone)

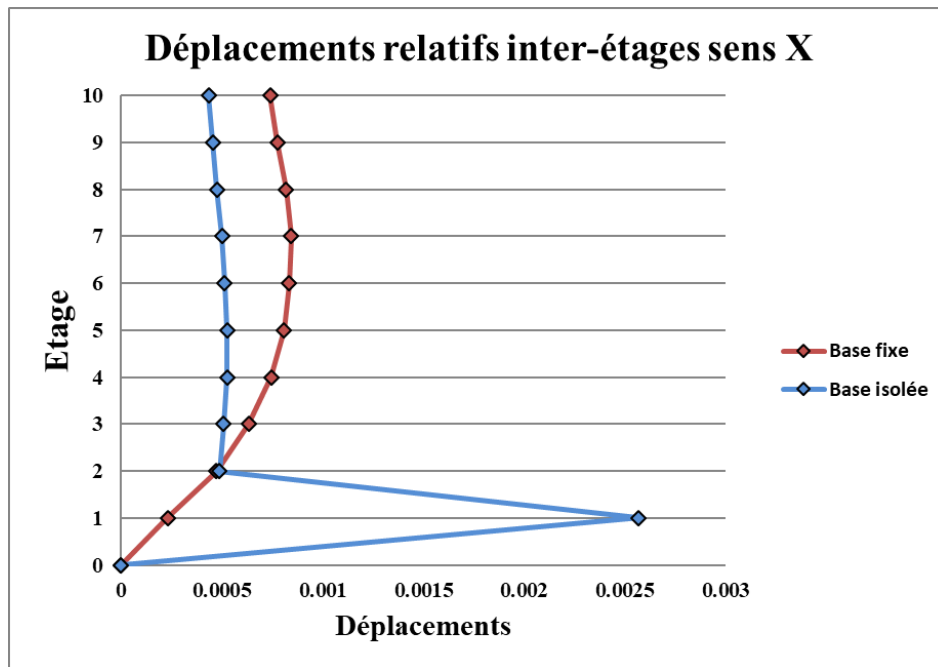


Figure VII.27 : Déplacements relatifs inter-étages sens X (courbe)

VII.6.3.2 Sens Y

Le tableau suivant présente les déplacements relatifs inter-étages dans la direction Y :

Tableau VII.7 : Déplacements relatifs inter-étages sens Y

Étage	Base fixe	Base isolée	Pourcentage de variation (%)
Étage 9	0,000649	0,000397	-38,83
Étage 8	0,000654	0,000400	-38,84
Étage 7	0,000654	0,000402	-38,53
Étage 6	0,000643	0,000404	-37,17
Étage 5	0,000614	0,000401	-34,69
Étage 4	0,000567	0,000392	-30,86
Étage 3	0,000498	0,000377	-24,30
Étage 2	0,000403	0,000346	-14,14
Étage 1	0,000284	0,000326	14,79
RDC	0,000131	0,002122	1519,85
Base	0	0	0

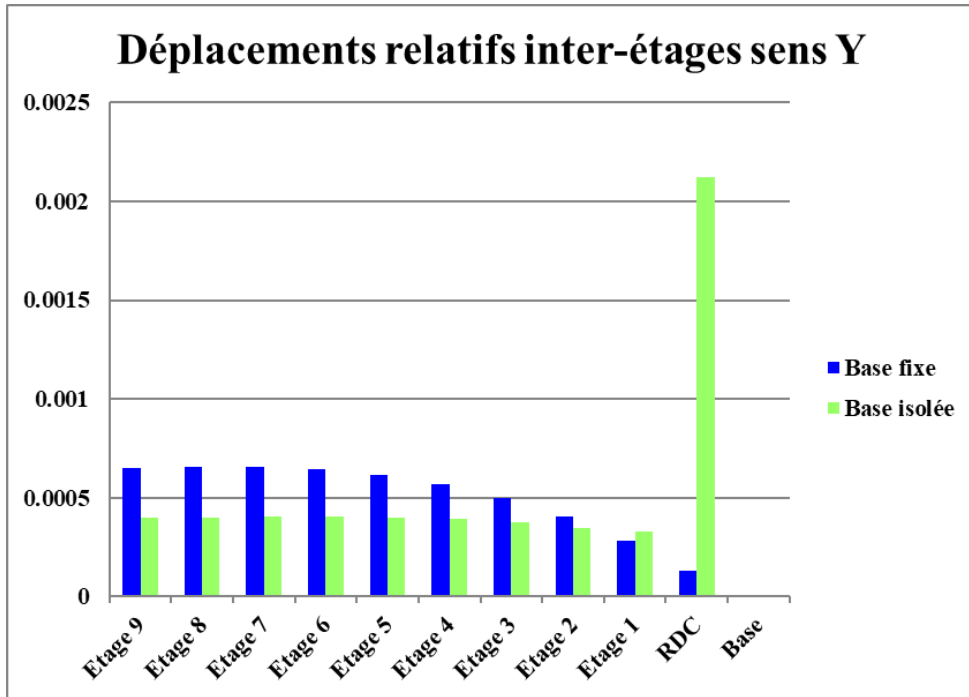


Figure VII.28 : Déplacements relatifs inter-étages sens Y (colonne)

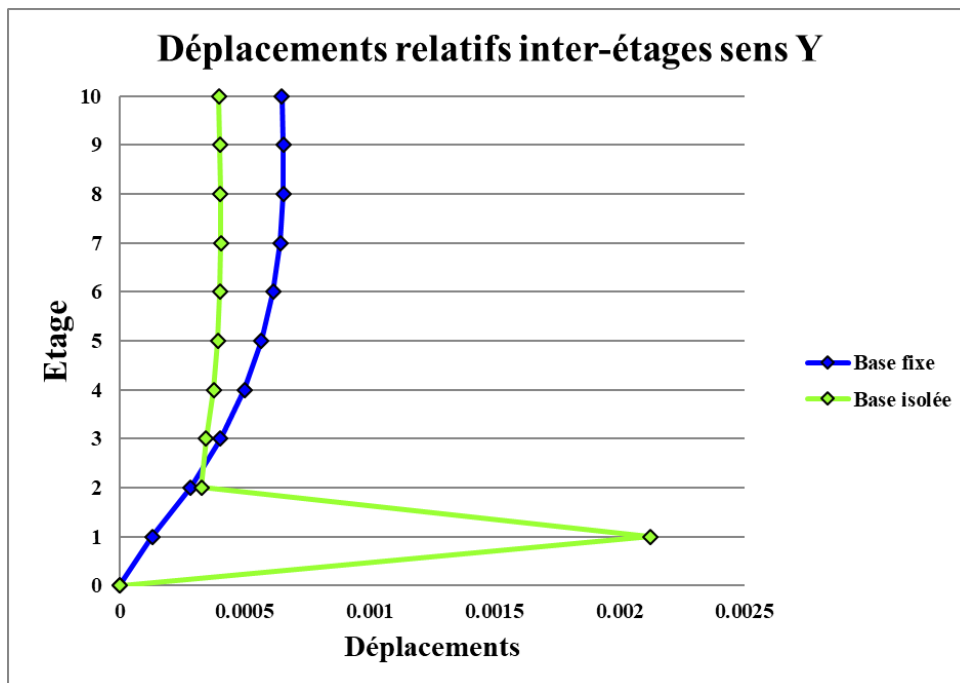


Figure VII.29 : Déplacements relatifs inter-étages sens Y (courbe)

➡ **Observation**

On constate une réduction des déplacements relatifs inter-étages, ce qui diminue le risque d'endommagement des poteaux, notamment en raison de l'effet P- Δ , qui pourrait autrement provoquer un effondrement en mille-feuille.

VII.6.4 Les efforts tranchants

Les tableaux suivants illustrent la variation des efforts tranchants dans les directions X et Y, avant et après l'installation de l'isolateur sismique :

VII.6.4.1 Sens X

Tableau VII.8 : Effort tranchant sens X

Étage	Base fixe	Base isolée	Pourcentage de variation (%)
Étage 9	388,0015	114,7918	-70,41
Étage 8	742,812	246,4639	-66,82
Étage 7	1165,4266	426,2807	-63,42
Étage 6	1482,6321	585,7444	-60,49
Étage 5	1742,6854	738,8884	-57,60
Étage 4	1962,7032	886,8468	-54,82
Étage 3	2148,342	1029,4205	-52,08
Étage 2	2294,1471	1168,818	-49,05
Étage 1	2398,49	1306,5481	-45,53
RDC	2452,0531	1441,639	-41,21
Base	0	0	0

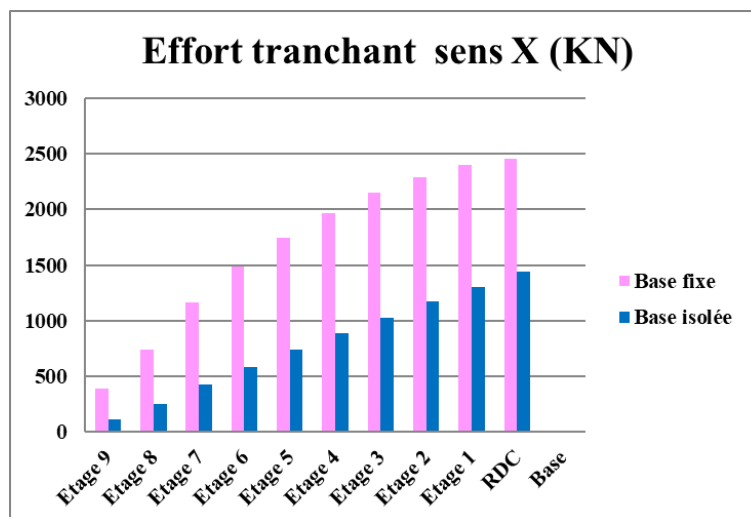


Figure VII.30 : Efforts tranchants sens X

VII.6.4.2 Sens Y

Tableau VII.9 : Efforts tranchants sens Y

Étage	Base fixe	Base isolée	Pourcentage de variation (%)
Étage 9	525,8326	106,5612	-79,73
Étage 8	1005,2809	230,3210	-77,09
Étage 7	1434,7677	369,3971	-74,25
Étage 6	1770,0954	499,0394	-71,81
Étage 5	2051,6890	624,0150	-69,59
Étage 4	2285,7616	745,4724	-67,39
Étage 3	2474,7100	863,4368	-65,11
Étage 2	2626,0059	979,9172	-62,68
Étage 1	2731,6284	1096,4864	-59,86
RDC	2774,7986	1208,1453	-56,46
Base	0	0	0

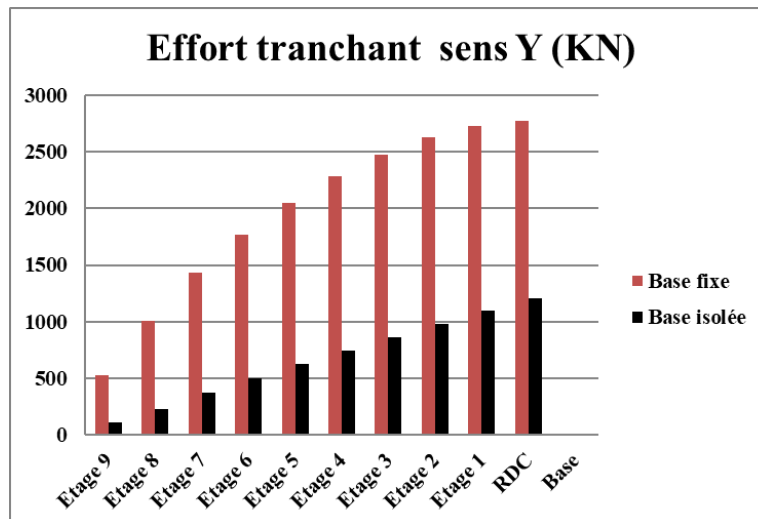


Figure VII.31 : Efforts tranchants sens Y

➡ Observation

Il a été observé que les efforts tranchants aux étages de l'ouvrage isolé sont nettement inférieurs à ceux de l'ouvrage fixe.

