



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة عين تموشنت بلحاج بوشعيب

Université d'Ain Temouchent Belhadj Bouchaib

Faculté de sciences et de la technologie

Département de Génie Civil et Travaux Publics



Mémoire pour l'obtention du diplôme de master

Filière : GENIE CIVIL

Spécialité : Structures

Thème :

Analyse de la Performance Parasismique des Structures Elancées
Conformément aux Nouvelles Prescriptions du RPA 2024

PRESENTE PAR :

- DEGHBADJ Youcef

- YACOUTA NOUR Hafid

SOUTENUE LE : 27/06/2026

DEVANT LE JURY COMPOSE DE :

PRESIDENT : - Pr AMARA Khaled

EXAMINATEUR : - Dr MOUSSI Ouahiba

ENCADREURS : - Dr DERBAL Rachid

- Dr BENNACEUR Sidi mohammed

Année universitaire: 2025/2026

Remerciements

Tout d'abord, nous inclinons humblement avec le plus grand respect devant dieu qui nous a donné la force et la chance d'aller au devant.

Nous adressons nos sincères remerciements à Dr DERBAL RACHID et Dr BENNACEUR SIDI MOHAMMED pour l'orientation de ce mémoire.

Nous remercions nos professeurs pour leurs attitudes.

Nous tenons également à exprimer notre très profonde gratitude à tous ceux qui ont attribué de prés ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Résumé:

Ce mémoire consiste à analyser la capacité des structures élancées à résister aux effets sismiques, en appliquant les nouvelles règles du Règlement Parasismique Algérien RPA 2024.

L'étude se compose de six chapitres:

Le premier chapitre comprend une description générale du projet et des caractéristiques des matériaux.

Le deuxième chapitre concerne le pré dimensionnement de la structure et la descente des charges.

Le troisième chapitre aborde l'étude dynamique et la vérification de la structure via le logiciel ETABS.

Le quatrième chapitre traite du calcul du ferraillage des éléments principaux avec les logiciels ETABS et Expert.

Le cinquième chapitre est dédié au ferraillage des éléments secondaires.

Le sixième chapitre est consacré à l'étude de l'infrastructure (fondations) en utilisant le logiciel SAFE.

Mots-clés : Structure, Béton armé, ETABS, RPA 2024.

Abstract:

This thesis analyzes the capacity of slender structures to resist seismic effects, applying the new regulations of the Algerian Anti-Seismic Code (RPA 2024). The study consists of six chapters: The first chapter includes a general description of the project and material properties. The second chapter covers the structural pre-sizing and load breakdown. The third chapter addresses the dynamic study and structural verification using ETABS software.

The fourth chapter deals with the reinforcement calculation of the main elements using ETABS and Expert software.

The fifth chapter is dedicated to the reinforcement of the secondary elements. The sixth chapter is devoted to the study of the infrastructure (foundations) using SAFE software.

Keywords: Structure, Reinforced concrete, ETABS, RPA 2024.

الملخص:

هذه المذكرة هي عبارة عن اجراء تحليل لمدى قدرة البنايات العالية على مواجهة التأثيرات الزلزالية باستخدام القواعد الجديدة وفقا لأحكام القانون المضاد للزلازل الجزائري (RPA 2024).

تتألف الدراسة من ستة فصول:

يحتوي الفصل الأول على وصف عام للمشروع إضافة إلى عرض لخصائص المواد، ثم الفصل الثاني المتعلق بتحديد أبعاد الهيكل وتخفيض الأحمال ثم باشرنا الدراسة الديناميكية والتحقق للهيكل خلال الفصل الثالث باستخدام برنامج إيتابس، ثم تلا ذلك حساب تسليح العناصر الرئيسية بالفصل الرابع باستخدام برنامج إيتابس وإكسبار، بعده الفصل الخامس المتعلق بتسليح العناصر الثانوية، أما الفصل السادس فيتعلق بدراسة المنشآت الأرضية، قمنا خلال هذا الفصل باستخدام برنامج SAFE.

الكلمات المفتاحية: الهيكل، الخرسانة المسلحة، ETABS , RPA2024

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
Introduction générale :	1
Problématique :	1
Présentation de l'ouvrage :	2
Caractéristiques géométriques :	2
Ossature et système constructif adopté :	4
Planchers:	4
Caractéristiques des matériaux :	4
 PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE ET DESCENTE DES CHARGES	 10
II) Pré dimensionnement des éléments de la structure et descente des charges :	10
II.1) Introduction :	10
II.2) Pré dimensionnement des poutres :	10
II.2.1) Les Poutres :	10
II.2.2) Poutres secondaires (chainages) :	11
II.3) Les planchers :	12
a- dalle pleine :	12
b- Dalle en corps creux :	13
II.5) Pré dimensionnement des poteaux :	17
Loi de dégression des charges d'exploitation.....	17
II.6) Prédimensionnement des voiles :	23
II.6.1) Voile de contreventement :	23
II.6.2) Voile périphérique :	24
II.7) Prédimensionnement de l'escalier :	24
II.7) Prédimensionnement de l'acrotère:	26
II.8) Pré dimensionnement du balcon:	27
CHAPIRE III	29
ETUDE SISMIQUE ET JUSTIFICATION	29
III) Etude sismique et justification :	29

III.1) Méthode utilisé :	29
III.2) Description du projet et vue généralité de la structure :	29
III.3) Charge permanentes et charges d'exploitations :	32
III.4) Combinaison d'action :	35
III.5) Eléments de la structure :	36
III.6) Modelles de calcul :	37
III.7) Etude sismique :	45
III.8) Vérification de force sismique de la base :	46
III.9) Calcul de la force sismique total :	47
III.10) Justification des déplacements entre étages :	48
III.11) Vérification de l'effort normal réduit :	55
CHAPIRE IV	61
FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX	61
IV) Ferrailage des éléments principaux :	61
IV.1) Ferrailage des poteaux :	61
IV.1.1) Poteau 65*65 :	61
IV.1.2) Poteau 60*60 :	66
IV.1.3) Poteau 55*55 :	70
IV.1.4) Poteau 50*50 :	75
IV.1.5) Poteau 45*45 :	80
IV.1.6) Poteau 40*40 :	85
IV.2) Ferrailage des poutres principales :	91
IV.2.1) Poutre principale (axes 6 et 1 et 1+) :	91
IV.2.2) Poutre principale (axes 2-3-4 et 5) :	97
IV.2.3) Récapitulatif des armatures des poutres :	102
IV.3) Ferrailage des poutrelles :	104
IV.3.1) Terrasse :	104
IV.3.2) Récapitulatif des armatures des poutrelles :	133
IV.3.3) Etage courant :	133
IV.3.4) Récapitulatif ferrailage des poutrelles :	153
IV.4) Ferrailage de la dalle pleine :	153
IV.5) Ferrailage des voiles :	155
CHAPIRE V	162

FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES	162
V) Ferrailage des éléments secondaires :	162
V.1) Ferrailage de l'escalier :	162
V.2) Ferrailage des balcons :	166
V.2.1) Balcon N° 1 :	166
V.2.2) Balcon N° 2 :	168
V.2.3) Balcon N° 3 :	170
IV.3) Ferrailage de l'acrotère :	171
CHAPIRE VI.....	177
ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	177
VI) Etude de l'infrastructure :	177
VI.1) Calcul de fondation :	177
VI.2) Voile périphérique :	186
CONCLUSION.....	189
BIBLIOGRAPHIE.....	190

Liste des figures

Figure 1: Plans S-sol	2
Figure 2: Plan RDC.....	3
Figure 3: Pan étages courants	3
Figure 4 : Diagramme contrainte-déformation de béton à E.L.U.....	5
Figure 5: Diagramme Contraintes et Déformations du Béton à ELS	6
Figure 6: Diagramme contraintes et déformations de Béton en E.L.U.....	7
Figure 7: Section de la poutre principale	11
Figure 8: Section de la poutre secondaire	11
Figure 9: Panneau de la dalle pleine	12
Figure 10: Coupe de plancher.....	13
Figure 11: Coupe transversale de plancher terrasse.....	14
Figure 12: Coupe transversale de plancher Etage courant	15
Figure 13: Coupe verticale d'un mur extérieur	16
Figure 14: Section réduite du poteau	19
Figure 15: coffrage des poteaux selon RPA 2024	20
Figure 16: Surface affectée du poteau plus sollicité.....	21
Figure 17: Coupe verticale d'un voile.....	23
Figure 18: Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations.....	24
Figure 19: Composante de l'escalier	25
Figure 20: Schémas de l'acrotère	27
Figure 21: Coupe vertical du balcon.....	28
Figure 22: Vue en 3D.....	30
Figure 23: vue en plan étage courant (ETABS)	31
Figure 24: vue en plan RDC (ETABS)	31
Figure 25: détail des hauteurs des étages (ETABS)	32
Figure 26: Charge Permanent plancher Etage Courant (ETABS)	32
Figure 27: Charge Permanent plancher Terrasse (ETABS)	33
Figure 28: Charge Permanente plancher S-Sol (ETABS).....	33
Figure 29: Charge d'exploitation plancher Etage Courant (ETABS).....	34
Figure 30: Charge d'exploitation plancher Terrasse (ETABS).....	34
Figure 31: Charge d'exploitation Dalle pleine (S-sol) (ETABS).....	35
Figure 32: Liste des combinaisons d'actions (ETABS)	36
Figure 33: Liste des combinaisons d'actions (ETABS)	36
Figure 34: Liste des combinaisons d'actions (ETABS)	36
Figure 35: Liste des combinaisons d'actions (ETABS)	36
Figure 36: Définition des poteaux à ETABS.....	36
Figure 37: Définition des plancher et D.P à ETABS	37
Figure 38: Définition des voiles à ETABS.....	37
Figure 39: Coefficient d'accélération selon RPA 2024.....	38

Figure 40: Coefficient d'importance selon RPA 2024	38
Figure 41: Coefficient d'accompagnement selon RPA 2024.....	38
Figure 42: Facteur de qualité selon RPA 2024	39
Figure 43: Type de spectre selon RPA 2024	40
Figure 44: Valeurs des T1 et T2 et T3	40
Figure 45: Coefficient de comportement selon RPA 2024	41
Figure 46: Valeur d'amortissement critique selon RPA 2024	41
Figure 47: Spectre de réponse utilisé à ETABS	42
Figure 48: Vérification de système utilisé par rapport au système 6.....	44
Figure 49: Poids total de la structure	45
Figure 50: Résultats des Modes de vibration ETABS	46
Figure 51: Tableau base réactions ETABS	46
Figure 52: Action sismique selon RPA 2024	47
Figure 53: Déplacement inter-tage selon RPA 2024	48
Figure 54: Déplacement admissible inter-étage	48
Figure 55: Diaphragme center of masse displacements selon x ETABS.....	49
Figure 56: diaphragme center of displacements selon y ETABS	50
Figure 57: Calcul limitation des dommages selon RPA 2024.....	51
Figure 58: Calcul de l'effet P- Δ	52
Figure 59: Effet de P- Δ	53
Figure 60: Valeurs de Pk à utiliser de calcul de l'effet p- Δ ETABS.....	53
Figure 61: Valeurs de Vk à utiliser de calcul de l'effet p- Δ slon x ETABS.....	54
Figure 62: Valeurs de Vk à utiliser de calcul de l'effet p- Δ slon y ETABS.....	54
Figure 63: Valeurs de l'effort de compression poteau ETABS	55
Figure 64: Valeurs de l'effort de compression V3 ETABS	56
Figure 65: Valeurs de l'effort de compression V6 ETABS	57
Figure 66: Valeurs de l'effort de compression V8 ETABS	58
Figure 67: Valeurs de l'effort de compression V5 ETABS	59
Figure 68: Effort de compression poteau 65x65 ELU et ELS ETABS	61
Figure 69: Effort de compression poteau 65x65 à ELA	61
Figure 70: Section d'acier poteau 65x65 ETABS.....	63
Figure 71: Vérification au flambement poteau 65x65	65
Figure 72: Effort de compression poteau 60x60 à ELU et ELS.....	66
Figure 73/ Effort de compression poteau 60x60 à ELA	66
Figure 74: Section d'acier poteau 60x60 ETABS	68
Figure 75: Vérification au flambement poteau 60x60	70
Figure 76: Effort de compression poteau 55x55 à ELU et ELS.....	70
Figure 77: Effort de compression poteau 55x55 à ELA	71
Figure 78: Section d'acier poteau 55x55 ETABS.....	73
Figure 79: Vérification au flambement poteau 55x55	75
Figure 80: Effort de compression poteau 50x50 à ELU et ELS	75
Figure 81: Effort de compression poteau 50x50 à ELA	76
Figure 82: Section d'acier poteau 50x50 ETABS	78
Figure 83 : vérification au flambement poteau 50x50	79

Figure 84: Effort de compression poteau 45X45 à ELU et ELS	80
Figure 85: Effort de compression poteau 45x45à ELA	80
Figure 86: Section d'acier poteau 45x45 ETABS.....	82
Figure 87: Vérification au flambement poteau 45x45	84
Figure 88: Effort de compression poteau 40x40 à ELU et ELS.....	85
Figure 89: Effort de compression poteau 40x40 à ELA	85
Figure 90: Section d'acier poteau 40x40	88
Figure 91: Vérification au flambement poteau 40x40	89
<i>Figure 92: Ferrailage des poteaux</i>	90
Figure 93: Schémas de ferrailage des poutres	103
Figure 94: Schémas static de poutrelle type 1 terrasse	104
Figure 95: Schémas static de poutrelle type 2 terrasse	108
Figure 96: Schémas static de poutrelle type 3terrasse	112
Figure 97: Schémas static de poutrelle type 4terrasse	117
Figure 98: Schémas static de poutrelle type 5 terrasse	121
Figure 99: Schémas static de poutrelle type 6 terrasse	126
Figure 100: Schémas static de poutrelle type 7 terrasse	129
Figure 101: Schémas static de poutrelle type 1 étage courant	133
Figure 102: Schémas static de poutrelle type 2 étage courant	136
Figure 103: Schémas static de poutrelle type 3 étage courant	140
Figure 104: Schémas static de poutrelle type 4 étage courant	143
Figure 105: Schémas static de poutrelle type 5 étage courant	146
Figure 106: Schémas static de poutrelle type 6 étage courant	149
Figure 107: Moments à l'ELU D.P ETABS.....	153
Figure 108: Moments à l'ELS D.P ETABS	154
Figure 109: Disposition des voile de contreventement ETABS.....	157
Figure 110: Dimensionnement des voiles selon RPA 2024.....	157
Figure 111: Ferrailage de voile de contreventement	161
Figure 112: Ferrilla ge de l'escalier etatbie par logeciel magic escalier	164
Figure 113: Schémas static de balcon N°1	166
Figure 114: Schémas static de balcon N°2.....	168
Figure 115: Schémas static de balcon N°3.....	170
Figure 116: Schémas de ferrailage de l'acrotère.....	176
Figure 117: Matériel property data SAFE.....	179
Figure 118: Dimension de la semelle SAFE	179
Figure 119: dimensions de la nervure SAFE.....	179
Figure 120: Contrainte admissible du sol SAFE	180
Figure 121: tassement du sol SAFE.....	180
Figure 122: Vérification des contrainte avec SAFE	181
Figure 123: Moments à ELU SAFE.....	181
Figure 124: Moments à ELS.....	182
Figure 125: Ferrailage de la nervure SAFE	182
Figure 126: Efforts tranchants SAFE.....	183
Figure 127: Panneau choisi pour ferrailer la semelle	185

Figure 128: schémas de disposition de voile périfirique.....	186
Figure 129: Coupe verticale du voile périfirique.....	186
Figure 130: Poussée du terre appliqué au voile périphérique	187

Liste des tableaux

Tableau 1: Tableau récapitulatif des poutres.....	12
Tableau 2: charge permanente et charge d'exploitation du plancher terrasse.....	14
Tableau 3: charge permanente et charge d'exploitation du plancher étage courant.....	15
Tableau 4: charge permanente et charge d'exploitation du S-sol.....	15
Tableau 5: Descente des charges d'un mur extérieur ($e_p = 30$ cm).....	16
Tableau 6: Descente des charges d'un mur de balcon ($e_p = 15$ cm)	16
Tableau 7: Récapitulatif des charges	17
Tableau 8: Degression des charges	18
Tableau 9: Valeur des sections des poteaux.....	22
Tableau 10: Vérification selon RPA 2024	22
Tableau 11: descente des charges de palier de repos	26
Tableau 12: Descente des charges du balcon	28
Tableau 13: a- Justification de non-effondrement selon x	49
Tableau 14: a- Justification de non-effondrement selon y	50
Tableau 15: Justification de limitation des dommages selon x	51
Tableau 16: Justification de limitation des dommages selon y.....	52
Tableau 17: Effet de $P-\Delta$	55
Tableau 18: Tableau des moments D.P.....	154
Tableau 19: Récapitulatif de ferrailage de voile.....	161

INTRODUCTION GENERALE

1) Introduction générale :

Le nord d'Algérie, située dans une zone de sismicité active, est régulièrement confronté au risque sismique, nécessitant une mise à jour continue des règles de construction pour garantir la sécurité des personnes et la pérennité des ouvrages. Les structures élancées, caractérisées par leur flexibilité et leur grande hauteur, sont particulièrement vulnérables aux effets dynamiques des séismes. Face à l'évolution des connaissances scientifiques et pour limiter les dommages structurels, le nouveau règlement parasismique algérien **RPA 2024** impose des exigences plus rigoureuses en matière de conception, de modélisation et de ferrailage.

Ce mémoire s'inscrit dans ce contexte de mise en conformité en se focalisant sur l'**Analyse de la Performance Parasismique des Structures Élancées Conformément aux Nouvelles Prescriptions du RPA 2024**. L'objectif principal est de concevoir et de dimensionner une structure élancée (ex: immeuble en béton armé de grande hauteur) en appliquant les nouvelles dispositions du RPA 2024, tout en évaluant l'impact de ces changements par rapport aux versions précédentes (RPA 99V03).

La méthodologie adoptée repose sur une modélisation numérique à l'aide de logiciels de calcul de structures (tels que Etabs) pour simuler le comportement dynamique, vérifier les critères de rigidité, de ductilité et la résistance sous séisme. Ce travail permettra de valider la conformité de la structure, notamment concernant les critères de confort (déplacements) et de sécurité (effet P-Delta, effort normal réduit) exigés par la nouvelle réglementation.

Problématique :

La problématique de ce mémoire réside dans l'évaluation de la performance sismique d'une structure RDC + 11 étages + 1 s-sol, en tenant compte des exigences accrues du nouveau règlement parasismique algérien. Il s'agit de vérifier cette structure, souvent sensibles aux effets du second ordre et aux modes de vibration supérieurs, garantissent un niveau de

CHAPITRE D'INTRODUCTION GENERALE

sécurité adéquat (stabilité, limitation des dommages) face aux séismes de référence, tout en respectant les critères de conception du RPA 2024.

2) Présentation de l'ouvrage :

Le projet que nous sommes entrain d'étudier consiste en un bâtiment composé d'un sous sol, d'un Rez-de-chaussée plus onze étages, implanté à Sidi belabbes, qui est une Zone de moyenne sismicité d'après les règles parasismiques algériennes (RPA 2024). L'usage du bâtiment sera multiple puisque le sous-sol accueillera un parking, le RDC sera destiné aux activités commerciales, le reste des étages seront à usage d'habitation.

1) Caractéristiques géométriques :

En plan :

- Longueur : 33.6 m.
- Largeur : 23.1 m.

En élévation :

- Hauteur S-Sol : 3.00 m
- Hauteur de RDC : 4.08 m
- Hauteur d'étage : 3.20 m.
- Hauteur total du bâtiment : 42.28 m.

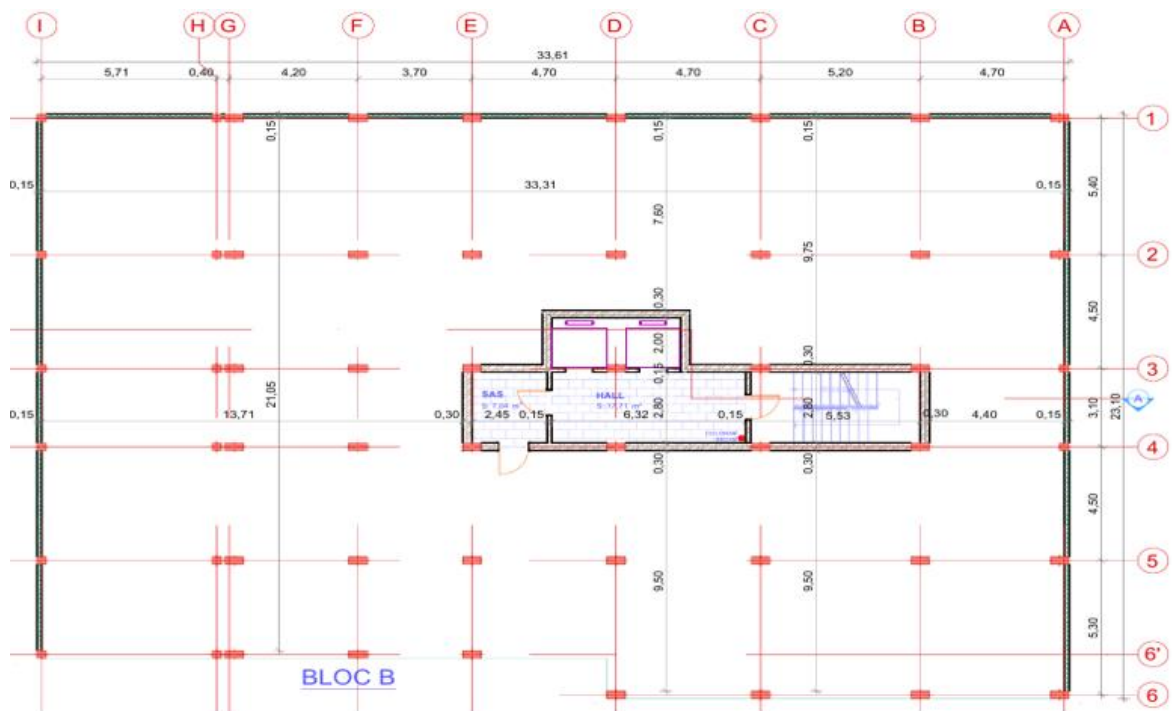


Figure 1: Plans S-sol

CHAPITRE D'INRODUCTION GENERALE

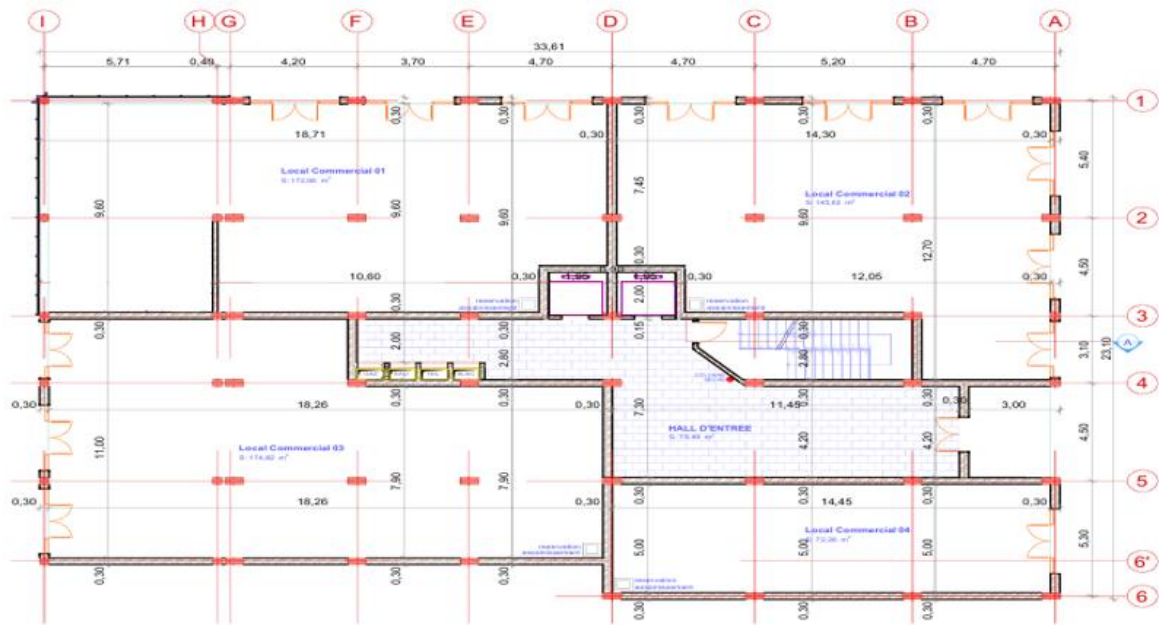


Figure 2: Plan RDC

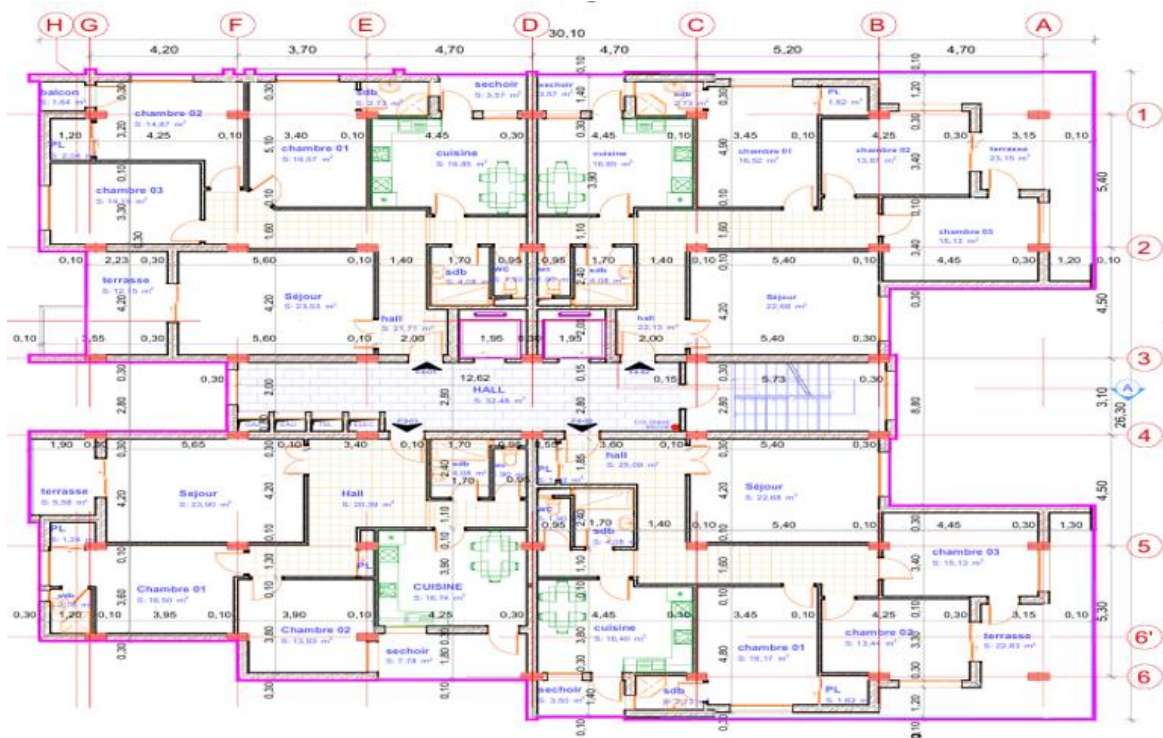


Figure 3: Pan étages courants

2) Ossature et système constructif adopté :

2.1) Planchers:

- Planchers à corps creux pour tous les étages.
- Planchers à dalle pleine dans les consols.

Ossature :

C'est une ossature en portiques contreventés par des voiles.

Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs

sont constitués en double paroi de briques (15cm et 10cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

Revêtements :

- Enduit en plâtre pour les plafonds et murs de séparations.
- Enduit en ciment pour les locaux humides (WC, Salle De Bain et Cuisine).
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs.
- Carrelage type monocouche pour les plancher accessible et escaliers.
- Plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable d'éviter la pénétration d'eau et assurant une isolation thermique.

Isolation :

L'isolation phonique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.

L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

Acrotère :

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

Le rôle de l'acrotère est de protéger les joints d'étanchéité, empêcher l'infiltration d'eau, sécuriser la toiture (garde Corp.) et de projeter la façade des eaux de pluie.

3) Caractéristiques des matériaux :

Béton :

- Masse volumique : 2500 kg/m^3 .
- Résistance à la compression : $f_c = 25 \text{ MPa}$.

CHAPITRE D'INTRODUCTION GENERALE

- Résistance à la traction : $f_t 28 = 2.1 \text{ MPa}$.
- Contrainte limite admissible à l'E.L.U : $\sigma_{bc} : 14.17 \text{ MPa}$.
- Module de déformation longitudinal :
 $E_{ij} = 11000.(f_{cj})^{1/3} \text{ MPa}$
 $E_{rj} = 3700.(f_{cj})^{1/3} \text{ MPa}$.

Acier :

- Armature à haute adhérence (HA) FeE 400.
- La limite d'élasticité Fe = 400 MPa.
- Contrainte limite admissible à l'E.L.U : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité longitudinal : $E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$.

Coefficient de poisson:

Le coefficient de poisson est prisé:

E.L.U: $\nu=0$ (calcul des sollicitations, béton fissuré)

E.L.S: $\nu=0.2$ (calcul des déformations béton non fissuré)

Poids volumique:

On adopte la valeur $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

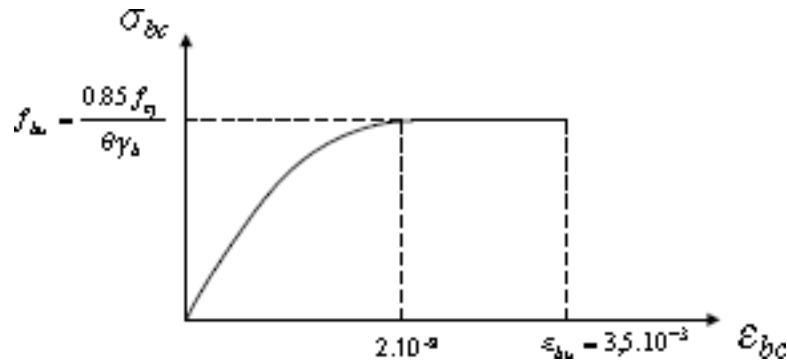


Figure 4 : Diagramme contrainte-déformation de béton à E.L.U

Contraintes limites de calcul :

État limite ultime (E.L.U) : défini généralement par la résistance mécanique au la quelle il ya de l'ouvrage; dans ce cas, la contrainte est définie par:

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

CHAPITRE D'INTRODUCTION GENERALE

$\gamma_b = 1.5$ (situation normale).

$\gamma_b = 1$ (situation accidentelle).

Etat limite de service (E.L.S) :

C'est l'état de chargement au de la quelle construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquelles elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis la compression de béton.
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28}$

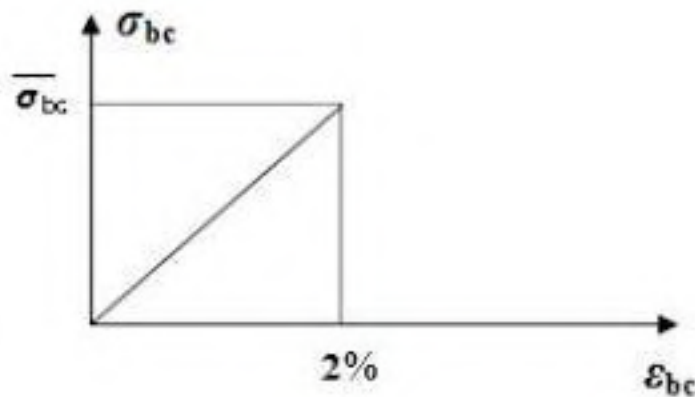


Figure 5: Diagramme Contraintes et Déformations du Béton à ELS

Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible Pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on utilise 02 types d'acier :

- Barres à haute adhérence (HA) : FeE400.
- Treillis soudé (TS) : $\varnothing = 4\text{mm}$.

Contraintes limites :

E.L.U : on adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

F_e : contrainte limite élastique.

CHAPITRE D'INTRODUCTION GENERALE

ϵ_s : déformation (allongement) relative au l'acier.

$$\epsilon_s = F_e / Y_s \cdot E_s$$

Y_s : coefficient de sécurité de l'acier.

$Y_s = 1.15$ (en cas de situation durable ou transitoires).

$Y_s = 1$ (en cas de situation accidentel).

Contrainte à E.L.S :

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

1. fissuration peu préjudiciable : pas de vérification.

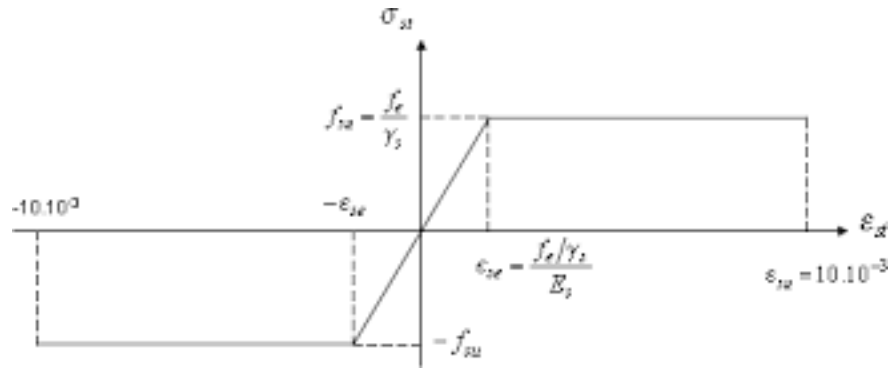


Figure 6: Diagramme contraintes et déformations de Béton en E.L.U

2. fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min[\frac{2}{3} F_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}]$

3. fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min[\frac{1}{2} F_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}}]$

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1.6$ pour les aciers à haute adhérence.

Module de Young :

$$E_s = 2.1 \cdot 10^5 \text{ MPa.}$$

Coefficient d'équivalence : le coefficient d'équivalence η est le rapport suivant : $\eta = \frac{E_s}{E_b}$

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : module de déformation du béton.

Hypothèses de calcul : le calcul en béton armé à l'état limite ultime est basé sur les hypothèses suivantes :

CHAPITRE D'INTRODUCTION GENERALE

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité 3.5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10 ‰ .
- La contrainte de calcul, notée " σ_s " et qui est défini par la relation $\sigma_s = \frac{F_s}{S}$
- L'allongement de rupture : $\epsilon_s = 10 \%$

Caractéristique du sol :

La contrainte admissible du sol donnée par l'étude géotechnique est de 0.25 MPa avec une profondeur d'ancrage de 4.2 m, la roche est moyennement dure.

- La zone sismique : III (sismicité moyenne).
- Classification selon l'importance : "groupe 2" (Bâtiment d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48m).
- le site est considéré ferme (S2).

Généralités :

les justifications produites doivent montrer pour les divers éléments d'une structure et pour l'ensemble de celle-ci, les sollicitations de calcul définies dans les articles suivent ne provoquent pas les phénomènes que l'on veut éviter.

Etat limite ultime :

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

$$1.35G + 1.5Q$$

Etat limite de service :

Combinaison d'action suivante : $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

CHAPITRE D'INTRODUCTION GENERALE

Composante horizontale de l'action sismique :

$$G+\psi.Q+E1 \qquad E1= \pm E_x \pm 0.3E_y$$

$$G+\psi.Q+E2 \qquad E2=\pm 0.3E_x \pm E_y$$

Composante verticale de l'action sismique :

$$G+\psi.Q+E3 \qquad E3= \pm E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z$$

$$G+\psi.Q+E4 \qquad E4=\pm 0.3E_x \pm E_y \pm 0.3E_z$$

$$G+\psi.Q+E5 \qquad E4=\pm 0.3E_x \pm 0.3E_y \pm E_z$$

CHAPIRE II

PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE ET DESCENTE DES CHARGES

II) Pré dimensionnement des éléments de la structure et descente des charges :

II.1) Introduction :

Pour assurer une bonne tenue et la stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soit pré dimensionnés pour résister à différentes sollicitations :

- Sollicitation verticale : dues aux charges permanentes, surcharges du plancher, poutrelle et poutre, poteau.
- Sollicitation horizontale : dues à l'effet du vent ou de séisme.

Le pré dimensionnement et la descente des charges des éléments établis conformément aux dispositions RPA 2024 et CBA 93.

II.2) Pré dimensionnement des poutres :

II.2.1) Les Poutres :

Poutres principales :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé.

- La hauteur de la poutre selon BAEL 91:

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \text{avec } L_{max} = 570 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \frac{570}{15} \leq h \leq \frac{570}{10} \Rightarrow 38 \leq h \leq 57 \text{ cm}$$

On prend $h = 45 \text{ cm}$.

- La largeur de poutres principales:

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$\Rightarrow 13.5 \leq b \leq 31.5$$

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

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments de la structure et descente des charges

- Vérification selon RPA 2024 :(Art 7.5)

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \text{ C.V} \\ b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \text{ C.V} \\ \frac{h}{b} = 1.5 \leq 4 \text{ C.V} \end{array} \right.$$

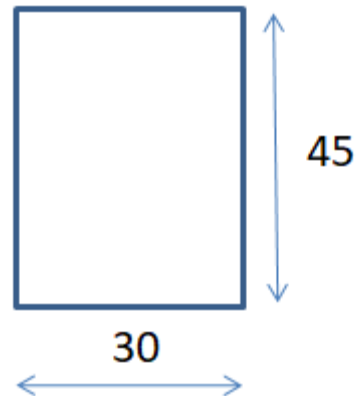


Figure 7: Section de la poutre principale

II.2.2) Poutres secondaires (chainages) :

Les poutres secondaires sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé destinés à chaîner les éléments de la structure.

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \text{avec } L_{max} = 540 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \frac{540}{15} \leq h \leq \frac{540}{10} \Rightarrow 36 \leq h \leq 54$$

On prend **h = 40 cm.**

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$\Rightarrow 12 \leq b \leq 28 \Rightarrow \text{On prend } \mathbf{b = 30 \text{ cm.}}$$

- Vérification selon RPA 2024 :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \text{ C.V} \\ b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \text{ C.V} \\ \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4 \text{ C.V} \end{array} \right.$$

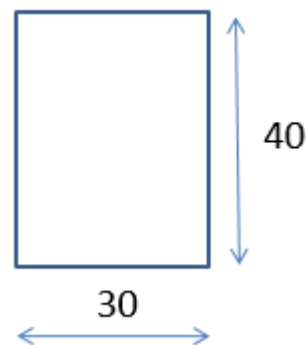


Figure 8: Section de la poutre secondaire

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments de la structure et descente des charges

Tableau 1: Tableau récapitulatif des poutres

Type de poutre	L max (cm)	L/15 (cm)	L/10 (cm)	h (cm)	b (cm)	h/b (cm)
Poutre principale	570	38	57	45	30	1.5
Poutre secondaire	520	36	54	40	30	1.33

II.3) Les planchers :

On adopte à notre projet un plancher a Corps creux pour le RDC les autres étages sauf le s-sol et les consoles on utilise un plancher en dalle pleine.

a- dalle pleine :

On note :

Lx : la petite dimension du panneau.

Ly : la grande dimension du panneau.

On prend le plus grand panneau au notre projet.