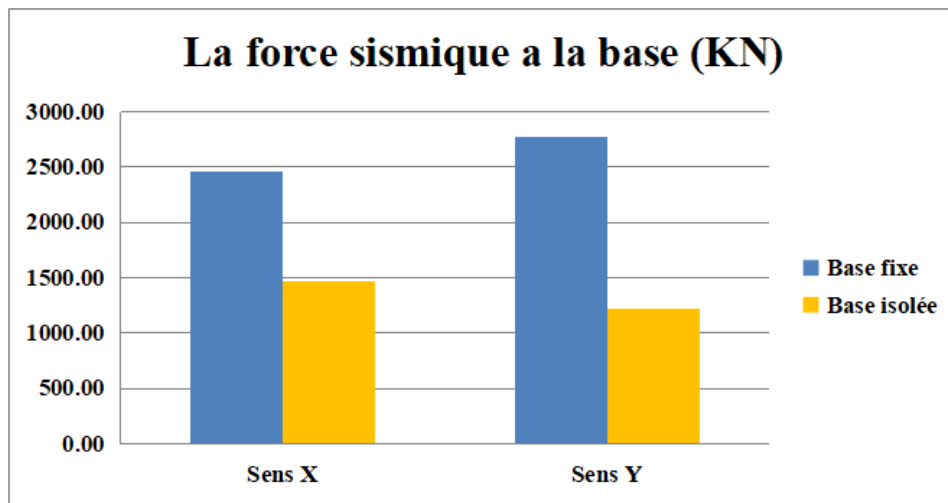
VII.6.5 La force sismique à la base

Le tableau suivant illustre la variation des efforts sismiques à la base dans les directions X et Y, avant et après l'installation de l'isolateur sismique :

Tableau VII.10 : La force sismique à la base dans les deux sens

La force sismique à la base (KN)			
Sens	Base fixe	Base isolée	Pourcentage de variation (%)
X	2456,45	1472,56	-40,05
Y	2775,38	1212,64	-56,23

Figure VII.32 : Force sismique à la base



► **Observation**

Après l'application des isolateurs sismiques à la base (LRB), on observe une réduction de la force sismique à la base. La force sismique à la base de la structure classique (base fixe) est de 2456,45 kN dans la direction X et de 2775,38 kN dans la direction Y. Cependant, après l'application des appuis LRB, cette force diminue à 1472,56 kN dans la direction X et à 1212,64 kN dans la direction Y, représentant ainsi une réduction de 40 % dans la direction X et de 56 % dans la direction Y.

VII.6.6 Le moment de renversement

VII.6.6.1 Sens X

Tableau VII.11 : Moment de renversement selon x

Étage	h (m)	E _{yi} (kN)	M _{rx,i} (kN.m)
Étage 9	32,3	110,6388	3573,63
Étage 8	29,07	233,8894	6799,16
Étage 7	25,84	373,6685	9655,59
Étage 6	22,61	502,0098	11350,44
Étage 5	19,38	626,2955	12137,61
Étage 4	16,15	747,2969	12068,85
Étage 3	12,92	864,9090	11174,62
Étage 2	9,69	981,1492	9507,34
Étage 1	6,46	1097,5582	7090,23
RDC	3,23	1208,9536	3904,92
M_{rx} = ∑ M_{rx,i} =			87262,39

VII.6.6.2 Sens Y

Tableau VII.12 : Moment de renversement selon x

Étage	h (m)	E _{xi} (kN)	M _{ry,i} (kN.m)
Étage 9	32,3	141,5297	4571,41
Étage 8	29,07	162,1259	4713,00
Étage 7	25,84	178,0195	4600,02
Étage 6	22,61	166,0046	3753,36
Étage 5	19,38	159,8616	3098,12
Étage 4	16,15	154,8623	2501,03
Étage 3	12,92	149,5654	1932,38
Étage 2	9,69	146,5191	1419,77
Étage 1	6,46	145,0088	936,76
RDC	3,23	138,0476	445,89
M_{ry} = ∑ M_{ry,i} =			27971,74

Le moment satabilissant selon x égale à : 383195,0123 KN.m

$$\text{Donc : } \frac{M_{s_y}}{M_{R_y}} = \frac{383195,0123}{87262,39} = 4,39 \geq F_s = 1,5 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Le moment satabilissant selon x égale à : 217143,8406 KN.m

$$\text{Donc : } \frac{M_{s_y}}{M_{R_y}} = \frac{217143,8406}{27971,74} = 7,76 \geq F_s = 1,5 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▣➡ **Observation**

On constate que même après l’installation des appuis LRB à la base de la structure, celle-ci reste toujours en sécurité par rapport au risque de renversement.

Conclusion

D’après l’étude comparative entre la structure avec et sans le système d’isolation, nous concluons les points suivants :

- La période du système isolé est prolongée par rapport à celle du système à base fixe, augmentant d’environ trois fois.
- Les déplacements du système isolé sont beaucoup plus élevés que ceux du système à base fixe, ce qui reflète la faible rigidité horizontale de l’isolateur.
- Les déplacements inter-étages du système isolé diminuent de manière très significative par rapport à ceux d’un système à base fixe. Par conséquent, il est raisonnable de considérer que les effets P-delta seront ignorées.
- La réduction des efforts tranchants à la base ainsi que ceux appliqués aux étages est très importante, ce qui assure une diminution des risques de renversement.

Par conséquent, ce système offre une solution aux diverses problématiques rencontrées par les structures lors d’un séisme, garantissant ainsi une résistance efficace et la sécurité des usagers, tout en respectant les impératifs économiques.

Conclusion générale

L'étude d'un bâtiment n'est pas un travail répétitif, car chaque bâtiment possède ses propres caractéristiques et ses méthodes de calcul spécifiques. Le véritable travail consiste à comprendre en profondeur ces deux aspects. Cette étude permet d'appliquer les connaissances académiques acquises et d'acquérir de nouvelles compétences dans la plupart des étapes de dimensionnement et de calcul des différentes parties de la structure. Cela inclut l'application des réglementations en vigueur et la pratique des logiciels tels que Etabs v21 et Autocad 2023. Après l'application de l'isolation à la base, l'accent est mis sur le comportement dynamique, qui tend à s'améliorer.

Cette étude nous a permis de satisfaire les conditions optimales afin de :

- ☞ Avoir une structure résistante sous différentes conditions statiques.
- ☞ Obtenir un bon comportement dynamique de la structure lors d'un séisme, ce qui permet de réduire les risques associés et d'atténuer les conséquences potentielles.
- ☞ Comprendre comment les paramètres interagissent et varient les uns par rapport aux autres lors de l'analyse sismique.
- ☞ Avoir une structure économique et optimisée en termes de coût.
- ☞ Résoudre différentes problématiques et situations.

Cette étude représente nos premiers pas dans le monde professionnel, nous permettant de mettre en pratique nos connaissances théoriques. De plus, l'application de l'isolation à la base, largement reconnue au niveau international, soulève l'espoir de son adoption dans notre pays.

On envisage une révision des réglementations parasismiques pour intégrer les paramètres et coefficients de calcul des isolateurs plus adaptés à notre contexte national.

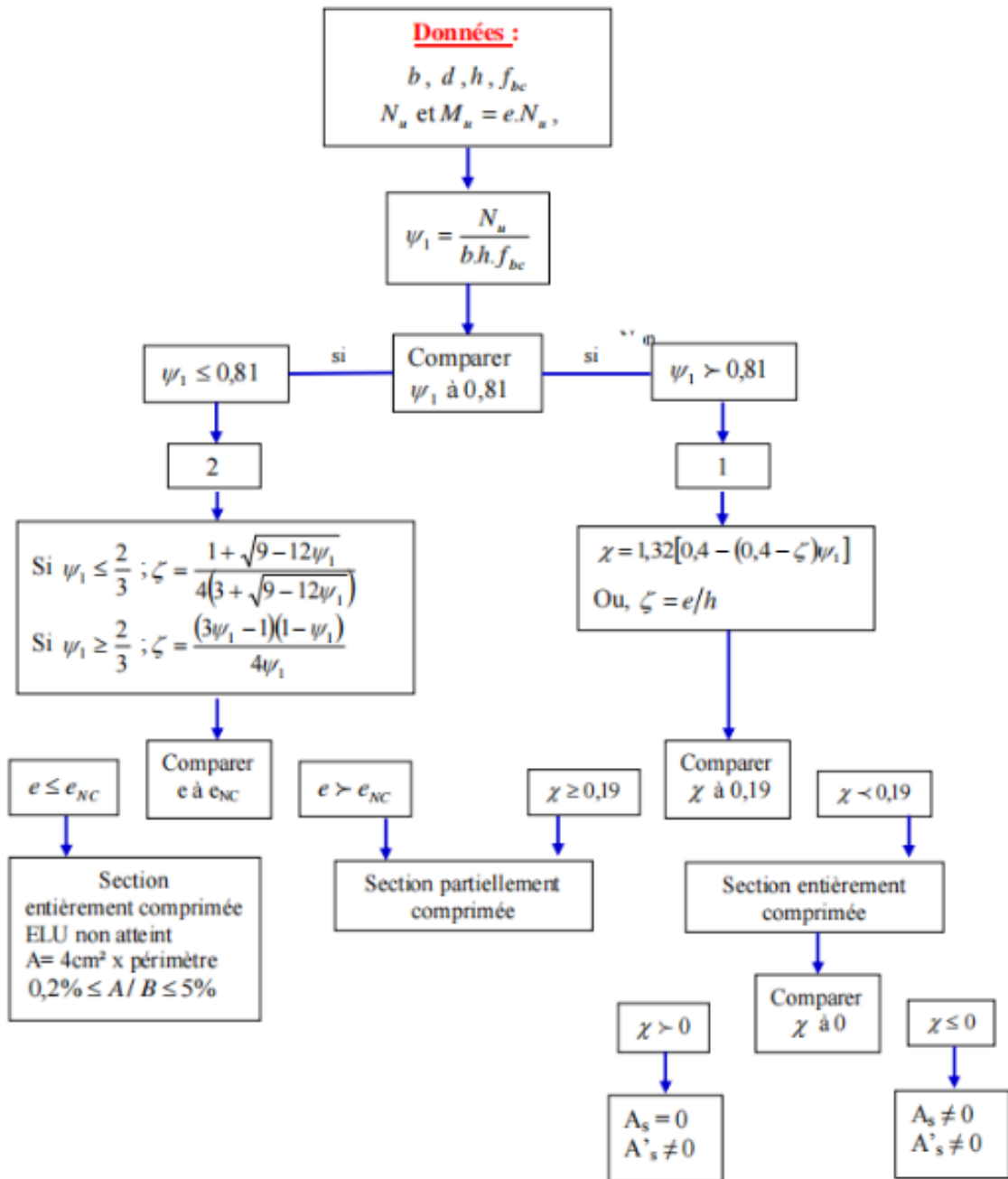
Bibliographie

- [1] Règlements parasismiques algérienne "RPA 99 version 2003".
- [2] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé "C.B.A 93".
- [3] Document technique réglementaire charges et surcharges "D.T.R B.C.2.2".
- [4] Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites"BAEL 91 R 99".
- [5] Benbouras Mohammed Amin, "Béton armé 1/2", ENSET SKIKDA, 2021/2022.
- [6] Moujari Marwa, "Béton armé 2", ENSET SKIKDA, 2022/2023.
- [7] Berradia Mohammed, "Projet structures en béton armé", Université Hassiba Benbouali de Chlef, 2019/2020.
- [8] Jean Perchât, Jean Roux, "Pratique du BAEL 91".
- [9] Hamoudi Bouzerd, "Cours Génie Parasismique", Université 20 août 1955 - Skikda, 2023/2024.
- [10] Rafik Taleb, "Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003 pour les Structures de Bâti-ments en Béton Armé : Interprétations et Propositions", Université Saad Dahlab, 2017.
- [11] Benmerabet Amine, "Etude d'un Bâtiment R+6 en béton armé à usage multiples contreventé par un système de voiles porteurs", Mémoire Master, Université 20 Aout 1955 de Skikda, 2021-2022.
- [12] structville.com , "Load transfer from slab to beams comparative analysis".
- [13] Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché "D.T.R B.C.2.42".
- [14] Jean Pierre Mougin, "Béton armé, BAEL 91 modifié 99 et DTU associés".
- [15] Kenef abdelmalek, "Étude d'un bâtiment en béton armé. Analyse par accélérogramme réel et synthétique", Mémoire Master, Université 20 Aout 1955 de Skikda, 2021-2022.
- [16] GNMA, "Your Professional Seismic Isolator Solution Provider".
- [17] Hamoudi Bouzerd, Messikh Hibat Elrahmenne, "Isolation de base", Mémoire master, Université 20 Aout 1955 - Skikda, 2023-2024.
- [18] Yeong-Bin Yang, Kuo-Chun Chang, "Base Isolation, Earthquake Engineering Handbook(Chapitre 17)", 2002.

Annexe

Annexe 1

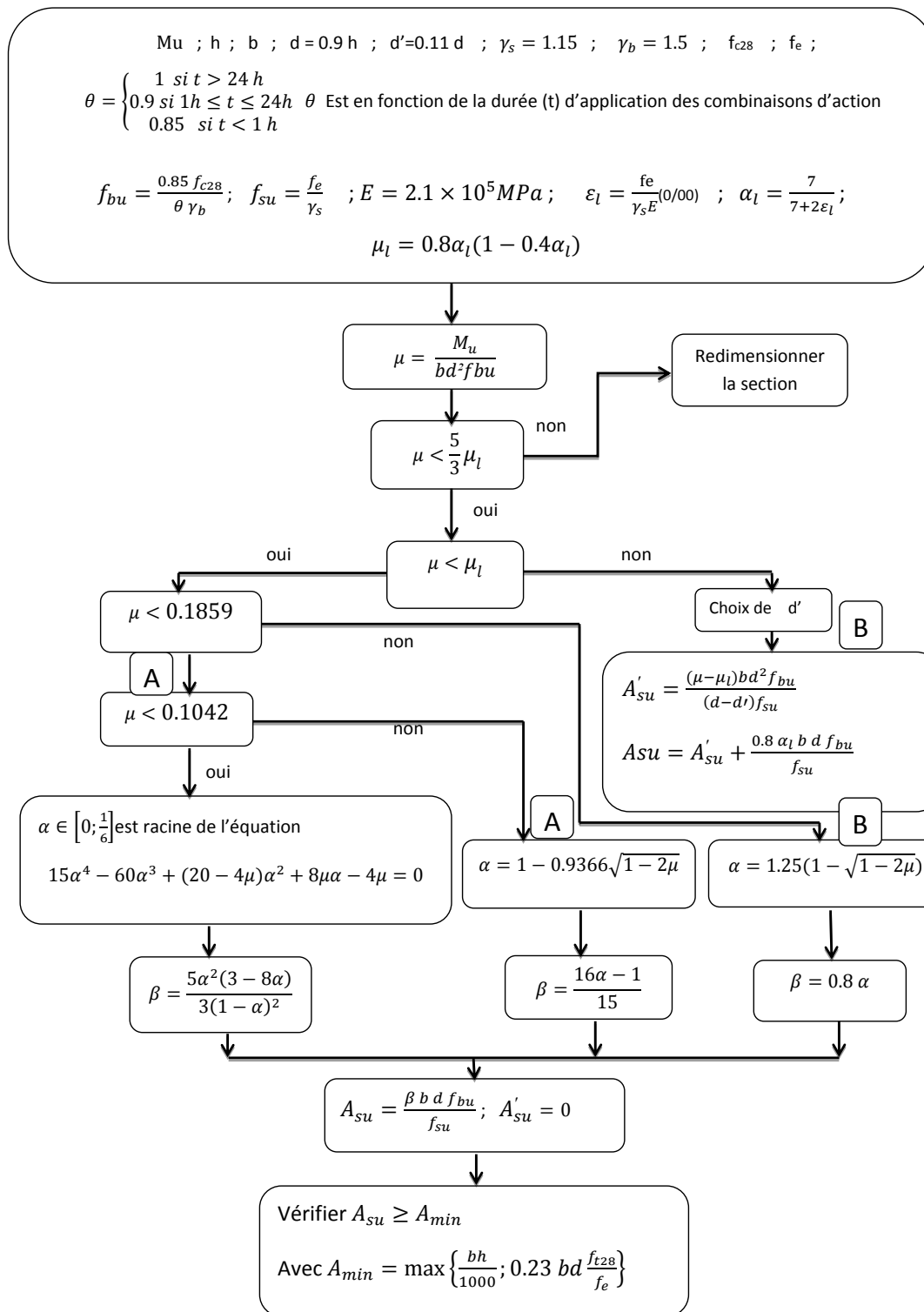
Organigramme de calcul du ferrailage pour une section rectangulaire en flexion composée



Annexe 2

Organigramme de calcul du ferrillage pour une section rectangulaire en flexion simple à

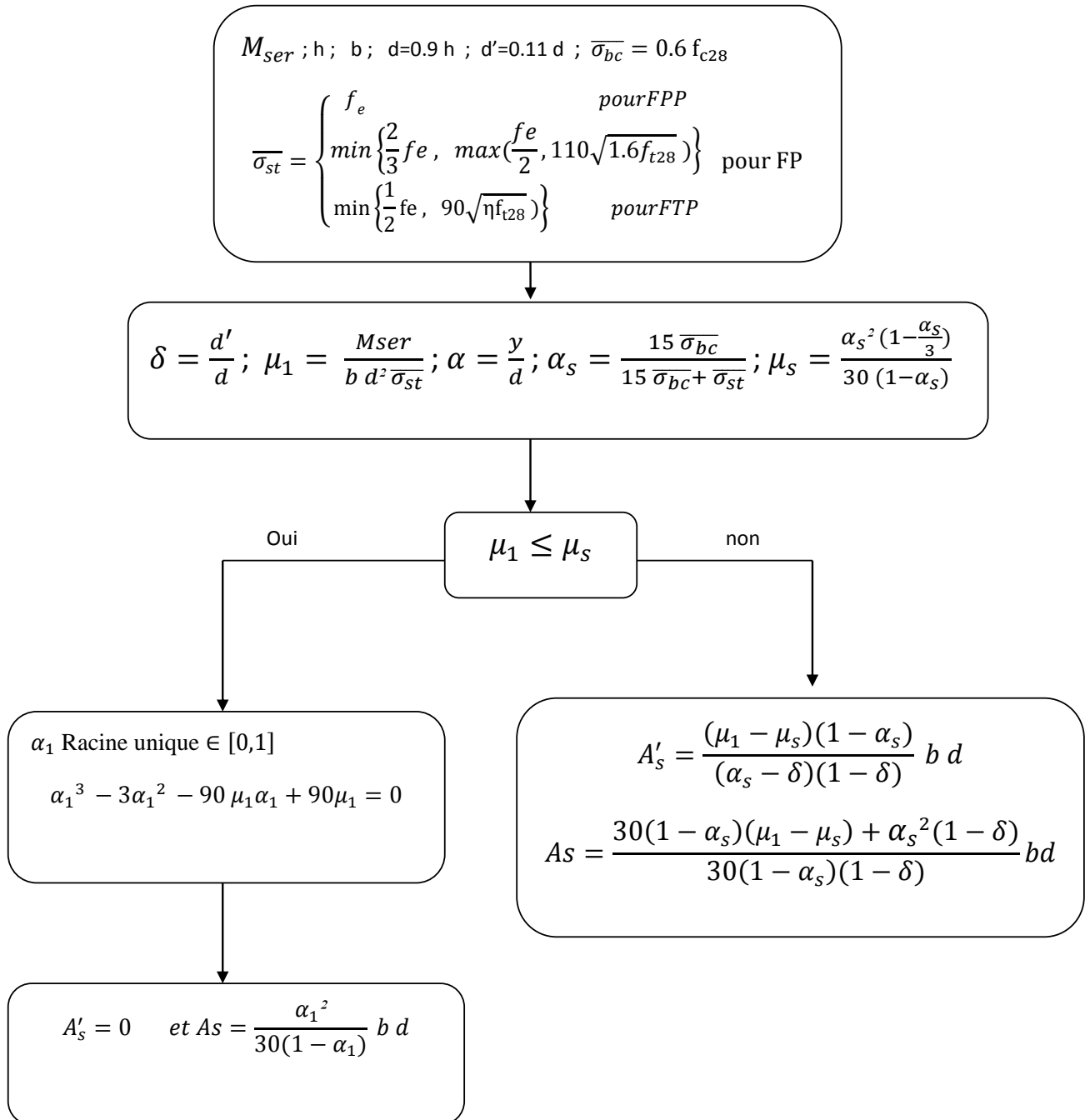
ELU



Annexe 4

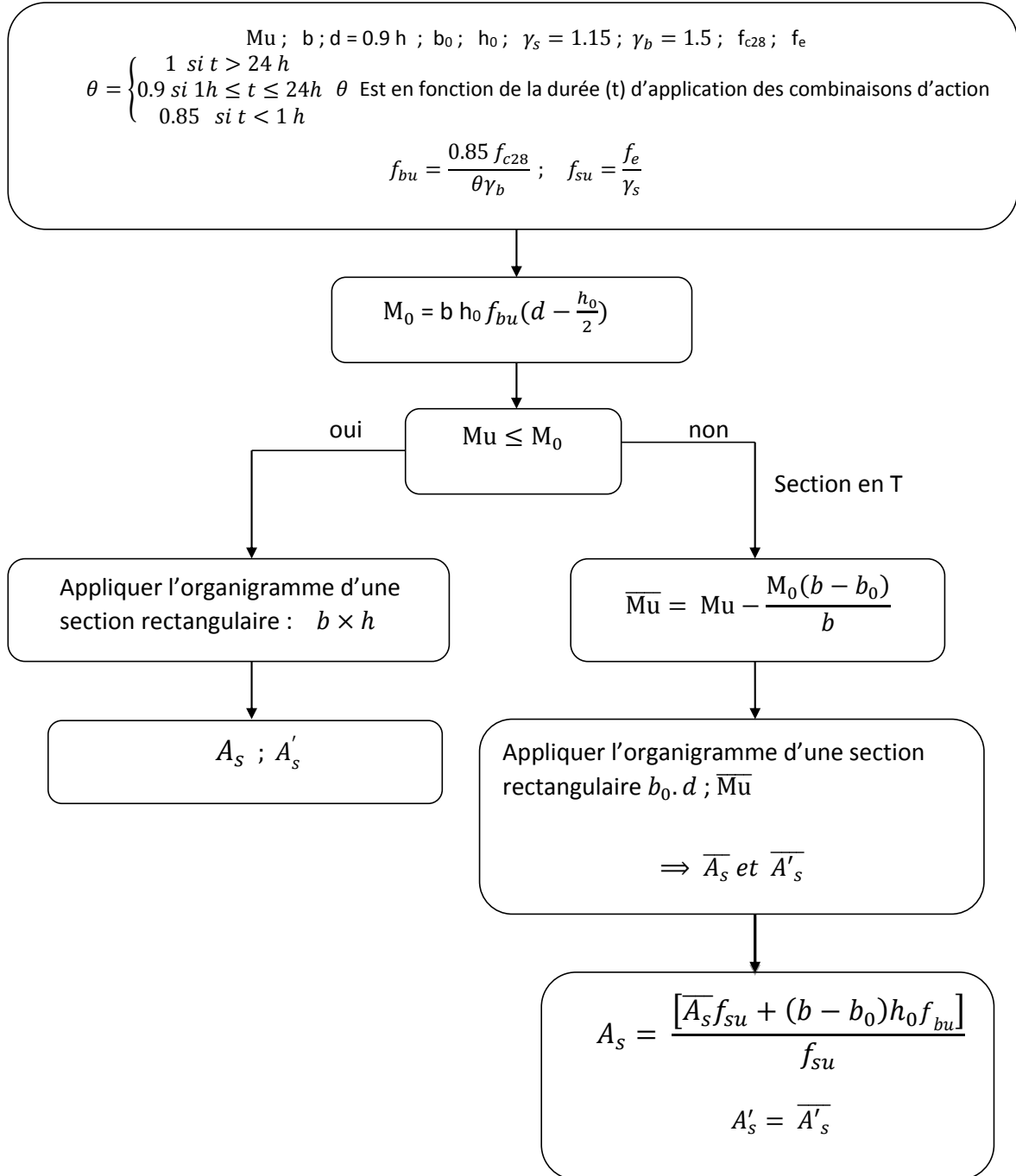
Organigramme de calcul du ferrillage pour une section rectangulaire en flexion simple à

ELS



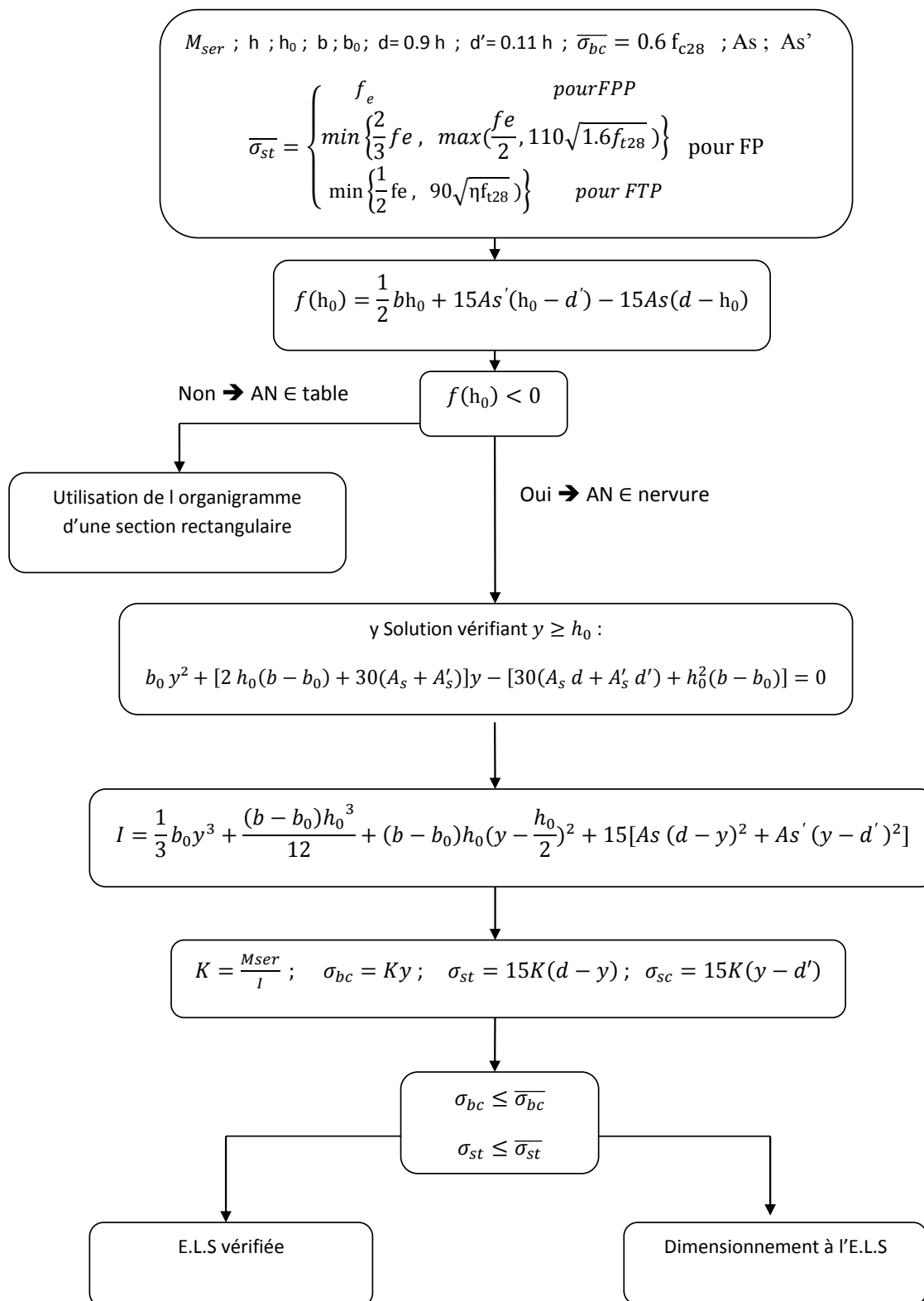
Annexe 5

Organigramme de calcul du ferrailage pour une section en T en flexion simple à ELU