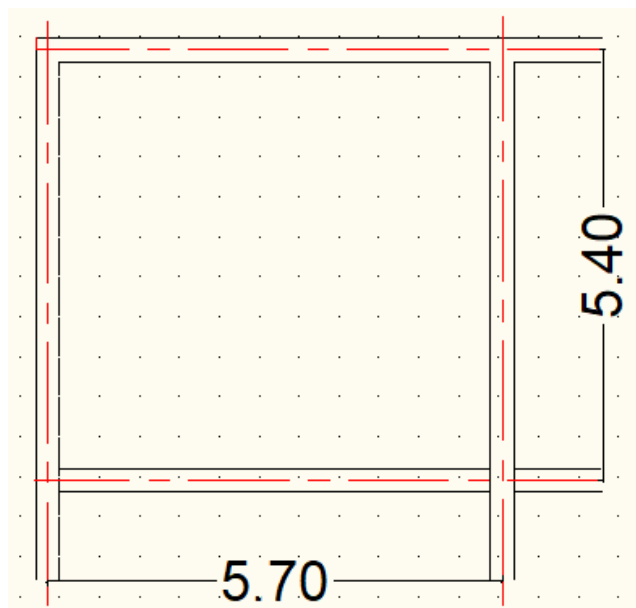


Figure 9: Panneau de la dalle pleine

Lx= 5.4m ; Ly= 5.7m.

$$\rho = \frac{5.4}{5.7} = 0.94 \Rightarrow 0.4 < 0.94 < 1$$

Donc la dalle va fléchir dans les deux sens (Lx et Ly)

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments de la structure et descente des charges

Vérification de la dalle : $\frac{510}{35} \leq h \leq \frac{510}{30} \Rightarrow 14.57 \leq h \leq 17$

Donc on prend $h = 15$ cm.

b- Dalle en corps creux :

Le plancher est dimensionné à partir de critère de la flèche.

$$\frac{L_{max}}{25} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{20}$$

H_t : la hauteur de plancher.

L_{max} : la distance maximale nue d'appuis des poutrelles.

L_{max} : 510 cm.

$$\frac{510}{25} \leq ht \leq \frac{510}{20} \Rightarrow 20.4 \leq ht \leq 25.5$$

Donc : $ht = 21$ cm (16+5)

$h_0 = 5$ cm : épaisseur de la dalle compression.

$h = 16$ cm : épaisseur de corps creux.

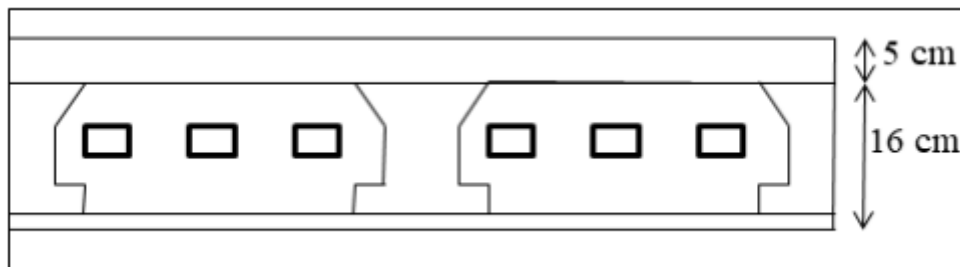


Figure 10: Coupe de plancher

Descente des charges :

Introduction :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque éléments porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les différents charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (G).
- Les charges d'exploitations (Q).

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments de la structure et descente des charges

Plancher Terrasse inaccessible :

La plancher terrasse est réalisé en dalle à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pont facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

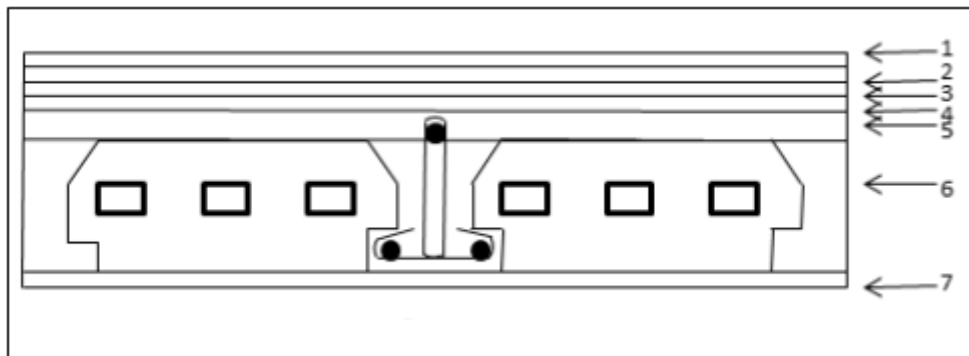


Figure 11: Coupe transversale de plancher terrasse

- 1 : Protection en gravillon.
- 2 : Etanchéité multi couche.
- 3 : Isolation thermique.
- 4 : Forme de pont.
- 5 : dalle de compression.
- 6 : Corps creux.
- 7 : Enduit en plâtre.

Tableau 2: charge permanente et charge d'exploitation du plancher terrasse

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/M ³)	Poids surfacique (KN/M ²)
1	Gravillon	0.05	20	1
2	Etanchéité en multi couche	0.02	6	0.12
3	Forme de pont	0.10	22	2.20
4	Isolation thermique en Polystyrène	0.04	4	0.16
5	Dalle de compression + corps creux	0.16+0.05	/	3.2
6	Enduit en plâtre	0.015	10	0.15
Charge permanente (G)				6.83 KN/m²
Charge d'exploitation (Q)				1 KN/m²

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments de la structure et descente des charges

Plancher Etage courant :

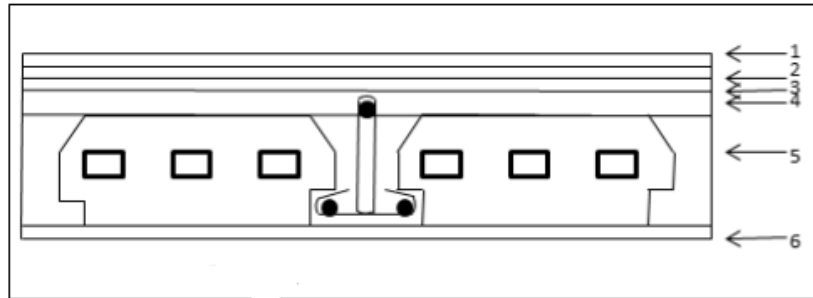


Figure 12: Coupe transversale de plancher Etage courant

- 1 : revêtement en dalle de sol.
- 2 : mortier de pose.
- 3 : Chape en béton.
- 4 : dalle de compression.
- 5 : corps creux.
- 6 : enduit en plâtre.

Tableau 3: charge permanente et charge d'exploitation du plancher étage courant

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/M ³)	Poids surfacique (KN/M ²)
1	Revêtement en dalle de sol	0.015	22	0.33
2	Mortier de pose	0.025	20	0.5
3	Chape en béton	0.05	24	1.2
4	Dalle de compression + corps creux	0.16 + 0.05	/	3.2
5	Enduit en plâtre sous plafond	0.015	10	0.15
Charge permanent (G)				5.38 KN/m ²
Charge d'exploitation (Q)				1.5 KN/m

Plancher S-sol :

Tableau 4: charge permanente et charge d'exploitation du S-sol

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/M ³)	Poids surfacique (KN/M ²)
1	Revêtement en dalle de sol	0.015	22	0.33
2	Mortier de pose	0.025	20	0.5
3	Chape en béton	0.05	24	1.2
4	Dalle en BA	0.16	25	4
5	Enduit en ciment	0.015	20	0.3
6	Cloison de distribution	0.1	10	1
Charge permanente (G)				7.33 KN/m ²
Charge d'exploitation (Q)				5 KN/m ²

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments de la structure et descente des charges

Mur extérieur :

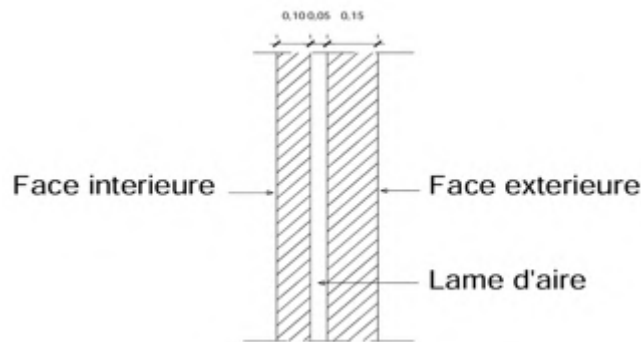


Figure 13: Coupe verticale d'un mur extérieur

Tableau 5: Descente des charges d'un mur extérieur ($ep = 30$ cm)

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/M ³)	Poids surfacique (KN/M ²)
1	Enduit extérieur de ciment	0.015	20	0.3
2	Brique creuse de 15 cm	/	1.3	1.3
3	L'âme d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse de 10 cm	/	0.9	0.9
5	Enduit en plâtre	0.015	10	0.15
Charge permanente (G)				2.65 KN/m²

Tableau 6: Descente des charges d'un mur de balcon ($ep = 15$ cm)

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/M ³)	Poids surfacique (KN/M ²)
1	Enduit extérieur de ciment	0.015	20	0.3
2	Brique creuse de 15 cm	/	1.3	1.3
3	L'âme d'air	0.05	/	/
4	Enduit en ciment	0.015	20	0.30
Charge permanente (G)				1.9 KN/m²

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments de la structure et descente des charges

Tableau 7: Récapitulatif des charges

Charge	Destination	Charge permanente "G" (KN/M2)	Charge d'exploitation "Q" (KN/M2)
Plancher terrasse	Inaccessible	6.83	1
Plancher courant 2 à 10 ^{ème} étage	Habitation	5.38	1.5
Plancher RDC	Habitation	5.38	1.5
Plancher S-Sol	Commercial	7.33	5
Mur extérieur ep 30 cm	Façade	2.65	/
Mur de balcon ep 30 cm	/	1.90	/

II.5) Pré dimensionnement des poteaux :

Les sont dimensionnés en compression simple, en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure, c'est à dire un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Pour chaque type de poteau en lui affectant la surface du plancher chargée.

Les poteaux doivent satisfaire le critère de stabilité au flambement et le critère de résistance.

Loi de dégression des charges d'exploitation :

Conformément à l'article 6.3 de DTR B.C 2.2 :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment Q_1, Q_2, Q_3 . les charges d'exploitation respectivement des planchers des étages 1,2,3 ...n numéroté à partir des sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous toit ou terrasse Q_0
 Sous dernier étage (étage 1) $Q_0 + Q_1$
 Sous étage 2 $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$
 Sous étage 3 $Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
 Sous étage 4 $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

 Sous étage $n \geq 5$ $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments de la structure et descente des charges

Tableau 8: Degression des charges

Niveau	Q(KN/M2)	G(KN/M2)
11 ^{eme} étage	1	6.83
10 ^{eme} étage	2.5	12.21
9 ^{eme} étage	3.38	17.59
8 ^{eme} étage	5.05	22.97
7 ^{eme} étage	6.1	28.35
6 ^{eme} étage	7	33.73
5 ^{eme} étage	7.75	39.11
4 ^{eme} étage	8.5	44.49
3 ^{eme} étage	9.25	49.87
2 ^{eme} étage	10	55.25
1 ^{ier} étage	10.75	60.63
RDC	11.5	66.01
S-Sol	14.44	73.34

Méthode de calcul :

Critere de résistance :

$$Br \geq \frac{K \cdot \beta \cdot Nu}{\frac{0.9 \cdot F_{bu}}{100} + \frac{0.85 \cdot Fe}{\sigma_s}}$$

- σ_s : Contrainte d'acier : $\sigma_s = \frac{Fe}{\sigma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

- F_{bu} : Résistance de calcul du béton $F_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$

- Br : section réduite du poteau : $Br = (a-2) \cdot (b-2)$. a et b en (cm)

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments de la structure et descente des charges

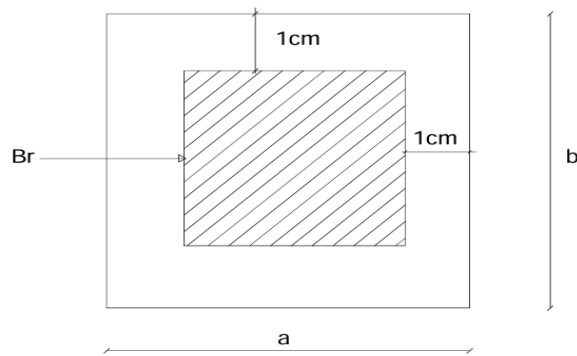


Figure 14: Section réduite du poteau

Pour $\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left[\frac{\lambda}{35} \right]^2}$

Avec : $\beta = 1 + 0.2 \left[\frac{\lambda}{35} \right]^2$

En fixe un élancement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de compression centrée, donc $\beta = 1.2$

Calcul de l'effort normal ultime (Nu) :

$N_u = 1.10 \cdot P_u$ Et : $P_u = 1.35 N_g + 1.5 N_q$

Avec :

N_g : effort normal dû aux charges permanentes.

N_q : effort normal dû aux charges d'exploitations.

Condition de stabilité de forme : (critère de flambement)

Il faut vérifier que : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35$

Avec : λ : l'élancement. h^3

l_f : longueur de flambement, $l_f = 0.7 l_0$.

l_0 : longueur libre du poteau.

i : rayon de giration de la section de plan de flambement : $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$

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

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments de la structure et descente des charges

Condition imposé par RPA 2024 (Art 7.4.1):

$$\begin{cases} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{l_{cl}}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{cases}$$

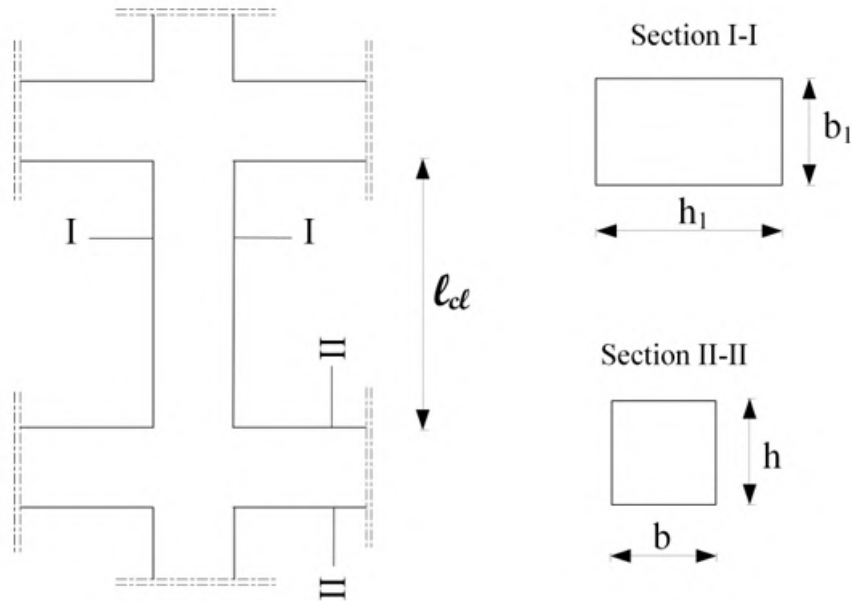


Figure 15: coffrage des poteaux selon RPA 2024

Calcul de la section du poteau :

Determination de la surface afférente : pour le pré dimensionnement des poteaux ; on utilise le poteau le plus sollicité (central), la section afférente est la section résistante de la moitié des panneaux entourant le poteau.

Calcul de la section du poteau du 11^{eme} étage :

-P.P : Poutre principale $\Rightarrow L_{\text{aff.PP}} = \left(\frac{5.2}{2} + \frac{4.7}{2}\right) = 4.95\text{m}$

- P.S : Poutre secondaire $\Rightarrow L_{\text{aff.PS}} = \left(\frac{5.4}{2} + \frac{4.5}{2}\right) = 4.95\text{m}$

- S_{aff} : section affereente $\Rightarrow S_{\text{aff}} = 24.50 \text{ m}^2$.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments de la structure et descente des charges

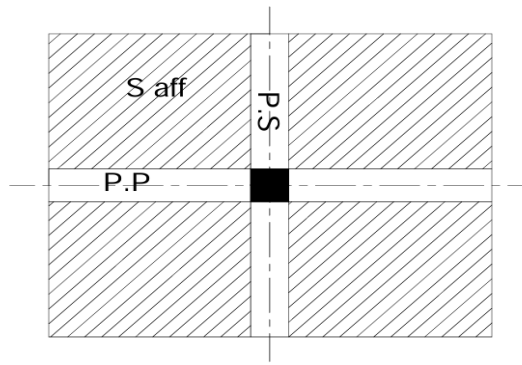


Figure 16: Surface affectée du poteau plus sollicité

$$P_{u \text{ plancher}} = (1.35N_g + 1.5N_q) \times S_{\text{aff}}$$

$$P_{u \text{ plancher}} = (1.35 \times 6.83 + 1.5 \times 1) \times 24.5 = 262.65 \text{ KN}$$

$$P_{u \text{ P.P}} = 1.35 \times [(b \times h \times L) \times \gamma_b]$$

$$P_{u \text{ P.P}} = 1.35 \times [(0.3 \times 0.45 \times 4.95) \times 25] = 22.55 \text{ KN}$$

$$P_{u \text{ P.S}} = 1.35 \times [(0.3 \times 0.45 \times 4.95) \times 25] = 22.55 \text{ KN}$$

$$P_{u \text{ 11eme étage}} = P_{u \text{ plancher}} + P_{u \text{ P.P}} + P_{u \text{ P.S}}$$

$$P_{u \text{ 11eme étage}} = 262.65 + 22.55 + 22.55 = 307.75 \text{ KN}$$

$$N_{u \text{ 11eme étage}} = 1.1 \times P_{u \text{ 11eme étage}}$$

$$N_{u \text{ 11eme étage}} = 1.1 \times 307.75 = 338.53 \text{ KN}$$

$$Br \geq \frac{1 \times 1.2 \times 338.53 \times 10^{-3}}{\frac{1 \times 14.17}{0.9} + \frac{0.85 \times 400}{100 \times 1.15}} = 1.12 \times 10^{-3} = 0.022 \text{ m}^2$$

$$a \geq \sqrt{Br} + 0.02 = \sqrt{0.022} + 0.02 = 0.17 \text{ m} = 17 \text{ cm}$$

On prend $a_1 = h_1 = 40 \text{ cm}$.

Vérification selon RPA 2024 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(40, 40) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V} \\ \text{Min}(40, 40) \geq \frac{275}{20} \Rightarrow 40 \geq 13.75 \text{ CM} \Rightarrow \text{C.V} \\ \frac{1}{4} < \frac{40}{40} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4 \Rightarrow \text{C.V} \end{array} \right.$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments de la structure et descente des charges

Tableau 9: Valeur des sections des poteaux

Niveau	Q (KN/M2)	G (KN/M2)	Pu plancher (KN)	Pu P.P (KN)	Pu P.S (KN)	Pu Pot (KN)	Nu (KN)	Br (m ²)	a (cm)	h (cm)
11 ^{eme} étage	1	6.83	262.65	22.55	22.55	0	335.78	0.02	40	40
10 ^{eme} étage	2.5	12.21	706	67.66	67.66	22.74	949.89	0.06	40	40
9 ^{eme} étage	3.38	17.59	706	67.66	67.66	22.74	949.89	0.06	40	40
8 ^{eme} étage	5.05	22.97	1161.85	112.77	112.77	59.4	1577.68	0.1	45	45
7 ^{eme} étage	6.1	28.35	1161.85	112.77	112.77	59.4	1577.68	0.1	45	45
6 ^{eme} étage	7	33.73	1578.38	157.87	157.87	112.77	2188.28	0.14	50	50
5 ^{eme} étage	7.75	39.11	1578.38	157.87	157.87	112.77	2188.28	0.14	50	50
4 ^{eme} étage	8.5	44.49	1989.39	202.98	202.98	185.63	2814.26	0.18	55	55
3 ^{eme} étage	9.25	49.87	1989.39	202.98	202.98	185.63	2814.26	0.18	55	55
2 ^{eme} étage	10	55.25	2400.40	248.09	248.09	280.77	3464.74	0.22	60	60
1 ^{ier} étage	10.75	60.63	2400.40	248.09	248.09	280.77	3464.74	0.22	60	60
RDC	11.5	66.01	2956.39	293.19	293.19	529.25	4443.40	0.29	65	65
S-Sol	14.44	73.34	2956.39	293.19	293.19	529.25	4443.40	0.29	65	65

Tableau 10: Vérification selon RPA 2024

Niveau	Min (a-b) cm	a/b	l _d (cm)	l _d /20 (cm)	Remarque
11 ^{eme} Etage	40	1	275	13.75	C.V
9 ^{eme} à 10 ^{eme} Etage	40	1	275	13.75	C.V
7 ^{eme} à 8 ^{eme} Etage	45	1	275	13.75	C.V
5 ^{eme} à 6 ^{eme} Etage	50	1	275	13.75	C.V
3 ^{eme} à 4 ^{eme} Etage	55	1	275	13.75	C.V
1 ^{eme} à 2 ^{eme} Etage	60	1	275	13.75	C.V
RDC	65	1	363	18.15	C.V
S-Sol	65	1	255	12.75	C.V

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments de la structure et descente des charges

II.6) Prédimensionnement des voiles :

Définition :

Les voiles sont des éléments verticaux en béton armé assurant le reprise des charges verticales et la stabilité latérale de la structure, notamment contre les actions sismiques et les efforts de vent. Ils jouent un rôle essentiel dans le contreventement des bâtiments.

II.6.1) Voile de contreventement :

Conformément à l'article 7.7 du RPA 2024 :

$$l_w \geq \max\left(\frac{h_e}{3}, 4b_w, 1\text{m}\right)$$

avec :

l_w : la longueur du voile .

h_e : la hauteur libre de niveau.

b_w : l'épaisseur minimum de voile, $b_w \geq \max\left(15\text{cm}, \frac{h_e}{20}\right)$

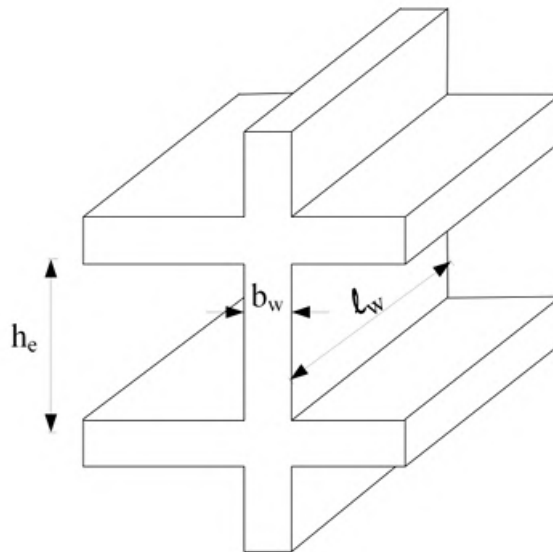


Figure 17: Coupe verticale d'un voile

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments de la structure et descente des charges

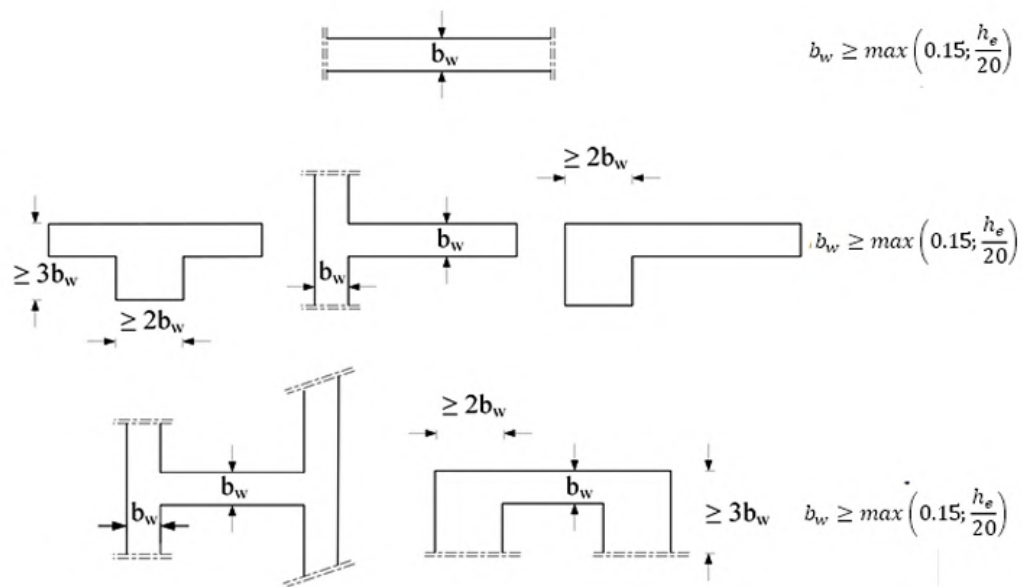


Figure 18: Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations

hauteur libre de niveau commercial est 363cm à RDC ($408-45=363$)

$b_w \geq \max(15\text{cm}, \frac{363}{20}) = \max(15\text{cm}, 18.15)$ (hauteur libre de niveau commercial est 363cm à RDC)

$\Rightarrow b_w = 25\text{cm}$.

II.6.2) Voile périphérique :

$h_e = 300-45=255\text{cm}$.

$b_w \geq \max(15\text{cm}, \frac{255}{20}) = \max(15\text{cm}, 12.75) = \max(15\text{cm}, 12.75)$

$b_w = 20\text{cm}$.

II.7) Prédimensionnement de l'escalier :

L'escalier est un élément qui permet la circulation verticale entre les différents niveaux d'un bâtiment. Il est défini par son emmarchement, contre marche et la volée.

L'escalier est conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments de la structure et descente des charges

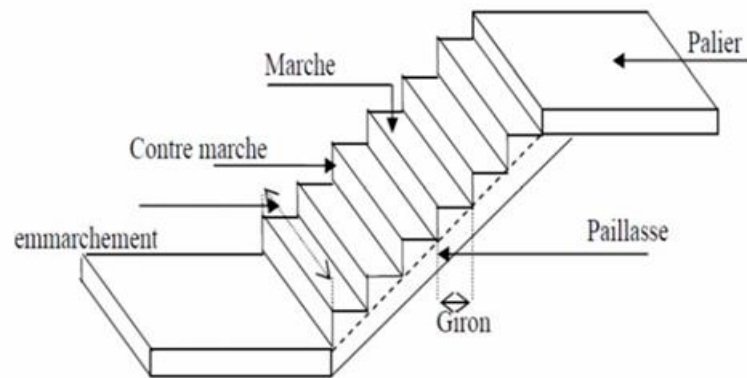


Figure 19: Composante de l'escalier

Prédimensionnement de l'escalier :

Hauteur de 3.20 m.

Formule de blandel : $59 \leq g + 2h \leq 64$ cm

$$g = \frac{L}{n-1}$$

g : Largeur du marche.

n : nombre de marche.

h: hauteur entre deux niveau.

$$\frac{L}{n-1} + 2 \frac{H}{2n} = 64, \text{ Avec : } L=2.70\text{m}$$

$$64n^2 - 654n + 320 = 0$$

$$\Rightarrow n = 9.70 \approx 10 \text{ contre marches et } n-1 = 9 \text{ marches.}$$

Alors :

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{270}{9} = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{2n} = \frac{320}{2 \times 10} = 16 \text{ cm}$$

$$59 \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm} \Rightarrow 59 \leq 30 + 2 \times 16 \leq 64 \Rightarrow 59 \leq 62 \leq 64 \Rightarrow \text{C.V}$$

Epaisseur de paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 9 \leq e \leq 13.5$$

On prend : **e= 15 cm.**

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments de la structure et descente des charges

Déscente des charges:

$$\text{Arc tan } \alpha \frac{H}{L} = \frac{320}{240} \Rightarrow \alpha = 30.65^\circ$$

Tableau 11: descente des charges de palier de repos

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/M ³)	$\frac{1}{\cos 30.65}$	Poids surfacique (KN/M ²)
1	Revêtement horizontal en dalle de sol	0.015	22	/	0.33
2	Mortier de pose horizontal	0.025	20	/	0.5
3	Revêtement vertical en dalle de sol	0.015	22	/	0.9
4	Revêtement vertical en dalle de sol	0.015	22	1.2	0.4
5	Mortier de pose vertical	0.025	20	1.2	0.6
6	Marche	$\frac{0.16}{2}$	25	1.2	2.4
7	Paillasse	0.15	25	1.2	4.5
8	Enduit en ciment sous paillasse	0.015	20	1.2	0.36
Charge permanente (G)					10 KN/m ²
Charge d'exploitation (Q)					2.5 KN/m ²

Tableau 12: descente des charges de palier de repos

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/M ³)	Poids surfacique (KN/M ²)
1	Revêtement en dalle de sol	0.015	22	0.33
2	Mortier de pose	0.025	20	0.5
3	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
4	Enduit en ciment sous palier	0.015	20	0.3
Charge permanente (G)				4.88 KN/m ²
Charge d'exploitation (Q)				2.5 KN/m ²

II.7) Prédimensionnement de l'acrotère:

Définition :

L'acrotère est un élément qui coiffe de la toiture, il a pour rôle de :

- Protéger les joints d'étanchéité des infiltrations d'eau pluviale.
- La sécurisation des gents.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments de la structure et descente des charges

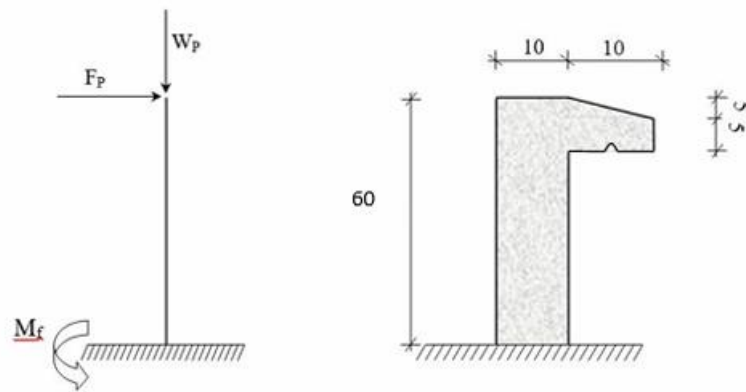


Figure 20: Schémas de l'acrotère

Charge permanente et charge d'exploitation :

$$G = [(0.1 \times 0.6) + (\frac{0.1 + 0.05}{2} \times 0.1)] \times 25$$

$$G \cong 1.7 \text{ KN/m}^2.$$

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

II.8) Pré dimensionnement du balcon:

Les balcons sont considérés comme étant encastrés sur les poutres, sont calculés comme une console de 1m de largeur sollicité par une charge permanente G et charge d'exploitation Q .

Epaisseur du balcon :

Selon le plan de notre projet il ya 03 type de balcon selon leurs largeurs :

Balcon avec consol de 1.45 m :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{145}{30} \leq e \leq \frac{145}{10} \Rightarrow 4.83 \leq e \leq 14.5 \text{ cm}$$

Balcon avec consol de 1.5 m :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{150}{30} \leq e \leq \frac{150}{10} \Rightarrow 5 \leq e \leq 15 \text{ cm}$$

Balcon avec consol de 1.75 m :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{175}{30} \leq e \leq \frac{175}{10} \Rightarrow 11.67 \leq e \leq 17.5 \text{ cm}$$

Donc on prend **e= 15 cm** dans les trois balcons.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments de la structure et descente des charges

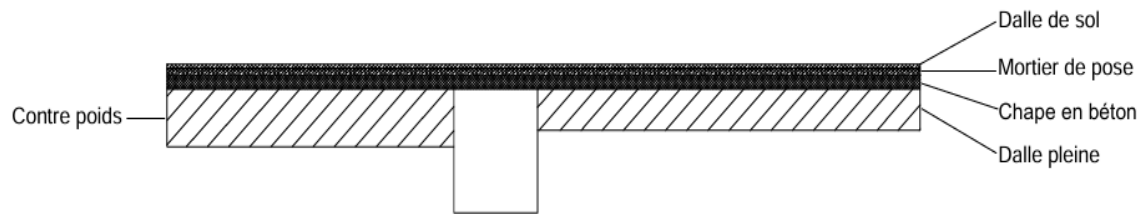


Figure 21: Coupe vertical du balcon

Tableau 13: Descente des charges du balcon

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/M ³)	Poids surfacique (KN/M ²)
1	Revêtement en dalle de sol	0.015	22	0.33
2	Mortier de pose	0.025	20	0.5
3	Chape en béton	0.05	24	1.2
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment sous palier	0.015	20	0.3
Charge permanente (G)				6.08 KN/m ²
Charge d'exploitation (Q)				3.5 KN/m ²

CHAPIRE III ETUDE SISMIQUE ET JUSTIFICATION

III) Etude sismique et justification :

III.1) Méthode utilisé :

Principe : la méthode utilisée est la méthode spectrale modale, 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.

III.2) Description du projet et vue généralité de la structure :

Le présent projet est a pour objet de calculer une structure composée de 13 niveaux : S-sol + RDC + 11 étages avec une terrasse inaccessible.

L'immeuble est implanté a sidi belabbes qui est considéré comme zone sismique III, selon le règlement parasismique algérien RPA 2024.

La stabilité de l'ouvrage est assurée par un système de contreventement mixte constitué par des voiles.

La construction est considérée comme «Ouvrage courant ou Importance moyenne » soit « Groupe d'usage 2 ».

Pour nous calcules de structure un logiciel ETABS. A cet effet il y'a lieu de consulter le fichier suivant :

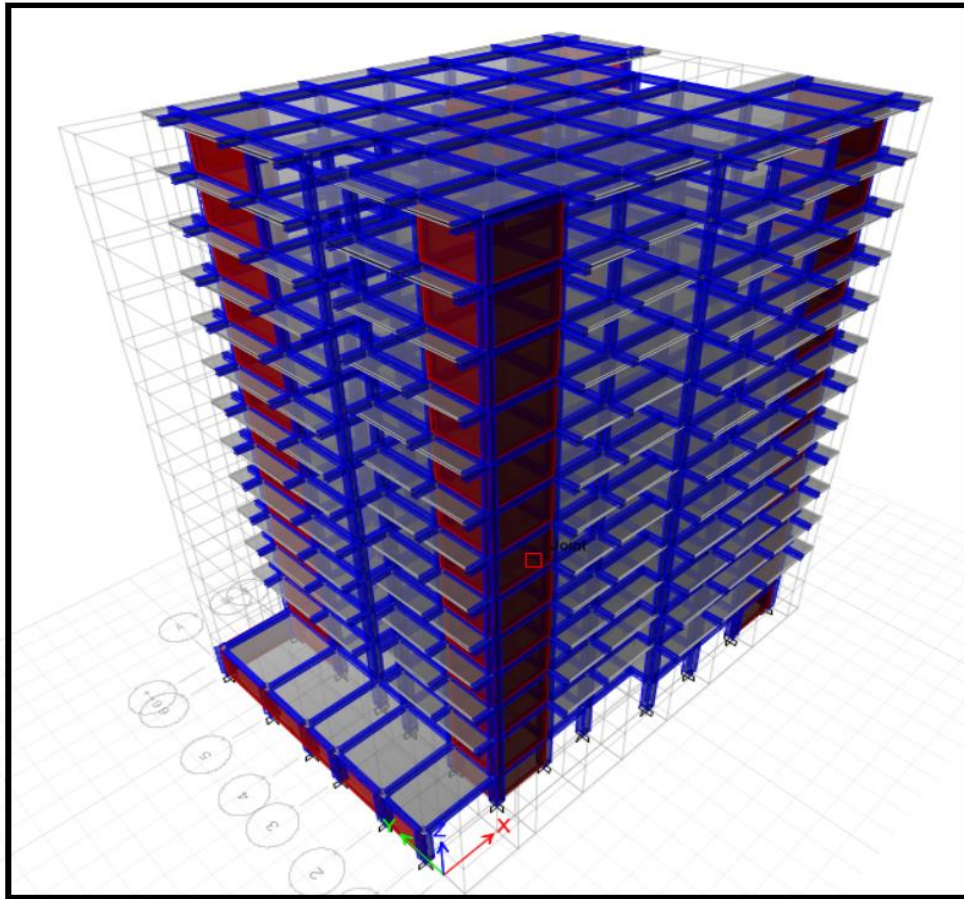


Figure 22: Vue en 3D

Dimensions selon la vue en plan :

-Dx (longueur)= 32.9 m.

- Dy (largeur) = 22.8 m.

Les usages par niveau sont comme suite :

- S-sol : h= 3 m (parking).

- Rez-de-chaussée : h= 4.08 (usage commercial).

- 1^{IER} au 11^{eme} étages : h= 3.2 m (usage d'habitation)

- Terrasse inaccessible : 42.28m.