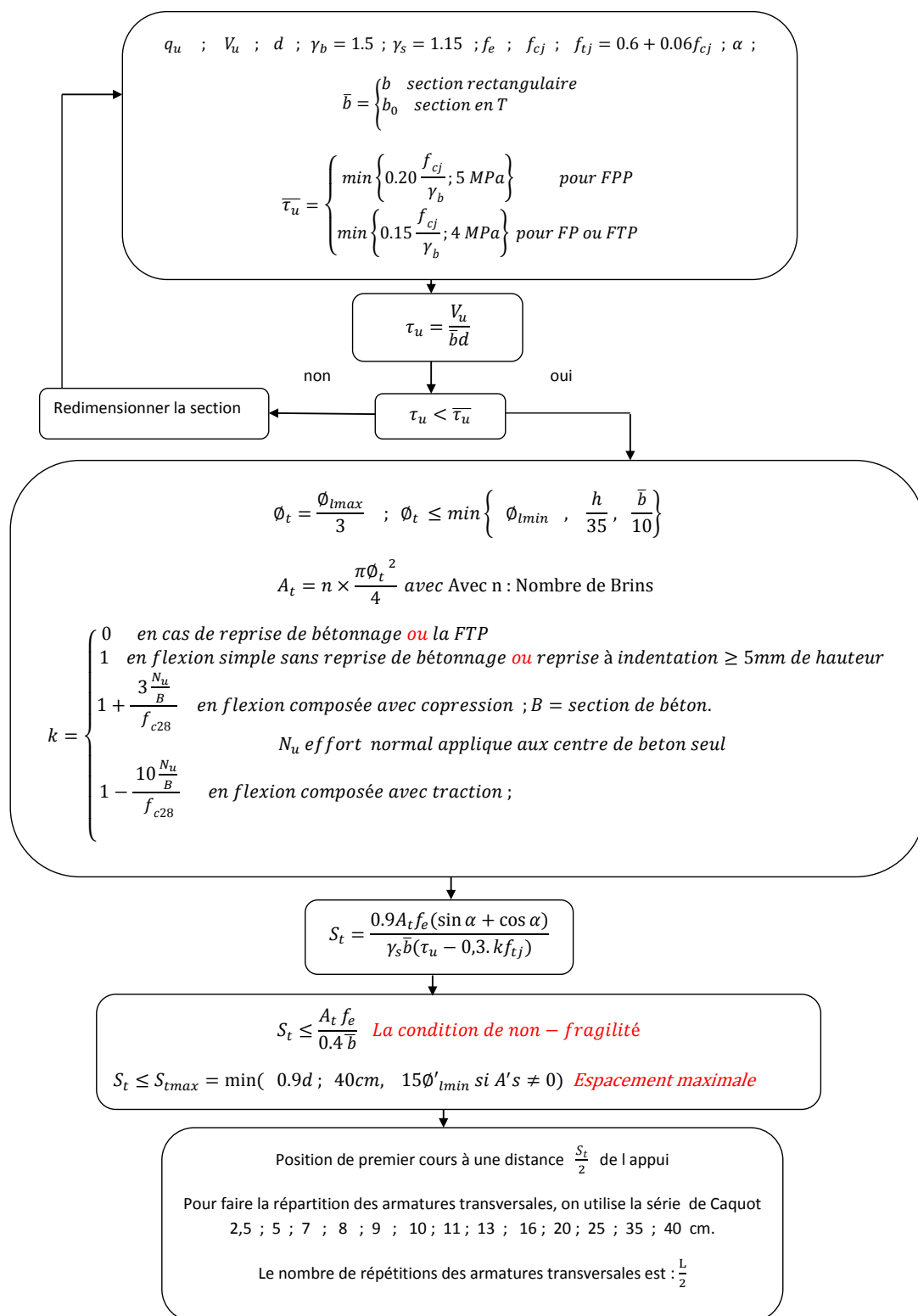
Annexe 6

Organigramme de vérification pour une section en T en flexion simple à ELS



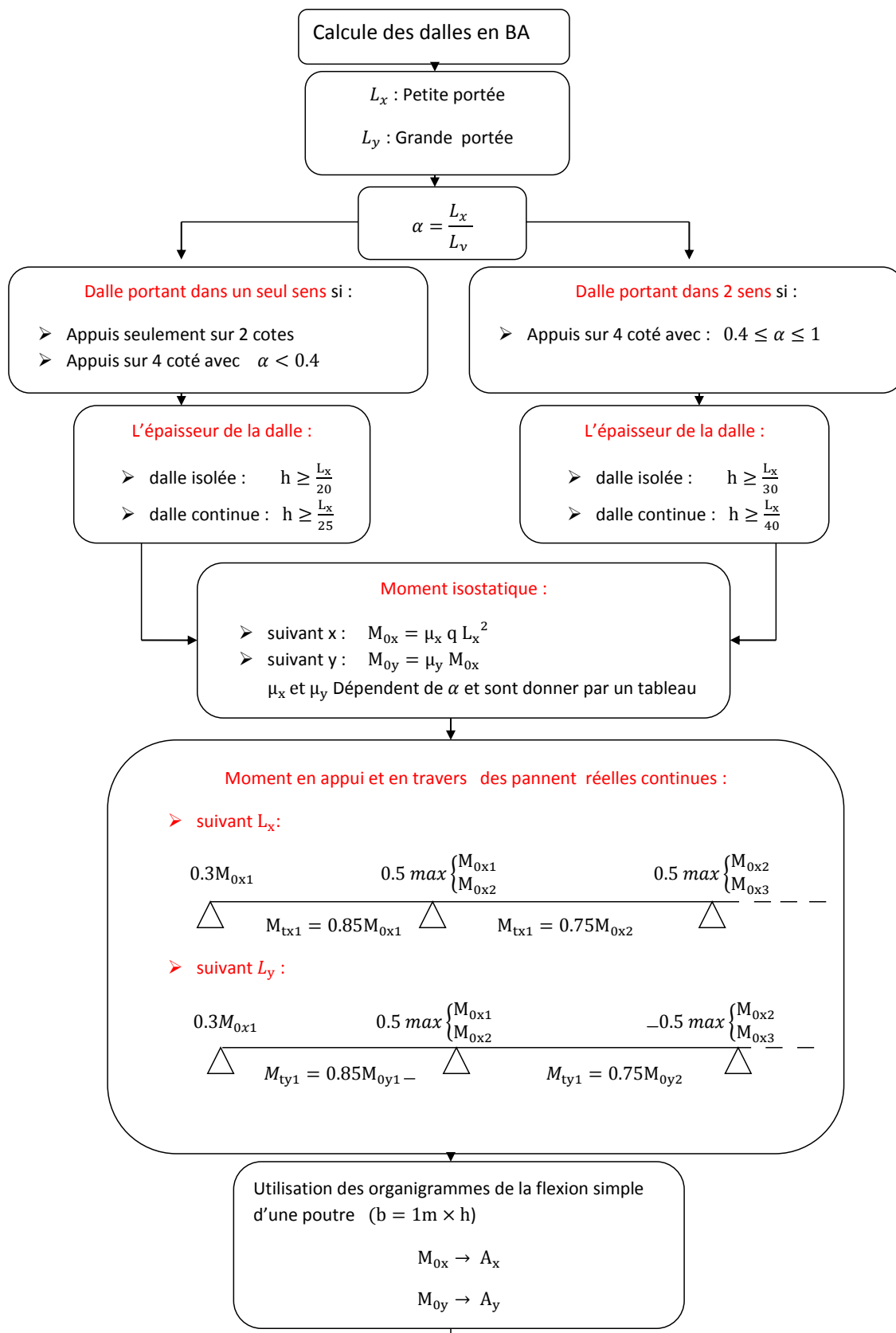
Annexe 7

Organigramme de calcul des armatures transversales



Annexe 8

Organigramme de calcul des dalles



Section minimale des armatures

➤ selon L_y :

$$A_{ymin}(\text{cm}^2/\text{m}) \begin{cases} 12h & \text{pour RL} \\ 8h & \text{pour HA 400} \\ 6h & \text{pour HA 500} \end{cases} \quad h \text{ en mitre}$$

➤ selon L_x :

$$A_{xmin}(\text{cm}^2/\text{m}) = \frac{3 - \alpha}{2} A_{ymin}$$

Effort tranchant

➤ $\alpha < 0.4$:

$$V_{ux} = q_u \frac{L_x}{2} \quad \text{Et} \quad V_{uy} = 0$$

➤ $0.4 \leq \alpha \leq 1$:

$$V_{ux} = \frac{q_u L_x L_y}{L_x + 2L_y} \quad \text{Et} \quad V_{uy} = q_u \frac{L_x}{3}$$

besoin d'armature transversale

$$\tau_u = \frac{V_u}{d b} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Pas d'armature transversale

Espacement maximale

FPP

$$S_{tx} \leq \min \begin{cases} 3h \\ 33 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Pour les As parallèle à } L_x$$

$$S_{ty} \leq \min \begin{cases} 4h \\ 45 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Pour les As parallèle à } L_y$$

FP ou FTP

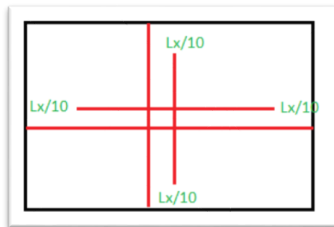
$$S_{tx} \leq \min \begin{cases} 2h \\ 25 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Pour les As parallèle à } L_x$$

$$S_{ty} \leq \min \begin{cases} 3h \\ 33 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Pour les As parallèle à } L_y$$

Les arrêts des barres

En travée :

Les arrêts en travée sont arrêtés 1 sur 2 à $\frac{L_x}{10}$

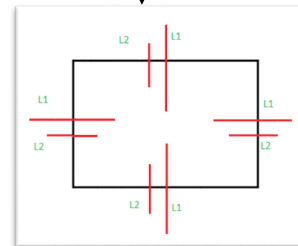


En appui :

Les armatures sur appuis sont arrêtée 1 sur 2 de L1 et L2

$$L_1 = \max \begin{cases} L_s & \text{pour un panneau intermédiaire} \\ 0.2L_x & \text{pour un panneau intermédiaire} \\ 0.25L_x & \text{pour un panneau de rive} \end{cases}$$

$$L_2 = \max \begin{cases} L_s \\ \frac{L_1}{2} \end{cases}$$



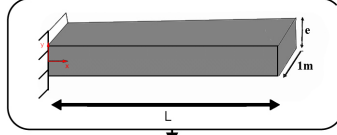
Annexe 9

Organigramme de calcul des balcons

Calcul des balcons en BA

ELU: $P_u = 1.35G + 1.5Q$

ELS: $P_s = G + Q$



Epaisseur du balcon

$L/15 < e < L/20 + 7$

Surcharges:

Charges permanentes:

1- Carrelage	: 2cm	γ = 2200kg/m ³	G1=44Kg/m ²	}	G=G1+G2+G3+G4+G5+G6
2- mortier de pose	: 2cm	γ = 2000kg/m ³	G2=40Kg/m ²		
3- Lit de sable	: 2 cm	γ = 1800kg/m ³	G3=36Kg/m ²		
4- dalle en béton armée	: e	γ = 2500kg/m ³	G4=e γ		
5- enduit de ciment	: 2 cm	γ = 2000kg/m ³	G5=40Kg/m ²		
- Cloison	:		G6=75Kg/m ²		

Charges d'exploitations:

$Q=350Kg/m^2$

Efforts internes: $M_u = PuL^2/2$
 $V_u = PuL$
 $M_s = P_s L^2/2$
 $V_s = P_s L$

Utilisation des organigrammes de la flexion simple d'une poutre (b = 1m × h)

$M_u \rightarrow A_s$

Armature de répartition: $A_r = A_s/4$

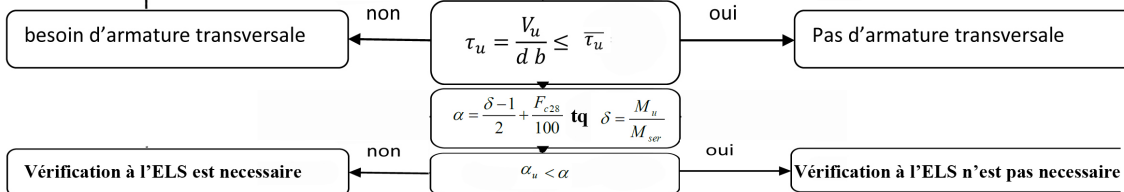
calcul de l'espacement

$S_t > s_{t \max} = \min (0.9d , 40cm)$

Effort tranchant

$$\bar{\tau}_u = \begin{cases} \min \left\{ 0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 MPa \right\} & \text{pour FPP} \\ \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 MPa \right\} & \text{pour FP ou FTP} \end{cases}$$

$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3}$



Annexe 10

Organigramme de calcul des escaliers O

Conception:

Nombre de Contremarches:

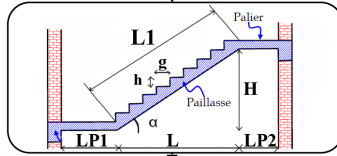
$$64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0 \rightarrow n \text{ (en cm)}$$

Détermination de g: $g = \frac{L}{(n-1)}$

Détermination de h: $h = \frac{H}{n}$

Formule de Blondel: $0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$ (en m)

Calcul des escaliers en BA



ELU: $P_u = 1.35G + 1.5Q$

ELS: $P_s = G + Q$

Epaisseur de la paillasse et du palier

$$\frac{l}{30} \leq e_p \leq \frac{l}{20}$$

$$l = L_1 + L_{p1} + L_{p2}$$

Surcharges:

Charges permanentes (G paillasse):

- | | | | |
|---|--------------------------------|--|---|
| 1-Poids propre de la paillasse (e=ep)..... | $\rho_1=25\text{KN/m}^3$ | $G_1 = \frac{\rho_1 \times e_p}{\cos(\alpha)}$ | |
| 2-Poids propre des marches | $\rho_2=22\text{KN/m}^3$ | $G_2 = \frac{\rho_2 \times h}{2}$ | |
| 3-Mortier de pose (e=2cm) (horizontale) ... | $\rho_3=20\text{KN/m}^3$ | $G_3 = 0,4 \text{ KN/m}^2$ | $G = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + G_5 + G_6 + G_7 + G_8$ |
| 4-Carrelage (e=2cm) (horizontale) | $\rho_4=22\text{KN/m}^3$ | $G_4 = 0,44 \text{ KN/m}^2$ | |
| 5-Garde corps | | $G_5 = 1 \text{ KN/m}^2$ | |
| 6-Mortier de pose (e=3cm) | $\rho_6=20\text{KN/m}^3$ | $G_6 = 0,6 \text{ KN/m}^2$ | |
| 7-Enduit en ciment (e=2cm) | $\rho_7=20\text{KN/m}^3$ | $G_7 = 0,4 \text{ KN/m}^2$ | |
| 8-Carrelage (e=2cm) (verticale) | $\rho_8=22\text{KN/m}^3$ | $G_8 = 0,44 \text{ KN/m}^2$ | |

Charges permanentes (G paliers):

- | | | | |
|--|--------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| 1-Poids propre de la paillasse (e=ep)..... | $\rho_1=25\text{KN/m}^3$ | $G_1 = \rho_1 \times e_p$ | $G = G_1 + G_2 + G_3 + G_4$ |
| 2-Mortier de pose (e=3cm)..... | $\rho_2=20\text{KN/m}^3$ | $G_2 = 0,6 \text{ KN/m}^2$ | |
| 3-Carrelage (e=2cm) | $\rho_3=22\text{KN/m}^3$ | $G_3 = 0,44 \text{ KN/m}^2$ | |
| 4-Enduit en ciment (e=2cm) | $\rho_4=20\text{KN/m}^3$ | $G_4 = 0,4 \text{ KN/m}^2$ | |

charges d'exploitation Q:

- Bâtiments d'habitation : 2.5 kN/m² ;
- Locaux recevant du public : 4 kN/m² ;
- Salles de spectacle et d'exposition : 5 kN/m².

Efforts internes à ELU et ELS:

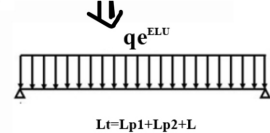
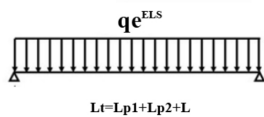
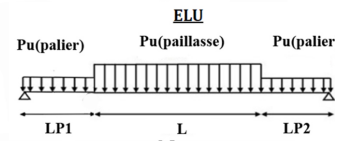
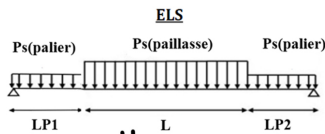
la charge équivalente: $q_e = \frac{\sum q_i \times L_i}{\sum L_i}$

Moment d'équivalence: $M_0 = \frac{\sum q_e L_i^2}{8}$

En travée: $M_{travée} = 0,85 \cdot M_0$

En appui: $M_{appui} = 0,2 \cdot M_0$

$$V_s = \frac{q_s \cdot L_t}{2}$$



Utilisation des organigrammes de la flexion simple

d'une poutre (b = 1m x ep)

En travée: $M_u^t \rightarrow A_s^t$

En appui: $M_u^a \rightarrow A_s^a$

Armature de réparation: $A_r = A_s^t / 4$

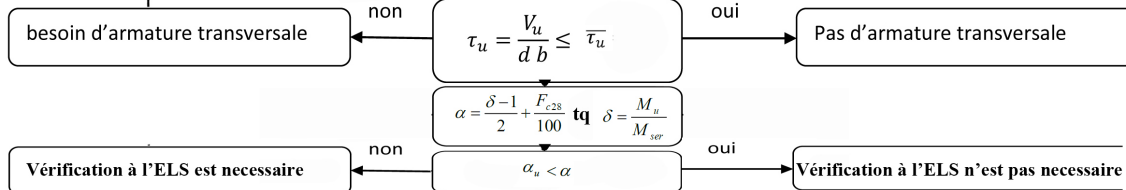
calcul de l'espacement

$$S_t > s_{t \max} = \min(0.9d, 40\text{cm})$$

Effort tranchant

$$\bar{\tau}_u = \begin{cases} \min \left\{ 0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} & \text{pour FPP} \\ \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} & \text{pour FP ou FTP} \end{cases}$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3}$$



Annexe 11

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\frac{l_x}{l_y}$	ELU ($\nu = 0$)		ELS ($\nu = 0,2$)	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235
0,70	0,0648	0,4320	0,0743	0,5817
0,75	0,0621	0,5105	0,0648	0,6447
0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
1,00	0,0368	1,000	0,0441	1,000

Annexe 12

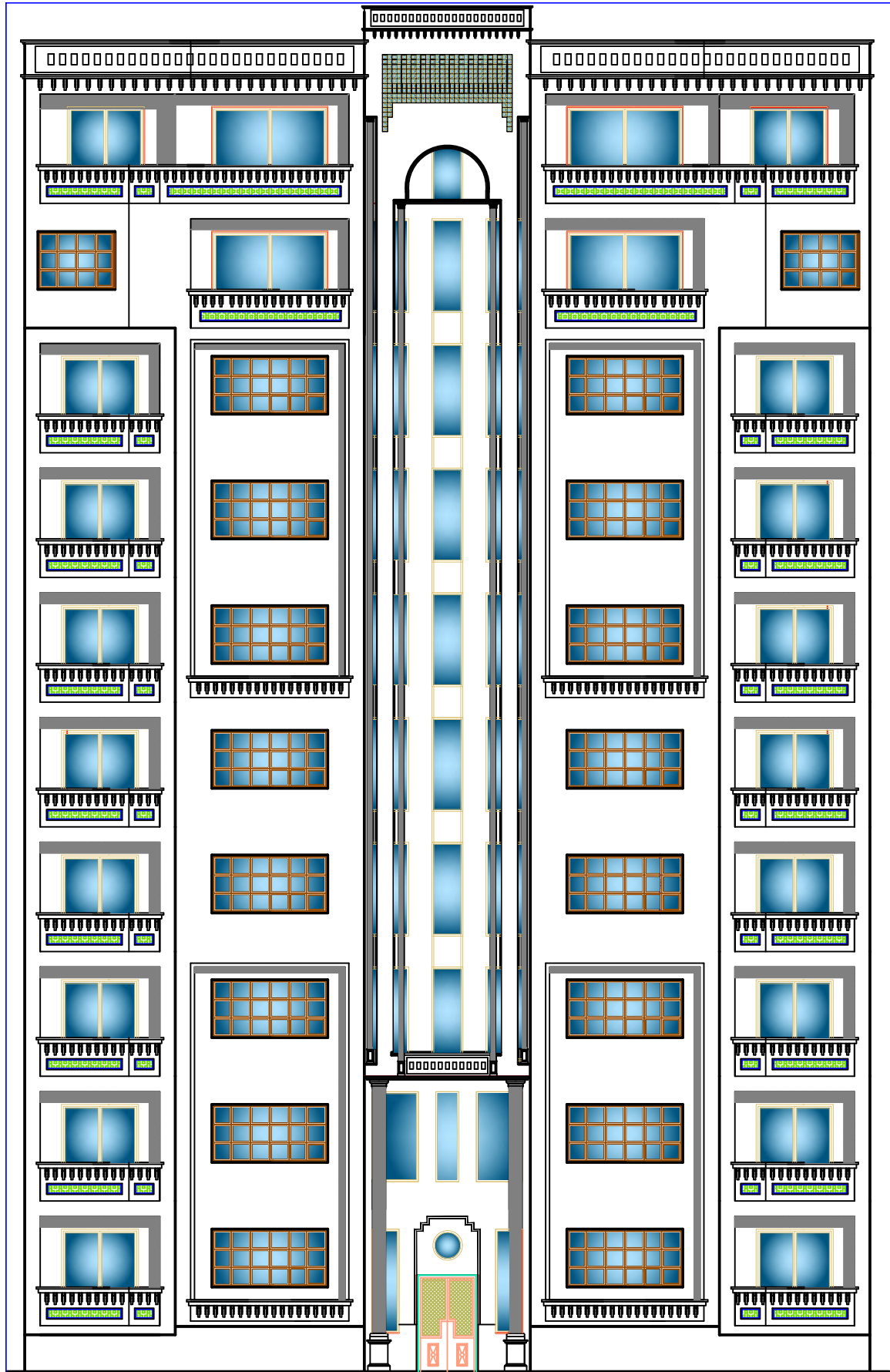
Tableau des Armatures en cm²

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre Ø en mm

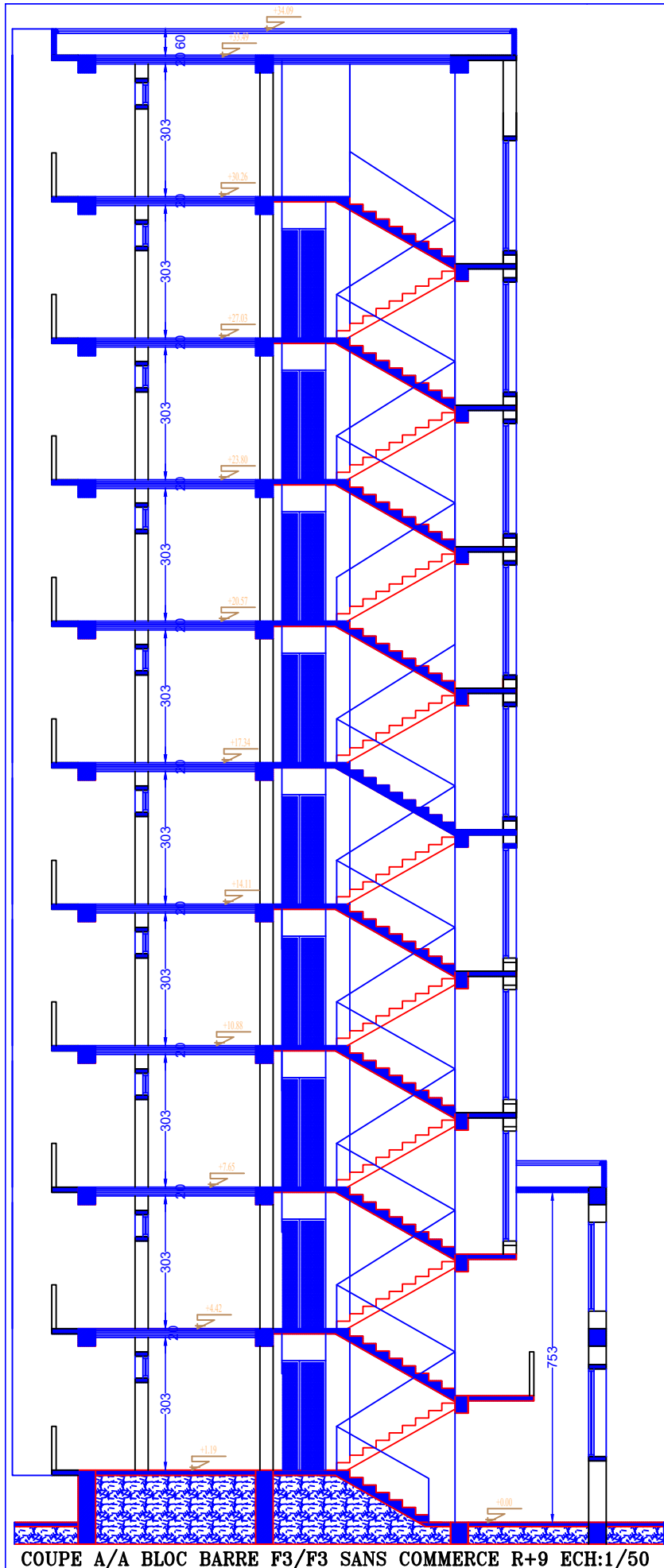
Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre ϕ en mm.