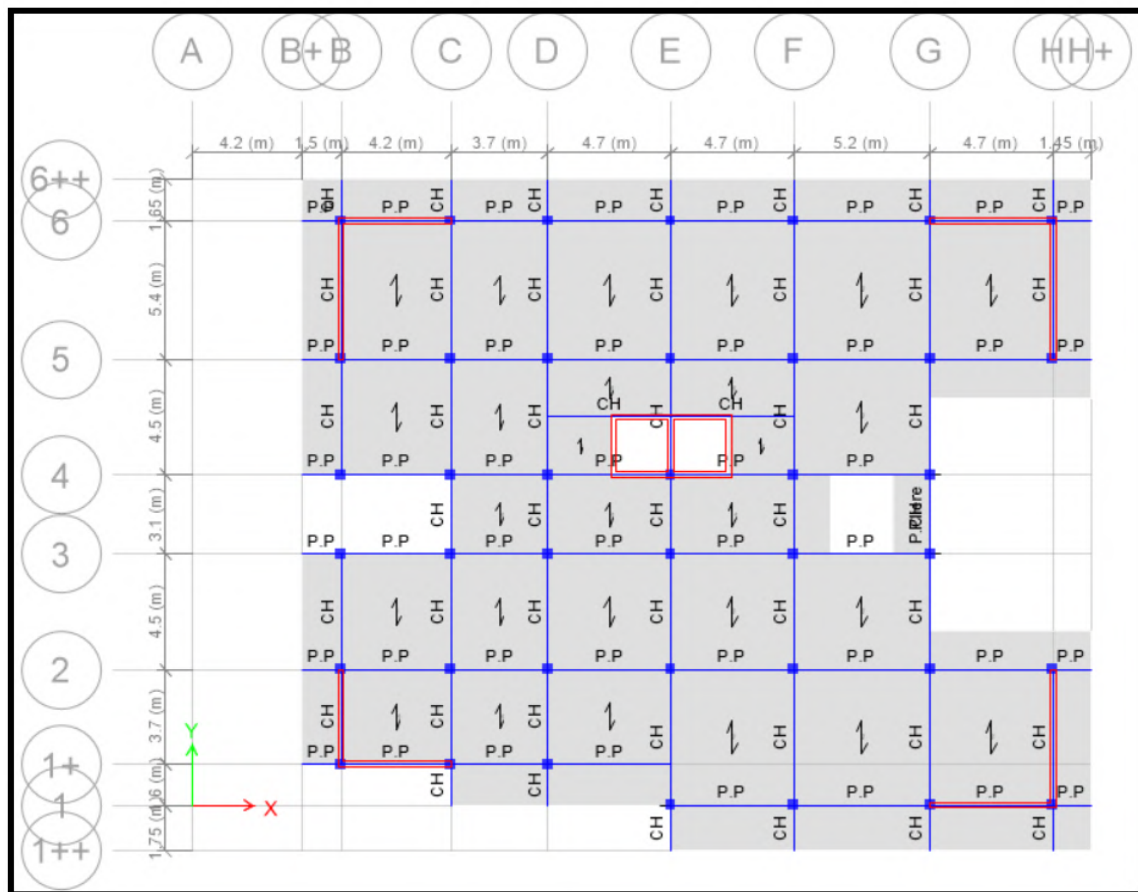


Figure 23: vue en plan étage courant (ETABS)

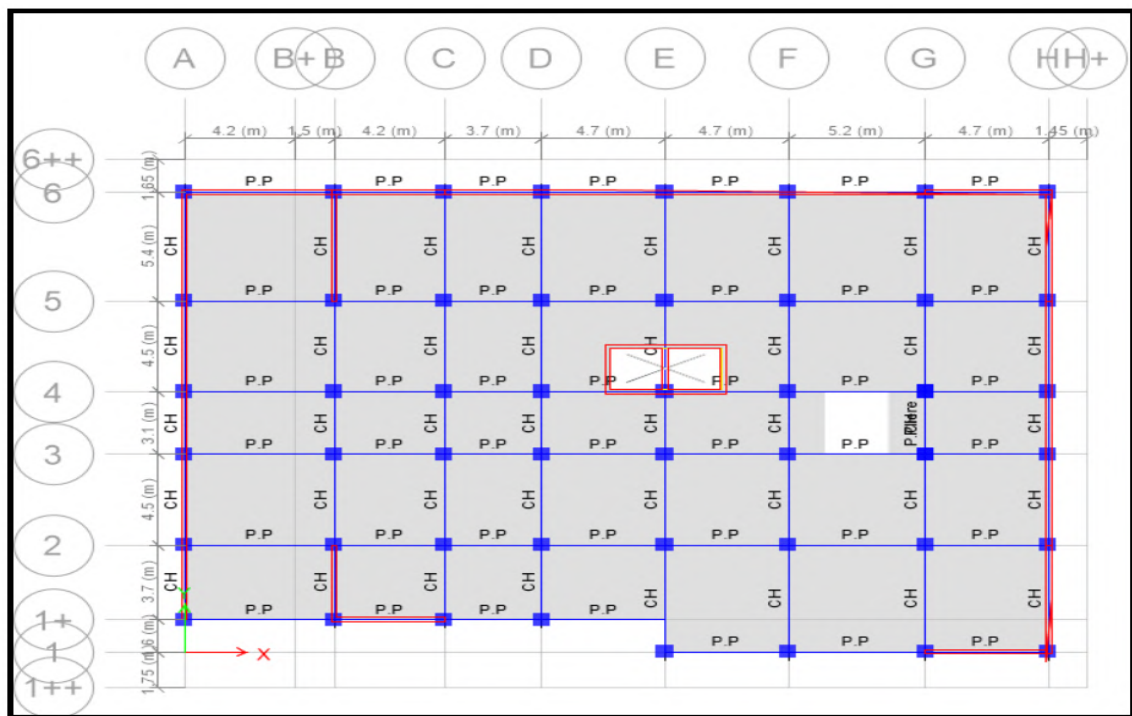


Figure 24: vue en plan RDC (ETABS)

Chapitre III : Etude sismique et justification

Story Data

	Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m	Story Color
▶	11 ETAGE	3.2	42.28	No	None	No	0	
	10 ETAGE	3.2	39.08	Yes	None	Yes	0	
	9 ETAGE	3.2	35.88	Yes	None	Yes	0	
	8 ETAGE	3.2	32.68	Yes	None	Yes	0	
	7 ETAGE	3.2	29.48	Yes	None	Yes	0	
	6 ETAGE	3.2	26.28	Yes	None	Yes	0	
	5 ETAGE	3.2	23.08	Yes	None	Yes	0	
	4 ETAGE	3.2	19.88	Yes	None	Yes	0	
	3 ETAGE	3.2	16.68	Yes	None	Yes	0	
	2 ETAGE	3.2	13.48	Yes	None	Yes	0	
	1 ETAGE	3.2	10.28	Yes	None	Yes	0	
	RDC	4.08	7.08	Yes	None	Yes	0	
	S.SOL	3	3	Yes	None	Yes	0	
	Base		0					

Note: Right Click on Grid for Options

Refresh View

OK Cancel

Figure 25: détail des hauteurs des étages (ETABS)

III.3) Charge permanentes et charges d'exploitations :

Charge permanente :

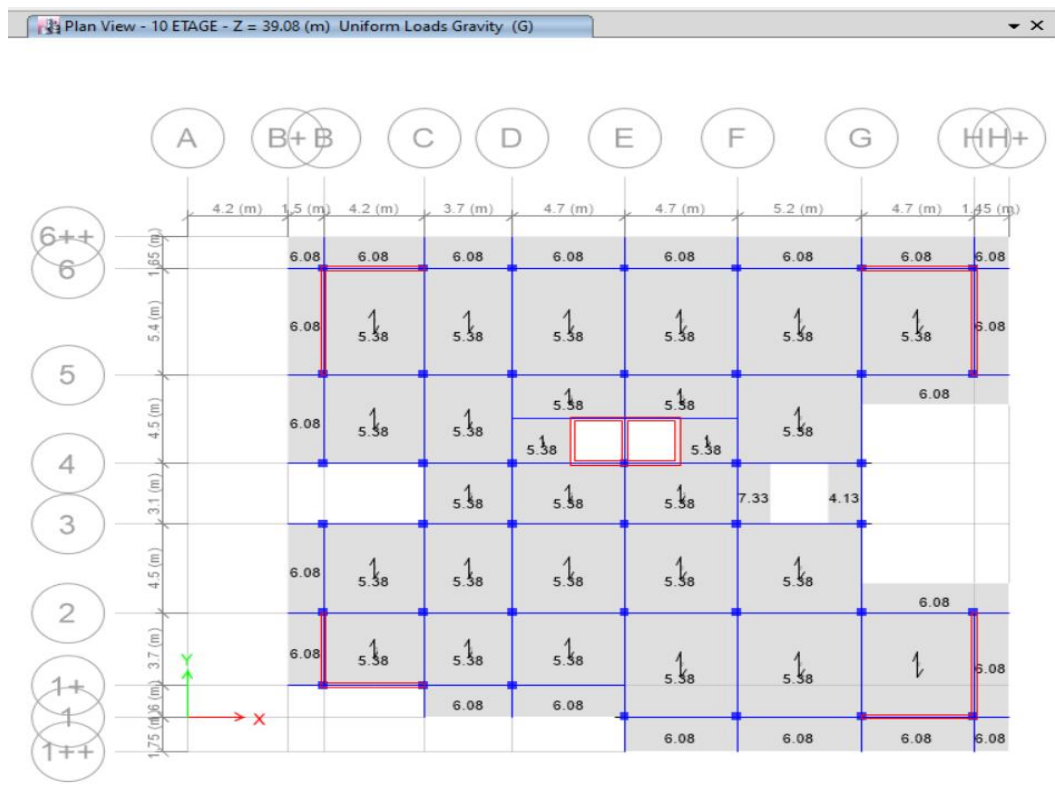


Figure 26: Charge Permanentplancher Etage Courant (ETABS)

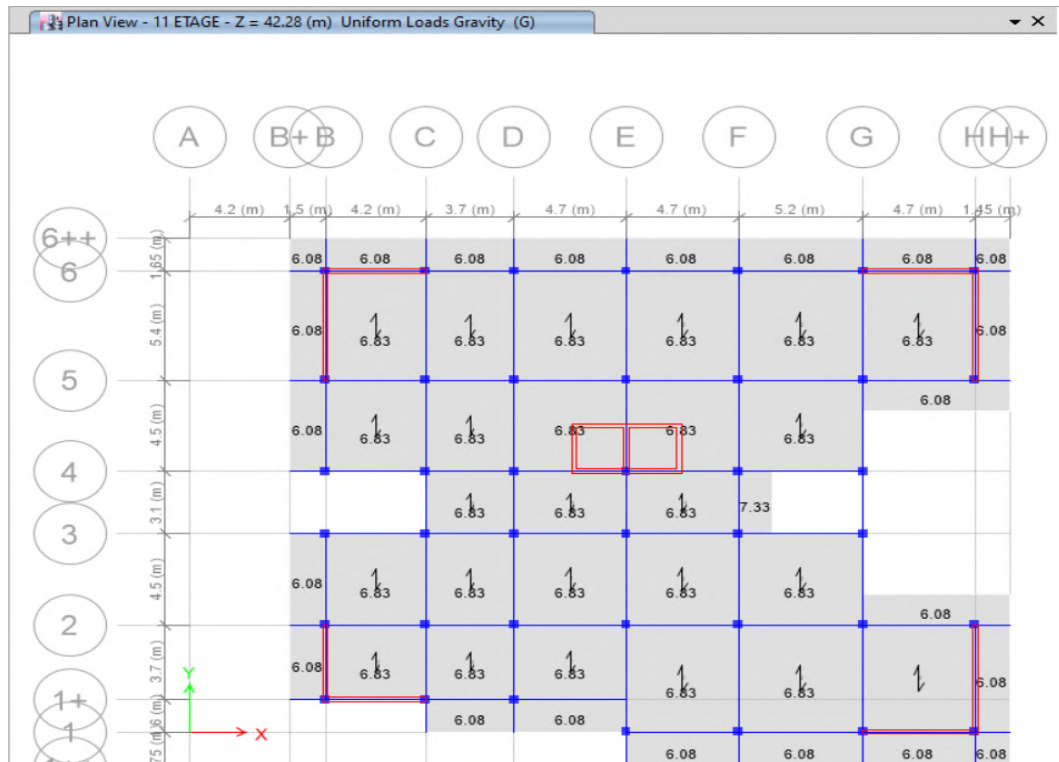


Figure 27: Charge Permanente plancher Terrasse (ETABS)

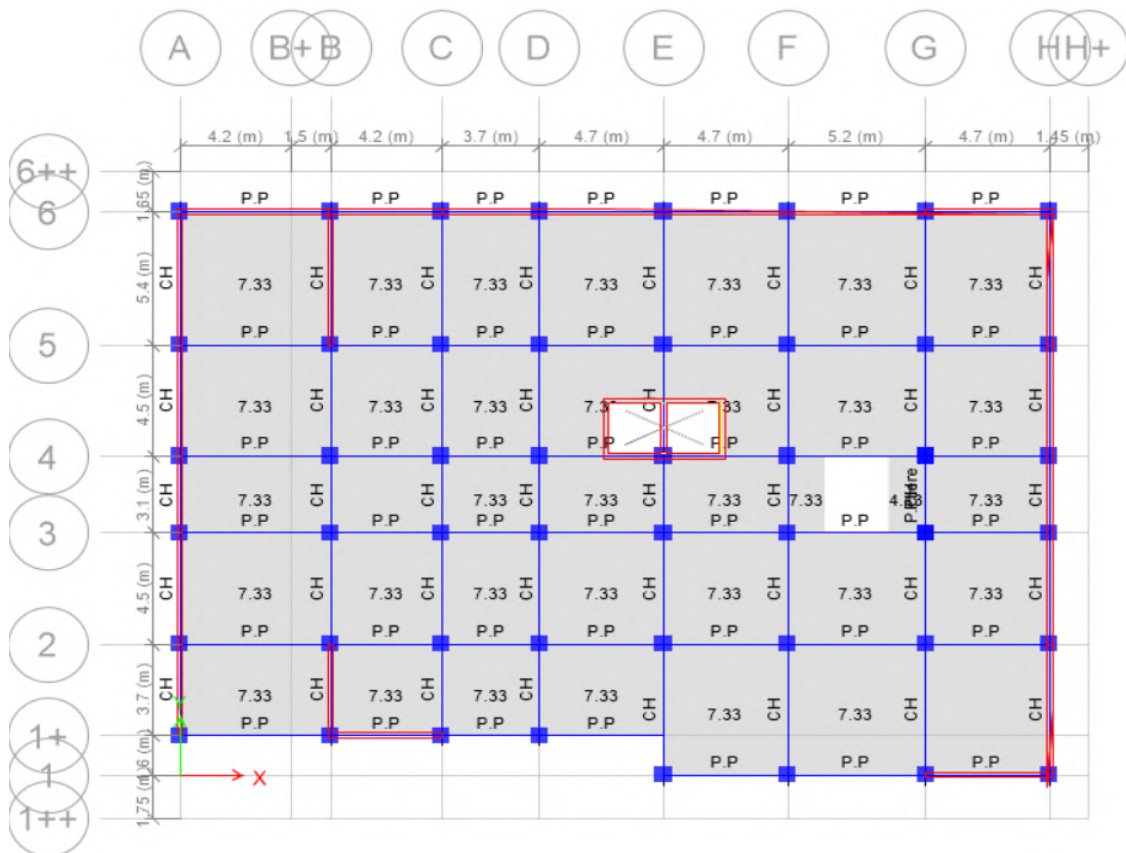


Figure 28: Charge Permanente plancher S-Sol (ETABS)

Chapitre III : Etude sismique et justification

Charge d'exploitation :

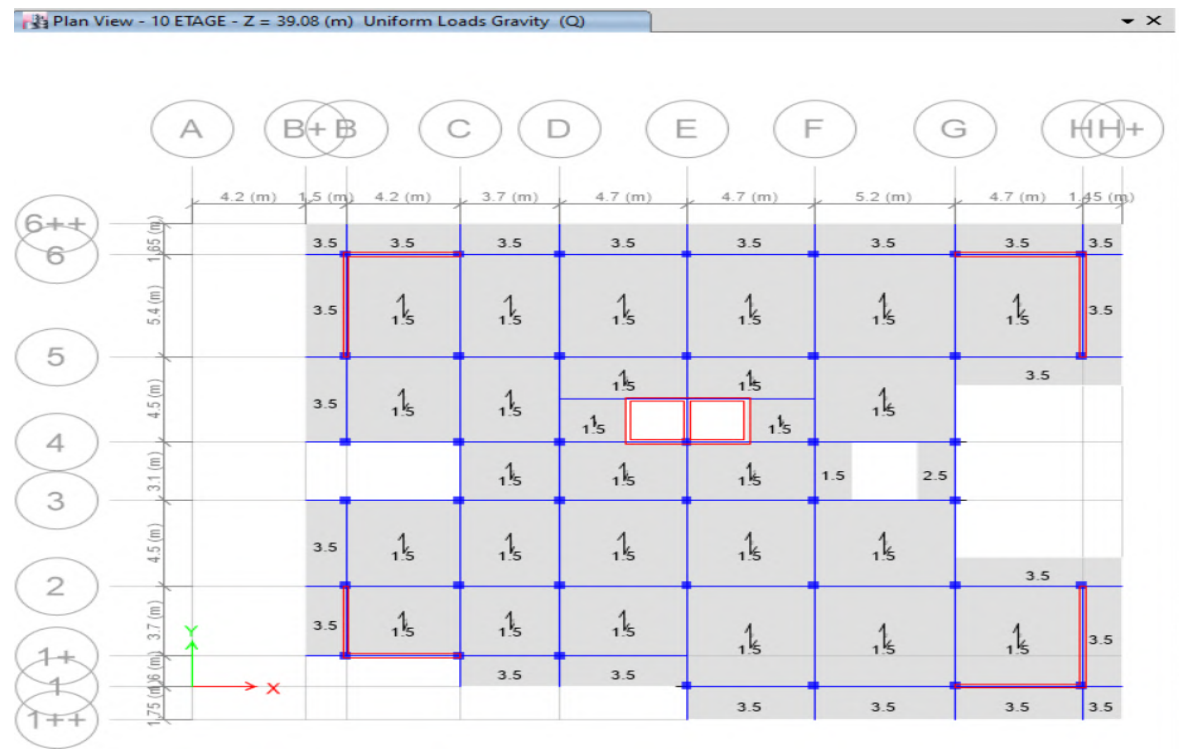


Figure 29: Charge d'exploitation plancher Etage Courant (ETABS)

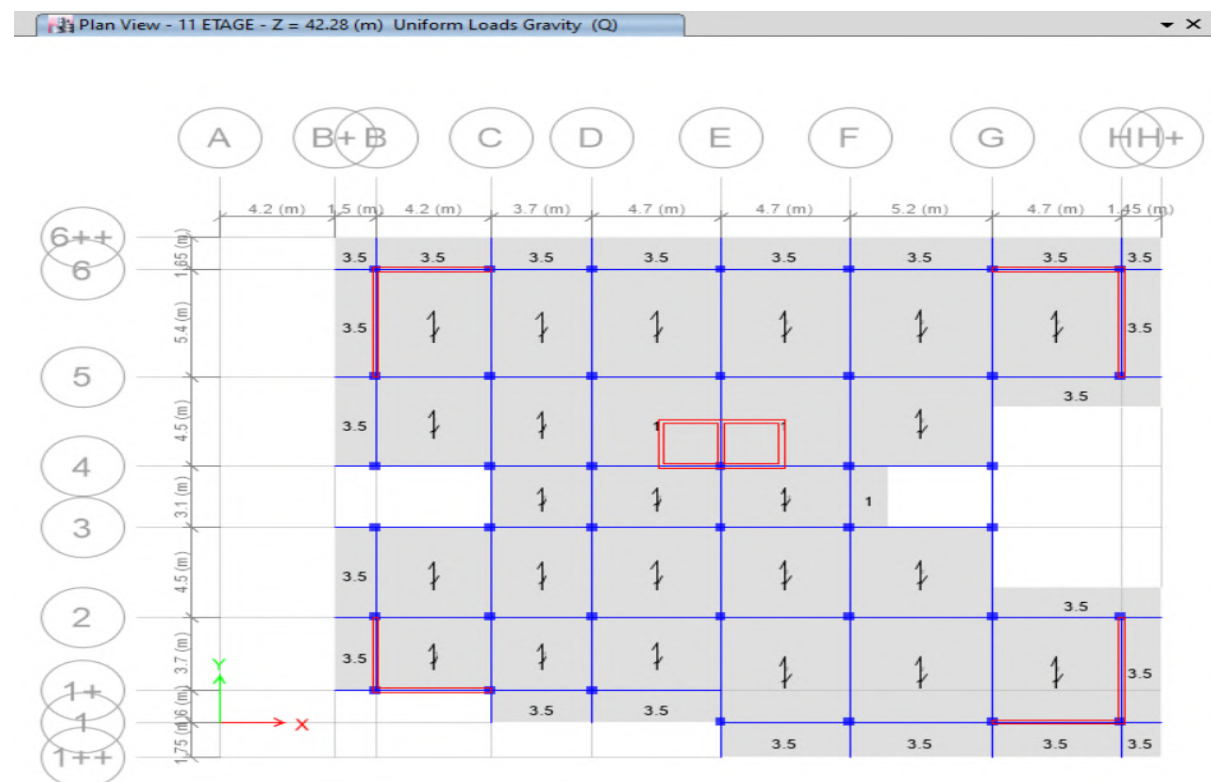


Figure 30: Charge d'exploitation plancher Terrasse (ETABS)

Chapitre III : Etude sismique et justification

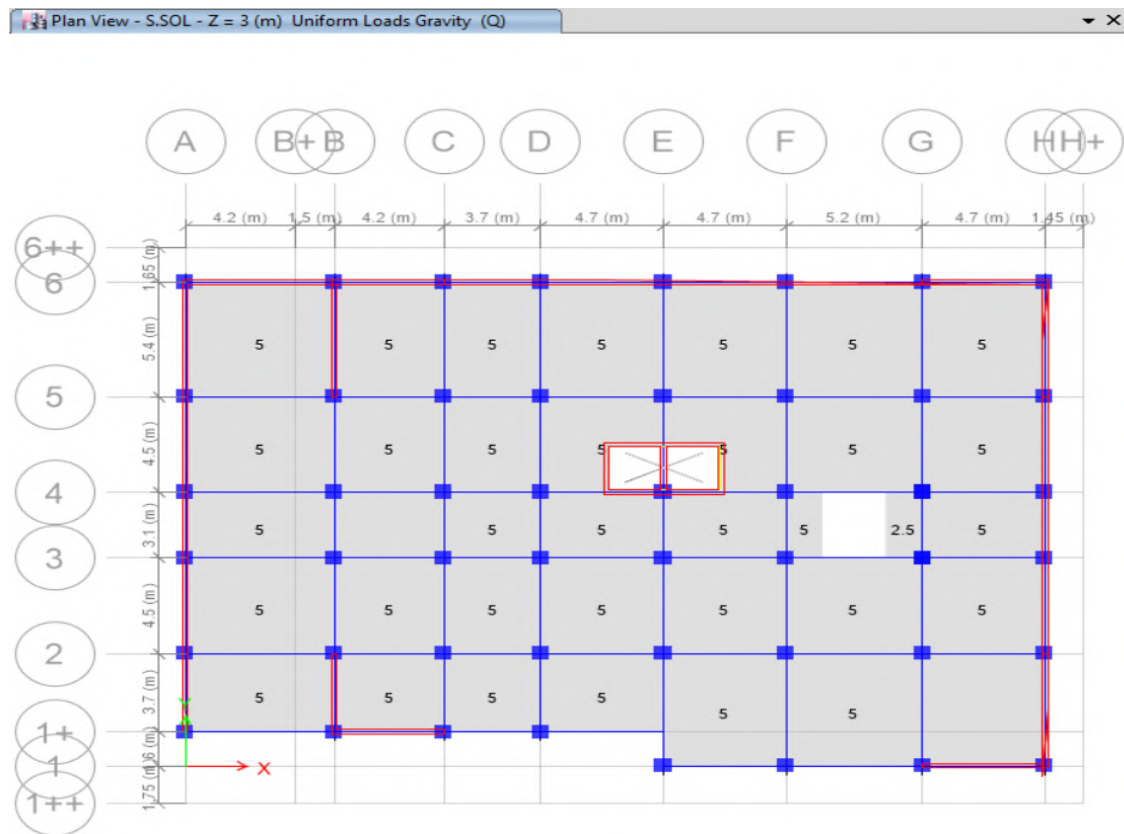


Figure 31: Charge d'exploitation Dalle pleine (S-sol) (ETABS)

III.4) Combinaison d'action :

Combinaison des charges statiques :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

Combinaison des charges dynamique :

$G + \psi \cdot Q + E1$

$E1 = \pm Ex \pm 0.3Ey$

$G + \psi \cdot Q + E2$

$E2 = \pm 0.3Ex \pm Ey$

Avec : $\psi = 0.3$ (tableau 4.2 DTR BC 2.48)

Chapitre III : Etude sismique et justification

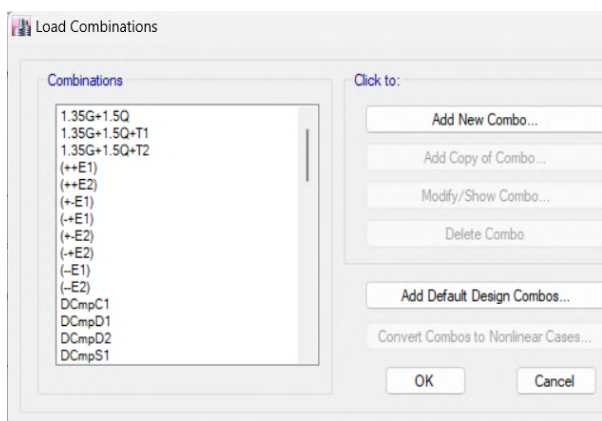


Figure 32: Liste des combinaisons d'actions (ETABS)

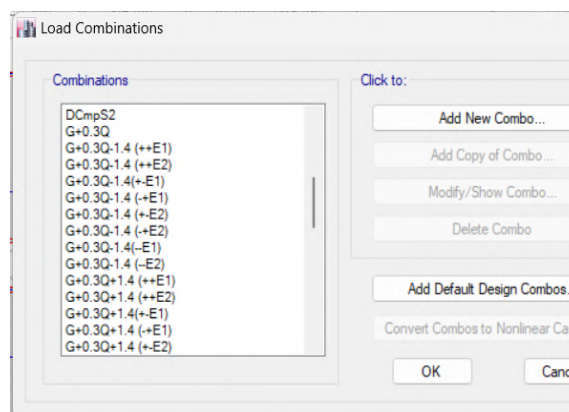


Figure 33: Liste des combinaisons d'actions (ETABS)

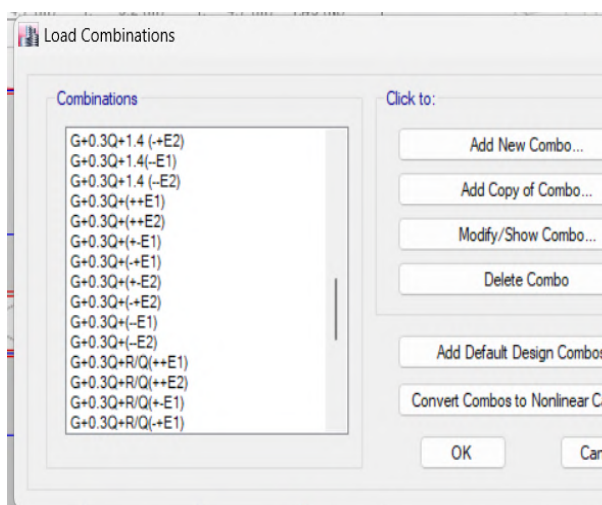


Figure 34: Liste des combinaisons d'actions (ETABS)

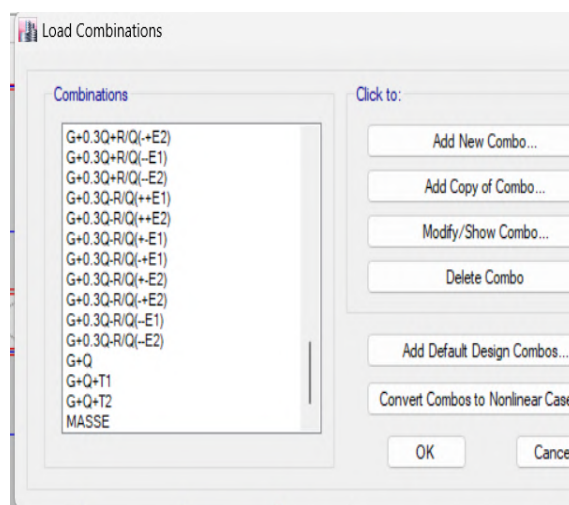


Figure 35: Liste des combinaisons d'actions (ETABS)

III.5) Eléments de la structure :

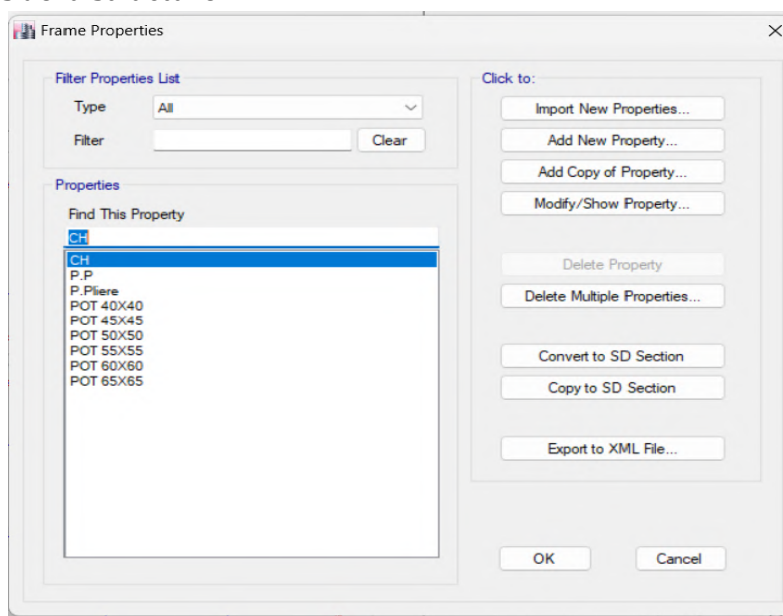


Figure 36: Définition des poteaux à ETABS

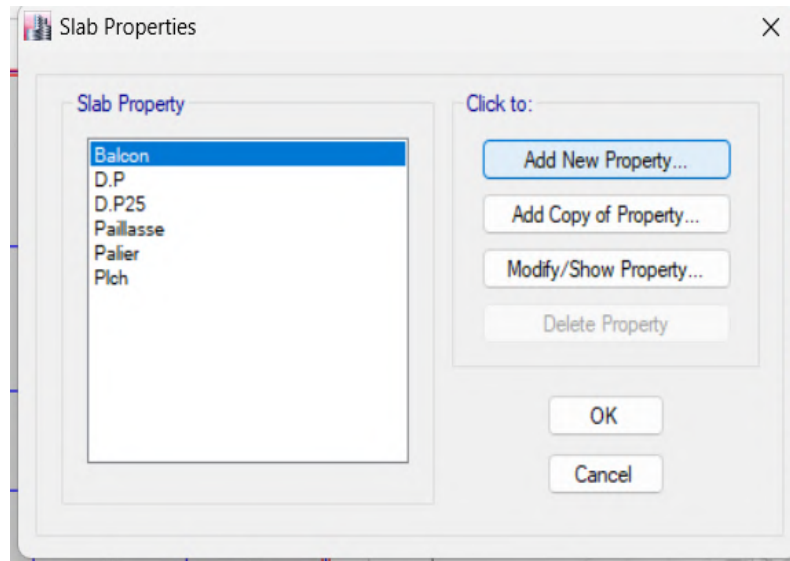


Figure 37: Définition des plancher et D.P à ETABS

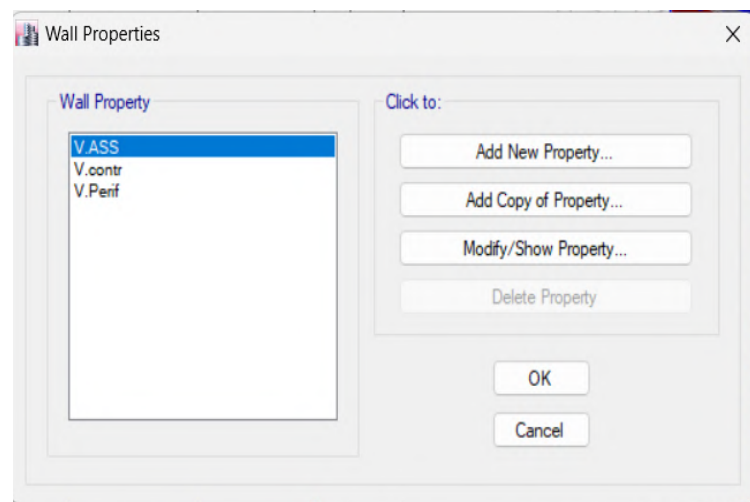


Figure 38: Définition des voiles à ETABS

III.6) Modelles de calcul :

Les coefficients sismiques :

Les coefficients sismiques selon RPA 2024 sont comme suit :

A : coefficient d'accélération de zone :

- Groupe d'usage : 2 (Bâtiment d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas les 48 m de hauteur) Art 3.4 RPA 2024.
- Zone sismicité : Zone III d'où $A = 0.15$ Tableau 3.3 RPA 2024.

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

Figure 39: Coefficient d'accélération selon RPA 2024

- **I : coefficient d'importance** : $I = 1$ Tableau 3.11 RPA 2024.

Coefficient d'importance, I	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I	1.40	1.20	1	0.80

Table 3.11: Valeurs du coefficient d'importance

Figure 40: Coefficient d'importance selon RPA 2024

Coefficient d'accompagnement : $\psi = 0.3$ Tableau 4.2 RPA 2024

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

Table 4.2: Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ , pour la charge d'exploitation Q_i

Figure 41: Coefficient d'accompagnement selon RPA 2024

Chapitre III : Etude sismique et justification

Facteur de qualité : $Q_f = 1.05$

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui constituent la structure.
- la régularité en plan et en élévation.
- la valeur de Q_f est déterminée par Equation 3.26 RPA 2024.

$$Q_f = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} p_q$$

Où :

- P_q est la pondération à tenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au cas dans le tableau 3.19 RPA 2024.

- i est le nombre total de pondération de la catégorie concernée.

Les critères de qualité « q » à vérifier sont :

Catégorie	Critère, q	P_q	
		Observé	N/observé
(a)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0	0.20
	4. Conditions minimales sur les travées	0	0.10
(b)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Redondance en plan	0	0.05

Table 3.19: Valeurs des Pondérations P_q

Figure 42: Facteur de qualité selon RPA 2024

- On a un système à contreventement mixte, équivalent à des voiles (la catégorie (b)).

Conditions	Q_{fx}	Q_{fy}
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0	0
Redondance en plan	0	0
Total	1.05	1.05

Chapitre III : Etude sismique et justification

Valeur de T_1 et T_2 : période caractéristique à la catégorie de la suite :

Le spectre, selon la zone sismique, est de :

- **Type 1** : appliqué aux zones sismiques IV, V et VI ;
- **Type 2** : appliqué aux zones sismiques I, II et III.

Pour les quatre classes de sol S_1 , S_2 , S_3 , et S_4 , les valeurs recommandées des paramètres S , T_1 , T_2 et T_3 sont données dans :

- le Tableau (3.4) pour le spectre de **Type 1** ;
- le Tableau (3.5) pour le spectre de **Type 2**.

Figure 43: Type de spectre selon RPA 2024

- Type de site : nous considérons un sol de type FERME S_2 , sachant que la capacité portante du sol est de l'ordre 0..25 MPa.

Spectre Type 2 (Zones I, II et III)	S	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
site S_1	1.00	0.05	0.25	1.20
site S_2	1.30	0.05	0.30	1.20
site S_3	1.55	0.10	0.40	1.20
site S_4	1.80	0.10	0.50	1.20

Table 3.5: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de Type 2 (Zones sismiques I, II et III)

Figure 44: Valeurs des T_1 et T_2 et T_3

Coefficient de comportement :

- Sa valeur unique et donnée par le tableau 3.18 en fonction du système de contreventement.

- Pour la conception du contreventement, une seule valeur du coefficient de comportement, R doit être utilisée pour chaque direction principale.

Chapitre III : Etude sismique et justification

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

Figure 45: Coefficient de comportement selon RPA 2024

Valeur d'amortissement critique ζ (%) :

- Structure en voiles ou murs avec remplissage béton armé/maçonnerie $\zeta = 10$ %.

Remplissage	Ossatures (*)		Voiles (**)
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	10

(*) : Sans présence de voiles ou de noyaux en béton armé
 (**): Valeurs valables même si les voiles sont associés à des portiques

Table 3.6: Valeurs de ζ (%)

Figure 46: Valeur d'amortissement critique selon RPA 2024

Spectre de réponse :

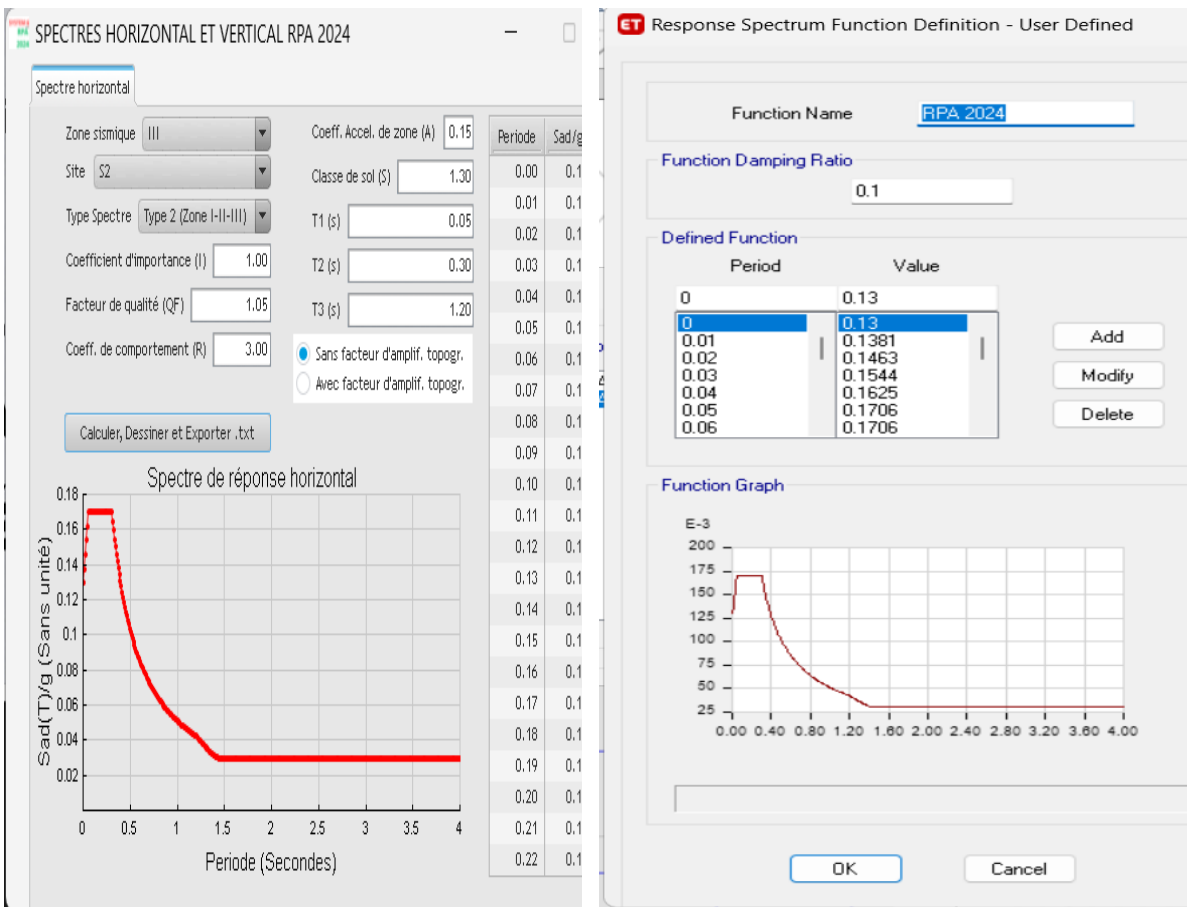


Figure 47: Spectre de réponse utilisé à ETABS

Vérification du choix du coefficient de comportement R :

Système a ossature à noyau ou à effet noyau : DTR BC 2.48 Art 6

Système a contreventement mixte ou système de voiles, dont la rigidité a la torsion n'atteint pas une valeur seuil minimale et dont les rayons de torsion, r_x et r_y , sont inferieurs au rayon de giration, l_s , du plancher, cf. Figure (3.7):

$$\left\{ \begin{array}{l} r_x \leq l_s \\ \text{et} \\ r_y \leq l_s \end{array} \right. \quad (3.17)$$

Chapitre III : Etude sismique et justification

Verifier le systeme utilisé par rapport au systeme 6

Torsional radius (rx_ry) radius of gyration

Centers Of Mass And Rigidity Diaphragm Center Of Mass Displacements Mass Summary by Diaphragm

Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	XCR	YCR
11 ETAGE	D13	755.31	755.31	19.07	12.07	20.33	12.90
10 ETAGE	D12	714.64	714.64	18.89	12.18	20.38	12.92
9 ETAGE	D11	718.10	718.10	18.92	12.18	20.45	12.94
8 ETAGE	D10	723.79	723.79	18.91	12.18	20.54	12.97
7 ETAGE	D9	730.73	730.73	18.90	12.17	20.64	13.00
6 ETAGE	D8	737.24	737.24	18.90	12.16	20.74	13.04
5 ETAGE	D7	744.99	744.99	18.89	12.16	20.85	13.09
4 ETAGE	D6	752.32	752.32	18.88	12.15	20.93	13.15
3 ETAGE	D5	760.85	760.85	18.87	12.14	20.98	13.23
2 ETAGE	D4	768.90	768.90	18.86	12.13	20.95	13.33
1 ETAGE	D3	778.27	778.27	18.85	12.13	20.75	13.50
RDC	D2	820.62	820.62	18.84	12.11	20.25	13.94
S.SOL	D1	1309.59	1309.59	16.82	12.19	18.14	17.69

Import Excel

Quitter

Verifier le systeme utilisé par rapport au systeme 6

Torsional radius (rx_ry) radius of gyration

Centers Of Mass And Rigidity Diaphragm Center Of Mass Displacements Mass Summary by Diaphragm

Story	Diaphragm	Case	UX	UY	RZ	X	Y
11 ETAGE	D13	FX				0.00	0.00
11 ETAGE	D13	FY				0.04	0.00
11 ETAGE	D13	MZ				0.00	0.00
10 ETAGE	D12	FX				0.00	0.00
10 ETAGE	D12	FY				0.04	0.00
10 ETAGE	D12	MZ				0.00	0.00
9 ETAGE	D11	FX				0.00	0.00
9 ETAGE	D11	FY				0.04	0.00
9 ETAGE	D11	MZ				0.00	0.00
8 ETAGE	D10	FX				0.00	0.00
8 ETAGE	D10	FY				0.04	0.00
8 ETAGE	D10	MZ				0.00	0.00
7 ETAGE	D9	FX				0.00	0.00
7 ETAGE	D9	FY				0.03	-0.00

Importer Excel

Quitter

Chapitre III : Etude sismique et justification

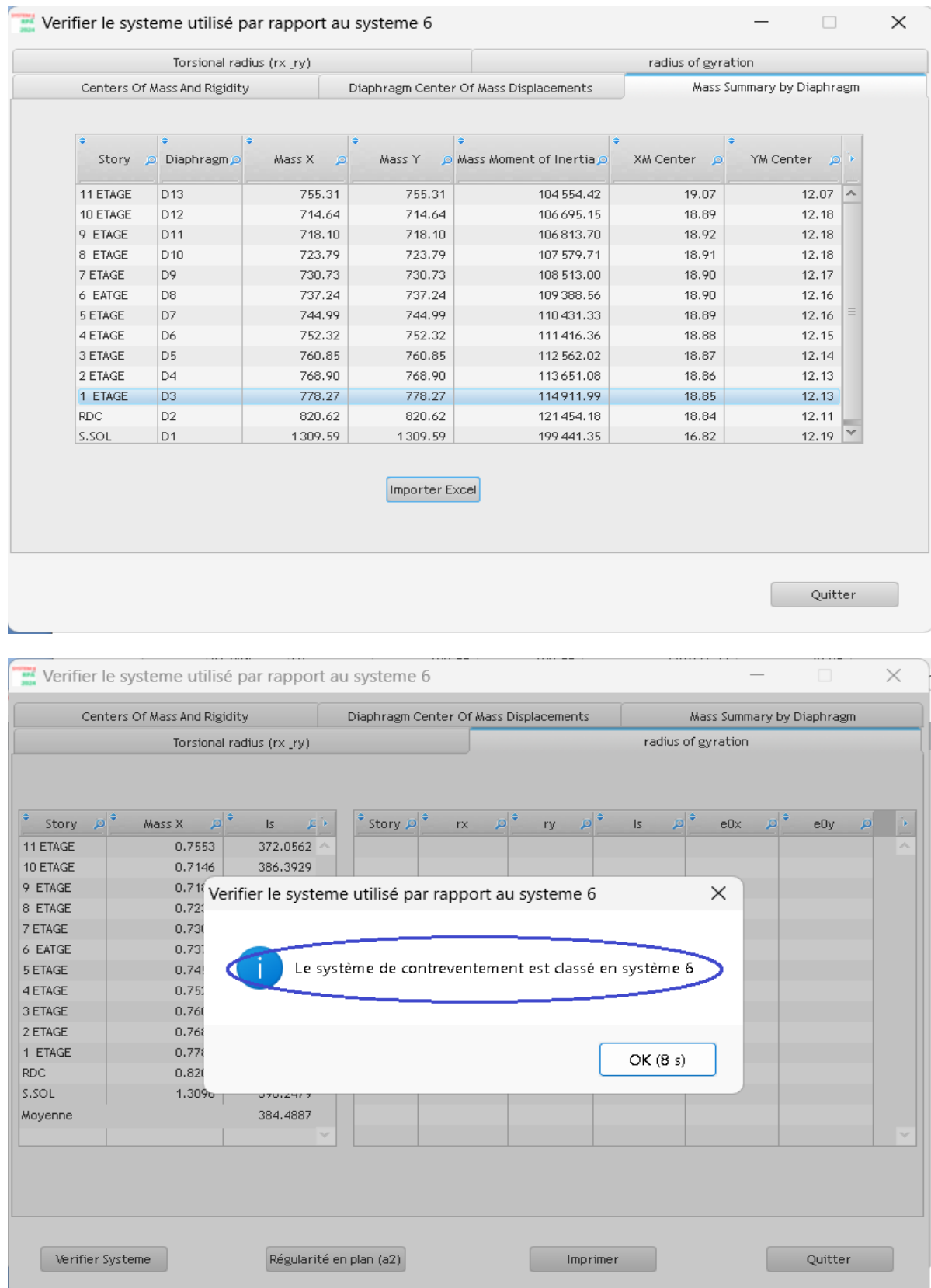


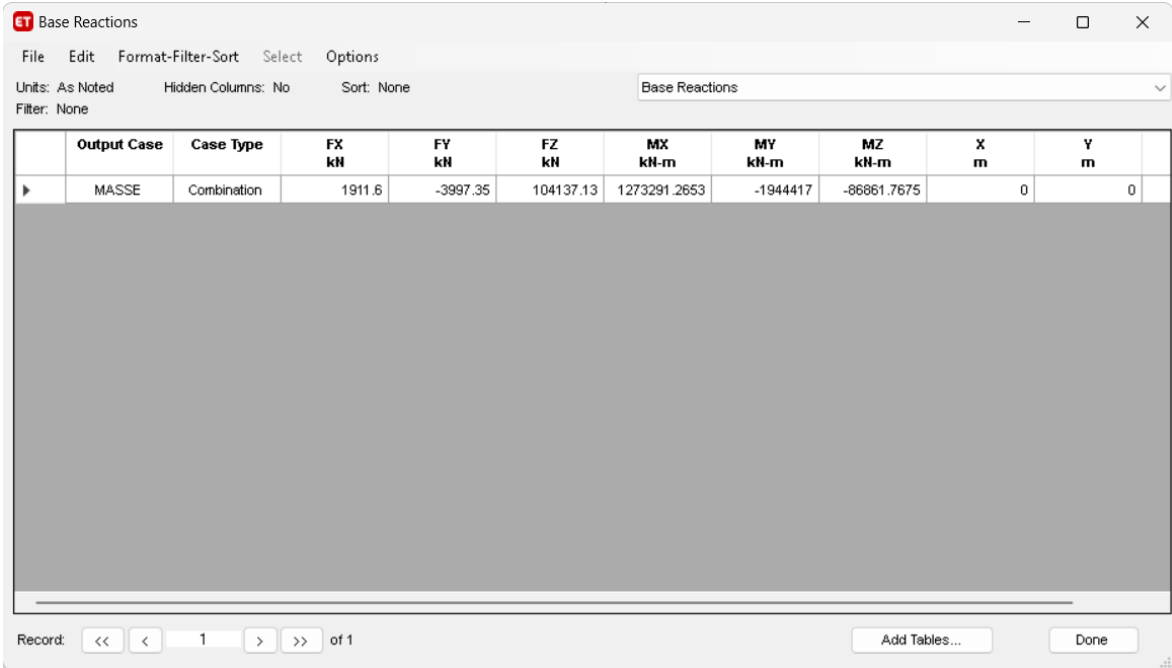
Figure 48: Vérification de systeme utilisé par rapport au systeme 6

Donc le système à ossature à noyau ou à effet noyau $\Rightarrow R=3$.

Chapitre III : Etude sismique et justification

III.7) Etude sismique :

Poids total de la structure :



The screenshot shows the 'Base Reactions' window in ETABS. The window has a menu bar (File, Edit, Format-Filter-Sort, Select, Options) and a toolbar (Units: As Noted, Hidden Columns: No, Sort: None, Base Reactions). The main area displays a table with the following data:

	Output Case	Case Type	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m	X m	Y m
▶	MASSE	Combination	1911.6	-3997.35	104137.13	1273291.2653	-1944417	-86861.7675	0	0

The bottom of the window shows a 'Record' section with navigation buttons (Previous, First, 1, Next, Last) and a 'of 1' indicator. There are also 'Add Tables...' and 'Done' buttons.

Figure 49: Poids total de la structure

La participation modale :

Les valeurs de la période fondamentale obtenu en chaque direction ont été les suivantes :

-T= 1.01 sec pour la direction X

-T= 0.943 sec pour la direction Y.

On constate que à partir du 12ème mode la participation de masse est supérieure à 99%.

Ci-joint, on présente les résultats obtenus avec le logiciel ETABS.

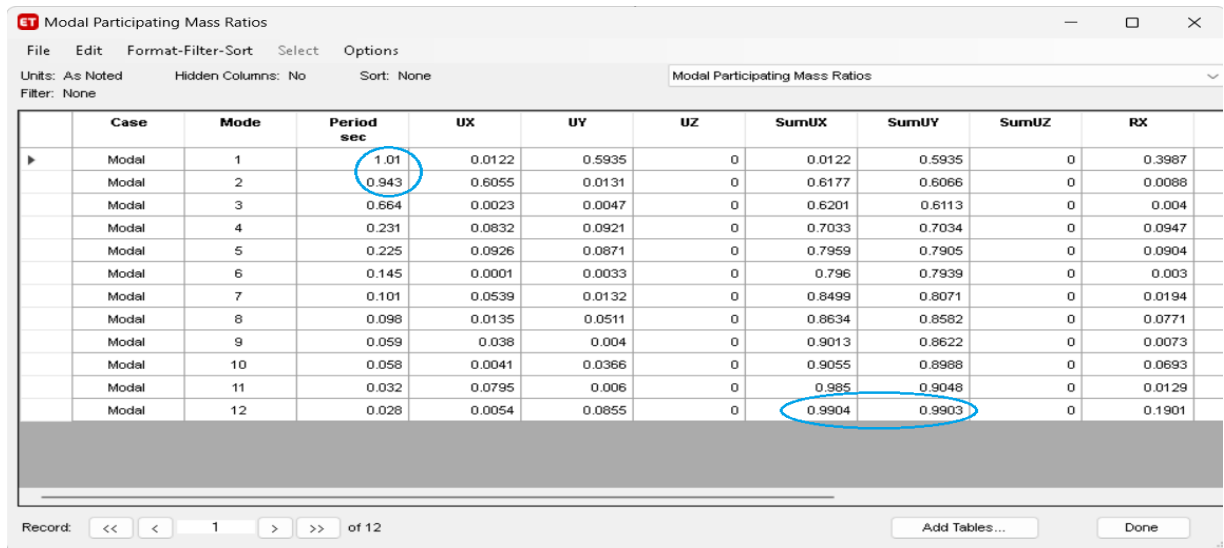
Nombre de mode considéré Art 4.3.4 :

$$K > 3\sqrt{N}$$

N : Nombre d'étage au-dessus du sol=12.

$$K > 10.39.$$

Chapitre III : Etude sismique et justification



Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
Modal	1	1.01	0.0122	0.5935	0	0.0122	0.5935	0	0.3987
Modal	2	0.943	0.6055	0.0131	0	0.6177	0.6066	0	0.0088
Modal	3	0.864	0.0023	0.0047	0	0.6201	0.6113	0	0.004
Modal	4	0.231	0.0832	0.0921	0	0.7033	0.7034	0	0.0947
Modal	5	0.225	0.0926	0.0871	0	0.7959	0.7905	0	0.0904
Modal	6	0.145	0.0001	0.0033	0	0.796	0.7939	0	0.003
Modal	7	0.101	0.0539	0.0132	0	0.8499	0.8071	0	0.0194
Modal	8	0.098	0.0135	0.0511	0	0.8634	0.8582	0	0.0771
Modal	9	0.059	0.038	0.004	0	0.9013	0.8622	0	0.0073
Modal	10	0.058	0.0041	0.0366	0	0.9055	0.8988	0	0.0693
Modal	11	0.032	0.0795	0.006	0	0.985	0.9048	0	0.0129
Modal	12	0.028	0.0054	0.0855	0	0.9904	0.9903	0	0.1901

Figure 50: Résultats des Modes de vibration ETABS

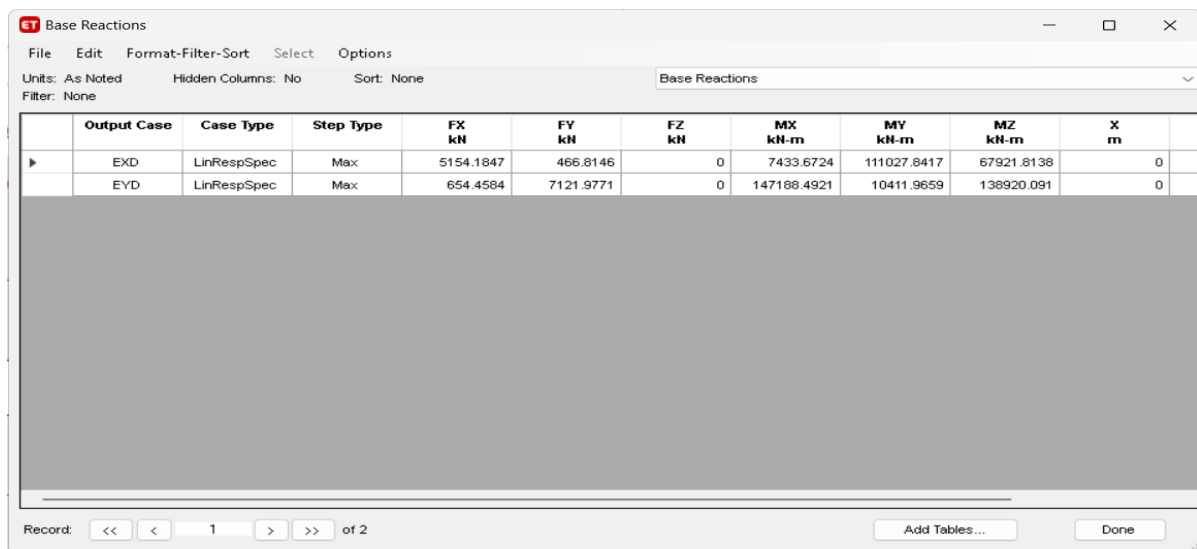
III.8) Vérification de force sismique de la base :

Effort tranchant dynamique modale :

-Selon l'article 4.3.6 du RPA, la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

-Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

Ci-joint, on présente la valeur de la somme des réactions à la base :



Output Case	Case Type	Step Type	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m	X m
EXD	LinRespSpec	Max	5154.1847	466.8146	0	7433.6724	111027.8417	67921.8138	0
EYD	LinRespSpec	Max	654.4584	7121.9771	0	147188.4921	10411.9659	138920.091	0

Figure 51: Tableau base réactions ETABS

Chapitre III : Etude sismique et justification

III.9) Calcul de la force sismique total :

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

λ : Coefficient de correction ; avec

$\begin{cases} 0.85 \text{ si } T_0 \leq (2 * T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1: \text{Autre} \end{cases}$

Dans notre cas $T_0 = 0.83 > 2 * 0.3$ donc $\lambda = 1$

GÉOMETRIE DU BLOC	
Longueur Lx (m)	32.9
Largeur Ly (m)	22.8
Nbr de Niveau	13
Hauteur RDC (m)	4.08
Hauteur Etage courant	3.2
Hauteur total (m)	42.28

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant:

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

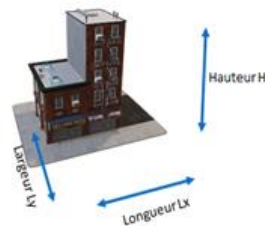
Coefficient d'accélération de zone (A)

zone sismique	Coeff (A)
Moyenne (III)	0.15

Coefficient d'importance (I)

Importance d'ouvrage	Coeff (I)
Importance moyenne (2)	1

Spectre type	2	S2
T1 (sec)		0.05
T2 (sec)		0.30
T3 (sec)		1.20
S		1.30



Facteur A.I.S	0.195
---------------	-------

Facteur de qualité Q_f catégorique : b

Régularité en plan	0.05
Régularité en élévation	0
Redondance en plan	0
	0
Total	0.05
Q_f	1.05

Poids du Bloc: $W \text{ (KN)} = W_g + \beta W_q = 104137.13$

Coefficient de comportement globale de la structure	R
Ossature à noyau ou à effet noyau	3

Facteur de réduction (Q_f/R)	0.350
----------------------------------	-------

Coefficient C_t selon le système de contreventement	Coeff C_t
ossature Portiques en BA ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.05

Coefficient λ selon 4.1	Coeff λ
Autrement	1

Période fondamentale selon 4.4	
Période emp Tx	0.829
Période emp Ty	0.829

Période selon l'analyse numérique	
Période analytique Tx	1.010
Période analytique Ty	0.943

Période de calcul	
Période Tx	1.010
Période Ty	0.943

Résultats				$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$		
Calcul Spectre de réponse élastique				Action sismique	selon MSE	Selon MDS
Sens	classification selon 3.15	A.I.S	$S_{ad}/g (T_0)$			Remarque
Sens XX	cas 03 $T_2 < T < T_3$	0.195	0.051	Vx (KN)	5277.74	5154.18 C.V
Sens YY	cas 03 $T_2 < T < T_3$	0.195	0.054	Vy (KN)	5652.72	7121.98 C.V

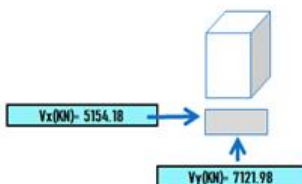


Figure 52: Action sismique selon RPA 2024

III.10) Justification des déplacements entre étages :

Selon l'article 5.10 du RPA2024, les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui suit, ne doivent pas dépasser 1.50 % de la hauteur de l'étage.

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \cdot \delta_{ek} \quad (4.15)$$

où:

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

R : Coefficient de comportement

Q_F : Coefficient de qualité

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (4.16)$$

Figure 53: Déplacement inter-tage selon RPA 2024

Type de Structure	Déplacement limite: $\overline{\Delta_k}$
Bâtiments en Acier	0.0200 h_k
Bâtiments en Béton Armé	0.0150 h_k
Bâtiment en PAF	0.0100 h_k
Bâtiments en Bois	0.0150 h_k
Bâtiments en Maçonnerie Chainée	0.0100 h_k
Légende: h_k est la hauteur du niveau « k »	

Table 5.2: Valeurs limites des déplacements inter-étages

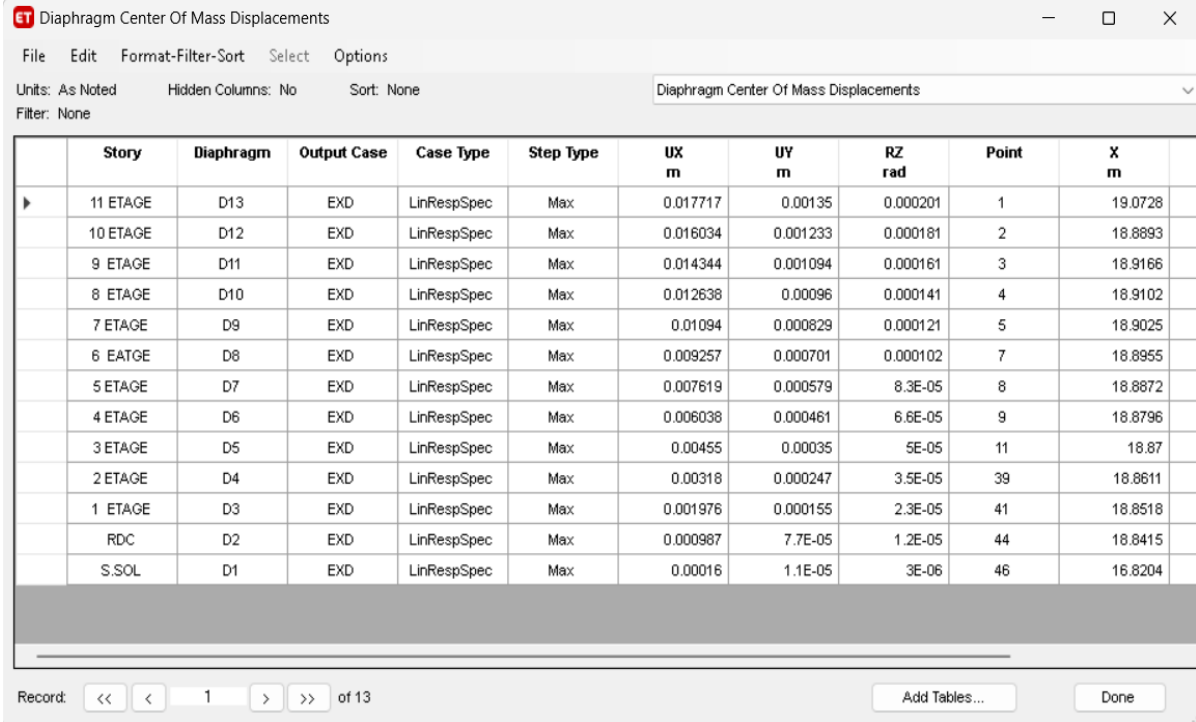
Figure 54: Déplacement admissible inter-étage

Chapitre III : Etude sismique et justification

Justification vis-à-vis déplacements inter étage (Art 5.10) :

a- Justification de non-effondrement (Art 5.10.1) :

Sens x :



	Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX m	UY m	RZ rad	Point	X m
▶	11 ETAGE	D13	EXD	LinRespSpec	Max	0.017717	0.00135	0.000201	1	19.0728
	10 ETAGE	D12	EXD	LinRespSpec	Max	0.016034	0.001233	0.000181	2	18.8893
	9 ETAGE	D11	EXD	LinRespSpec	Max	0.014344	0.001094	0.000161	3	18.9166
	8 ETAGE	D10	EXD	LinRespSpec	Max	0.012638	0.00096	0.000141	4	18.9102
	7 ETAGE	D9	EXD	LinRespSpec	Max	0.01094	0.000829	0.000121	5	18.9025
	6 ETAGE	D8	EXD	LinRespSpec	Max	0.009257	0.000701	0.000102	7	18.8955
	5 ETAGE	D7	EXD	LinRespSpec	Max	0.007619	0.000579	8.3E-05	8	18.8872
	4 ETAGE	D6	EXD	LinRespSpec	Max	0.006038	0.000461	6.6E-05	9	18.8796
	3 ETAGE	D5	EXD	LinRespSpec	Max	0.00455	0.00035	5E-05	11	18.87
	2 ETAGE	D4	EXD	LinRespSpec	Max	0.00318	0.000247	3.5E-05	39	18.8611
	1 ETAGE	D3	EXD	LinRespSpec	Max	0.001976	0.000155	2.3E-05	41	18.8518
	RDC	D2	EXD	LinRespSpec	Max	0.000987	7.7E-05	1.2E-05	44	18.8415
	S.SOL	D1	EXD	LinRespSpec	Max	0.00016	1.1E-05	3E-06	46	16.8204

Figure 55: Diaphragme center of masse déplacements selon x ETABS

Tableau 11: a- Justification de non-effondrement selon x

Etage	Hauteur	δ_{ek}	$\delta k \text{ dep réel} = \delta_{ek.R/Qf}$	$\Delta k = \delta k - \delta k-1$ élastique relatif	$\Delta k \text{ adm}$	Remarque
Terrasse	3.20	0.017717	0.0759	0.0017	0.0480	Vérifié
10eme Etage	3.20	0.016034	0.0687	0.0017	0.0480	Vérifié
9eme Etage	3.20	0.014344	0.0615	0.0017	0.0480	Vérifié
8eme Etage	3.20	0.012638	0.0542	0.0017	0.0480	Vérifié
7eme Etage	3.20	0.01094	0.0469	0.0017	0.0480	Vérifié
6eme Etage	3.20	0.009257	0.0397	0.0016	0.0480	Vérifié
5eme Etage	3.20	0.007619	0.0327	0.0016	0.0480	Vérifié
4eme Etage	3.20	0.006038	0.0259	0.0015	0.0480	Vérifié
3eme Etage	3.20	0.00455	0.0195	0.0014	0.0480	Vérifié
2eme Etage	3.20	0.00318	0.0136	0.0012	0.0480	Vérifié
1ier Etage	3.20	0.001976	0.0085	0.0010	0.0480	Vérifié
RDC	4.08	0.000987	0.0042	0.0008	0.0612	Vérifié
S-Sol	3.00	0.00016	0.0007	0.0002	0.0450	Vérifié

Chapitre III : Etude sismique et justification

Sens-y :

Diaphragm Center Of Mass Displacements

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Diaphragm Center Of Mass Displacements

Filter: None

	Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX m	UY m	RZ rad	Point	X m
▶	11 ETAGE	D13	EYD	LinRespSpec	Max	0.00184	0.02697	0.000376	1	19.0728
	10 ETAGE	D12	EYD	LinRespSpec	Max	0.001641	0.024377	0.00034	2	18.8893
	9 ETAGE	D11	EYD	LinRespSpec	Max	0.001467	0.021685	0.000303	3	18.9166
	8 ETAGE	D10	EYD	LinRespSpec	Max	0.001294	0.019	0.000266	4	18.9102
	7 ETAGE	D9	EYD	LinRespSpec	Max	0.001124	0.016346	0.00023	5	18.9025
	6 ETAGE	D8	EYD	LinRespSpec	Max	0.000957	0.013745	0.000194	7	18.8955
	5 ETAGE	D7	EYD	LinRespSpec	Max	0.000794	0.011237	0.00016	8	18.8872
	4 ETAGE	D6	EYD	LinRespSpec	Max	0.000637	0.008846	0.000126	9	18.8796
	3 ETAGE	D5	EYD	LinRespSpec	Max	0.000487	0.006619	9.5E-05	11	18.87
	2 ETAGE	D4	EYD	LinRespSpec	Max	0.000346	0.004592	6.7E-05	39	18.8611
	1 ETAGE	D3	EYD	LinRespSpec	Max	0.00022	0.002828	4.1E-05	41	18.8518
	RDC	D2	EYD	LinRespSpec	Max	0.000114	0.001389	2E-05	44	18.8415
	S.SOL	D1	EYD	LinRespSpec	Max	2.5E-05	0.00019	2E-06	46	16.8204

Record: << < 1 > >> of 13 Add Tables... Done

Figure 56: diaphragme center of displacements selon y ETABS

Tableau 12: a- Justification de non-effondrement selon y

Etage	Hauteur	δ_{ek}	$\delta_k \text{ dep réel} = \delta_{ek} \cdot R/Q_f$	$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$ élastique relatif	$\Delta k \text{ adm}$	Remarque
Terrasse	3.20	0.02697	0.1156	0.0026	0.0480	Vérifié
10eme Etage	3.20	0.024377	0.1045	0.0027	0.0480	Vérifié
9eme Etage	3.20	0.021685	0.0929	0.0027	0.0480	Vérifié
8eme Etage	3.20	0.019	0.0814	0.0027	0.0480	Vérifié
7eme Etage	3.20	0.016346	0.0701	0.0026	0.0480	Vérifié
6eme Etage	3.20	0.013745	0.0589	0.0025	0.0480	Vérifié
5eme Etage	3.20	0.011237	0.0482	0.0024	0.0480	Vérifié
4eme Etage	3.20	0.008846	0.0379	0.0022	0.0480	Vérifié
3eme Etage	3.20	0.006619	0.0284	0.0020	0.0480	Vérifié
2eme Etage	3.20	0.004592	0.0197	0.0018	0.0480	Vérifié
1ier Etage	3.20	0.002828	0.0121	0.0014	0.0480	Vérifié
RDC	4.08	0.001389	0.0060	0.0012	0.0612	Vérifié
S-Sol	3.00	0.00019	0.0008	0.0002	0.0450	Vérifié

Chapitre III : Etude sismique et justification

b- Justification de limitation des dommages (Art 5.10.2) :

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, tels que calculés selon § 4.5.2, ne doivent pas dépasser les limites suivantes :

1. pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux composés de matériaux fragiles fixés à la structure :

$$v_A \cdot \Delta_k \leq 0.005h_k \quad (5.12)$$

2. pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux ductiles :

$$v_A \cdot \Delta_k \leq 0.0075h_k \quad (5.13)$$

Le coefficient réducteur v_A est défini en § 1.2. Il est pris égal à 0.5.

Figure 57: Calcul limitation des dommages selon RPA 2024

Sens x : $v_A = 0.5$

Tableau 13: Justification de limitation des dommages selon x

Etage	Δ_k	$v_A \cdot \Delta_k$	HK	$0.0075 \cdot HK$	Remarque
Terrasse	0.0017	0.0009	3.20	0.0240	Vérifié
10eme Etage	0.0017	0.0009	3.20	0.0240	Vérifié
9eme Etage	0.0017	0.0009	3.20	0.0240	Vérifié
8eme Etage	0.0017	0.0009	3.20	0.0240	Vérifié
7eme Etage	0.0017	0.0009	3.20	0.0240	Vérifié
6eme Etage	0.0016	0.0008	3.20	0.0240	Vérifié
5eme Etage	0.0016	0.0008	3.20	0.0240	Vérifié
4eme Etage	0.0015	0.0008	3.20	0.0240	Vérifié
3eme Etage	0.0014	0.0007	3.20	0.0240	Vérifié
2eme Etage	0.0012	0.0006	3.20	0.0240	Vérifié
1ier Etage	0.0010	0.0005	3.20	0.0240	Vérifié
RDC	0.0008	0.0004	4.08	0.0306	Vérifié
S-Sol	0.0002	0.0001	3.00	0.0225	Vérifié

Chapitre III : Etude sismique et justification

Sens y:

Tableau 14: Justification de limitation des dommages selon y

Etage	Δk	VA * Δk	HK	0.0075*HK	Remarque
Terrasse	0.0026	0.0013	3.20	0.0240	Vérifié
10eme Etage	0.0027	0.0014	3.20	0.0240	Vérifié
9eme Etage	0.0027	0.0014	3.20	0.0240	Vérifié
8eme Etage	0.0027	0.0014	3.20	0.0240	Vérifié
7eme Etage	0.0026	0.0013	3.20	0.0240	Vérifié
6eme Etage	0.0025	0.0013	3.20	0.0240	Vérifié
5eme Etage	0.0024	0.0012	3.20	0.0240	Vérifié
4eme Etage	0.0020	0.0010	3.20	0.0240	Vérifié
3eme Etage	0.0020	0.0010	3.20	0.0240	Vérifié
2eme Etage	0.0018	0.0009	3.20	0.0240	Vérifié
1ier Etage	0.0014	0.0007	3.20	0.0240	Vérifié
RDC	0.0012	0.0006	4.08	0.0306	Vérifié
S-Sol	0.0008	0.0004	3.00	0.0225	Vérifié

c-Justification vis-à-vis l'effet P- Δ :

Art 5.9 RPA 2024

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

$$(\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k}) \leq 0.10 \quad (5.9)$$

avec :

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation, au dessus du niveau « k », (cf. § 4.2.3) :

$$P_k = \sum_{i=k}^n (G_i + \psi \cdot Q_i) \quad (5.10)$$

- V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k » : $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 », (cf. § 4.5.2 et Eqn. (4.16).)
- h_k : hauteur du niveau « k ».

Selon la valeur de θ_k , il convient de considérer que:

- Si $(0.10 \leq \theta_k \leq 0.20)$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte, de manière approchée, en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $(\frac{1}{1-\theta_k})$.
- Si $(\theta_k \geq 0.20)$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Figure 58: Calcul de l'effet P- Δ

Chapitre III : Etude sismique et justification

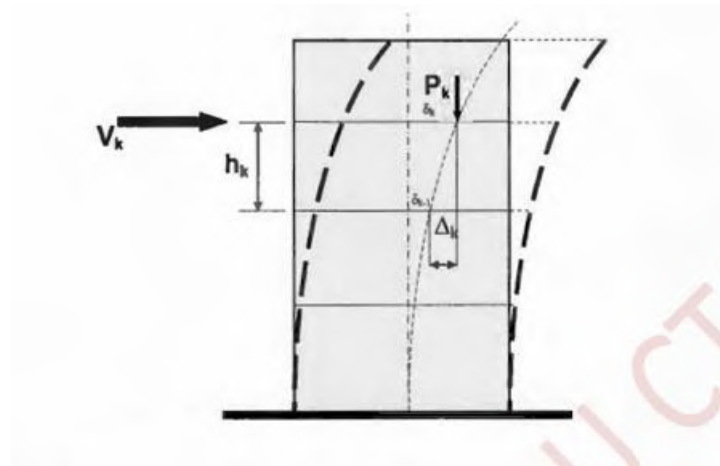


Figure 59: Effet de P- Δ

Story Forces

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None

Filter: ([Output Case] = 'MASSE') AND ([Case Type] = 'Combination') AND ([Location] = 'Bottom')

Story Forces

	Story	Output Case	Case Type	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m	MY kN-m
	11 ETAGE	MASSE	Combination	Bottom	8146.9625	0	0	0	98423.635	-155446.9913
	10 ETAGE	MASSE	Combination	Bottom	15285.0556	0	0	0	185293.0461	-291257.215
	9 ETAGE	MASSE	Combination	Bottom	22423.1486	0	0	0	272162.4571	-427067.4387
	8 ETAGE	MASSE	Combination	Bottom	29685.1198	0	0	0	360453.127	-565120.4094
	7 ETAGE	MASSE	Combination	Bottom	36947.091	0	0	0	448743.7968	-703173.3801
	6 ETAGE	MASSE	Combination	Bottom	44348.9403	0	0	0	538639.5235	-843758.62
	5 ETAGE	MASSE	Combination	Bottom	51750.7896	0	0	0	628535.2502	-984343.8598
	4 ETAGE	MASSE	Combination	Bottom	59308.5171	0	0	0	720219.8319	-1127751
	3 ETAGE	MASSE	Combination	Bottom	66864.9623	0	0	0	811888.2143	-1271122
	2 ETAGE	MASSE	Combination	Bottom	74593.1732	0	0	0	905527.9729	-1417601
	1 ETAGE	MASSE	Combination	Bottom	82321.3842	0	0	0	999167.7315	-1564080
	RDC	MASSE	Combination	Bottom	90893.6799	0	0	0	1102793.2682	-1726335
	S.SOL	MASSE	Combination	Bottom	104137.13	1252.8	-2220.75	-50584.2975	1273291.2653	-1944417

Record: << < 6 > >> of 13

Add Tables... Done

Figure 60: Valeurs de P_k à utiliser de calcul de l'effet p- Δ ETABS

Chapitre III : Etude sismique et justification

ET Story Forces

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Story Forces

Filter: ([Location] = 'Bottom')

	Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m
	11 ETAGE	EXD	LinRespSpec	Max	Bottom	0	1155.9577	98.9673	14630.3644	316.8952
	10 ETAGE	EXD	LinRespSpec	Max	Bottom	0	1865.4244	157.2683	23574.6211	817.9159
	9 ETAGE	EXD	LinRespSpec	Max	Bottom	0	2256.6501	183.8991	28439.2727	1398.5676
▶	8 ETAGE	EXD	LinRespSpec	Max	Bottom	0	2465.9356	189.0189	30991.613	1977.5189
	7 ETAGE	EXD	LinRespSpec	Max	Bottom	0	2617.6085	185.3261	32833.7063	2505.8095
	6 ETAGE	EXD	LinRespSpec	Max	Bottom	0	2778.963	184.9207	34832.4442	2965.559
	5 ETAGE	EXD	LinRespSpec	Max	Bottom	0	2997.1586	197.9589	37609.8927	3368.1318
	4 ETAGE	EXD	LinRespSpec	Max	Bottom	0	3310.1899	228.2007	41658.4567	3754.523
	3 ETAGE	EXD	LinRespSpec	Max	Bottom	0	3697.7538	269.2804	46704.1136	4187.6573
	2 ETAGE	EXD	LinRespSpec	Max	Bottom	0	4093.0365	311.5996	51911.3836	4729.7912
	1 ETAGE	EXD	LinRespSpec	Max	Bottom	0	4462.7951	348.931	56817.876	5418.6574
	RDC	EXD	LinRespSpec	Max	Bottom	0	4781.767	373.4084	60885.4571	6502.3499
	S.SOL	EXD	LinRespSpec	Max	Bottom	0	5154.1847	466.8146	67921.8138	7433.6724

Record: << < 4 > >> of 13

Add Tables... Done

Figure 61: Valeurs de V_k à utiliser de calcul de l'effet $p-\Delta$ slon x ETABS

ET Story Forces

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Story Forces

Filter: ([Location] = 'Bottom')

	Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m
	11 ETAGE	EYD	LinRespSpec	Max	Bottom	0	147.1669	1594.8793	30906.6216	5103.6136
	10 ETAGE	EYD	LinRespSpec	Max	Bottom	0	227.5771	2567.1255	49588.5978	13279.9523
	9 ETAGE	EYD	LinRespSpec	Max	Bottom	0	265.5999	3080.6364	59712.8755	22980.8469
	8 ETAGE	EYD	LinRespSpec	Max	Bottom	0	277.8212	3318.7692	64771.5104	33102.8309
	7 ETAGE	EYD	LinRespSpec	Max	Bottom	0	270.7049	3473.2434	68195.6281	43083.6381
▶	6 ETAGE	EYD	LinRespSpec	Max	Bottom	0	262.8712	3665.7111	72202.4465	52797.7664
	5 ETAGE	EYD	LinRespSpec	Max	Bottom	0	282.8324	3965.6366	78341.8442	62423.9037
	4 ETAGE	EYD	LinRespSpec	Max	Bottom	0	325.2	4418.0031	87453.1917	72390.9261
	3 ETAGE	EYD	LinRespSpec	Max	Bottom	0	377.9406	4991.9223	98598.232	83297.6132
	2 ETAGE	EYD	LinRespSpec	Max	Bottom	0	442.193	5581.2021	109884.0753	95689.4145
	1 ETAGE	EYD	LinRespSpec	Max	Bottom	0	495.2765	6120.5206	120501.0954	109858.8042
	RDC	EYD	LinRespSpec	Max	Bottom	0	531.8837	6579.9847	129667.3299	130483.3137
	S.SOL	EYD	LinRespSpec	Max	Bottom	0	654.4584	7121.9771	138920.091	147188.4921

Record: << < 6 > >> of 13

Add Tables... Done

Figure 62: Valeurs de V_k à utiliser de calcul de l'effet $p-\Delta$ slon y ETABS