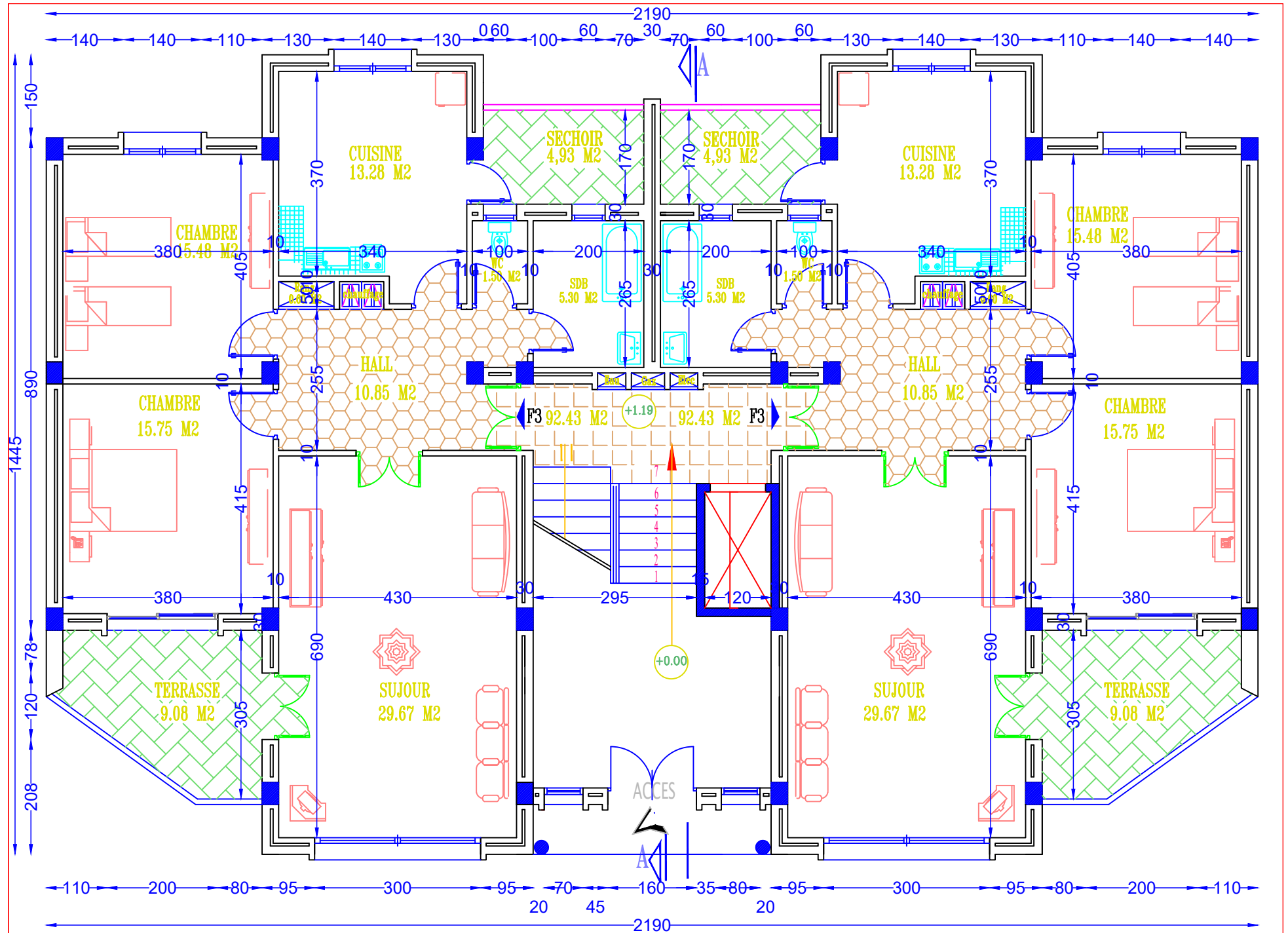
Plans architecturaux



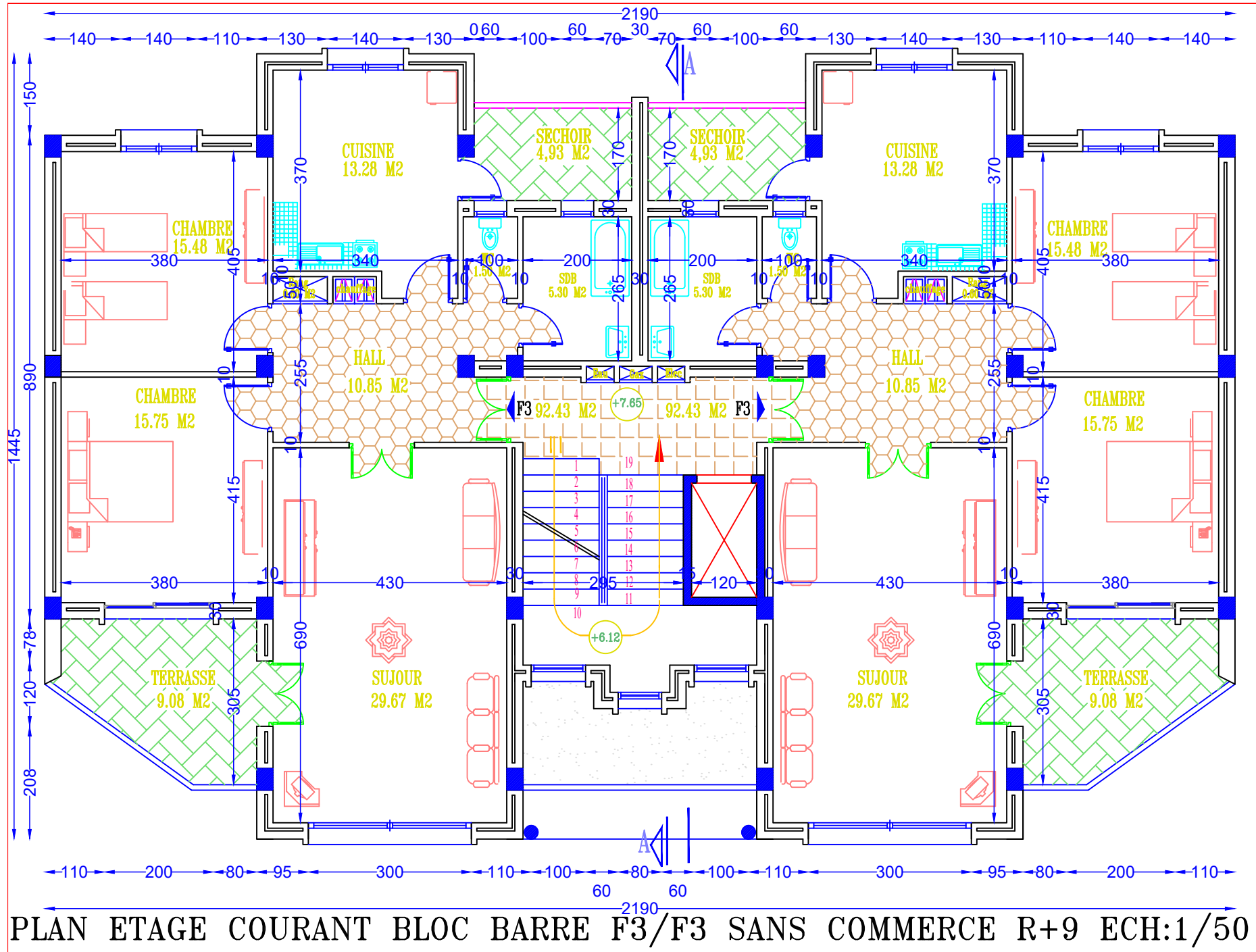
FACADE PRINCIPALE BLOC BARRE F3/F3 SANS COMMERCE R+9 ECH:1/50



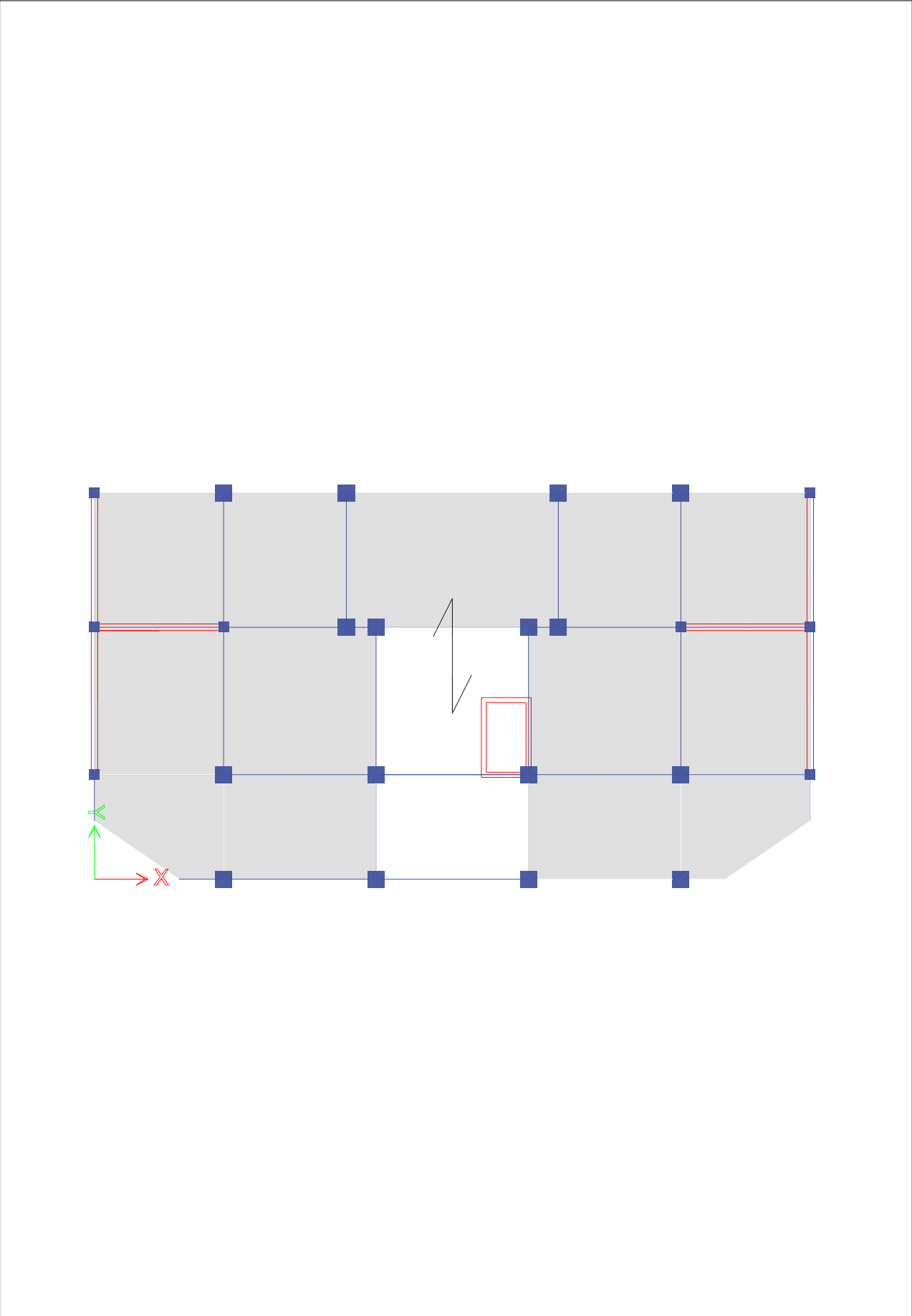
COUPE A/A BLOC BARRE F3/F3 SANS COMMERCE R+9 ECH:1/50