Chapitre III : Etude sismique et justification

Tableau 15: Effet de P-Δ

Niveau	PK (KN)	VK x (KN)	VK y (KN)	HK (m)	ΔKx (m)	ΔKy (m)	δx (sans unité)	δy (sans unité)	Résultats	
									Suivant x	Suivant y
11 ETAGE	8146.9625	1155.9577	1594.8793	3.2	0.0017	0.0026	0.0037	0.0042	Vérifié	Vérifié
10 ETAGE	15285.056	1865.4244	2567.1255	3.2	0.0017	0.0027	0.0044	0.0050	Vérifié	Vérifié
9 ETAGE	22423.149	2256.6501	3080.6364	3.2	0.0017	0.0027	0.0053	0.0061	Vérifié	Vérifié
8 ETAGE	29685.12	2465.9356	3318.7692	3.2	0.0017	0.0027	0.0064	0.0075	Vérifié	Vérifié
7 ETAGE	36947.091	2617.6085	3473.2434	3.2	0.0017	0.0026	0.0075	0.0086	Vérifié	Vérifié
6 ETAGE	44348.94	2778.963	3665.7111	3.2	0.0016	0.0025	0.0080	0.0095	Vérifié	Vérifié
5 ETAGE	51750.79	2997.1586	3965.6366	3.2	0.0016	0.0024	0.0086	0.0098	Vérifié	Vérifié
4 ETAGE	59308.517	3310.1899	4418.0031	3.2	0.0015	0.0020	0.0084	0.0084	Vérifié	Vérifié
3 ETAGE	66864.962	3697.7538	4991.9223	3.2	0.0014	0.0020	0.0079	0.0084	Vérifié	Vérifié
2 ETAGE	74593.173	4093.0365	5581.2021	3.2	0.0012	0.0018	0.0068	0.0075	Vérifié	Vérifié
1 ETAGE	82321.384	4462.7951	6120.5206	3.2	0.0010	0.0014	0.0058	0.0059	Vérifié	Vérifié
RDC	90893.68	4781.767	6579.9847	4.08	0.0008	0.0012	0.0037	0.0041	Vérifié	Vérifié
S.SOL	104137.13	5154.1847	7121.9771	3	0.0002	0.0008	0.0013	0.0039	Vérifié	Vérifié

III.11) Vérification de l'effort normal réduit :

Poteau 65*65 :

Selon Art 7.4.3 DTR 2.48 RPA 2024

$$\left(\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \right) \leq 0.35 \quad (7.5)$$

Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station m	P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m	Element
S.SOL	C17	209	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Min	1.275	-3550.3348	5.8853	-15.9252	-0.4284	-24.104	-16.5516	2
S.SOL	C17	209	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Min	2.55	-3536.8676	5.8853	-15.9252	-0.4284	-50.269	-32.1376	2
S.SOL	C17	209	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Max	0	1247.6435	16.1081	22.847	0.239	23.70...	19.6662	2
S.SOL	C17	209	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Max	1.275	1261.1107	16.1081	22.847	0.239	29.49...	1.4749	2
S.SOL	C17	209	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Max	2.55	1274.5778	16.1081	22.847	0.239	46.833	-10.9807	2
S.SOL	C17	209	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Min	0	-3563.802	5.8853	-15.9252	-0.4284	-9.4864	-6.7013	2
S.SOL	C17	209	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Min	1.275	-3550.3348	5.8853	-15.9252	-0.4284	-24.104	-16.5516	2
S.SOL	C17	209	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Min	2.55	-3536.8676	5.8853	-15.9252	-0.4284	-50.269	-32.1376	2
S.SOL	C17	209	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Max	0	1247.6435	16.1081	22.847	0.239	23.70...	19.6662	2
S.SOL	C17	209	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Max	1.275	1261.1107	16.1081	22.847	0.239	29.49...	1.4749	2
S.SOL	C17	209	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Max	2.55	1274.5778	16.1081	22.847	0.239	46.833	-10.9807	2
S.SOL	C17	209	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Min	0	-3563.802	5.8853	-15.9252	-0.4284	-9.4864	-6.7013	2
S.SOL	C17	209	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Min	1.275	-3550.3348	5.8853	-15.9252	-0.4284	-24.104	-16.5516	2
S.SOL	C17	209	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Min	2.55	-3536.8676	5.8853	-15.9252	-0.4284	-50.269	-32.1376	2

Figure 63: Valeurs de l'effort de compression poteau ETABS

Localisation	A	B	Nmax (KN)	Fc28	n= Nd/(Bc*Fcj)	Vérification ≤0.35
S-Sol	0.65	0.65	3563.87	25	0.3374	Vérifié

Chapitre III : Etude sismique et justification

Voile 1 et 3 (0.25*4.7):

Selon Art 7.7.2 DTR 2.48 RPA 2024

$$(v_d = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}}) \leq 0.40$$

	Story	Pier	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m
	S.SOL	V3	G+0.3Q+(+E1)	Combination	Min	Top	-4142.6654	-78.8454	1.7784	-1.3161
	S.SOL	V3	G+0.3Q+(+E1)	Combination	Min	Bottom	-4230.7904	-78.8454	1.7784	-1.3161
	S.SOL	V3	G+0.3Q+(+E2)	Combination	Max	Top	-86.6872	438.4003	12.9847	0.7259
	S.SOL	V3	G+0.3Q+(+E2)	Combination	Max	Bottom	-174.8122	438.4003	12.9847	0.7259
	S.SOL	V3	G+0.3Q+(+E2)	Combination	Min	Top	-4242.7839	36.2347	-0.2539	-1.4323
	S.SOL	V3	G+0.3Q+(+E2)	Combination	Min	Bottom	-4330.9089	36.2347	-0.2539	-1.4323
	S.SOL	V3	G+0.3Q+(+E2)	Combination	Max	Top	-86.6872	438.4003	12.9847	0.7259
	S.SOL	V3	G+0.3Q+(+E2)	Combination	Max	Bottom	-174.8122	438.4003	12.9847	0.7259
	S.SOL	V3	G+0.3Q+(+E2)	Combination	Min	Top	-4242.7839	36.2347	-0.2539	-1.4323
	S.SOL	V3	G+0.3Q+(+E2)	Combination	Min	Bottom	-4330.9089	36.2347	-0.2539	-1.4323
	S.SOL	V3	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Max	Top	-86.6872	438.4003	12.9847	0.7259
	S.SOL	V3	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Max	Bottom	-174.8122	438.4003	12.9847	0.7259
	S.SOL	V3	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Min	Top	-4242.7839	36.2347	-0.2539	-1.4323
	S.SOL	V3	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Min	Bottom	-4330.9089	36.2347	-0.2539	-1.4323
	S.SOL	V3	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Min	Bottom	-4330.9089	36.2347	-0.2539	-1.4323

Figure 64: Valeurs de l'effort de compression V3 ETABS

Localisation	A	B	Nmax (KN)	Fc28	n= Nd/(Bc*Fcj)	Vérification ≤0.40
S-Sol	0.25	4.7	4330.91	25	0.1474	Vérifié

Contraintes limite de cisaillement dans les trumeaux :

Selon Art 7.7.2 DTR BC 2.48 RPA 2024

$$\tau_b \leq 0.2 f_{c28} \quad (7.12)$$

où:

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_w \cdot d} \quad (7.13)$$

avec:

- $\bar{V} = 1.4 V_u$
- b_w : épaisseur du linteau ou du voile
- d : hauteur utile avec $d = 0.9h$
- h : hauteur totale de la section brute

$$\zeta_b \leq 0.2 \cdot f_{c28} = 0.2 \cdot 25 = 5 \text{ MPa.}$$

Chapitre III : Etude sismique et justification

$$\zeta_b = \frac{V}{b_w * d} = \frac{1.4 * 36.23}{0.25 * 0.9 * 3} = 75.14 \text{ KN/m}^2 = 0.075 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

Voile6 (0.25*3.7):

Selon Art 7.7.2 DTR 2.48 RPA 2024

$$(v_d = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}}) \leq 0.40$$

ET Pier Forces

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Pier Forces

Filter: ([Story] = 'S.SOL') AND ([Pier] = 'V6')

	Story	Pier	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m
	S.SOL	V6	G+0.3Q+(-E1)	Combination	Min	Top	-4535.2583	-213.5411	-4.2826	-2.365
	S.SOL	V6	G+0.3Q+(-E1)	Combination	Min	Bottom	-4604.6333	-213.5411	-4.2826	-2.365
	S.SOL	V6	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Max	Top	-302.8581	561.8577	0.8028	-1.3077
	S.SOL	V6	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Max	Bottom	-372.2331	561.8577	0.8028	-1.3077
	S.SOL	V6	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Min	Top	-4447.8119	-378.2562	-3.7096	-2.2392
	S.SOL	V6	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Min	Bottom	-4517.1869	-378.2562	-3.7096	-2.2392
	S.SOL	V6	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Max	Top	-302.8581	561.8577	0.8028	-1.3077
	S.SOL	V6	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Max	Bottom	-372.2331	561.8577	0.8028	-1.3077
	S.SOL	V6	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Min	Top	-4447.8119	-378.2562	-3.7096	-2.2392
	S.SOL	V6	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Min	Bottom	-4517.1869	-378.2562	-3.7096	-2.2392
	S.SOL	V6	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Max	Top	-302.8581	561.8577	0.8028	-1.3077
	S.SOL	V6	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Max	Bottom	-372.2331	561.8577	0.8028	-1.3077
	S.SOL	V6	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Min	Top	-4447.8119	-378.2562	-3.7096	-2.2392
	S.SOL	V6	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Min	Bottom	-4517.1869	-378.2562	-3.7096	-2.2392

Record: << < 28 > >> of 28

Add Tables... Done

Figure 65: Valeurs de l'effort de compression V6 ETABS

Localisation	A	B	Nmax (KN)	Fc28	n= Nd/(Bc*Fcj)	Vérification ≤0.40
S-Sol	0.25	3.7	4517.19	25	0.1953	Vérifié

Contraite limite de cisaillement dans les trumeaux :

Selon Art 7.7.2 DTR BC 2.48 RPA 2024

Chapitre III : Etude sismique et justification

$$\tau_b \leq 0.2 f_{c28} \quad (7.12)$$

où:

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_w \cdot d} \quad (7.13)$$

avec:

- $\bar{V} = 1.4 V_u$
- b_w : épaisseur du linteau ou du voile
- d : hauteur utile avec $d = 0.9h$
- h : hauteur totale de la section brute

$$\zeta_b \leq 0.2 f_{c28} = 0.2 \cdot 25 = 5 \text{ MPa.}$$

$$\zeta_b = \frac{V}{b_w \cdot d} = \frac{1.4 \cdot 378.26}{0.25 \cdot 0.9 \cdot 3} = 784.54 \text{ KN/m}^2 = 0.78 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

Voile8 (0.25*5.3):

Selon Art 7.7.2 DTR 2.48 RPA 2024

$$\left(v_d = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \right) \leq 0.40$$

ETAB Pier Forces

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None

Filter: ([Story] = 'S.SOL') AND ([Pier] = 'V8')

	Story	Pier	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m
	S.SOL	V8	G+0.3Q+(-E1)	Combination	Min	Top	-4458.1313	-397.6842	-7.5767	-1.0543
	S.SOL	V8	G+0.3Q+(-E1)	Combination	Min	Bottom	-4557.5063	-397.6842	-7.5767	-1.0543
	S.SOL	V8	G+0.3Q+(+E2)	Combination	Max	Top	590.8667	360.2136	0.7158	0.006
	S.SOL	V8	G+0.3Q+(+E2)	Combination	Max	Bottom	491.4917	360.2136	0.7158	0.006
	S.SOL	V8	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Min	Top	-4824.6422	-544.8397	-5.9474	-1.2144
	S.SOL	V8	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Min	Bottom	-4924.0172	-544.8397	-5.9474	-1.2144
	S.SOL	V8	G+0.3Q+(+E2)	Combination	Max	Top	590.8667	360.2136	0.7158	0.006
	S.SOL	V8	G+0.3Q+(+E2)	Combination	Max	Bottom	491.4917	360.2136	0.7158	0.006
	S.SOL	V8	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Min	Top	-4824.6422	-544.8397	-5.9474	-1.2144
	S.SOL	V8	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Min	Bottom	-4924.0172	-544.8397	-5.9474	-1.2144
	S.SOL	V8	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Max	Top	590.8667	360.2136	0.7158	0.006
	S.SOL	V8	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Max	Bottom	491.4917	360.2136	0.7158	0.006
	S.SOL	V8	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Min	Top	-4824.6422	-544.8397	-5.9474	-1.2144
	S.SOL	V8	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Min	Bottom	-4924.0172	-544.8397	-5.9474	-1.2144

Record: << < 28 > >> of 28

Add Tables... Done

Figure 66: Valeurs de l'effort de compression V8 ETABS

Localisation	A	B	Nmax (KN)	Fc28	n= Nd/(Bc*Fcj)	Vérification ≤0.40
S-Sol	0.25	5.3	4924.02	25	0.1486	Vérifié

Chapitre III : Etude sismique et justification

Contraintes limite de cisaillement dans les trumeaux :

Selon Art 7.7.2 DTR BC 2.48 RPA 2024

$$\tau_b \leq 0.2 f_{c28} \quad (7.12)$$

où:

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_w \cdot d} \quad (7.13)$$

avec:

- $\bar{V} = 1.4 V_u$
- b_w : épaisseur du linteau ou du voile
- d : hauteur utile avec $d = 0.9h$
- h : hauteur totale de la section brute

$$\zeta_b \leq 0.2 \cdot f_{c28} = 0.2 \cdot 25 = 5 \text{ MPa.}$$

$$\zeta_b = \frac{V}{b_w \cdot d} = \frac{1.4 \cdot 544.84}{0.25 \cdot 0.9 \cdot 3} = 1130.04 \text{ KN/m}^2 = 1.13 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

Voile 5 et 7 (0.25*5.4):

Selon Art 7.7.2 DTR 2.48 RPA 2024

$$\left(v_d = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \right) \leq 0.40$$

Pier Forces

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None

Filter: ([Story] = 'S.SOL') AND ([Pier] = 'V5')

	Story	Pier	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m
	S.SOL	V5	G+0.3Q+(+E1)	Combination	Min	Top	-5712.5786	-174.0855	-4.8526	1.4397
	S.SOL	V5	G+0.3Q+(+E1)	Combination	Min	Bottom	-5813.8286	-174.0855	-4.8526	1.4397
	S.SOL	V5	G+0.3Q+(+E2)	Combination	Max	Top	-595.9286	842.1322	2.536	7.1641
	S.SOL	V5	G+0.3Q+(+E2)	Combination	Max	Bottom	-697.1786	842.1322	2.536	7.1641
	S.SOL	V5	G+0.3Q+(+E2)	Combination	Min	Top	-6772.0302	-353.8414	-3.535	2.578
	S.SOL	V5	G+0.3Q+(+E2)	Combination	Min	Bottom	-6873.2802	-353.8414	-3.535	2.578
	S.SOL	V5	G+0.3Q+(+E2)	Combination	Max	Top	-595.9286	842.1322	2.536	7.1641
	S.SOL	V5	G+0.3Q+(+E2)	Combination	Max	Bottom	-697.1786	842.1322	2.536	7.1641
	S.SOL	V5	G+0.3Q+(+E2)	Combination	Min	Top	-6772.0302	-353.8414	-3.535	2.578
	S.SOL	V5	G+0.3Q+(+E2)	Combination	Min	Bottom	-6873.2802	-353.8414	-3.535	2.578
	S.SOL	V5	G+0.3Q+(+E2)	Combination	Max	Top	-595.9286	842.1322	2.536	7.1641
	S.SOL	V5	G+0.3Q+(+E2)	Combination	Max	Bottom	-697.1786	842.1322	2.536	7.1641
	S.SOL	V5	G+0.3Q+(+E2)	Combination	Min	Top	-6772.0302	-353.8414	-3.535	2.578
	S.SOL	V5	G+0.3Q+(+E2)	Combination	Min	Bottom	-6873.2802	-353.8414	-3.535	2.578
	S.SOL	V5	G+0.3Q+(+E2)	Combination	Max	Top	-595.9286	842.1322	2.536	7.1641
	S.SOL	V5	G+0.3Q+(+E2)	Combination	Max	Bottom	-697.1786	842.1322	2.536	7.1641
	S.SOL	V5	G+0.3Q+(+E2)	Combination	Min	Top	-6772.0302	-353.8414	-3.535	2.578
	S.SOL	V5	G+0.3Q+(+E2)	Combination	Min	Bottom	-6873.2802	-353.8414	-3.535	2.578

Record: << < 28 > >> of 28

Add Tables... Done

Figure 67: Valeurs de l'effort de compression V5 ETABS

Chapitre III : Etude sismique et justification

Localisation	A	B	Nmax (KN)	Fc28	n= Nd/(Bc*Fcj)	Vérification ≤0.40
S-Sol	0.25	5.3	6873.28	25	0.2075	Vérifié

Contraite limite de cisaillement dans les trumeaux :

Selon Art 7.7.2 DTR BC 2.48 RPA 2024

$$\tau_b \leq 0.2 f_{c28} \quad (7.12)$$

où:

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_w \cdot d} \quad (7.13)$$

avec:

- $\bar{V} = 1.4 V_u$
- b_w : épaisseur du linteau ou du voile
- d : hauteur utile avec $d = 0.9h$
- h : hauteur totale de la section brute

$$\zeta_b \leq 0.2 * f_{c28} = 0.2 * 25 = 5 \text{ MPa.}$$

$$\zeta_b = \frac{V}{b_w * d} = \frac{1.4 * 353.84}{0.25 * 0.9 * 3} = 733.89 \text{ KN/m}^2 = 0.73 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

CHAPIRE IV

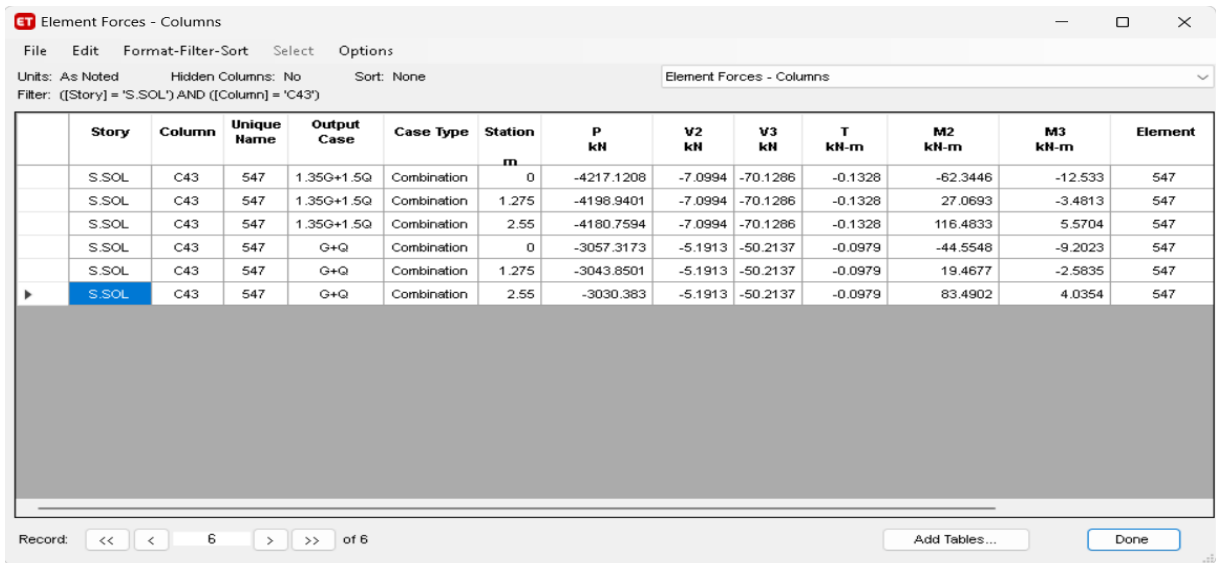
FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

IV) Ferrailage des éléments principaux :

IV.1) Ferrailage des poteaux :

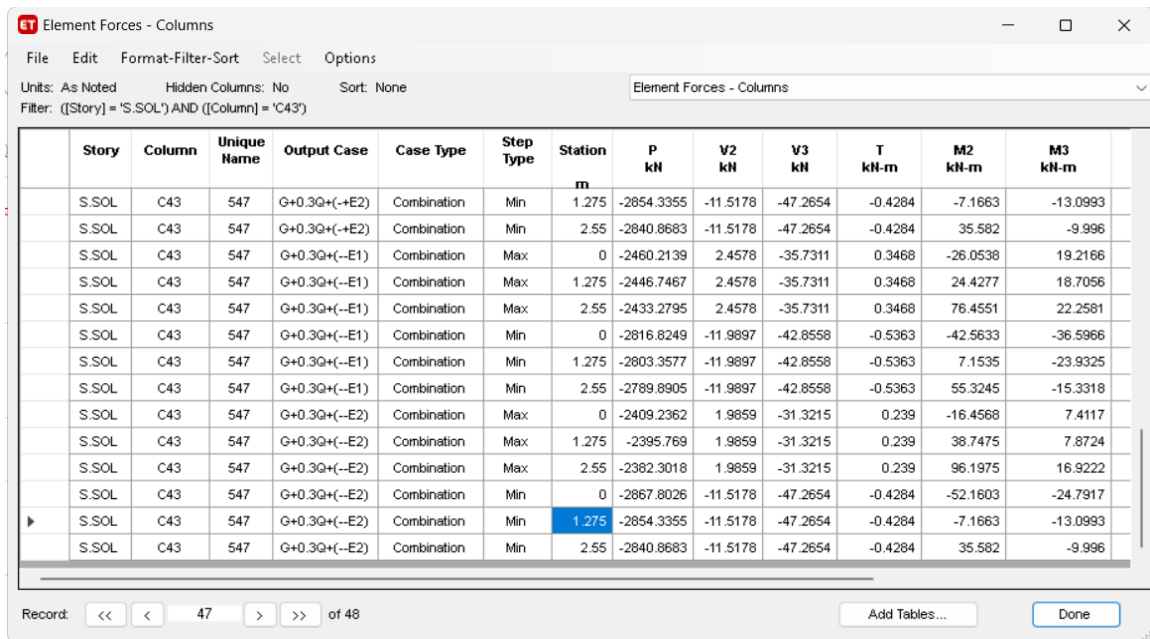
IV.1.1) Poteau 65*65 :

Le poteau plus sollicité C43



	Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Station m	P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m	Element
	S.SOL	C43	547	1.35G+1.5Q	Combination	0	-4217.1208	-7.0994	-70.1286	-0.1328	-62.3446	-12.533	547
	S.SOL	C43	547	1.35G+1.5Q	Combination	1.275	-4198.9401	-7.0994	-70.1286	-0.1328	27.0693	-3.4813	547
	S.SOL	C43	547	1.35G+1.5Q	Combination	2.55	-4180.7594	-7.0994	-70.1286	-0.1328	116.4833	5.5704	547
	S.SOL	C43	547	G+Q	Combination	0	-3057.3173	-5.1913	-50.2137	-0.0979	-44.5548	-9.2023	547
	S.SOL	C43	547	G+Q	Combination	1.275	-3043.8501	-5.1913	-50.2137	-0.0979	19.4677	-2.5835	547
	S.SOL	C43	547	G+Q	Combination	2.55	-3030.383	-5.1913	-50.2137	-0.0979	83.4902	4.0354	547

Figure 68: Effort de compression poteau 65x65 ELU et ELS ETABS



	Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station m	P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m
	S.SOL	C43	547	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Min	1.275	-2854.3355	-11.5178	-47.2654	-0.4284	-7.1663	-13.0993
	S.SOL	C43	547	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Min	2.55	-2840.8683	-11.5178	-47.2654	-0.4284	35.582	-9.996
	S.SOL	C43	547	G+0.3Q+(-E1)	Combination	Max	0	-2460.2139	2.4578	-35.7311	0.3468	-26.0538	19.2166
	S.SOL	C43	547	G+0.3Q+(-E1)	Combination	Max	1.275	-2446.7467	2.4578	-35.7311	0.3468	24.4277	18.7056
	S.SOL	C43	547	G+0.3Q+(-E1)	Combination	Max	2.55	-2433.2795	2.4578	-35.7311	0.3468	76.4551	22.2581
	S.SOL	C43	547	G+0.3Q+(-E1)	Combination	Min	0	-2816.8249	-11.9897	-42.8558	-0.5363	-42.5633	-36.5966
	S.SOL	C43	547	G+0.3Q+(-E1)	Combination	Min	1.275	-2803.3577	-11.9897	-42.8558	-0.5363	7.1535	-23.9325
	S.SOL	C43	547	G+0.3Q+(-E1)	Combination	Min	2.55	-2789.8905	-11.9897	-42.8558	-0.5363	55.3245	-15.3318
	S.SOL	C43	547	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Max	0	-2409.2362	1.9859	-31.3215	0.239	-16.4568	7.4117
	S.SOL	C43	547	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Max	1.275	-2395.769	1.9859	-31.3215	0.239	38.7475	7.8724
	S.SOL	C43	547	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Max	2.55	-2382.3018	1.9859	-31.3215	0.239	96.1975	16.9222
	S.SOL	C43	547	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Min	0	-2867.8026	-11.5178	-47.2654	-0.4284	-52.1603	-24.7917
	S.SOL	C43	547	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Min	1.275	-2854.3355	-11.5178	-47.2654	-0.4284	-7.1663	-13.0993
	S.SOL	C43	547	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Min	2.55	-2840.8683	-11.5178	-47.2654	-0.4284	35.582	-9.996

Figure 69: Effort de compression poteau 65x65 à ELA

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

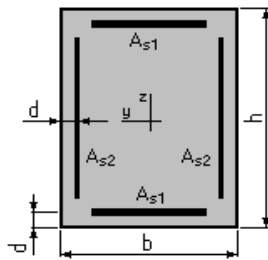
Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

Fissuration non préjudiciable

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 65.0$ (cm)

$h = 65.0$ (cm)

$d = 2.5$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	4217.12	116.48	12.53
2.	ELS	3057.32	83.49	9.20
3.	ELA	3294.27	132.57	88.51

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 3.3$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 2.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 10.4$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s \max} = 211.3$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.25$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.12$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU **N = 4217.12 (kN)** **$M_y = 116.48$ (kN*m)** **$M_z = 12.53$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.30 Pivot: C
Position de l'axe neutre: $y = 77.1$ (cm)
Bras de levier: $Z = 33.9$ (cm)
Déformation du béton: $\epsilon_b = 3.22$ (‰)
Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 347.8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS **N = 3057.32 (kN)** **$M_y = 83.49$ (kN*m)** **$M_z = 9.20$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.69

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Position de l'axe neutre: $y = 167.5$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 35.8$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 8.9$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 131.0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA $N = 3294.27$ (kN) $M_y = 132.57$ (kN*m) $M_z = 88.51$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.02 Pivot: B
 Position de l'axe neutre: $y = 82.9$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 44.9$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.50$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.05$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 10.8$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 400.0$ (MPa)

- Efforts appliqués :

Cas N°	Type	N(KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)
1	ELU	4217.12	116.48	12.53
2	ELS	3057.32	83.49	9.20
3	ELA	2867.80	96.20	36.60

Armatures longitudinales :

Concrete Column Design Summary - Eurocode 2-2004

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None

Filter: ([Story] = 'S.SOL') AND ([Label] = 'C43')

	Story	Label	niqName	DesignSect	Station m	DesignOpt	Status	VMRati	PMMCCombo	AsMin cm²	As cm²	Mid Bar As cm²	CornerBarAs cm²	VM
	S.SOL	C43	547	POT 65X65	0	Design	No Message		1.35G+1.5Q+T2	42.25	42.25	3.02	3.02	1.35
	S.SOL	C43	547	POT 65X65	1.275	Design	No Message		1.35G+1.5Q+T2	42.25	42.25	3.02	3.02	1.35
▶	S.SOL	C43	547	POT 65X65	2.55	Design	No Message		1.35G+1.5Q+T2	42.25	42.25	3.02	3.02	1.35

Record: << < 3 > >> of 3

Add Tables... Done

Figure 70: Section d'acier poteau 65x65 ETABS

On adopte 16T16 + 8T14 = 44.49 cm².

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Vérification selon RPA 2024 Art 7.4.2 :

Section Poteau		Pourcentage minimale	Pourcentage maximale	Amin (cm²)	Amax (cm²)	As adopté (cm²)	Remarque
b	h						
65	65	0.90%	4%	38.025	169	44.49	Vérifié

Distance entre les barres verticales :

- Selon x : $60/3=20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$
- Selon y : $60/3 = 20 \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$

Armatures transversales : Art 7.4.2 RPA 2024

Espacement des cadres en zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi_l, 12.5 \text{ cm})$$

$$t \leq \min(10 \cdot 1.6, 12.5) = 12.5 \text{ cm.}$$

$$t = 12.5 \text{ cm.}$$

La distance de la zone critique : Art 7.4.2 RPA 2024

$$l_{cr} = \max(1.5h_c, l_{cl}/6, 60 \text{ cm})$$

avec :

h_c : la plus grande dimension de la section transversale du poteau.

l_{cl} : la longueur libre du poteau.

$$l_{cr} = \max(1.5 \cdot 65, 255/6, 60 \text{ cm}) = 97.5 \text{ cm}$$

$$l_{cr} = 100 \text{ cm.}$$

$l_{cr}/h_c = 100/65 = 1.54 < 3 \Rightarrow$ Donc la hauteur total du poteau doit être considéré comme zone critique

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h_c} = \frac{3 \cdot 0.7}{0.65} = 3.23$$

$3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow$ la quantité d'armature transversale interpoler entre 0.3% et 0.8 %.

On adopte T8 pour cadres et étriers.

Vérification au Flambement :

L'effort limite ultime est donné par la formule :

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

$$N_{U\lim} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

-A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

-Br : est la section réduite du poteau obtenu en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$\gamma_b = 1.5$.

$\gamma_s = 1.15$.

α : un coefficient fonction de l'élancement mécanique.

A (cm ²)	44.49		
Dimensions du poteau	L	b	h
	300	65	65
I_f (cm):	210		
B (cm²)	4225		
I_{min} (cm⁴)	1487552.083		
i_{min} (cm)	18.76388375		
λ:	11.19171291		
α:	0.83296609		
Nu (KN)	7411.942175		

A (cm ²)	44.49		
Dimensions du poteau	L	b	h
	408	65	65
I_f (cm):	285.6		
B (cm²)	4225		
I_{min} (cm⁴)	1487552.083		
i_{min} (cm)	18.76388375		
λ:	15.22072956		
α:	0.819021516		
Nu (KN)	7287.859845		

Figure 71: Vérification au flambement poteau 65x65

D'après les calculs établis sur Excel :

L'effort limite = 7411.94 KN et 7287.86 KN > l'effort de calcul = 4217.12 KN ⇒ il n'ya aucun risque de flambement.

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

IV.1.2) Poteau 60*60 :

Element Forces - Columns													
File Edit Format-Filter-Sort Select Options													
Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Element Forces - Columns													
Filter: ([Column] = 'C43')													
	Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Station m	P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m	Elerr
	3 ETAGE	C43	556	1.35G+1.5Q	Combination	1.375	-2787.4966	3.4255	38.4702	-0.2886	7.5927	-0.1988	55
	3 ETAGE	C43	556	1.35G+1.5Q	Combination	2.75	-2773.4587	3.4255	38.4702	-0.2886	-45.3038	-4.9089	55
	3 ETAGE	C43	556	G+Q	Combination	0	-2031.7915	2.4853	27.6474	-0.2086	43.4731	3.2761	55
	3 ETAGE	C43	556	G+Q	Combination	1.375	-2021.3931	2.4853	27.6474	-0.2086	5.4579	-0.1412	55
	3 ETAGE	C43	556	G+Q	Combination	2.75	-2010.9946	2.4853	27.6474	-0.2086	-32.5574	-3.5585	55
	2 ETAGE	C43	557	1.35G+1.5Q	Combination	0	-3142.9824	1.3625	41.7333	-0.3379	61.7189	1.1592	55
	2 ETAGE	C43	557	1.35G+1.5Q	Combination	1.375	-3126.2761	1.3625	41.7333	-0.3379	4.3355	-0.7142	55
	2 ETAGE	C43	557	1.35G+1.5Q	Combination	2.75	-3109.5699	1.3625	41.7333	-0.3379	-53.0478	-2.5877	55
	2 ETAGE	C43	557	G+Q	Combination	0	-2279.4907	0.993	29.9999	-0.2443	44.3696	0.8536	55
	2 ETAGE	C43	557	G+Q	Combination	1.375	-2267.1157	0.993	29.9999	-0.2443	3.1197	-0.5117	55
	2 ETAGE	C43	557	G+Q	Combination	2.75	-2254.7407	0.993	29.9999	-0.2443	-38.1301	-1.877	55
	1 ETAGE	C43	558	1.35G+1.5Q	Combination	0	-3489.0134	-0.9033	53.183	-0.2645	97.5454	-1.933	55
	1 ETAGE	C43	558	1.35G+1.5Q	Combination	1.375	-3472.3072	-0.9033	53.183	-0.2645	24.4187	-0.691	55
	1 ETAGE	C43	558	1.35G+1.5Q	Combination	2.75	-3455.6009	-0.9033	53.183	-0.2645	-48.7079	0.551	55

Figure 72: Effort de compression poteau 60x60 à ELU et ELS

Element Forces - Columns													
File Edit Format-Filter-Sort Select Options													
Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Element Forces - Columns													
Filter: ([Column] = 'C43')													
	Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station m	P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m
	1 ETAGE	C43	558	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Min	1.375	-2392.5167	-14.281	22.8228	-2.0245	-0.8253	-8.2478
	1 ETAGE	C43	558	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Min	2.75	-2380.1417	-14.281	22.8228	-2.0245	-34.9559	-11.1327
	1 ETAGE	C43	558	G+0.3Q+(-E1)	Combination	Max	0	-2021.8983	26.3454	33.794	1.1136	65.52	50.7995
	1 ETAGE	C43	558	G+0.3Q+(-E1)	Combination	Max	1.375	-2009.5233	26.3454	33.794	1.1136	19.3713	14.8665
	1 ETAGE	C43	558	G+0.3Q+(-E1)	Combination	Max	2.75	-1997.1483	26.3454	33.794	1.1136	-25.6189	22.7716
	1 ETAGE	C43	558	G+0.3Q+(-E1)	Combination	Min	0	-2359.278	-27.5116	27.9628	-1.4382	47.6969	-53.291
	1 ETAGE	C43	558	G+0.3Q+(-E1)	Combination	Min	1.375	-2346.903	-27.5116	27.9628	-1.4382	8.93	-15.7545
	1 ETAGE	C43	558	G+0.3Q+(-E1)	Combination	Min	2.75	-2334.528	-27.5116	27.9628	-1.4382	-30.9954	-22.0561
	1 ETAGE	C43	558	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Max	0	-1976.2846	13.1149	38.934	1.6998	82.1056	25.2037
	1 ETAGE	C43	558	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Max	1.375	-1963.9096	13.1149	38.934	1.6998	29.1265	7.3598
	1 ETAGE	C43	558	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Max	2.75	-1951.5346	13.1149	38.934	1.6998	-21.6584	11.8481
	1 ETAGE	C43	558	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Min	0	-2404.8917	-14.281	22.8228	-2.0245	31.1112	-27.6952
	1 ETAGE	C43	558	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Min	1.375	-2392.5167	-14.281	22.8228	-2.0245	-0.8253	-8.2478
	1 ETAGE	C43	558	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Min	2.75	-2380.1417	-14.281	22.8228	-2.0245	-34.9559	-11.1327

Figure 73/ Effort de compression poteau 60x60 à ELA

- Efforts appliqués :

Cas N°	Type	N(KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)
1	ELU	3489.01	44.37	1.93
2	ELS	2297.49	44.37	1.88
3	ELA	2392.52	82.11	53.29

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

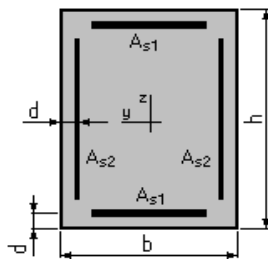
Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

Fissuration non préjudiciable

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 60.0$ (cm)

$h = 60.0$ (cm)

$d = 2.5$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^0	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	3489.01	44.37	1.93
2.	ELS	2297.49	44.37	1.88
3.	ELA	2392.52	82.11	53.29

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 3.0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 1.8$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 9.6$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s \max} = 180.0$ (cm ²)
théorique ρ	$= 0.27$ (%)		
minimum $\rho_{\min}$	$= 0.13$ (%)	maximum $\rho_{\max}$	$= 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N^0 1: Type ELU $N = 3489.01$ (kN) $M_y = 44.37$ (kN*m) $M_z = 1.93$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.41 Pivot: C

Position de l'axe neutre: $y = 73.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 28.7$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.10$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma'_s = 347.8$ (MPa)

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Cas N° 2: Type ELS $N = 2297.49 \text{ (kN)}$ $M_y = 44.37 \text{ (kN*m)}$ $M_z = 1.88 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 2.04
 Position de l'axe neutre: $y = 190.6 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 30.5 \text{ (cm)}$
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7.3 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 108.6 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0 \text{ (MPa)}$

Cas N° 3: Type ELA $N = 2392.52 \text{ (kN)}$ $M_y = 82.11 \text{ (kN*m)}$ $M_z = 53.29 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 2.42 Pivot: B
 Position de l'axe neutre: $y = 77.2 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 40.3 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.50(\text{‰})$
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.00(\text{‰})$
 Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 400.0 \text{ (MPa)}$

Armatures longitudinales :

Story	Label	IqueNan	DesignSect	Station	DesignOpt	Status	MMRati	PMMCombo	AsMin cm²	As cm²	Mid Bar As cm²	rnerBar#	VMajComb
2 ETAGE	C43	557	POT 60X60	0	Design	No Message		1.35G+1.5Q	36	36	3	3	1.35G+1.5Q+
2 ETAGE	C43	557	POT 60X60	1.375	Design	No Message		1.35G+1.5Q+T2	36	36	3	3	1.35G+1.5Q+
2 ETAGE	C43	557	POT 60X60	2.75	Design	No Message		1.35G+1.5Q+T2	36	36	3	3	1.35G+1.5Q+

Figure 74: Section d'acier poteau 60x60 ETABS

On adopte $12T16 + 8T14 = 36.45 \text{ cm}^2$.

Vérification selon RPA 2024 Art 7.4.2 :

Section Poteau		Pourcentage minimale	Pourcentage maximale	Amin (cm²)	Amax (cm²)	As adopté (cm²)	Remarque
b	h						
60	60	0.90%	4%	32.4	144	36.45	Vérifié

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Distance entre les barres verticales :

- **Selon x :** $(60-5)/3=18.33 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$
- **Selon y :** $(60-5)/4 = 18.33 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$

Armatures transversales : Art 7.4.2 RPA 2024

Espacement des cadres en zone nodale :

$$t \leq \min (10\phi, 12.5 \text{ cm})$$

$$t \leq \min (10 \times 1.6, 12.5) = 12.5 \text{ cm.}$$

$$t = 12.5 \text{ cm.}$$

La distance de la zone critique : Art 7.4.2 RPA 2024

$$l_{cr} = \max(1.5h_c, l_{cl}/6, 60 \text{ cm})$$

avec :

h_c : la plus grande dimension de la section transversale du poteau.

l_{cl} : la longueur libre du poteau.

$$l_{cr} = \max(1.5 \times 60, 275/6, 60 \text{ cm}) = 90 \text{ cm}$$

$$l_{cr} = 90 \text{ cm.}$$

$l_{cr}/h_c = 90/60 = 1.5 < 3 \Rightarrow$ Donc la hauteur total du poteau doit être considéré comme zone critique.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h_c} = \frac{0.7 \times 3.2}{0.60} = 3.73$$

$3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow$ la quantité d'armature transversale interpoler entre 0.3% et 0.8 %.

On adopte T8 pour cadres et étriers.

Vérification au Flambement :

L'effort limite ultime est donné par la formule :

$$N_{U \lim} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

-A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

-Br : est la section réduite du poteau obtenu en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

$\gamma_b = 1.5$.

$\gamma_s = 1.15$.

α : un coefficient fonction de l'élanement mécanique.

A (cm ²)	36.45		
Dimensions du poteau	L	b	h
	320	60	60
l _f (cm):	224		
B (cm ²)	3600		
I _{min} (cm ⁴)	1080000		
i _{min} (cm)	17.32050808		
λ :	12.93264603		
α :	0.827406292		
Nu (KN)	6203.966539		

Figure 75: Vérification au flambement poteau 60x60

D'après les calculs établis sur Excel :

L'effort limite = 6203.97 KN > l'effort de calcul = 3486.43 KN $\Rightarrow$ il n'y a aucun risque de flambement.

IV.1.3) Poteau 55*55 :

Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Station m	P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m	Element
3 ETAGE	C43	556	1.35G+1.5Q	Combination	0	-2801.5345	3.4255	38.4702	-0.2886	60.4892	4.5113	556
3 ETAGE	C43	556	1.35G+1.5Q	Combination	1.375	-2787.4966	3.4255	38.4702	-0.2886	7.5927	-0.1988	556
3 ETAGE	C43	556	1.35G+1.5Q	Combination	2.75	-2773.4587	3.4255	38.4702	-0.2886	-45.3038	-4.9089	556
3 ETAGE	C43	556	G+Q	Combination	0	-2031.7915	2.4853	27.6474	-0.2086	43.4731	3.2761	556
3 ETAGE	C43	556	G+Q	Combination	1.375	-2021.3931	2.4853	27.6474	-0.2086	5.4579	-0.1412	556
3 ETAGE	C43	556	G+Q	Combination	2.75	-2010.9946	2.4853	27.6474	-0.2086	-32.5574	-3.5585	556

Figure 76: Effort de compression poteau 55x55 à ELU et ELS

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

ET Element Forces - Columns

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Element Forces - Columns

Filter: ([Story] = '3 ETAGE') AND ([Column] = 'C43')

	Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station m.	P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m
	3 ETAGE	C43	556	G+0.3Q-R/Q(-...	Combination	Min	1.375	-2279.6763	-47.0664	-6.9398	-5.3278	-21.9116	-15.5361
	3 ETAGE	C43	556	G+0.3Q-R/Q(-...	Combination	Min	2.75	-2269.2778	-47.0664	-6.9398	-5.3278	-49.3479	-56.4987
	3 ETAGE	C43	556	G+0.3Q+R/Q(...	Combination	Max	0	-1226.4267	51.3801	51.5372	4.976	99.0594	85.2346
	3 ETAGE	C43	556	G+0.3Q+R/Q(...	Combination	Max	1.375	-1216.0282	51.3801	51.5372	4.976	30.7307	15.3298
	3 ETAGE	C43	556	G+0.3Q+R/Q(...	Combination	Max	2.75	-1205.6298	51.3801	51.5372	4.976	-3.1544	50.3612
	3 ETAGE	C43	556	G+0.3Q+R/Q(...	Combination	Min	0	-2290.0747	-47.0664	-6.9398	-5.3278	-28.9188	-79.5097
	3 ETAGE	C43	556	G+0.3Q+R/Q(...	Combination	Min	1.375	-2279.6763	-47.0664	-6.9398	-5.3278	-21.9116	-15.5361
	3 ETAGE	C43	556	G+0.3Q+R/Q(...	Combination	Min	2.75	-2269.2778	-47.0664	-6.9398	-5.3278	-49.3479	-56.4987
	3 ETAGE	C43	556	G+0.3Q-R/Q(-...	Combination	Max	0	-1226.4267	51.3801	51.5372	4.976	99.0594	85.2346
	3 ETAGE	C43	556	G+0.3Q-R/Q(-...	Combination	Max	1.375	-1216.0282	51.3801	51.5372	4.976	30.7307	15.3298
	3 ETAGE	C43	556	G+0.3Q-R/Q(-...	Combination	Max	2.75	-1205.6298	51.3801	51.5372	4.976	-3.1544	50.3612
▶	3 ETAGE	C43	556	G+0.3Q-R/Q(-...	Combination	Min	0	-2290.0747	-47.0664	-6.9398	-5.3278	-28.9188	-79.5097
	3 ETAGE	C43	556	G+0.3Q-R/Q(-...	Combination	Min	1.375	-2279.6763	-47.0664	-6.9398	-5.3278	-21.9116	-15.5361
	3 ETAGE	C43	556	G+0.3Q-R/Q(-...	Combination	Min	2.75	-2269.2778	-47.0664	-6.9398	-5.3278	-49.3479	-56.4987

Record: << < 238 > >> of 240

Add Tables... Done

Figure 77: Effort de compression poteau 55x55 à ELA

- Efforts appliqués :

Cas N°	Type	N(KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)
1	ELU	2801.53	60.49	4.51
2	ELS	2031.79	43.47	3.56
3	ELA	2290.07	99.06	85.23

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

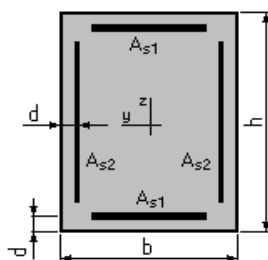
Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

Fissuration non préjudiciable

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 55.0$ (cm)

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

$h = 55.0$ (cm)

$d = 2.5$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	2801.53	60.49	4.51
2.	ELS	2031.79	43.47	3.56
3.	ELA	2290.07	99.06	85.23

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 2.8$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 1.6$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 8.8$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 151.3$ (cm ²)
théorique ρ	$= 0.29$ (%)		
minimum ρ_{min}	$= 0.15$ (%)	maximum ρ_{max}	$= 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU $N = 2801.53$ (kN) $M_y = 60.49$ (kN*m) $M_z = 4.51$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.43 Pivot: C
Position de l'axe neutre: $y = 65.2$ (cm)
Bras de levier: $Z = 27.6$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.19$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
comprimée: $\sigma_s' = 347.8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS $N = 2031.79$ (kN) $M_y = 43.47$ (kN*m) $M_z = 3.56$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.87
Position de l'axe neutre: $y = 150.5$ (cm)
Bras de levier: $Z = 29.0$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 8.0$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
comprimée: $\sigma_s' = 118.1$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\ lim} = 400.0$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA $N = 2290.07$ (kN) $M_y = 99.06$ (kN*m) $M_z = 85.23$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.96 Pivot: B
Position de l'axe neutre: $y = 67.1$ (cm)
Bras de levier: $Z = 40.5$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.50$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.35$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 70.5$ (MPa)
comprimée: $\sigma_s' = 400.0$ (MPa)

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Armatures longitudinales :

Concrete Column Design Summary - Eurocode 2-2004

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None

Filter: (([Story] = '3 ETAGE') AND ([Label] = 'C43'))

	Story	Label	niqueName	DesignSect	Station	DesignOpt	Status	PMMRatio	PMMCombo	AsMin cm²	As cm²	Mid Bar A cm²
▶	3 ETAGE	C43	556	POT 55X55	0	Design	No Message		1.35G+1.5Q	30.25	30.25	3
	3 ETAGE	C43	556	POT 55X55	1.375	Design	No Message		1.35G+1.5Q+T2	30.25	30.25	3
	3 ETAGE	C43	556	POT 55X55	2.75	Design	No Message		1.35G+1.5Q+T2	30.25	30.25	3

Record: << < 1 > >> of 3

Add Tables... Done

Figure 78: Section d'acier poteau 55x55 ETABS

On adopte 16T16= 32.17 cm².

Vérification selon RPA 2024 Art 7.4.2 :

Section Poteau		Pourcentage minimale	Pourcentage maximale	Amin (cm²)	Amax (cm²)	As adopté (cm²)	Remarque
b	h						
55	55	0.90%	4%	27.225	121	32.17	Vérifié

Distance entre les barres verticales :

- Selon x : $(55-5)/3=16.67 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$
- Selon y : $(55-5)/3 = 16.67 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$

Armatures transversales : Art 7.4.2 RPA 2024

Espacement des cadres en zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi_l, 12.5 \text{ cm})$$

$$t \leq \min(10 \cdot 1.6, 12.5) = 12.5 \text{ cm.}$$

$$t = 12.5 \text{ cm.}$$

La distance de la zone critique : Art 7.4.2 RPA 2024

$$l_{cr} = \max(1.5h_c, l_c/6, 60 \text{ cm})$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

avec :

h_c : la plus grande dimension de la section transversale du poteau.

l_{cl} : la longueur libre du poteau.

$$l_{cr} = \max(1.5 \times 55, 275/6, 60\text{cm}) = 82.5 \text{ cm}$$

$$l_{cr} = 90 \text{ cm.}$$

$l_{cr}/h_c = 90/55 = 1.64 < 3 \Rightarrow$ Donc la hauteur total du poteau doit être considéré comme zone critique

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h_c} = \frac{0.7 \times 3.2}{0.55} = 4.07$$

$3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow$ la quantité d'armature transversale interpoler entre 0.3% et 0.8 %.

On adopte T8 pour cadres et étriers.

Vérification au Flambement :

L'effort limite ultime est donné par la formule :

$$N_{U\lim} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

-A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

- B_r : est la section réduite du poteau obtenu en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$\gamma_b = 1.5.$$

$$\gamma_s = 1.15.$$

α : un coefficient fonction de l'élancement mécanique.

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

A (cm ²)	32.17		
Dimensions du poteau	L	b	h
	320	55	55
lf (cm):	224		
B (cm ²)	3025		
Imin (cm ⁴)	762552.0833		
imin (cm)	15.8771324		
λ:	14.10834112		
α:	0.823246792		
Nu (KN)	5204.045808		

Figure 79: Vérification au flambement poteau 55x55

D'après les calculs établis sur Excel :

L'effort limite = 5204.04 KN > l'effort de calcul = 2814.63 KN ⇒ il n'y a aucun risque de flambement.

IV.1.4) Poteau 50*50 :

Element Forces - Columns													
File Edit Format-Filter-Sort Select Options													
Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Element Forces - Columns													
Filter: ([Story] = '5 ETAGE') AND ([Column] = 'C43')													
	Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Station m	P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m	Eleme
	5 ETAGE	C43	554	1.35G+1.5Q	Combination	0	-2145.0161	7.6	36.7087	-0.2588	56.9673	11.0329	554
	5 ETAGE	C43	554	1.35G+1.5Q	Combination	1.375	-2133.4145	7.6	36.7087	-0.2588	6.4929	0.5828	554
	5 ETAGE	C43	554	1.35G+1.5Q	Combination	2.75	-2121.813	7.6	36.7087	-0.2588	-43.9815	-9.8672	554
	5 ETAGE	C43	554	G+Q	Combination	0	-1555.6623	5.5096	26.3714	-0.187	40.9266	7.9997	554
	5 ETAGE	C43	554	G+Q	Combination	1.375	-1547.0685	5.5096	26.3714	-0.187	4.6659	0.424	554
	5 ETAGE	C43	554	G+Q	Combination	2.75	-1538.4748	5.5096	26.3714	-0.187	-31.5949	-7.1517	554

Figure 80: Effort de compression poteau 50X50 à ELU et ELS

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

ET Element Forces - Columns

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Element Forces - Columns

Filter: ([Story] = '5 ETAGE') AND ([Column] = 'C43')

	Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station m	P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m
	5 ETAGE	C43	554	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Min	1.375	-1486.037	-13.8893	10.137	-1.6027	-2.1481	-3.9804
	5 ETAGE	C43	554	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Min	2.75	-1477.4432	-13.8893	10.137	-1.6027	-36.5445	-27.6961
	5 ETAGE	C43	554	G+0.3Q+(-E1)	Combination	Max	0	-1223.3334	41.4369	25.3897	0.8673	40.376	65.4357
	5 ETAGE	C43	554	G+0.3Q+(-E1)	Combination	Max	1.375	-1214.7396	41.4369	25.3897	0.8673	5.8599	8.7382
	5 ETAGE	C43	554	G+0.3Q+(-E1)	Combination	Max	2.75	-1206.1459	41.4369	25.3897	0.8673	-20.9617	36.3043
	5 ETAGE	C43	554	G+0.3Q+(-E1)	Combination	Min	0	-1469.1855	-31.9304	17.0192	-1.1819	25.4577	-51.6133
	5 ETAGE	C43	554	G+0.3Q+(-E1)	Combination	Min	1.375	-1460.5918	-31.9304	17.0192	-1.1819	1.6615	-7.9872
	5 ETAGE	C43	554	G+0.3Q+(-E1)	Combination	Min	2.75	-1451.998	-31.9304	17.0192	-1.1819	-29.8292	-48.6248
	5 ETAGE	C43	554	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Max	0	-1197.8882	23.3957	32.272	1.2881	53.164	36.7177
	5 ETAGE	C43	554	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Max	1.375	-1189.2944	23.3957	32.272	1.2881	9.6695	4.7314
	5 ETAGE	C43	554	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Max	2.75	-1180.7007	23.3957	32.272	1.2881	-14.2465	15.3756
	5 ETAGE	C43	554	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Min	0	-1494.6307	-13.8893	10.137	-1.6027	12.6698	-22.8953
	5 ETAGE	C43	554	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Min	1.375	-1486.037	-13.8893	10.137	-1.6027	-2.1481	-3.9804
	5 ETAGE	C43	554	G+0.3Q+(-E2)	Combination	Min	2.75	-1477.4432	-13.8893	10.137	-1.6027	-36.5445	-27.6961

Record: << < 48 > >> of 48

Add Tables... Done

Figure 81: Effort de compression poteau 50x50 à ELA

- Efforts appliqués :

Cas N°	Type	N(KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)
1	ELU	2145.02	56.97	11.03
2	ELS	1555.56	43.63	7.99
3	ELA	1494.63	36.54	65.44

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

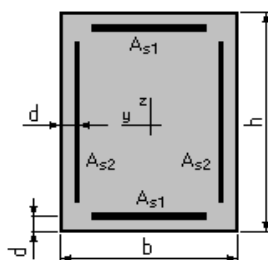
Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

Fissuration non préjudiciable

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 50.0$ (cm)

$h = 50.0$ (cm)

$d = 2.5$ (cm)

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	2145.02	56.97	11.03
2.	ELS	1555.56	43.63	7.90
3.	ELA	1494.63	36.54	65.44

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 2.5$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 1.5$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 8.0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 125.0$ (cm ²)
théorique ρ	$= 0.32$ (%)		
minimum ρ_{min}	$= 0.16$ (%)	maximum ρ_{max}	$= 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU $N = 2145.02$ (kN) $M_y = 56.97$ (kN*m) $M_z = 11.03$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.50 Pivot: C
Position de l'axe neutre: $y = 59.6$ (cm)
Bras de levier: $Z = 27.2$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.31$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
comprimée: $\sigma_s' = 347.8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS $N = 1555.56$ (kN) $M_y = 43.63$ (kN*m) $M_z = 7.90$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.82
Position de l'axe neutre: $y = 104.3$ (cm)
Bras de levier: $Z = 28.9$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 8.2$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
comprimée: $\sigma_s' = 120.0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\ lim} = 400.0$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA $N = 1494.63$ (kN) $M_y = 36.54$ (kN*m) $M_z = 65.44$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.51 Pivot: B
Position de l'axe neutre: $y = 59.7$ (cm)
Bras de levier: $Z = 34.7$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.50$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.21$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 42.2$ (MPa)
comprimée: $\sigma_s' = 400.0$ (MPa)

Armatures longitudinales :

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Story	Label	IqueHan	DesignSect	Station m	DesignOpt	Status	MMRatic	PMMCombo	AsMin cm²	As cm²	Mid Bar cm²	CornerBar cm²
5 ETAGE	C43	554	POT 50X50	0	Design	No Message		G+0.3Q-R/Q(-E2)	25	25	3.13	3.13
5 ETAGE	C43	554	POT 50X50	1.375	Design	No Message		G+0.3Q-R/Q(-E2)	25	25	3.13	3.13
5 ETAGE	C43	554	POT 50X50	2.75	Design	No Message		G+0.3Q-R/Q(-E2)	25	25	3.13	3.13

Figure 82: Section d'acier poteau 50x50 ETABS

On adopte $8T16 + 8T14 = 28.4 \text{ cm}^2$.

Vérification selon RPA 2024 Art 7.4.2 :

Section Poteau		Pourcentage minimale	Pourcentage maximale	Amin (cm²)	Amax (cm²)	As adopté (cm²)	Remarque
b	h						
50	50	0.90%	4%	22.5	100	28.4	Vérifié

Distance entre les barres verticales :

- Selon x : $(50-5)/3 = 15 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$
- Selon y : $(50-5)/3 = 15 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$

Armatures transversales : Art 7.4.2 RPA 2024

Espacement des cadres en zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi_l, 12.5 \text{ cm})$$

$$t \leq \min(10 \cdot 1.6, 12.5) = 12.5 \text{ cm.}$$

$$t = 12.5 \text{ cm.}$$

La distance de la zone critique : Art 7.4.2 RPA 2024

$$l_{cr} = \max(1.5h_c, l_{cl}/6, 60 \text{ cm})$$

avec :

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

h_c : la plus grande dimension de la section transversale du poteau.

l_{cl} : la longueur libre du poteau.

$$l_{cr} = \max(1.5 \times 50, 275/6, 60\text{cm}) = 75 \text{ cm}$$

$$l_{cr} = 75 \text{ cm.}$$

$l_{cr}/h_c = 75/50 = 1.5 < 3 \Rightarrow$ Donc la hauteur total du poteau doit être considéré comme zone critique

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h_c} = \frac{0.7 \times 3.2}{0.5} = 4.48$$

$3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow$ la quantité d'armature transversale interpoler entre 0.3% et 0.8 %.

On adopte T8 pour cadres et étriers.

Vérification au Flambement :

L'effort limite ultime est donné par la formule :

$$N_{U\lim} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

-A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

-Br : est la section réduite du poteau obtenu en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$\gamma_b = 1.5.$$

$$\gamma_s = 1.15.$$

α : un coefficient fonction de l'élancement mécanique.

A (cm ²)	28.4		
Dimensions du poteau	L	b	h
	320	50	50
$l_f(\text{cm})$:	224		
B (cm ²)	2500		
Imin (cm ⁴)	520833.3333		
imin (cm)	14.43375673		
λ :	15.51917524		
α :	0.817841176		
Nu (KN)	4297.744477		

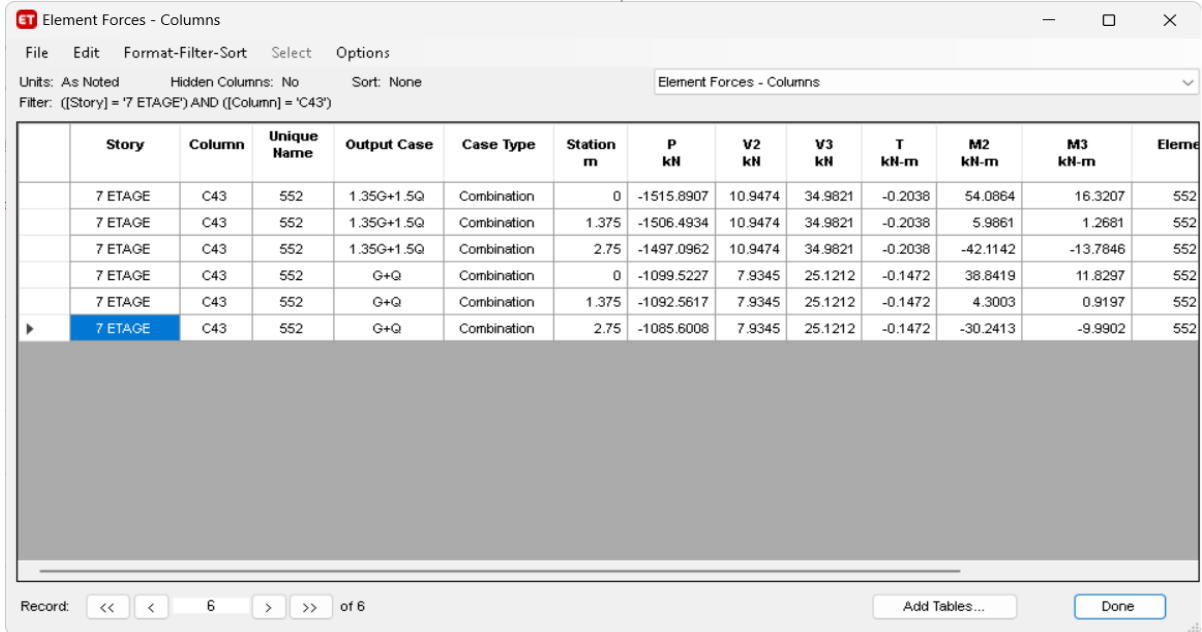
Figure 83 : vérification au flambement poteau 50x50

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

D'après les calculs établis sur Excel :

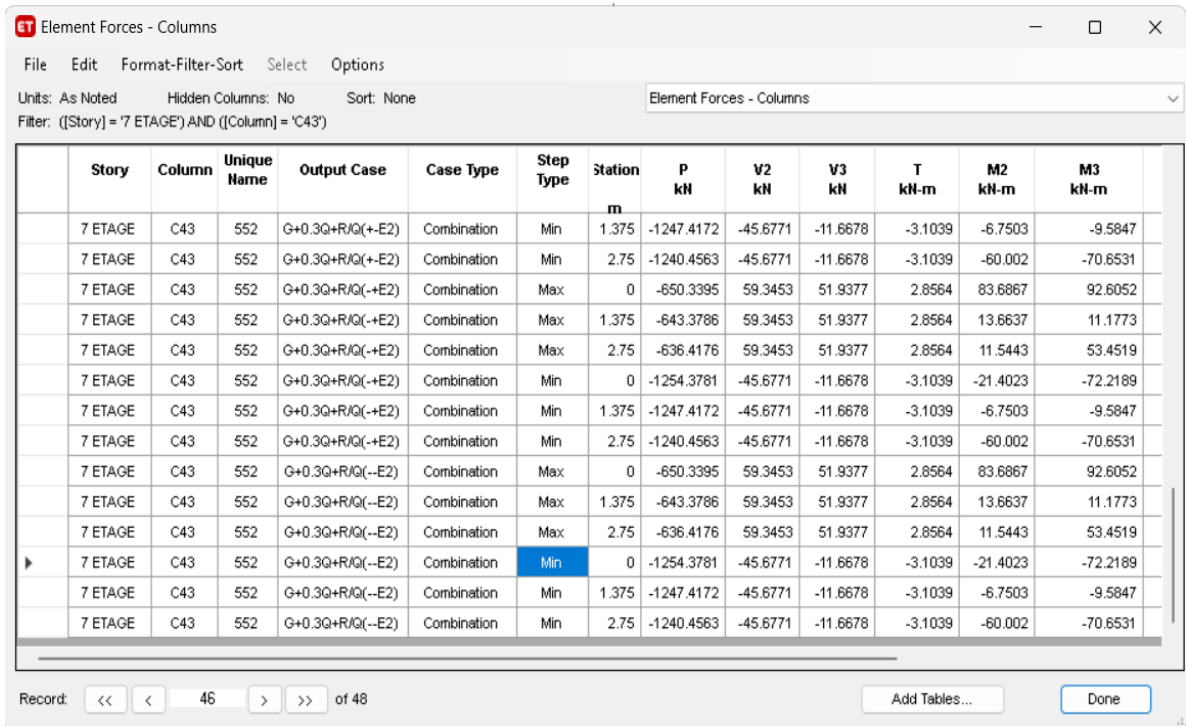
L'effort limite = 4297.74 kN > l'effort de calcul = 2145.02 kN $\Rightarrow$ il n'y a aucun risque de flambement.

IV.1.5) Poteau 45*45 :



	Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Station m	P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m	Element
	7 ETAGE	C43	552	1.35G+1.5Q	Combination	0	-1515.8907	10.9474	34.9821	-0.2038	54.0864	16.3207	552
	7 ETAGE	C43	552	1.35G+1.5Q	Combination	1.375	-1506.4934	10.9474	34.9821	-0.2038	5.9861	1.2681	552
	7 ETAGE	C43	552	1.35G+1.5Q	Combination	2.75	-1497.0962	10.9474	34.9821	-0.2038	-42.1142	-13.7846	552
	7 ETAGE	C43	552	G+Q	Combination	0	-1099.5227	7.9345	25.1212	-0.1472	38.8419	11.8297	552
	7 ETAGE	C43	552	G+Q	Combination	1.375	-1092.5617	7.9345	25.1212	-0.1472	4.3003	0.9197	552
▶	7 ETAGE	C43	552	G+Q	Combination	2.75	-1085.6008	7.9345	25.1212	-0.1472	-30.2413	-9.9902	552

Figure 84: Effort de compression poteau 45X45 à ELU et ELS



	Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station m	P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m	
	7 ETAGE	C43	552	G+0.3Q+R/Q(+E2)	Combination	Min	1.375	-1247.4172	-45.6771	-11.6678	-3.1039	-6.7503	-9.5847	
	7 ETAGE	C43	552	G+0.3Q+R/Q(+E2)	Combination	Min	2.75	-1240.4563	-45.6771	-11.6678	-3.1039	-60.002	-70.6531	
	7 ETAGE	C43	552	G+0.3Q+R/Q(+E2)	Combination	Max	0	-650.3395	59.3453	51.9377	2.8564	83.6867	92.6052	
	7 ETAGE	C43	552	G+0.3Q+R/Q(+E2)	Combination	Max	1.375	-643.3786	59.3453	51.9377	2.8564	13.6637	11.1773	
	7 ETAGE	C43	552	G+0.3Q+R/Q(+E2)	Combination	Max	2.75	-636.4176	59.3453	51.9377	2.8564	11.5443	53.4519	
	7 ETAGE	C43	552	G+0.3Q+R/Q(+E2)	Combination	Min	0	-1254.3781	-45.6771	-11.6678	-3.1039	-21.4023	-72.2189	
	7 ETAGE	C43	552	G+0.3Q+R/Q(+E2)	Combination	Min	1.375	-1247.4172	-45.6771	-11.6678	-3.1039	-6.7503	-9.5847	
	7 ETAGE	C43	552	G+0.3Q+R/Q(+E2)	Combination	Min	2.75	-1240.4563	-45.6771	-11.6678	-3.1039	-60.002	-70.6531	
	7 ETAGE	C43	552	G+0.3Q+R/Q(-E2)	Combination	Max	0	-650.3395	59.3453	51.9377	2.8564	83.6867	92.6052	
	7 ETAGE	C43	552	G+0.3Q+R/Q(-E2)	Combination	Max	1.375	-643.3786	59.3453	51.9377	2.8564	13.6637	11.1773	
	7 ETAGE	C43	552	G+0.3Q+R/Q(-E2)	Combination	Max	2.75	-636.4176	59.3453	51.9377	2.8564	11.5443	53.4519	
▶	7 ETAGE	C43	552	G+0.3Q+R/Q(-E2)	Combination	Min	0	-1254.3781	-45.6771	-11.6678	-3.1039	-21.4023	-72.2189	
	7 ETAGE	C43	552	G+0.3Q+R/Q(-E2)	Combination	Min	1.375	-1247.4172	-45.6771	-11.6678	-3.1039	-6.7503	-9.5847	
	7 ETAGE	C43	552	G+0.3Q+R/Q(-E2)	Combination	Min	2.75	-1240.4563	-45.6771	-11.6678	-3.1039	-60.002	-70.6531	

Figure 85: Effort de compression poteau 45x45 à ELA

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

- Efforts appliqués :

Cas N°	Type	N(KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)
1	ELU	1515.89	54.09	16.32
2	ELS	1099.52	38.84	11.83
3	ELA	1254.38	83.67	92.61

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

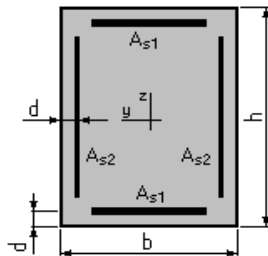
Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

Fissuration non préjudiciable

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 45.0$ (cm)

$h = 45.0$ (cm)

$d = 2.5$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	My (kN*m)	Mz (kN*m)
1.	ELU	1515.89	54.09	16.32
2.	ELS	1099.52	38.84	11.83
3.	ELA	1254.38	83.67	92.61

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 2.3$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 1.3$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 7.2$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\max} = 101.3$ (cm ²)
théorique ρ	$= 0.36$ (%)		
minimum $\rho_{\min}$	$= 0.18$ (%)	maximum $\rho_{\max}$	$= 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU $N = 1515.89$ (kN) $M_y = 54.09$ (kN*m) $M_z = 16.32$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.63 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 52.9$ (cm)

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Bras de levier: $Z = 27.4$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.50$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 347.8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS $N = 1099.52$ (kN) $M_y = 38.84$ (kN*m) $M_z = 11.83$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.82
 Position de l'axe neutre: $y = 75.2$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 28.5$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 8.2$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 118.2$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA $N = 1254.38$ (kN) $M_y = 83.67$ (kN*m) $M_z = 92.61$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.69 Pivot: B
 Position de l'axe neutre: $y = 42.7$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 37.4$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.50$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 1.42$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 284.3$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 400.0$ (MPa)

Armatures longitudinales :

Concrete Column Design Summary - Eurocode 2-2004														
File Edit Format-Filter-Sort Select Options														
Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Concrete Column Design Summary - Eurocode 2-2004														
Filter: (([Story] = '7 ETAGE') AND ([Label] = 'C43'))														
	Story	Label	liqueHarr	DesignSect	Station m	DesignOpt	Status	MMRatio	PMMCCombo	AsMin cm²	As cm²	Mid Bar As cm²	CornerBarAs cm²	VMA
	7 ETAGE	C43	552	POT 45X45	0	Design	No Message		1.35G+1.5Q+T1	20.25	20.25	3.38	3.38	1.35G
	7 ETAGE	C43	552	POT 45X45	1.375	Design	No Message		1.35G+1.5Q+T2	20.25	20.25	3.38	3.38	1.35G
▶	7 ETAGE	C43	552	POT 45X45	2.75	Design	No Message		1.35G+1.5Q	20.25	20.25	3.38	3.38	1.35G

Figure 86: Section d'acier poteau 45x45 ETABS

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

On adopte $8T16 + 4T14 = 22.24 \text{ cm}^2$.

Vérification selon RPA 2024 Art 7.4.2 :

Section Poteau		Pourcentage minimale	Pourcentage maximale	Amin (cm ²)	Amax (cm ²)	As adopté (cm ²)	Remarque
b	h						
45	45	0.90%	4%	18.225	81	22.24	Vérifié

Distance entre les barres verticales :

- Selon x : $(45-5)/3 = 13.33 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$
- Selon y : $(45-5)/3 = 13.33 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$

Armatures transversales : Art 7.4.2 RPA 2024

Espacement des cadres en zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi_l, 12.5 \text{ cm})$$

$$t \leq \min(10 \cdot 1.6, 12.5) = 12.5 \text{ cm.}$$

$$t = 12.5 \text{ cm.}$$

La distance de la zone critique : Art 7.4.2 RPA 2024

$$l_{cr} = \max(1.5h_c, l_{cl}/6, 60 \text{ cm})$$

avec :

h_c : la plus grande dimension de la section transversale du poteau.

l_{cl} : la longueur libre du poteau.

$$l_{cr} = \max(1.5 \cdot 45, 275/6, 60 \text{ cm}) = 67.5 \text{ cm}$$

$$l_{cr} = 70 \text{ cm.}$$

$l_{cr}/h_c = 70/45 = 1.56 < 3 \Rightarrow$ Donc la hauteur total du poteau doit être considéré comme zone critique

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h_c} = \frac{0.7 \cdot 3.2}{0.45} = 4.98$$

$3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow$ la quantité d'armature transversale interpoler entre 0.3% et 0.8 %.

On adopte T8 pour cadres et étriers.

Vérification au Flambement :

L'effort limite ultime est donné par la formule :

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

$$N_{Ulim} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

-A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

-Br : est la section réduite du poteau obtenu en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$\gamma_b = 1.5$.

$\gamma_s = 1.15$.

α : un coefficient fonction de l'élancement mécanique.

A (cm ²)	22.24		
Dimensions du poteau	L	b	h
	320	45	45
lf (cm):	224		
B (cm ²)	2025		
Imin (cm ⁴)	341718.75		
imin (cm)	12.99038106		
λ :	17.24352804		
α :	0.810646992		
Nu (KN)	3403.117208		

Figure 87: Vérification au flambement poteau 45x45

D'après les calculs établis sur Excel :

L'effort limite = 3403.12 KN > l'effort de calcul = 1515.89KN $\Rightarrow$ il n'ya aucun risque de flambement.

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

IV.1.6) Poteau 40*40 :

ET Element Forces - Columns

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Element Forces - Columns

Filter: ([Column] = 'C43')

	Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Station m	P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m	Element	E
	10 ETAGE	C43	549	1.35G+1.5Q	Combination	0	-611.6411	14.4907	33.5128	-0.1495	56.3403	23.6604	549	
	10 ETAGE	C43	549	1.35G+1.5Q	Combination	1.375	-604.2161	14.4907	33.5128	-0.1495	10.2602	3.7358	549	
	10 ETAGE	C43	549	1.35G+1.5Q	Combination	2.75	-596.7911	14.4907	33.5128	-0.1495	-35.82	-16.1889	549	
	10 ETAGE	C43	549	G+Q	Combination	0	-444.1763	10.5018	24.0551	-0.108	40.4394	17.1475	549	
	10 ETAGE	C43	549	G+Q	Combination	1.375	-436.6763	10.5018	24.0551	-0.108	7.3636	2.7076	549	
	10 ETAGE	C43	549	G+Q	Combination	2.75	-433.1763	10.5018	24.0551	-0.108	-25.7122	-11.7323	549	
▶	9 ETAGE	C43	550	1.35G+1.5Q	Combination	0	-908.9201	13.0944	33.4291	-0.1436	50.8137	19.599	550	
	9 ETAGE	C43	550	1.35G+1.5Q	Combination	1.375	-901.4951	13.0944	33.4291	-0.1436	4.8487	1.5942	550	
	9 ETAGE	C43	550	1.35G+1.5Q	Combination	2.75	-894.0701	13.0944	33.4291	-0.1436	-41.1163	-16.4106	550	
	9 ETAGE	C43	550	G+Q	Combination	0	-659.578	9.49	23.9959	-0.1038	36.477	14.2042	550	
	9 ETAGE	C43	550	G+Q	Combination	1.375	-654.078	9.49	23.9959	-0.1038	3.4827	1.1555	550	
	9 ETAGE	C43	550	G+Q	Combination	2.75	-648.578	9.49	23.9959	-0.1038	-29.5116	-11.8932	550	
	8 ETAGE	C43	551	1.35G+1.5Q	Combination	0	-1211.2171	15.0261	41.8275	-0.2178	65.0614	22.7729	551	
	8 ETAGE	C43	551	1.35G+1.5Q	Combination	1.375	-1201.8199	15.0261	41.8275	-0.2178	7.5486	2.1121	551	

Record: << < 13 > >> of 78 Add Tables... Done

Figure 88: Effort de compression poteau 40x40 à ELU et ELS

ET Element Forces - Columns

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Element Forces - Columns

Filter: ([Column] = 'C43')

	Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station m	P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m	Elem
	9 ETAGE	C43	550	G+0.3Q+(+E2)	Combination	Max	0	-511.8446	24.6469	29.6232	0.59	45.268	37.7478	550
	9 ETAGE	C43	550	G+0.3Q+(+E2)	Combination	Max	1.375	-506.3446	24.6469	29.6232	0.59	4.6675	3.8659	550
	9 ETAGE	C43	550	G+0.3Q+(+E2)	Combination	Max	2.75	-500.8446	24.6469	29.6232	0.59	-10.8819	9.5572	550
	9 ETAGE	C43	550	G+0.3Q+(+E2)	Combination	Min	0	-634.7402	-8.3074	8.7112	-0.7645	13.0343	-13.2904	550
	9 ETAGE	C43	550	G+0.3Q+(+E2)	Combination	Min	1.375	-629.2402	-8.3074	8.7112	-0.7645	0.9249	-1.8752	550
	9 ETAGE	C43	550	G+0.3Q+(+E2)	Combination	Min	2.75	-623.7402	-8.3074	8.7112	-0.7645	-36.2355	-30.0333	550
	9 ETAGE	C43	550	G+0.3Q+(+E2)	Combination	Max	0	-511.8446	24.6469	29.6232	0.59	45.268	37.7478	550
	9 ETAGE	C43	550	G+0.3Q+(+E2)	Combination	Max	1.375	-506.3446	24.6469	29.6232	0.59	4.6675	3.8659	550
	9 ETAGE	C43	550	G+0.3Q+(+E2)	Combination	Max	2.75	-500.8446	24.6469	29.6232	0.59	-10.8819	9.5572	550
▶	9 ETAGE	C43	550	G+0.3Q+(+E2)	Combination	Min	0	-634.7402	-8.3074	8.7112	-0.7645	13.0343	-13.2904	550
	9 ETAGE	C43	550	G+0.3Q+(+E2)	Combination	Min	1.375	-629.2402	-8.3074	8.7112	-0.7645	0.9249	-1.8752	550
	9 ETAGE	C43	550	G+0.3Q+(+E2)	Combination	Min	2.75	-623.7402	-8.3074	8.7112	-0.7645	-36.2355	-30.0333	550
	9 ETAGE	C43	550	G+0.3Q+(-E1)	Combination	Max	0	-516.9154	40.0127	23.4028	0.3971	35.625	61.4892	550
	9 ETAGE	C43	550	G+0.3Q+(-E1)	Combination	Max	1.375	-511.4154	40.0127	23.4028	0.3971	3.5062	6.4802	550

Record: << < 130 > >> of 624 Add Tables... Done

Figure 89: Effort de compression poteau 40x40 à ELA

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

- Efforts appliqués :

Cas N°	Type	N(KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)
1	ELU	908.92	50.81	19.60
2	ELS	659.58	41.11	14.21
3	ELA	634.74	45.27	61.49

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

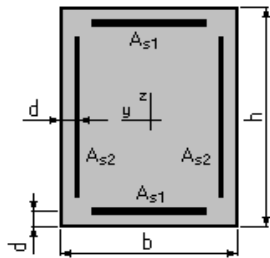
Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

Fissuration non préjudiciable

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 40.0$ (cm)

$h = 40.0$ (cm)

$d = 2.5$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	My (kN*m)	Mz (kN*m)
1.	ELU	908.92	50.81	19.60
2.	ELS	659.58	41.11	14.21
3.	ELA	634.74	45.27	61.49

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 2.0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 1.2$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 6.4$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 80.0$ (cm ²)
théorique ρ	$= 0.40$ (%)		
minimum ρ_{min}	$= 0.20$ (%)	maximum ρ_{max}	$= 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU $N = 908.92$ (kN) $M_y = 50.81$ (kN*m) $M_z = 19.60$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.83 Pivot: B

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Position de l'axe neutre: $y = 42.9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 28.6$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.52$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 104.1$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 347.8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS $N = 659.58$ (kN) $M_y = 41.11$ (kN*m) $M_z = 14.21$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.73

Position de l'axe neutre: $y = 46.2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 28.7$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 8.7$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 4.4$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 120.9$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA $N = 634.74$ (kN) $M_y = 45.27$ (kN*m) $M_z = 61.49$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.03 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 33.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 35.2$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 2.08$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 400.0$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 400.0$ (MPa)

Armatures longitudinales :

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Story	Label	IqueHan	DesignSect	Station	DesignOpt	Status	MMRati	PMMCombo	AsMin cm²	As cm²	Mid Bar As	CornerBarAs cm²	VMajC
11 ETA...	C43	548	POT 40X40	0	Design	No Message		1.35G+1.5Q+T2	16	16	2	2	1.35G+1
11 ETA...	C43	548	POT 40X40	1.375	Design	No Message		1.35G+1.5Q+T2	16	16	2	2	1.35G+1
11 ETA...	C43	548	POT 40X40	2.75	Design	No Message		1.35G+1.5Q+T1	16	16	2	2	1.35G+1
10 ETA...	C43	549	POT 40X40	0	Design	No Message		1.35G+1.5Q+T2	16	16	2	2	1.35G+1
10 ETA...	C43	549	POT 40X40	1.375	Design	No Message		1.35G+1.5Q	16	16	2	2	1.35G+1
10 ETA...	C43	549	POT 40X40	2.75	Design	No Message		1.35G+1.5Q+T2	16	16	2	2	1.35G+1
9 ETAGE	C43	550	POT 40X40	0	Design	No Message		1.35G+1.5Q+T2	16	16	2	2	1.35G+1
9 ETAGE	C43	550	POT 40X40	1.375	Design	No Message		1.35G+1.5Q+T2	16	16	2	2	1.35G+1
9 ETAGE	C43	550	POT 40X40	2.75	Design	No Message		1.35G+1.5Q+T2	16	16	2	2	1.35G+1
8 ETAGE	C43	551	POT 45X45	0	Design	No Message		1.35G+1.5Q+T1	20.25	20.25	3.38	3.38	1.35G+1
8 ETAGE	C43	551	POT 45X45	1.375	Design	No Message		1.35G+1.5Q+T2	20.25	20.25	3.38	3.38	1.35G+1
8 ETAGE	C43	551	POT 45X45	2.75	Design	No Message		1.35G+1.5Q+T2	20.25	20.25	3.38	3.38	1.35G+1
7 ETAGE	C43	552	POT 45X45	0	Design	No Message		1.35G+1.5Q+T1	20.25	20.25	3.38	3.38	1.35G+1
7 ETAGE	C43	552	POT 45X45	1.375	Design	No Message		1.35G+1.5Q+T2	20.25	20.25	3.38	3.38	1.35G+1

Figure 90: Section d'acier poteau 40x40

On adopte 8T16= 16.08cm².