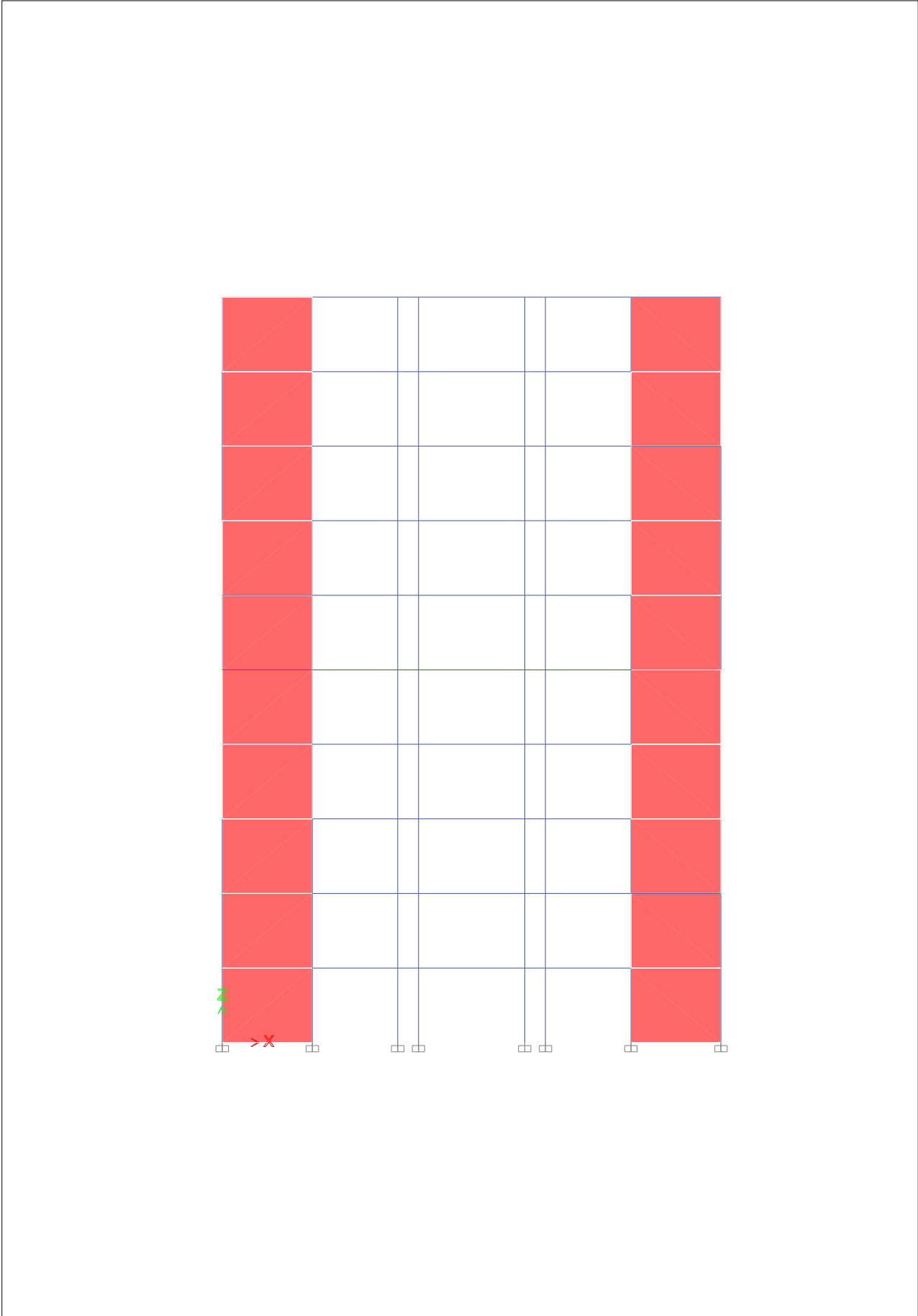


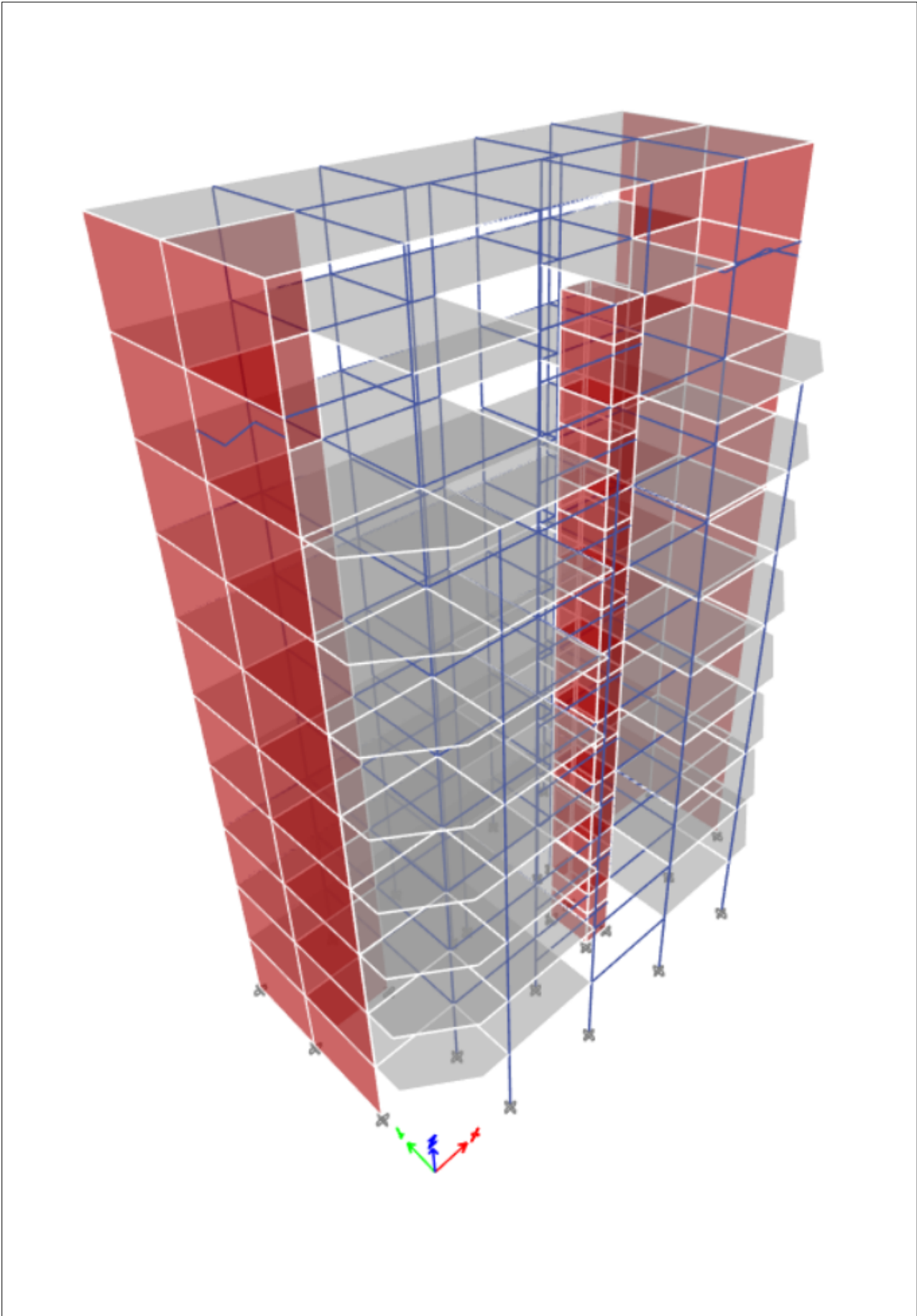
PLAN RDC BLOC BARRE F3/F3 SANS COMMERCE R+9 ECH:1/50



Modélisation (ETABS)





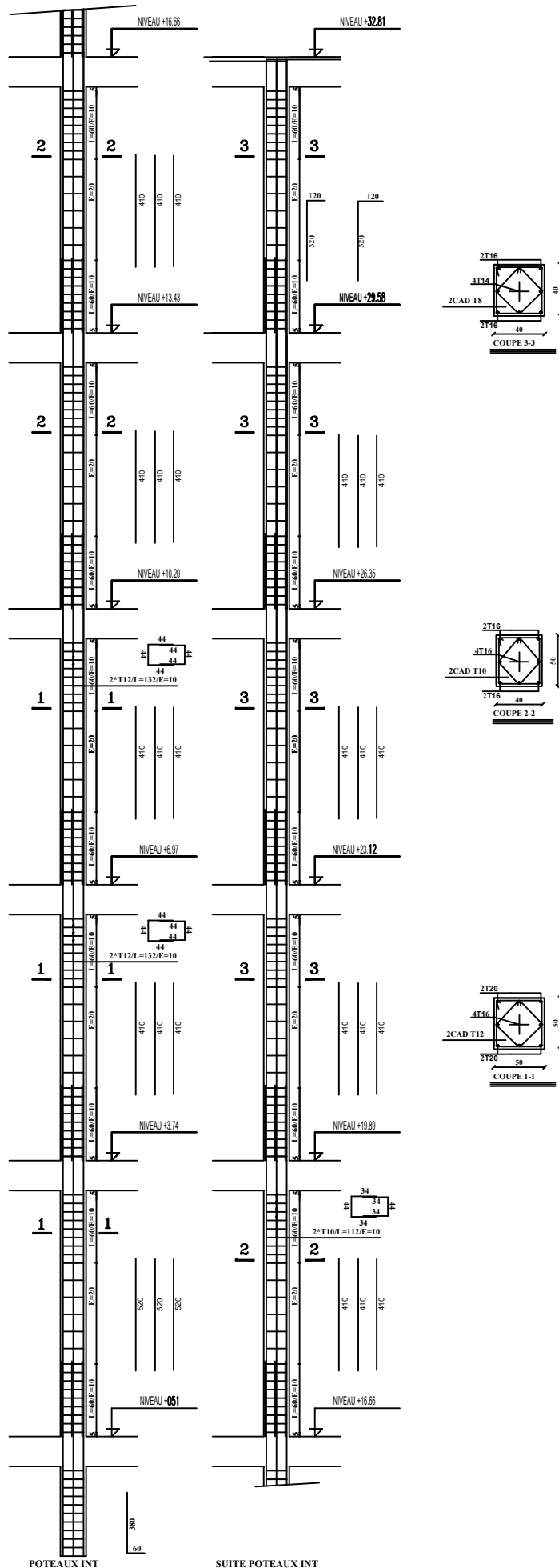


Model.EDB

Vue 3D

Plans de génie civil

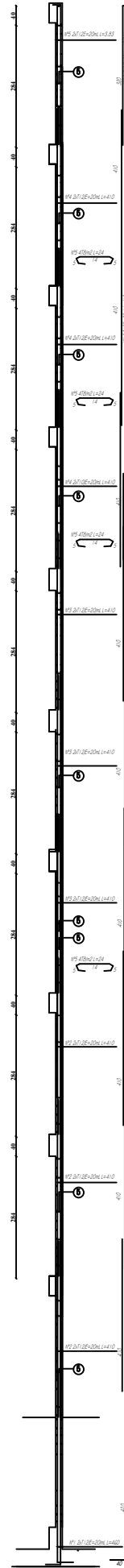
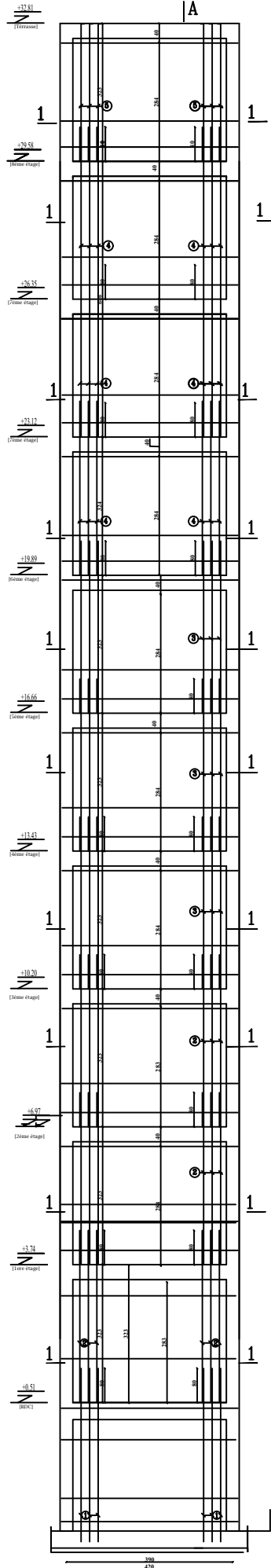
COFF-FERRAI/POTEAU