Vérification selon RPA 2024 Art 7.4.2 :

Section Poteau		Pourcentage minimale	Pourcentage maximale	Amin (cm²)	Amax (cm²)	As adopté (cm²)	Remarque
b	h						
40	40	0.90%	4%	14.4	64	16.08	Vérifié

Distance entre les barres verticales :

- Selon x : $(40-5)/2=17.5 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$
- Selon y : $(40-5)/2 = 17.5 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$

Armatures transversales : Art 7.4.2 RPA 2024

Espacement des cadres en zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi_l, 12.5 \text{ cm})$$

$$t \leq \min(10 \cdot 1.4, 12.5) = 12.5 \text{ cm.}$$

$$t = 12.5 \text{ cm.}$$

La distance de la zone critique : Art 7.4.2 RPA 2024

$$l_{cr} = \max(1.5h_c, l_l/6, 60 \text{ cm})$$

avec :

h_c : la plus grande dimension de la section transversale du poteau.

l_l : la longueur libre du poteau.

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

$$l_{cr} = \max(1.5 \cdot 45, 275/6, 60\text{cm}) = 60\text{ cm}$$

$$l_{cr} = 60\text{ cm.}$$

$l_{cr}/h_c = 60/40 = 1.5 < 3 \Rightarrow$ Donc la hauteur total du poteau doit être considéré comme

zone critique $\lambda_g = \frac{l_f}{h_c} = \frac{0.7 \cdot 3.2}{0.40} = 5.6$

$\lambda_g > 5 \Rightarrow$ la quantité d'armature transversale minimale est 0.3 %.

On adopte T8 pour cadres et étriers.

Vérification au Flambement :

L'effort limite ultime est donné par la formule :

$$N_{U\lim} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

-A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

-Br : est la section réduite du poteau obtenu en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$\gamma_b = 1.5.$$

$$\gamma_s = 1.15.$$

α : un coefficient fonction de l'élancement mécanique.

A (cm²)	16.08		
Dimensions du poteau	L	b	h
	320	40	40
lf (cm):	224		
B (cm²)	1600		
Imin (cm4)	213333.3333		
imin (cm)	11.54700538		
λ:	19.39896904		
α:	0.800798915		
Nu (KN)	2589.509876		

Figure 91: Vérification au flambement poteau 40x40

D'après les calculs établis sur Excel :

L'effort limite = 2589.51 KN > l'effort de calcul = 908.92 KN $\Rightarrow$ il n'ya aucun risque de flambement.

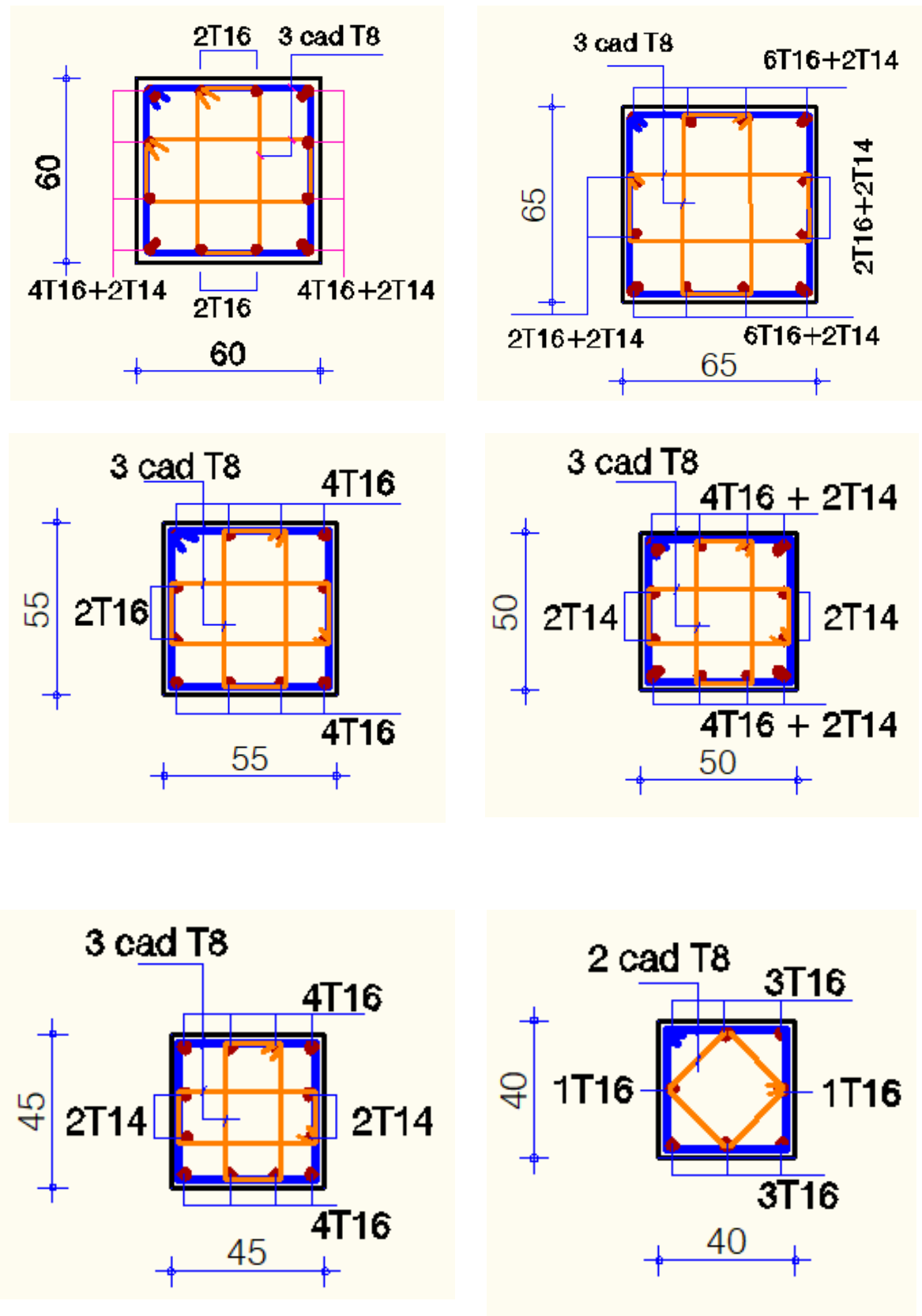


Figure 92: Ferrailage des poteaux

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

IV.2) Ferrailage des poutres principales :

IV.2.1) Poutre principale (axes 6 et 1 et 1+) :

En appui :

Story	Beam	Load	Loc (m)	V2 (KN)	M3 (KN.m)
11 ^{EME} Etage	B16	ELU	5	145.429	-171.481
11 ^{EME} Etage	B16	ELS	5	105.693	-124.450
11 ^{EME} Etage	B16	ELA	5	61.496	-165.77

En Travée :

Story	Beam	Load	Loc (m)	V2 (KN)	M3 (KN.m)
11 ^{EME} Etage	B44	ELU	2.35	104.891	62.896
11 ^{EME} Etage	B44	ELS	2.35	76.220	45.673
11 ^{EME} Etage	B44	ELA	2.35	71.210	44.871

Calcul en flexion simple

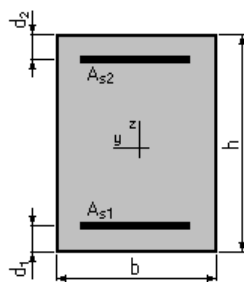
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 30.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 45.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2.5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2.5 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_{\min}(\text{kN}\cdot\text{m})$
Etat Limite Ultime (fondamental)	-171.42	62.90
Etat Limite de Service	-124.43	45.67

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Etat Limite Ultime (Accidentel) -165.77 44.87

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 4.4 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 13.3 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 1.4 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 1.39 \text{ (\%)} $		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0.11 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = -171.42 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 62.90 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 9.0 \text{ (cm)}$
Bras de levier: $Z = 38.9 \text{ (cm)}$
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2.70 \text{ (‰)}$
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00 \text{ (‰)}$
Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 347.8 \text{ (MPa)}$
 comprimée: $\sigma'_s = 34.6 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\text{max}} = -124.43 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 45.67 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.39
Position de l'axe neutre: $y = 16.7 \text{ (cm)}$
Bras de levier: $Z = 36.9 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4.3 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 258.8 \text{ (MPa)}$
 comprimée: $\sigma'_s = 45.4 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0 \text{ (MPa)}$

Cas ELA $M_{\text{max}} = -165.77 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 44.87 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.26 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 8.5 \text{ (cm)}$
Bras de levier: $Z = 39.1 \text{ (cm)}$
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2.48 \text{ (‰)}$
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00 \text{ (‰)}$
Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 400.0 \text{ (MPa)}$
 comprimée: $\sigma'_s = 30.2 \text{ (MPa)}$

On adopte : 3T16fil+ 4T16chap en appui = 14.07 cm²

On adopte : 3T14fil + 2T12chap en travée = 6.88 cm²

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Vérification selon RPA 2024 Art 7.5.2 :

	Section Poutre		Pourcentage minimale	Pourcentage maximale	Amin (cm ²)	Amax (cm ²)	As choie (cm ²)	Remarque
	b	h						
Appui	30	45	0.50%	4%	6.75	54	14.07	Vérifié
Travée	30	45	0.50%	4%	6.75	54	6.88	Vérifié

Expertise de Section en Flexion Simple

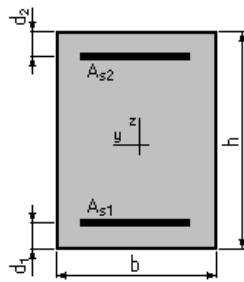
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 30.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 45.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2.5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2.5 \text{ (cm)}$$

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 6.9 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Section minimum $A_{s \text{ min}} = 1.4 \text{ (cm}^2\text{)}$
 théorique $\rho = 1.69 \text{ (\%)}\text{}$
 minimum $\rho_{\text{min}} = 0.11 \text{ (\%)}\text{}$

Section théorique $A_{s2} = 14.7 \text{ (cm}^2\text{)}$

4. Moments appliqués:

	$M_{\text{max}}(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_{\text{min}}(\text{kN}\cdot\text{m})$
Etat Limite de Service	-124.43	45.67

5. Résultats:

Cas ELS	$M_{\text{max}} = -124.43 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$	$M_{\text{min}} = 45.67 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
Coefficient de sécurité:	2.39	

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Position de l'axe neutre:	$y = 16.7$	(cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 3.6$	(MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 15.0$	(MPa)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 167.4$	(MPa)
comprimée:	$\sigma_s' = 40.8$	(MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0$	(MPa)

Armatures transversales :

Le diamètre $\emptyset_t$, des armatures, a haute adhérence, de confinement ne doit pas être inférieur à 6 mm.

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

$$\emptyset_t \leq \min \left(\frac{45}{35} ; \frac{30}{10} ; 1.2 \right) = 8 \text{ mm}$$

$$A_t = 3\emptyset_8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par:

$$A_t = 0.003.s.b$$

$$A_t = 0.003 \cdot 8 \cdot 30 = 0.72 \text{ cm}^2$$

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

Dans les zones critiques:

$$s = \min (h/4 ; 24 \emptyset_l ; 17.5 \text{ cm} ; 6\emptyset_l) \text{ avec:}$$

h : hauteur de la poutre

$\emptyset_t$: diamètre des armatures de confinement

$\emptyset_l$: diamètre minimal des barres longitudinales

$$s = \min (45/4 ; 24 \cdot 0.8 ; 17.5 \text{ cm} ; 6 \cdot 1.2)$$

$$s = 7.2 \text{ cm}$$

Donc l'espacement $s = 7 \text{ cm}$

Longueur critique de la poutre :

$$l' = 1.5h = 1.5 \cdot 45 = 67.5 \text{ cm}$$

Donc : $l' = 70 \text{ cm}$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Vérification de la contrainte limite tangentielle :

$$\bar{\tau} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \left(0.15 \frac{25}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5$$

MPa

$$\tau = \frac{Vu}{b.d} = \frac{76.22 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.425} = 0.597 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

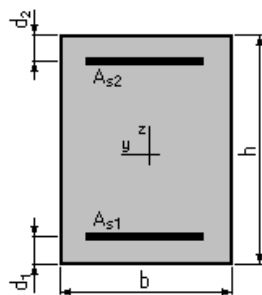
Flèche de la poutre due à la flexion simple

1. Hypothèse :

- Béton : $f_{c28} = 25.0 \text{ (MPa)}$
- Acier : $f_e = 400.0 \text{ (MPa)}$
- Calculs suivant BAEL 91 mod. 99

2. Géométrie :

Section



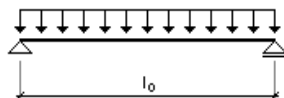
$$b = 30.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 45.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2.5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2.5 \text{ (cm)}$$

Schéma statique



$$l_0 = 5.2 \text{ (m)}$$

3. Hypothèses de calcul :

Facteur de flèche : $\alpha_k = 1.00$

Chargement :

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Moment dû à la charge permanente :	$M_g = 11.41$	(kN*m)
Moment dû à la charge totale :	$M_p = 3.38$	(kN*m)
Moment dû aux charges par cloisons :	$M_j = 0.00$	(kN*m)

Section des armatures :	$A_{s1} = 3.5$ (cm ²)	
	$A_{s2} = 10.6$ (cm ²)	
Densité du ferrailage :	ρ	= 1.11 (%)
Densité du ferrailage minimale :	ρ_{min}	= 0.10 (%)

4. Résultats :

Flèche totale : $\Delta f_t = 0.7$ (mm) < $f_{adm} = I_o / 400.00 = 13.0$ (mm)

Composantes de la flèche (mm)	μ	σ (MPa)
$f_{gv} = 0.9$	0.00	11.7
$f_{gi} = 0.3$	0.00	11.7
$f_{pi} = 0.1$	0.00	3.5
$f_{ji} = 0.0$	0.00	0.0

Moment d'inertie de la section homogène :	$I_o = 309507.0$ (cm ⁴)
	$\lambda_i = 7.65$

f_{gv}	- flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes
f_{gi}	- flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes
f_{pi}	- flèche instantanée due à l'ensemble des charges (permanentes et variables)
f_{ji}	- flèche instantanée due aux charges permanentes à la pose des cloisons
Δf_t	- flèche nuisible
f_{adm}	- flèche admissible

Vérification des contraintes du béton :

$$\sigma_b = \frac{M_{ts} \cdot y}{I} = \frac{45.673 \cdot 10^{-3} \cdot 0.144}{\frac{0.3 \cdot 0.45^3}{12}} = 2.88 \text{ MPa} \leq 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

IV.2.2) Poutre principale (axes 2-3-4 et 5) :

En appui :

Story	Beam	Load	Loc (m)	V2 (KN)	M3 (KN.m)
10 ^{EME} Etage	B23	ELU	4.5	142.409	-136.989
10 ^{EME} Etage	B23	ELS	4.5	103.118	-99.312
10 ^{EME} Etage	B23	ELA	4.5	116.513	-53.055

En Travée :

Story	Beam	Load	Loc (m)	V2 (KN)	M3 (KN.m)
S-Sol	B2	ELU	5.37	135.169	91.329
S-Sol	B2	ELS	5.37	96.961	65.199
S-Sol	B2	ELA	5.37	834421	52.756

Calcul en flexion simple

Calcul de Section en Flexion Simple

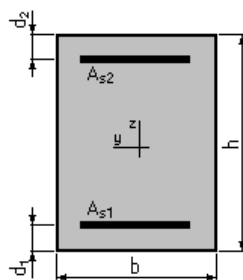
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 30.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 45.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2.5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2.5 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{max}(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_{min}(\text{kN}\cdot\text{m})$
Etat Limite Ultime (fondamental)	-136.99	91.33
Etat Limite de Service	-99.31	65.20

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Etat Limite Ultime (Accidentel)

-55.06

52.76

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 8.0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 12.7 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 1.3 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 1.62 \text{ (\%)}\text{}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0.10 \text{ (\%)}\text{}$		

Analyse par Cas:

Cas ELUM $M_{\text{max}} = -136.99 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 91.33 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 6.7 \text{ (cm)}$
Bras de levier: $Z = 39.8 \text{ (cm)}$
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1.88 \text{ (\%)}\text{}$
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}\text{}$
Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434.8 \text{ (MPa)}$
 comprimée: $\sigma_s' = 96.4 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\text{max}} = -99.31 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 65.20 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 2.41
Position de l'axe neutre: $y = 15.5 \text{ (cm)}$
Bras de levier: $Z = 37.3 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5.2 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 207.3 \text{ (MPa)}$
 comprimée: $\sigma_s' = 60.6 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0 \text{ (MPa)}$

Cas ELA $M_{\text{max}} = -55.06 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 52.76 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 2.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 6.5 \text{ (cm)}$
Bras de levier: $Z = 39.9 \text{ (cm)}$
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1.81 \text{ (\%)}\text{}$
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}\text{}$
Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 400.0 \text{ (MPa)}$
 comprimée: $\sigma_s' = 89.6 \text{ (MPa)}$

On adopte : 3T16fil + 4T16chap en appui = 14.07 cm²

On adopte : 3T14fil + 3T12chap en travée = 8.01 cm²

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Vérification selon RPA 2024 Art 7.5.2 :

	Section Poutre		Pourcentage minimale	Pourcentage maximale	Amin (cm ²)	Amax (cm ²)	As choie (cm ²)	Remarque
	b	h						
Appui	30	45	0.50%	4%	6.75	54	14.07	Vérifié
Travée	30	45	0.50%	4%	6.75	54	8.01	Vérifié

Expertise de Section en Flexion Simple

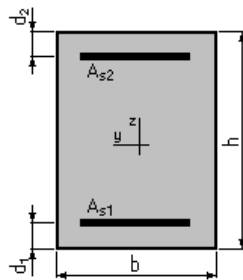
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 30.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 45.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2.5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2.5 \text{ (cm)}$$

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 8.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Section minimum $A_{s \text{ min}} = 1.3 \text{ (cm}^2\text{)}$
 théorique $\rho = 1.62 \text{ (\%)}\text{}$
 minimum $\rho_{\text{min}} = 0.10 \text{ (\%)}\text{}$

Section théorique $A_{s2} = 12.7 \text{ (cm}^2\text{)}$

4. Moments appliqués:

	$M_{\text{max}} \text{ (kN*m)}$	$M_{\text{min}} \text{ (kN*m)}$
Etat Limite de Service	-99.31	65.20

5. Résultats:

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Cas ELS	M_{max} = -99.31 (kN*m)	M_{min} = 65.20 (kN*m)
Coefficient de sécurité:	2.41	
Position de l'axe neutre:	y = 15.5	(cm)
Contrainte maxi du béton:	σ _b = 5.2	(MPa)
Contrainte limite:	0,6 f _{cj} = 15.0	(MPa)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ _s = 207.3	(MPa)
comprimée:	σ _s ' = 60.6	(MPa)
Contrainte limite de l'acier:	σ _{s lim} = 400.0	(MPa)

Armatures transversales :

Le diamètre Ø_t, des armatures, a haute adhérence, de confinement ne doit pas être inférieur a 6 mm.

$$\text{Øt} \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \text{Øl} \right)$$

$$\text{Øt} \leq \min \left(\frac{45}{35} ; \frac{30}{10} ; 1.2 \right) = 8\text{mm}$$

$$A_t = 3\text{Ø}8 = 1.51\text{cm}^2$$

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par:

$$A_t = 0.003.s.b$$

$$A_t = 0.003*8*30 = 0.72\text{cm}^2$$

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

- Dans les zones critiques:

$$s = \min (h/4 ; 24 \text{ Øl} ; 17.5 \text{ cm} ; 6\text{Øl}) \text{ avec:}$$

h : hauteur de la poutre

Ø_t : diamètre des armatures de confinement

Øl: diamètre minimal des barres longitudinales

$$s = \min (45/4 ; 24*0.8 ; 17.5\text{cm} ; 6*1.2)$$

$$s = 7.2 \text{ cm}$$

Donc l'espacement s= 7cm

Longueur critique de la poutre :

$$l' = 1.5h = 1.5*45 = 67.5\text{cm}$$

Donc : l' = 70 cm

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Vérification de la contrainte limite tangentielle :

$$\bar{\tau} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \left(0.15 \frac{25}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5$$

MPa

$$\tau = \frac{Vu}{b.d} = \frac{96.961 \cdot 10^{-3}}{0.3 \cdot 0.425} = 0.76 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

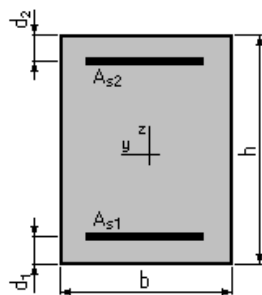
Flèche de la poutre due à la flexion simple

1. Hypothèse :

- Béton : $f_{c28} = 25.0 \text{ (MPa)}$
- Acier : $f_e = 400.0 \text{ (MPa)}$
- Calculs suivant BAEL 91 mod. 99

2. Géométrie :

Section



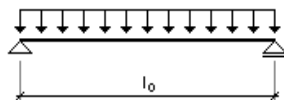
$$b = 30.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 45.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2.5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2.5 \text{ (cm)}$$

Schéma statique



$$l_0 = 4.2 \text{ (m)}$$

3. Hypothèses de calcul :

Facteur de flèche : $\alpha_k = 1.00$

Chargement :

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Moment dû à la charge permanente : $M_g = 4.44$ (kN*m)
 Moment dû à la charge totale : $M_p = 2.21$ (kN*m)
 Moment dû aux charges par cloisons : $M_j = 0.00$ (kN*m)

Section des armatures : $A_{s1} = 8.0$ (cm²)
 $A_{s2} = 12.7$ (cm²)
 Densité du ferrailage : $\rho = 1.62$ (%)
 Densité du ferrailage minimale : $\rho_{min} = 0.10$ (%)

4. Résultats :

Flèche totale : $\Delta f_t = 0.2$ (mm) < $f_{adm} = I_o / 500.00 = 8.4$ (mm)

Composantes de la flèche (mm)	μ	σ (MPa)
$f_{gv} = 0.2$	0.00	3.9
$f_{gi} = 0.1$	0.00	3.9
$f_{pi} = 0.0$	0.00	2.0
$f_{ji} = 0.0$	0.00	0.0

Moment d'inertie de la section homogène : $I_o = 350815.2$ (cm⁴)
 $\lambda_i = 3.35$

f_{gv} - flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes
 f_{gi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes
 f_{pi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges (permanent et variables)
 f_{ji} - flèche instantanée due aux charges permanentes à la pose des cloisons
 Δf_t - flèche nuisible
 f_{adm} - flèche admissible

Vérification des contraintes du béton :

$$\sigma_b = \frac{M_{ts} \cdot y}{I} = \frac{65.199 \cdot 10^{-3} \cdot 0.144}{\frac{0.3 \cdot 0.45^3}{12}} = 4.21 \text{ MPa} \leq 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

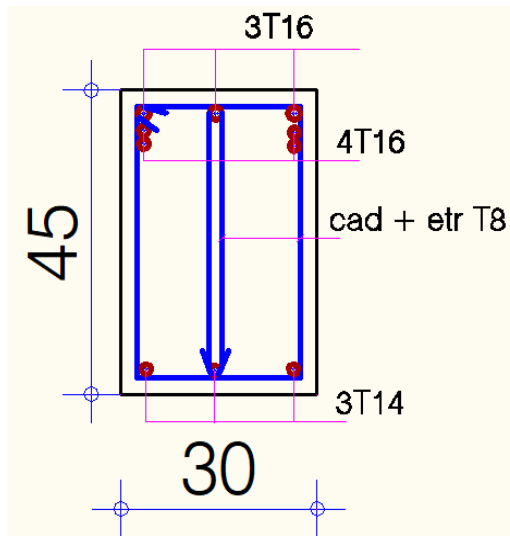
IV.2.3) Récapitulatif des armatures des poutres :

Axes des poutres	Ø Armatures longitudinales (mm)		Ø Armatures transversales (cadres + étriers) mm
	Appui	Travée	
Axes 6-1-1+	3T16fil + 5T14chap	3T14fil + 2T12 chap	T8
Axes 2-3-4-5	3T16fil + 4T16chap	3T14fi + 3T12chap	T8

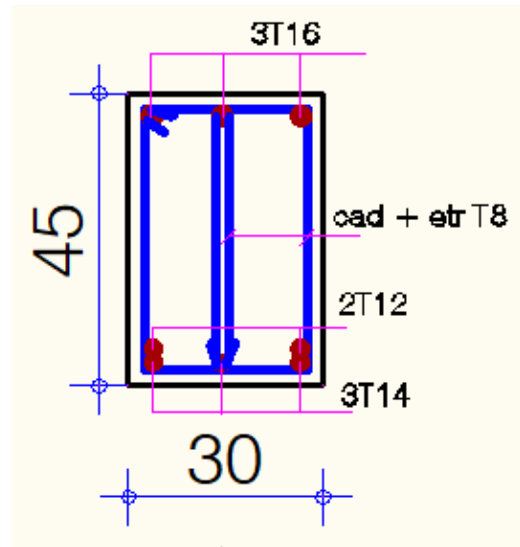
Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Poutre axes 6-1 et 1+

Coupe au niveau de l'appui :

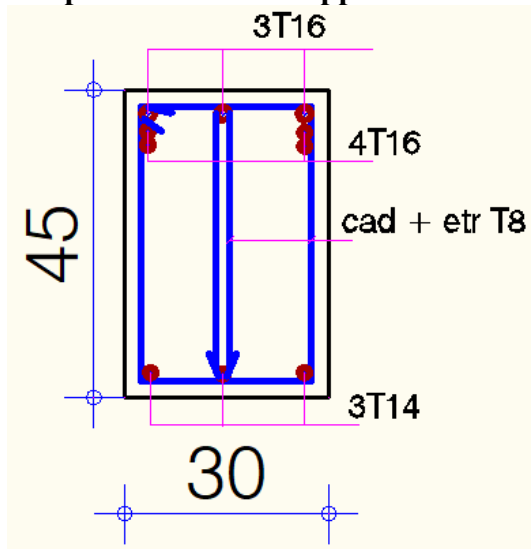


Coupe au niveau de travée :



Poutre axes 2-3-4 et 5

Coupe au niveau de l'appui :



Coupe au niveau de travée :

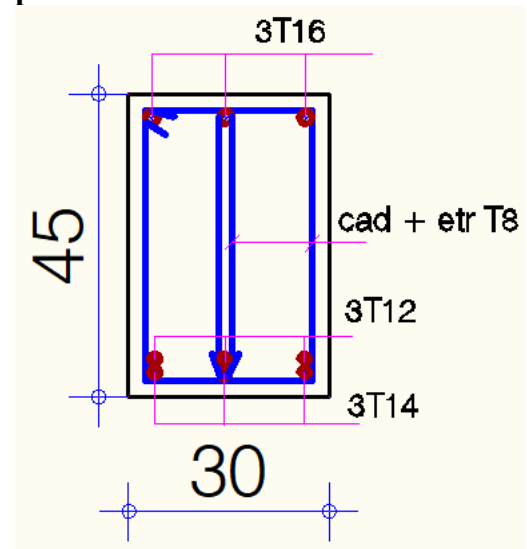


Figure 93: Schémas de ferrailage des poutres

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

IV.3) Ferrailage des poutrelles :

IV.3.1) Terrasse :

Charge permanente Terrasse : 6.83 KN/m^2

Surcharge d'exploitation Terrasse : 1 KN/m^2

Pour une bande de 0.60m on a $G=4.10 \text{ KN/met}$ $p=0.60 \text{ KN/m}$.

(Le calcul se fait par le logiciel Expert).

a: Tipe 1 :

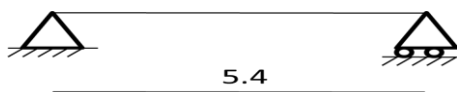


Figure 94: Schemas static de poutrelle type 1 terrasse

Story	Beam	Load	V2 (KN)	Map (KN.m)	Mt (KN.m)
Terrasse	B85	ELU	28.309	0	37.902
Terrasse	B85	ELS	20.790	0	27.834

Calcul de Section en Flexion Simple

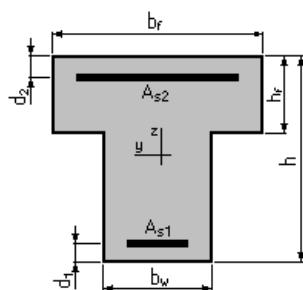
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 400.0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b_f = 60.0 \text{ (cm)}$

$b_w = 12.0 \text{ (cm)}$

$h = 21.0 \text{ (cm)}$

$h_f = 5.0 \text{ (cm)}$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

$$d_1 = 2.5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2.5 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_{\min}(\text{kN}\cdot\text{m})$
Etat Limite Ultime (fondamental)	37.90	0.00
Etat Limite de Service	27.83	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 6.3 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 0.4 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 2.86 \text{ (\%)} $		
minimum	$\rho_{\min} = 0.17 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 37.90 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$ $M_{\min} = 0.00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 3.2 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 17.2 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 2.13 \text{ (‰)}$	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10.00 \text{ (‰)}$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 347.8 \text{ (MPa)}$	

Cas ELS $M_{\max} = 27.83 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$ $M_{\min} = 0.00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

Coefficient de sécurité:	1.51	
Position de l'axe neutre:	$y = 6.3 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 16.5 \text{ (cm)}$	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 9.2 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 265.7 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite de l'acier:		
	$\sigma_{s \lim} = 400.0 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 228.7 \text{ (MPa)}$	
comprimée:	$\sigma'_s = 136.0 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite de l'acier:		
	$\sigma_{s \lim} = 400.0 \text{ (MPa)}$	

On adopte : 1T12fil en appui = 1.13 cm^2

On adopte : 2T16fil + 2T14chap en travée = 7.1 cm^2

Expertise de Section en Flexion Simple

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

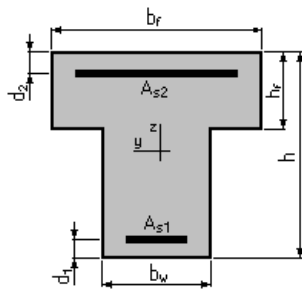
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b_f = 60.0 \text{ (cm)}$$

$$b_w = 12.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 21.0 \text{ (cm)}$$

$$h_f = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2.5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2.5 \text{ (cm)}$$

3. Armatures:

Section théorique	$A_{s1} = 7.1 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 0.4 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 3.20 \text{ (\%)}$
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0.17 \text{ (\%)}$

Section théorique $A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

4. Moments appliqués:

	$M_{\text{max}} \text{ (kN*m)}$	$M_{\text{min}} \text{ (kN*m)}$
Etat Limite de Service	27.83	0.00

5. Résultats:

Cas ELS	$M_{\text{max}} = 27.83 \text{ (kN*m)}$	$M_{\text{min}} = 0.00 \text{ (kN*m)}$
Coefficient de sécurité:	1.68	
Position de l'axe neutre:	$y = 6.7 \text{ (cm)}$	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 8.9 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 238.2 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0 \text{ (MPa)}$	

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

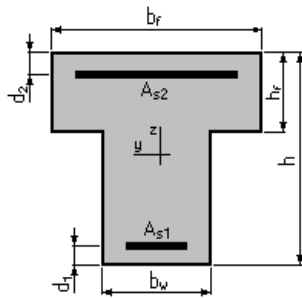
Flèche de la poutre due à la flexion simple

1. Hypothèse :

- Béton : $f_{c28} = 25.0$ (MPa)
- Acier : $f_e = 400.0$ (MPa)
- Calculs suivant BAEI 91 mod. 99

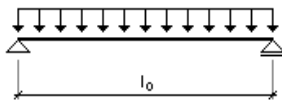
2. Géométrie :

Section



$$\begin{aligned}b_f &= 60.0 \text{ (cm)} \\b_w &= 12.0 \text{ (cm)} \\h &= 21.0 \text{ (cm)} \\h_f &= 5.0 \text{ (cm)} \\d_1 &= 2.5 \text{ (cm)} \\d_2 &= 2.5 \text{ (cm)}\end{aligned}$$

Schéma statique



$$l_0 = 5.0 \text{ (m)}$$

3. Hypothèses de calcul :

Facteur de flèche : $\alpha_k = 1.00$

Chargement :

Moment dû à la charge permanente :	$M_g = 4.48$	(kN*m)
Moment dû à la charge totale :	$M_p = 4.48$	(kN*m)
Moment dû aux charges par cloisons :	$M_j = 0.00$	(kN*m)

Section des armatures : $A_{s1} = 7.1 \text{ (cm}^2\text{)}$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

$$A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Densité du ferrailage : } \rho = 3.20 \text{ (\%)} \quad \rho = 3.20 \text{ (\%)}$$

4. Résultats :

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_t = 4.0 \text{ (mm)} < f_{adm} = I_o / 400.00 = 12.5 \text{ (mm)}$$

Composantes de la flèche (mm)	μ	σ (MPa)
$f_{gv} = 4.0$	0.48	38.3
$f_{gi} = 1.8$	0.48	38.3
$f_{pi} = 1.8$	0.48	38.3
$f_{ji} = 0.0$	0.00	0.0

$$\text{Moment d'inertie de la section homogène : } I_o = 30031.2 \text{ (cm}^4\text{)} \\ \lambda_i = 1.26$$

- f_{gv} - flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes
- f_{gi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes
- f_{pi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges (permanent et variables)
- f_{ji} - flèche instantanée due aux charges permanentes à la pose des cloisons
- Δf_t - flèche nuisible
- f_{adm} - flèche admissible

b: Tipe 2:

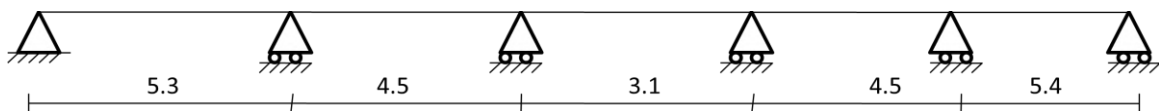


Figure 95: Schémas static de poutrelle type 2 terrasse

Story	Beam	Load	V2 (KN)	Map (KN.m)	Mt (KN.m)
Terrasse	B79	ELU	-33.969	-30.561	24.262
Terrasse	B79	ELS	-24.946	-22.443	17.817

Calcul de Section en Flexion Simple

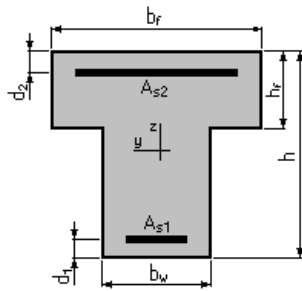
1. Hypothèses:

$$\text{Béton: } f_{c28} = 25.0 \text{ (MPa)} \quad \text{Acier: } f_e = 400.0 \text{ (MPa)}$$

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux



$$b_f = 60.0 \text{ (cm)}$$

$$b_w = 12.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 21.0 \text{ (cm)}$$

$$h_f = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2.5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2.5 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_{\min}(\text{kN}\cdot\text{m})$
Etat Limite Ultime (fondamental)	24.26	-30.56
Etat Limite de Service	17.82	-22.44
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 3.9 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 6.2 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 0.4 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 4.56 \text{ (\%)} $		
minimum	$\rho_{\min} = 0.17 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 24.26 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$ $M_{\min} = -30.56 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 2.3 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 17.6 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.50 \text{ (\%)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 7.63 \text{ (\%)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 347.8 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma'_s = 347.8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 17.82 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$ $M_{\min} = -22.44 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

Coefficient de sécurité: 1.02

Position de l'axe neutre: $y = 4.6 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 17.0 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 14.7 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 230.6$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 160.1$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0$ (MPa)

On adopte : 1T12fil + 2T20chap en appui = 7.41 cm²

On adopte : 2T12fil + 2T12chap en travée = 4.52 cm²

Expertise de Section en Flexion Simple

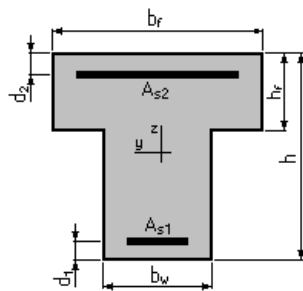
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b_f = 60.0$ (cm)

$b_w = 12.0$ (cm)

$h = 21.0$ (cm)

$h_f = 5.0$ (cm)

$d_1 = 2.5$ (cm)

$d_2 = 2.5$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique	$A_{s1} = 7.1$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 0.4$ (cm ²)
théorique	$\rho = 3.20$ (%)
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0.17$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

4. Moments appliqués:

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

	$M_{\max}(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_{\min}(\text{kN}\cdot\text{m})$
Etat Limite de Service	27.83	0.00