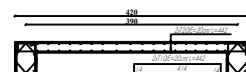
POTEAUX INT

SUITE POTEAUX INT

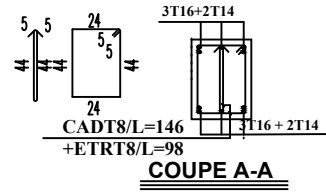
Coff - Ferr VOILE



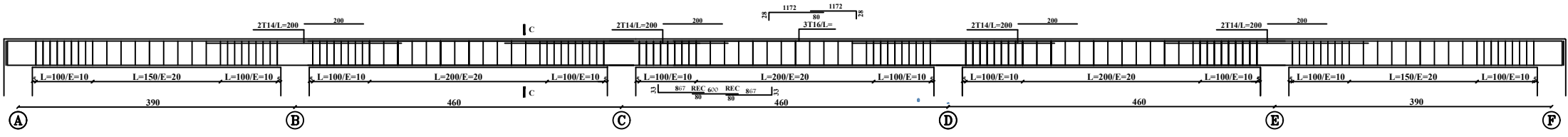
Coupe 1-1

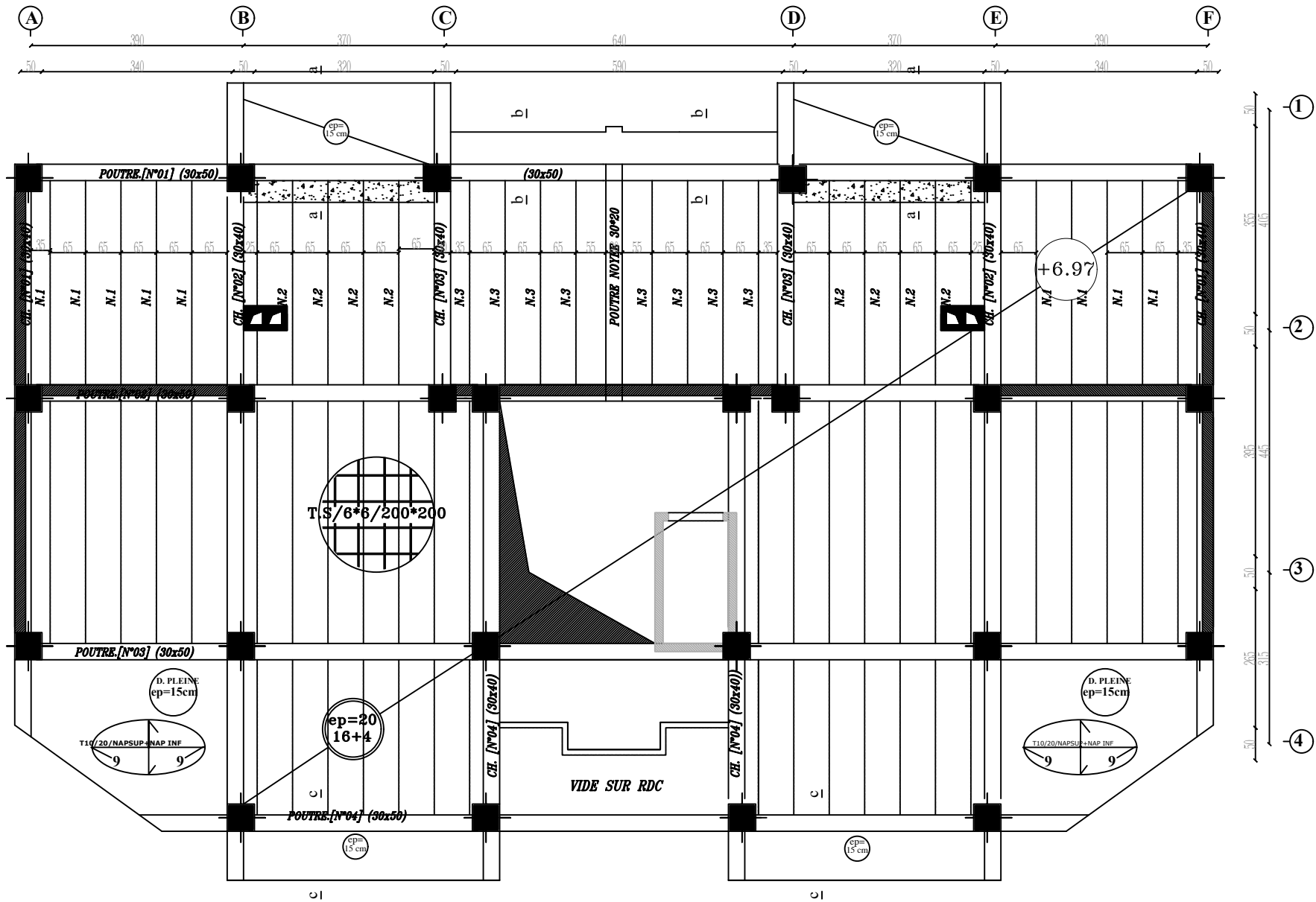


COFF-FERRAI/P.P/30*50

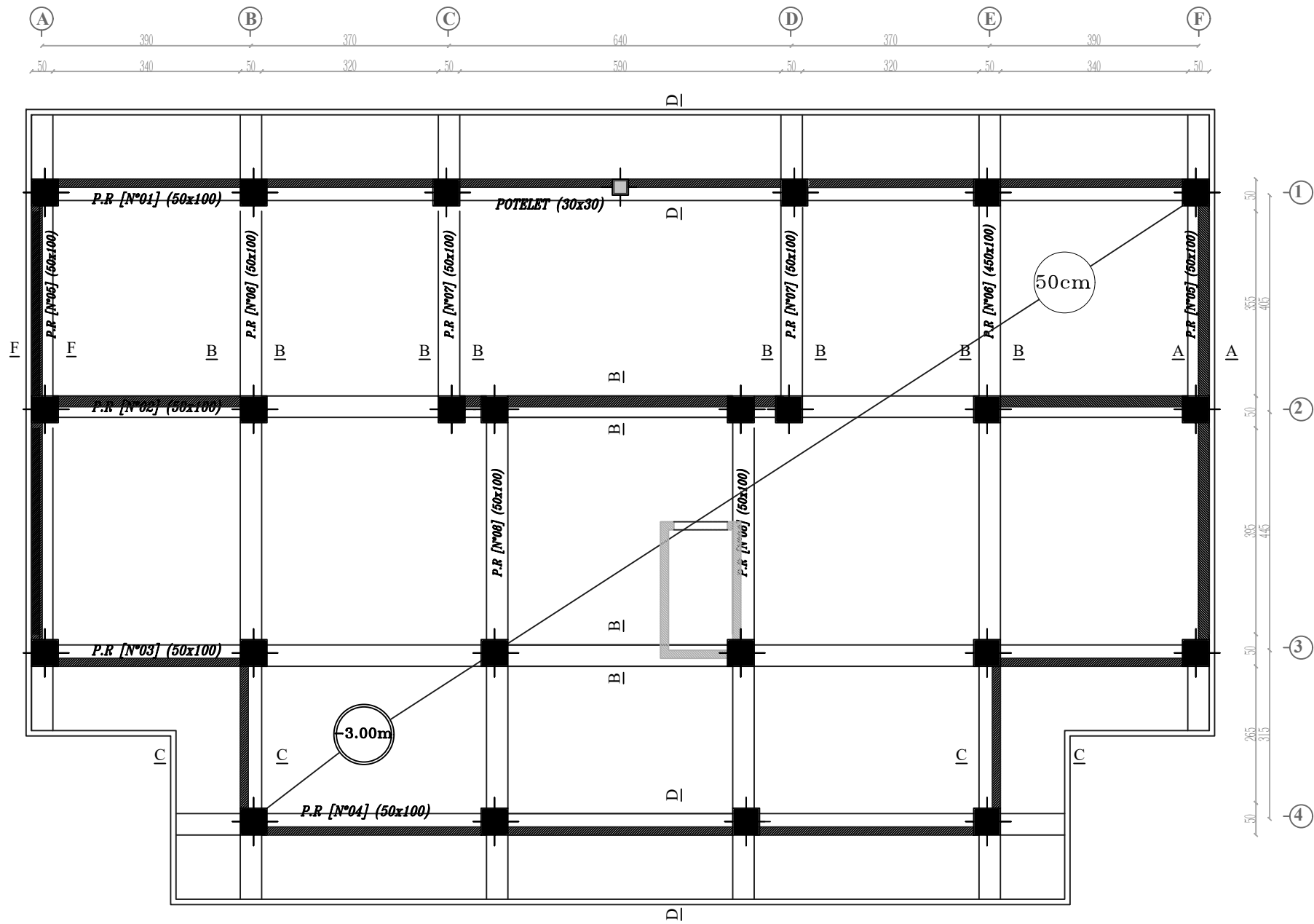


COUPE A-A

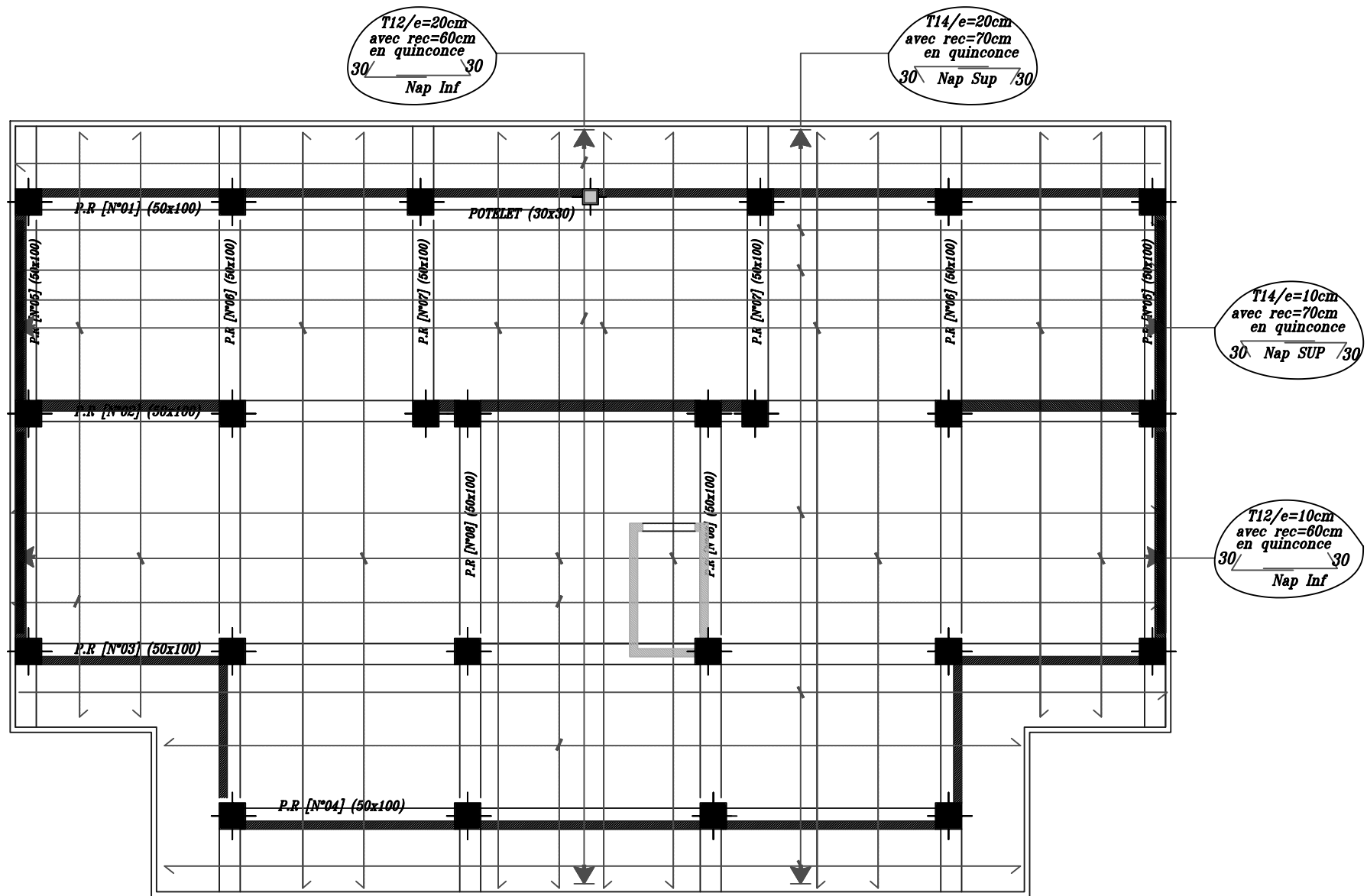




COFFRAGE PLANCHER NIV : +6.46/+9.69/+13.43/+16.66/+19.89 ECH:1/50



COFFRAGE FONDATION NIV:-3.00 ECH1/50



FERRAILLAGE FONDATION NIV:-3.00 ECH1/50