5. Résultats:

Cas ELS	$M_{\max} = 27.83 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$	$M_{\min} = 0.00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
Coefficient de sécurité:	1.68	
Position de l'axe neutre:	$y = 6.7$ (cm)	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 8.9$ (MPa)	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 238.2$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0$ (MPa)	

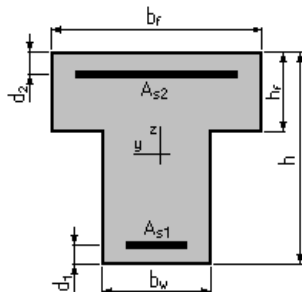
Flèche de la poutre due à la flexion simple

1. Hypothèse :

- Béton : $f_{c28} = 25.0$ (MPa)
- Acier : $f_e = 400.0$ (MPa)
- Calculs suivant BAEL 91 mod. 99

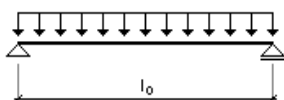
2. Géométrie :

Section



$$\begin{aligned}b_f &= 60.0 \text{ (cm)} \\b_w &= 12.0 \text{ (cm)} \\h &= 21.0 \text{ (cm)} \\h_f &= 5.0 \text{ (cm)} \\d_1 &= 2.5 \text{ (cm)} \\d_2 &= 2.5 \text{ (cm)}\end{aligned}$$

Schéma statique



$$l_0 = 5.0 \text{ (m)}$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

3. Hypothèses de calcul :

Facteur de flèche : $\alpha_k = 1.00$

Chargement :

Moment dû à la charge permanente : $M_g = 4.48$ (kN*m)
Moment dû à la charge totale : $M_p = 4.48$ (kN*m)
Moment dû aux charges par cloisons : $M_j = 0.00$ (kN*m)

Section des armatures : $A_{s1} = 7.1$ (cm²)
 $A_{s2} = 0.0$ (cm²)
Densité du ferrailage : $\rho = 3.20$ (%)

4. Résultats :

Flèche totale : $\Delta f_t = 4.0$ (mm) < $f_{adm} = I_o / 400.00 = 12.5$ (mm)

Composantes de la flèche (mm)	μ	σ (MPa)
$f_{gv} = 4.0$	0.48	38.3
$f_{gi} = 1.8$	0.48	38.3
$f_{pi} = 1.8$	0.48	38.3
$f_{ji} = 0.0$	0.00	0.0

Moment d'inertie de la section homogène : $I_o = 30031.2$ (cm⁴)
 $\lambda_i = 1.26$

- f_{gv} - flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes
- f_{gi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes
- f_{pi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges (permanentes et variables)
- f_{ji} - flèche instantanée due aux charges permanentes à la pose des cloisons
- Δf_t - flèche nuisible
- f_{adm} - flèche admissible

c: Type 3:

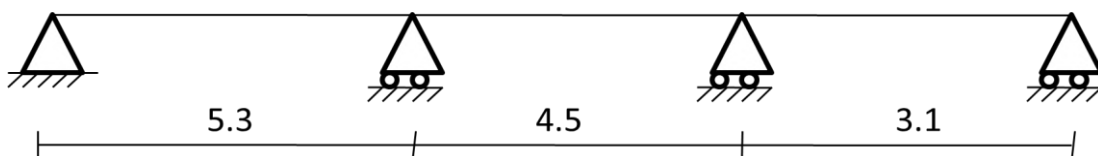


Figure 96: Schémas static de poutrelle type 3terrasse

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Story	Beam	Load	V2 (KN)	Map (KN.m)	Mt (KN.m)
Terrasse	B79	ELU	33.291	-29.184	23.464
Terrasse	B79	ELS	24.499	-21.432	17.231

Calcul de Section en Flexion Simple

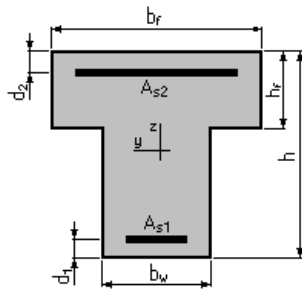
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b_f = 60.0$ (cm)

$b_w = 12.0$ (cm)

$h = 21.0$ (cm)

$h_f = 5.0$ (cm)

$d_1 = 2.5$ (cm)

$d_2 = 2.5$ (cm)

3. Moments appliqués:

	$M_{max}(kN*m)$	$M_{min}(kN*m)$
Etat Limite Ultime (fondamental)	23.46	-29.18
Etat Limite de Service	17.23	-21.43
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 3.8$ (cm²)
 Section minimum $A_{s\ min} = 0.4$ (cm²)
 théorique $\rho = 4.38$ (%)
 minimum $\rho_{min} = 0.17$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 5.9$ (cm²)

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 23.46$ (kN*m) $M_{\min} = -29.18$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 2.2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 17.6$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 8.22$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 347.8$ (MPa)

comprimée: $\sigma'_s = 347.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 17.23$ (kN*m) $M_{\min} = -21.43$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.04

Position de l'axe neutre: $y = 4.5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 17.0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 14.4$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 229.5$ (MPa)

comprimée: $\sigma'_s = 155.7$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0$ (MPa)

On adopte : 1T12fil + 2T20chap en appui = 7.41 cm²

On adopte : 2T12fil + 2T12chap en travée = 4.52 cm²

Expertise de Section en Flexion Simple

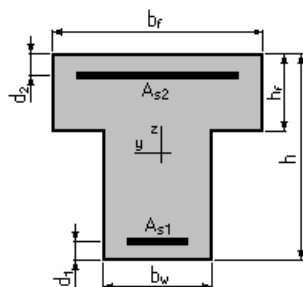
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b_f = 60.0$ (cm)

$b_w = 12.0$ (cm)

$h = 21.0$ (cm)

$h_f = 5.0$ (cm)

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

$$d_1 = 2.5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2.5 \text{ (cm)}$$

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 3.8 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum $A_{s \text{ min}} = 0.4 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique $\rho = 4.38 \text{ (\%)}\text{}$
minimum $\rho_{\min} = 0.17 \text{ (\%)}\text{}$

Section théorique $A_{s2} = 5.9 \text{ (cm}^2\text{)}$

4. Moments appliqués:

	$M_{\max}(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_{\min}(\text{kN}\cdot\text{m})$
Etat Limite de Service	17.23	-21.43

5. Résultats:

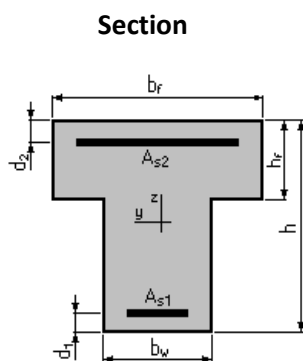
Cas ELS	$M_{\max} = 17.23 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$	$M_{\min} = -21.43 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
Coefficient de sécurité:	1.04	
Position de l'axe neutre:	$y = 4.5 \text{ (cm)}$	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 14.4 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 229.5 \text{ (MPa)}$	
comprimée:	$\sigma_s' = 155.7 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0 \text{ (MPa)}$	

Flèche de la poutre due à la flexion simple

1. Hypothèse :

- Béton : $f_{c28} = 25.0 \text{ (MPa)}$
- Acier : $f_e = 400.0 \text{ (MPa)}$
- Calculs suivant BAEL 91 mod. 99

2. Géométrie :



Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

$$b_f = 60.0 \text{ (cm)}$$

$$b_w = 12.0 \text{ (cm)}$$

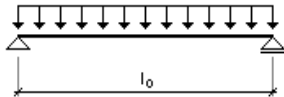
$$h = 21.0 \text{ (cm)}$$

$$h_f = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2.5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2.5 \text{ (cm)}$$

Schéma statique



$$l_0 = 5.3 \text{ (m)}$$

3. Hypothèses de calcul :

Facteur de flèche : $\alpha_k = 1.00$

Chargement :

Moment dû à la charge permanente : $M_g = 4.48 \text{ (kN*m)}$

Moment dû à la charge totale : $M_p = 3.51 \text{ (kN*m)}$

Moment dû aux charges par cloisons : $M_j = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Section des armatures :

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

$$A_{s2} = 7.4 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Densité du ferrailage : $\rho = 5.36 \text{ (\%)}$

Densité du ferrailage minimale : $\rho_{\min} = 0.10 \text{ (\%)}$

4. Résultats :

Flèche totale : $\Delta f_t = 4.5 \text{ (mm)} < f_{\text{adm}} = l_0 / 400.00 = 13.3 \text{ (mm)}$

Composantes de la flèche (mm)

$$f_{gv} = 5.3$$

$$f_{gi} = 2.5$$

$$f_{pi} = 1.8$$

$$f_{ji} = 0.0$$

$$\mu$$

$$0.47$$

$$0.47$$

$$0.38$$

$$0.00$$

$$\sigma \text{ (MPa)}$$

$$59.8$$

$$59.8$$

$$46.8$$

$$0.0$$

Moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = 28873.4 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$\lambda_i = 1.99$$

f_{gv} - flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes

f_{gi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes

f_{pi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges (permanentes et variables)

f_{ji} - flèche instantanée due aux charges permanentes à la pose des cloisons

Δf_t - flèche nuisible

f_{adm} - flèche admissible

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

d: Type 4:

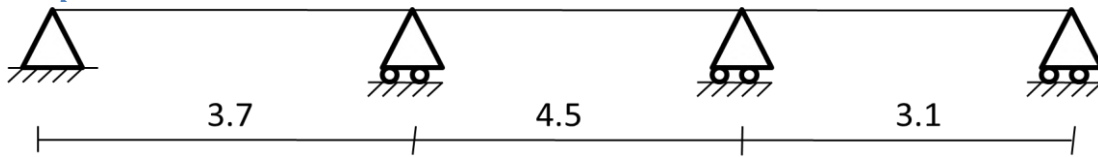


Figure 97: Schemas static de poutrelle type 4terrasse

Story	Beam	Load	V2 (KN)	Map (KN.m)	Mt (KN.m)
Terrasse	B64	ELU	-24.262	-18.370	9.521
Terrasse	B64	ELS	-17.818	-13.490	6.922

Calcul de Section en Flexion Simple

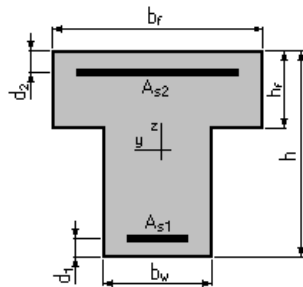
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b_f = 60.0 \text{ (cm)}$$

$$b_w = 12.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 21.0 \text{ (cm)}$$

$$h_f = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2.5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2.5 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{max}(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_{min}(\text{kN}\cdot\text{m})$
Etat Limite Ultime (fondamental)	9.52	-18.37
Etat Limite de Service	6.92	-13.49
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 1.4 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 3.3 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 0.4 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 2.10 \text{ (\%)}\text{'}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0.17 \text{ (\%)}\text{'}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 9.52 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = -18.37 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 1.4 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 18.0 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.50 \text{ (\%)}\text{'}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 9.74 \text{ (\%)}\text{'}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 347.8 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma_s' = 342.3 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\text{max}} = 6.92 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = -13.49 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.11

Position de l'axe neutre: $y = 3.1 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 17.5 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 13.5 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 259.6 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma_s' = 140.1 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0 \text{ (MPa)}$

On adopte : 1T16fil + 1T16chap en appui = 4.02 cm²

On adopte : 2T12fil + 2T12chap en travée = 4.52 cm²

Expertise de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

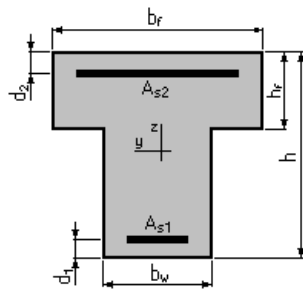
Béton: $f_{c28} = 25.0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 400.0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

2. Section:



$$b_f = 60.0 \text{ (cm)}$$

$$b_w = 12.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 21.0 \text{ (cm)}$$

$$h_f = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2.5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2.5 \text{ (cm)}$$

3. Armatures:

Section théorique	$A_{s1} = 2.3 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 0.4 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 2.83 \text{ (\%)}$
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0.17 \text{ (\%)}$

Section théorique	$A_{s2} = 4.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
-------------------	--------------------------------------

4. Moments appliqués:

	$M_{\text{max}} \text{ (kN*m)}$	$M_{\text{min}} \text{ (kN*m)}$
Etat Limite de Service	6.92	-13.49

5. Résultats:

Cas ELS	$M_{\text{max}} = 6.92 \text{ (kN*m)}$	$M_{\text{min}} = -13.49 \text{ (kN*m)}$
Coefficient de sécurité:	1.30	
Position de l'axe neutre:	$y = 3.8 \text{ (cm)}$	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 11.6 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 212.2 \text{ (MPa)}$	
comprimée:	$\sigma_s' = 121.5 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0 \text{ (MPa)}$	

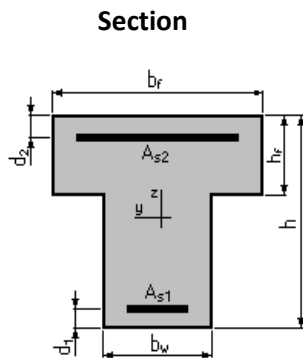
Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Flèche de la poutre due à la flexion simple

1. Hypothèse :

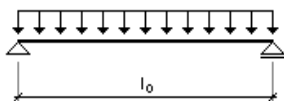
- Béton : $f_{c28} = 25.0$ (MPa)
- Acier : $f_e = 400.0$ (MPa)
- Calculs suivant BAEL 91 mod. 99

2. Géométrie :



$$\begin{aligned}b_f &= 60.0 \text{ (cm)} \\b_w &= 12.0 \text{ (cm)} \\h &= 21.0 \text{ (cm)} \\h_f &= 5.0 \text{ (cm)} \\d_1 &= 2.5 \text{ (cm)} \\d_2 &= 2.5 \text{ (cm)}\end{aligned}$$

Schéma statique



$$l_0 = 4.5 \text{ (m)}$$

3. Hypothèses de calcul :

Facteur de flèche : $\alpha_k = 1.00$

Chargement :

Moment dû à la charge permanente :	$M_g = 3.11$	(kN*m)
Moment dû à la charge totale :	$M_p = 2.53$	(kN*m)
Moment dû aux charges par cloisons :	$M_j = 0.00$	(kN*m)

Section des armatures : $A_{s1} = 2.3 \text{ (cm}^2\text{)}$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

$$A_{s2} = 4.0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Densité du ferrailage : } \rho = 2.84 \text{ (\%)}$$

$$\text{Densité du ferrailage minimale : } \rho_{\min} = 0.10 \text{ (\%)}$$

4. Résultats :

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_t = 2.4 \text{ (mm)} < f_{\text{adm}} = I_o / 400.00 = 11.3 \text{ (mm)}$$

Composantes de la flèche (mm)	μ	σ (MPa)
$f_{gv} = 3.5$	0.32	79.3
$f_{gi} = 1.8$	0.32	79.3
$f_{pi} = 0.6$	0.00	31.3
$f_{ji} = 0.0$	0.00	0.0

$$\text{Moment d'inertie de la section homogène : } I_o = 23477.0 \text{ (cm}^4\text{)} \\ \lambda_i = 3.90$$

- f_{gv} - flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes
- f_{gi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes
- f_{pi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges (permanent et variables)
- f_{ji} - flèche instantanée due aux charges permanentes à la pose des cloisons
- Δf_t - flèche nuisible
- f_{adm} - flèche admissible

e: Tipe 5:

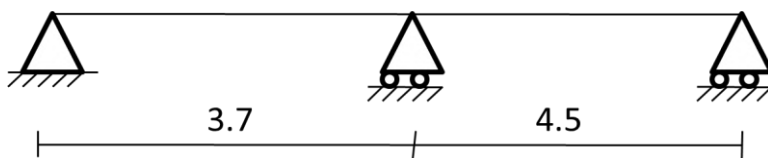


Figure 98: Schémas static de poutre type 5 terrasse

Story	Beam	Load	V2 (KN)	Map (KN.m)	Mt (KN.m)
Terrasse	B48	ELU	-28.592	-22.505	16.210
Terrasse	B48	ELS	-20.997	-16.527	11.904

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

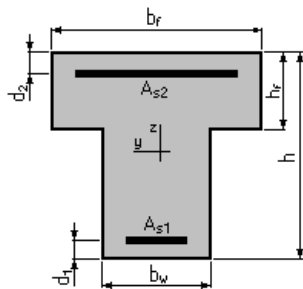
$$\text{Béton: } f_{c28} = 25.0 \text{ (MPa)} \quad \text{Acier: } f_e = 400.0 \text{ (MPa)}$$

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b_f = 60.0 \text{ (cm)}$$

$$b_w = 12.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 21.0 \text{ (cm)}$$

$$h_f = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2.5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2.5 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_{\min}(\text{kN}\cdot\text{m})$
Etat Limite Ultime (fondamental)	16.21	-22.50
Etat Limite de Service	11.90	-16.53
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 2.5 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 4.6 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 0.4 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 3.21 \text{ (\%)} $		
minimum	$\rho_{\min} = 0.17 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{\max} = 16.21$	(kN*m)	$M_{\min} = -22.50$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1.00		Pivot: B	
Position de l'axe neutre:	$y = 1.8$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 17.8$	(cm)		
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 3.50$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 8.64$	(‰)		
Contrainte de l'acier:				
tendue:	$\sigma_s = 347.8$	(MPa)		
comprimée:	$\sigma'_s = 347.8$	(MPa)		

Cas ELS	$M_{\max} = 11.90$	(kN*m)	$M_{\min} = -16.53$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1.13			

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Position de l'axe neutre: $y = 3.9$ (cm)
Bras de levier: $Z = 17.2$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 13.3$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 227.9$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 142.1$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0$ (MPa)

On adopte : 1T16fil + 1T20chap en appui = 5.15 cm^2
On adopte : 2T12fil + 2T12chap en travée = 4.52 cm^2

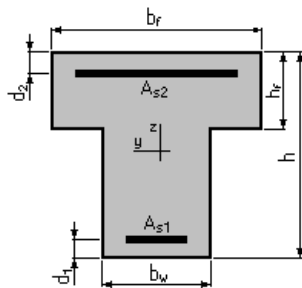
Expertise de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa) **Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b_f = 60.0$ (cm)
 $b_w = 12.0$ (cm)

$h = 21.0$ (cm)
 $h_f = 5.0$ (cm)

$d_1 = 2.5$ (cm)
 $d_2 = 2.5$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 2.3$ (cm²)
Section minimum $A_{s \text{ min}} = 0.4$ (cm²)
théorique $\rho = 2.83$ (%)
minimum $\rho_{\text{min}} = 0.17$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 4.0$ (cm²)

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

4. Moments appliqués:

	$M_{\max}(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_{\min}(\text{kN}\cdot\text{m})$
Etat Limite de Service	6.92	-13.49

5. Résultats:

Cas ELS	$M_{\max} = 6.92 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$	$M_{\min} = -13.49 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
Coefficient de sécurité:	1.30	
Position de l'axe neutre:	$y = 3.8 \text{ (cm)}$	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 11.6 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 212.2 \text{ (MPa)}$	
comprimée:	$\sigma_s' = 121.5 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0 \text{ (MPa)}$	

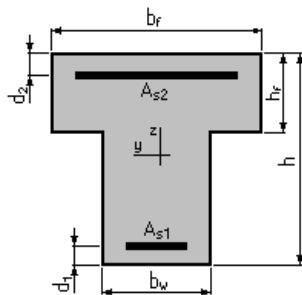
Flèche de la poutre due à la flexion simple

1. Hypothèse :

- Béton : $f_{c28} = 25.0 \text{ (MPa)}$
- Acier : $f_e = 400.0 \text{ (MPa)}$
- Calculs suivant BAEL 91 mod. 99

2. Géométrie :

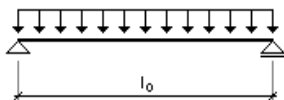
Section



- $b_f = 60.0 \text{ (cm)}$
- $b_w = 12.0 \text{ (cm)}$
- $h = 21.0 \text{ (cm)}$
- $h_f = 5.0 \text{ (cm)}$
- $d_1 = 2.5 \text{ (cm)}$
- $d_2 = 2.5 \text{ (cm)}$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Schéma statique



$$l_0 = 4.5 \text{ (m)}$$

3. Hypothèses de calcul :

Facteur de flèche : $\alpha_k = 1.00$

Chargement :

Moment dû à la charge permanente :	$M_g = 3.11$	(kN*m)
Moment dû à la charge totale :	$M_p = 2.53$	(kN*m)
Moment dû aux charges par cloisons :	$M_j = 0.00$	(kN*m)

Section des armatures :	$A_{S1} = 4.5$ (cm ²)	
	$A_{S2} = 5.2$ (cm ²)	
Densité du ferrailage :	ρ	= 4.37 (%)
Densité du ferrailage minimale :	$\rho_{\min}$	= 0.10 (%)

4. Résultats :

Flèche totale : $\Delta f_t = 2.0 \text{ (mm)} < f_{adm} = l_0 / 400.00 = 11.3 \text{ (mm)}$

Composantes de la flèche (mm)	μ	σ (MPa)
$f_{gv} = 2.5$	0.33	41.4
$f_{gi} = 1.1$	0.33	41.4
$f_{pi} = 0.7$	0.11	25.2
$f_{ji} = 0.0$	0.00	0.0

Moment d'inertie de la section homogène : $I_o = 28133.4$ (cm⁴)
 $\lambda_i = 1.99$

f_{gv}	- flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes
f_{gi}	- flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes
f_{pi}	- flèche instantanée due à l'ensemble des charges (permanent et variables)
f_{ji}	- flèche instantanée due aux charges permanentes à la pose des cloisons
Δf_t	- flèche nuisible
f_{adm}	- flèche admissible

4. Résultats :

Flèche totale : $\Delta f_t = 2.4 \text{ (mm)} < f_{adm} = l_0 / 400.00 = 11.3 \text{ (mm)}$

Composantes de la flèche (mm)	μ	σ (MPa)
-------------------------------	-------	----------------

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

f_{gv}	= 3.5	0.32	79.3
f_{gi}	= 1.8	0.32	79.3
f_{pi}	= 0.6	0.00	31.3
f_{ji}	= 0.0	0.00	0.0

Moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = 23477.0 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$\lambda_i = 3.90$$

f_{gv}	- flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes
f_{gi}	- flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes
f_{pi}	- flèche instantanée due à l'ensemble des charges (permanentes et variables)
f_{ji}	- flèche instantanée due aux charges permanentes à la pose des cloisons
Δf_t	- flèche nuisible
f_{adm}	- flèche admissible

f: Tipe 6:



Figure 99: Schémas static de poutrelle type 6 terrasse

Story	Beam	Load	V2 (KN)	Map (KN.m)	Mt (KN.m)
Terrasse	B51	ELU	-34.375	-32.754	23.464
Terrasse	B51	ELS	-25.244	-24.054	17.231

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

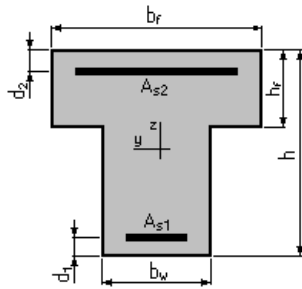
Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux



$$b_f = 60.0 \text{ (cm)}$$

$$b_w = 12.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 21.0 \text{ (cm)}$$

$$h_f = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2.5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2.5 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_{\min}(\text{kN}\cdot\text{m})$
Etat Limite Ultime (fondamental)	23.46	-32.75
Etat Limite de Service	17.23	-24.05
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 4.9 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 5.8 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 0.4 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 4.82 \text{ (\%)} $		
minimum	$\rho_{\min} = 0.17 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 23.46 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$ $M_{\min} = -32.75 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 2.5 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 17.5 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.23 \text{ (\%)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 347.8 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma'_s = 288.1 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 17.23 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$ $M_{\min} = -24.05 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

Coefficient de sécurité: 1.01

Position de l'axe neutre: $y = 5.0 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 16.8 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 14.8 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

tendue: $\sigma_s = 261.3$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 156.6$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0$ (MPa)

On adopte : 1T20fil + 1T20chap en appui = 6.28 cm^2

On adopte : 2T14fil + 2T12chap en travée = 5.34 cm^2

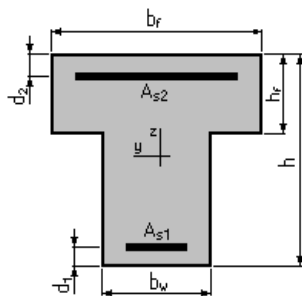
Flèche de la poutre due à la flexion simple

1. Hypothèse :

- Béton : $f_{c28} = 25.0$ (MPa)
- Acier : $f_e = 400.0$ (MPa)
- Calculs suivant BAEL 91 mod. 99

2. Géométrie :

Section



$b_f = 60.0$ (cm)

$b_w = 12.0$ (cm)

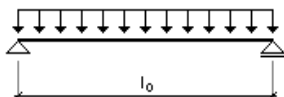
$h = 21.0$ (cm)

$h_f = 5.0$ (cm)

$d_1 = 2.5$ (cm)

$d_2 = 2.5$ (cm)

Schéma statique



$l_0 = 5.4$ (m)

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

3. Hypothèses de calcul :

Facteur de flèche : $\alpha_k = 1.00$

Chargement :

Moment dû à la charge permanente : $M_g = 4.48$ (kN*m)
Moment dû à la charge totale : $M_p = 3.65$ (kN*m)
Moment dû aux charges par cloisons : $M_j = 0.00$ (kN*m)

Section des armatures : $A_{s1} = 4.9$ (cm²)
 $A_{s2} = 5.8$ (cm²)
Densité du ferrailage : $\rho = 4.82$ (%)
Densité du ferrailage minimale : $\rho_{min} = 0.10$ (%)

4. Résultats :

Flèche totale : $\Delta f_t = 4.7$ (mm) < $f_{adm} = I_o / 400.00 = 13.5$ (mm)

Composantes de la flèche (mm)	μ	σ (MPa)
$f_{gv} = 5.3$	0.47	55.0
$f_{gi} = 2.5$	0.47	55.0
$f_{pi} = 1.8$	0.39	44.7
$f_{ji} = 0.0$	0.00	0.0

Moment d'inertie de la section homogène : $I_o = 29089.9$ (cm⁴)
 $\lambda_i = 1.83$

f_{gv} - flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes
 f_{gi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes
 f_{pi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges (permanentes et variables)
 f_{ji} - flèche instantanée due aux charges permanentes à la pose des cloisons
 Δf_t - flèche nuisible
 f_{adm} - flèche admissible

g: Type 7:

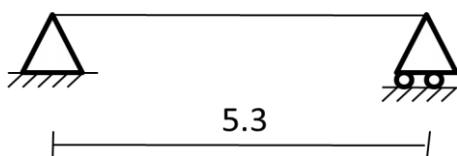


Figure 100: Schémas static de poutrelle type 7 terrasse

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Story	Beam	Load	V2 (KN)	Map (KN.m)	Mt (KN.m)
Terrasse	B87	ELU	-27.783	0	36.511
Terrasse	B87	ELS	-20.405	0	26.813

Calcul de Section en Flexion Simple

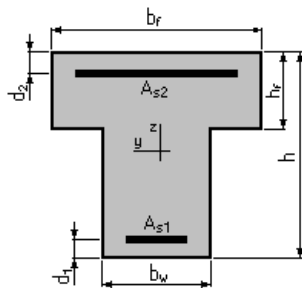
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b_f = 60.0 \text{ (cm)}$$

$$b_w = 12.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 21.0 \text{ (cm)}$$

$$h_f = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2.5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2.5 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{max}(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_{min}(\text{kN}\cdot\text{m})$
Etat Limite Ultime (fondamental)	36.51	0.00
Etat Limite de Service	26.81	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 6.1 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Section minimum $A_{s \text{ min}} = 0.4 \text{ (cm}^2\text{)}$
 théorique $\rho = 2.74 \text{ (\%)}\text{}$
 minimum $\rho_{min} = 0.17 \text{ (\%)}\text{}$

Section théorique $A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 36.51$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 3.1$ (cm)
Bras de levier: $Z = 17.3$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2.02$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 347.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 26.81$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.50
Position de l'axe neutre: $y = 6.2$ (cm)
Bras de levier: $Z = 16.5$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 9.0$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 266.6$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0$ (MPa)

On adopte : 1T12fil = 1.13 cm²

On adopte : 2T14fil + 2T14chap en travée = 6.16 cm²

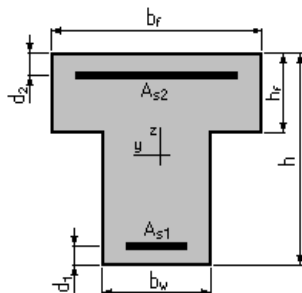
Flèche de la poutre due à la flexion simple

1. Hypothèse:

- Béton : $f_{c28} = 25.0$ (MPa)
- Acier : $f_e = 400.0$ (MPa)
- Calculs suivant BAEL 91 mod. 99

2. Géométrie :

Section

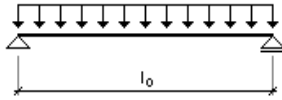


$b_f = 60.0$ (cm)
 $b_w = 12.0$ (cm)
 $h = 21.0$ (cm)
 $h_f = 5.0$ (cm)
 $d_1 = 2.5$ (cm)

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

$$d_2 = 2.5 \text{ (cm)}$$

Schéma statique



$$l_0 = 5.3 \text{ (m)}$$

3. Hypothèses de calcul :

Facteur de flèche : $\alpha_k = 1.00$

Chargement :

Moment dû à la charge permanente :	$M_g = 4.32$	(kN*m)
Moment dû à la charge totale :	$M_p = 3.51$	(kN*m)
Moment dû aux charges par cloisons :	$M_j = 0.00$	(kN*m)

Section des armatures :	$A_{S1} = 6.1$	(cm ²)
	$A_{S2} = 0.0$	(cm ²)
Densité du ferrailage :	ρ	= 2.75 (%)
Densité du ferrailage minimale :	$\rho_{\min}$	= 0.10 (%)

4. Résultats :

Flèche totale : $\Delta f_t = 4.2 \text{ (mm)} < f_{\text{adm}} = l_0 / 400.00 = 13.3 \text{ (mm)}$

Composantes de la flèche (mm)	μ	σ (MPa)
$f_{gv} = 4.7$	0.46	42.8
$f_{gi} = 2.1$	0.46	42.8
$f_{pi} = 1.6$	0.38	34.8
$f_{ji} = 0.0$	0.00	0.0

Moment d'inertie de la section homogène : $I_0 = 28558.2 \text{ (cm}^4\text{)}$
 $\lambda_i = 1.47$

f_{gv}	- flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes
f_{gi}	- flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes
f_{pi}	- flèche instantanée due à l'ensemble des charges (permanentes et variables)
f_{ji}	- flèche instantanée due aux charges permanentes à la pose des cloisons
Δf_t	- flèche nuisible
f_{adm}	- flèche admissible

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

IV.3.2) Récapitulatif des armatures des poutrelles :

Type de poutrelle	Appui	Travée
Type 1	1T12fil	2T16fil + 2T14chap
Type 2	1T12fil + 2T20chap	2T12fil + 2T12chap
Type 3	1T12fil + 2T20chap	2T12fil + 2T12chap
Type 4	1T16fil + 1T16chap	2T12fil + 2T12chap
Type 5	1T16fil + 1T20chap	2T12fil + 2T12chap
Type 6	1T20fil + 1T20chap	2T14fil + 2T12chap
Type 7	1T12fil = 1.13 cm ²	2T14fil + 2T14chap

IV.3.3) Etage courant :

Charge permanente Etage courant : 5.38 KN/m²

Surcharge d'exploitation Etage courant : 1.5 KN/m²

Pour une bande de 0.60m on a $G=3.23$ KN/met $p=0.90$ KN/m.

(Le calcul se fait par le logiciel Expert).

a: Tipe 1 :

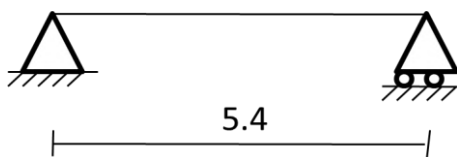


Figure 101: Schémas static de poutrelle type 1 étage courant

Story	Beam	Load	V2 (KN)	Map (KN.m)	Mt (KN.m)
Terrasse	B85	ELU	26.353	0	35.283
Terrasse	B85	ELS	19.251	0	25.774

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

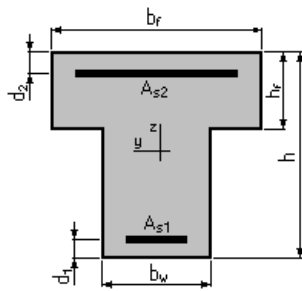
Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

2. Section:



$$b_f = 60.0 \text{ (cm)}$$

$$b_w = 12.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 21.0 \text{ (cm)}$$

$$h_f = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2.5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2.5 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_{\min}(\text{kN}\cdot\text{m})$
Etat Limite Ultime (fondamental)	35.28	0.00
Etat Limite de Service	25.77	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 5.9 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 0.4 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 2.64 \text{ (\%)} $		
minimum	$\rho_{\min} = 0.17 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 35.28 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$ $M_{\min} = 0.00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 3.0 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 17.3 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 1.93 \text{ (\%)} $	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10.00 \text{ (\%)} $	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 347.8 \text{ (MPa)}$	

Cas ELS $M_{\max} = 25.77 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$ $M_{\min} = 0.00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

Coefficient de sécurité:	1.51
Position de l'axe neutre:	$y = 6.1 \text{ (cm)}$
Bras de levier:	$Z = 16.6 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 8.7 \text{ (MPa)}$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 265.5 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0 \text{ (MPa)}$

On adopte : 1T12fil en appui = 1.13 cm^2

On adopte : 2T16fil + 2T14chap en travée = 6.28 cm^2

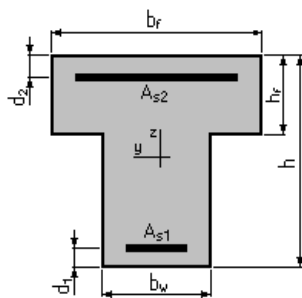
Flèche de la poutre due à la flexion simple

1. Hypothèse :

- Béton : $f_{c28} = 25.0 \text{ (MPa)}$
- Acier : $f_e = 400.0 \text{ (MPa)}$
- Calculs suivant BAEL 91 mod. 99

2. Géométrie :

Section



$b_f = 60.0 \text{ (cm)}$

$b_w = 12.0 \text{ (cm)}$

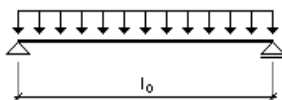
$h = 21.0 \text{ (cm)}$

$h_f = 5.0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 2.5 \text{ (cm)}$

$d_2 = 2.5 \text{ (cm)}$

Schéma statique



$l_0 = 5.4 \text{ (m)}$

3. Hypothèses de calcul :

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Facteur de flèche : $\alpha_k = 1.00$

Chargement :

Moment dû à la charge permanente : $M_g = 4.48$ (kN*m)
 Moment dû à la charge totale : $M_p = 3.65$ (kN*m)
 Moment dû aux charges par cloisons : $M_j = 0.00$ (kN*m)

Section des armatures : $A_{s1} = 5.9$ (cm²)
 $A_{s2} = 0.0$ (cm²)
 Densité du ferrailage : $\rho = 2.66$ (%)
 Densité du ferrailage minimale : $\rho_{min} = 0.10$ (%)

4. Résultats :

Flèche totale : $\Delta f_t = 4.6$ (mm) < $f_{adm} = I_o / 400.00 = 13.5$ (mm)

Composantes de la flèche (mm)	μ	σ (MPa)
$f_{gv} = 5.2$	0.47	45.9
$f_{gi} = 2.3$	0.47	45.9
$f_{pi} = 1.8$	0.39	37.3
$f_{ji} = 0.0$	0.00	0.0

Moment d'inertie de la section homogène : $I_o = 28254.5$ (cm⁴)
 $\lambda_i = 1.52$

f_{gv} - flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes
 f_{gi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes
 f_{pi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges (permanentes et variables)
 f_{ji} - flèche instantanée due aux charges permanentes à la pose des cloisons
 Δf_t - flèche nuisible
 f_{adm} - flèche admissible

b: Tpe 2 :

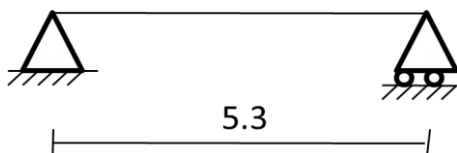


Figure 102: Schémas static de poutrelle type 2 étage courant

Story	Beam	Load	V2 (KN)	Map (KN.m)	Mt (KN.m)
Terrasse	B87	ELU	-25.865	0	33.988
Terrasse	B87	ELS		0	24.828

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Calcul de Section en Flexion Simple

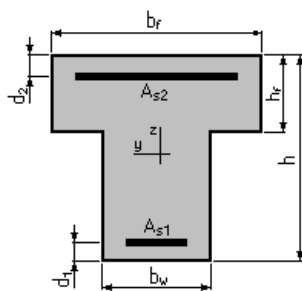
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b_f = 60.0 \text{ (cm)}$$

$$b_w = 12.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 21.0 \text{ (cm)}$$

$$h_f = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2.5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2.5 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{max}(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_{min}(\text{kN}\cdot\text{m})$
Etat Limite Ultime (fondamental)	33.99	0.00
Etat Limite de Service	24.83	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 5.6 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 0.4 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 2.54 \text{ (\%)} $		
minimum	$\rho_{min} = 0.17 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 33.99$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Position de l'axe neutre: $y = 2.9$ (cm)
Bras de levier: $Z = 17.3$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1.84$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 347.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 24.83$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.50
Position de l'axe neutre: $y = 6.0$ (cm)
Bras de levier: $Z = 16.6$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 8.5$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 265.9$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0$ (MPa)

On adopte : 1T12fil en appui = 1.13 cm^2

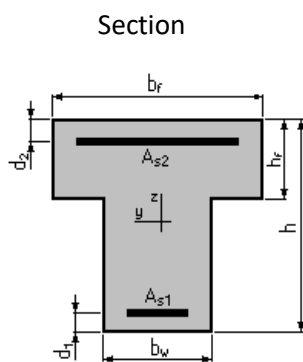
On adopte : 2T16fil + 2T14chap en travée = 6.28 cm^2

Flèche de la poutre due à la flexion simple

1. Hypothèse :

- Béton : $f_{c28} = 25.0$ (MPa)
- Acier : $f_e = 400.0$ (MPa)
- Calculs suivant BAEL 91 mod. 99

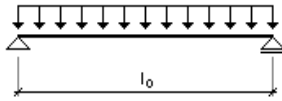
2. Géométrie :



$b_f = 60.0$ (cm)
 $b_w = 12.0$ (cm)
 $h = 21.0$ (cm)
 $h_f = 5.0$ (cm)
 $d_1 = 2.5$ (cm)
 $d_2 = 2.5$ (cm)

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Schéma statique



$$l_0 = 5.3 \text{ (m)}$$

3. Hypothèses de calcul :

Facteur de flèche : $\alpha_k = 1.00$

Chargement :

Moment dû à la charge permanente :	$M_g = 4.32$	(kN*m)
Moment dû à la charge totale :	$M_p = 3.51$	(kN*m)
Moment dû aux charges par cloisons :	$M_j = 0.00$	(kN*m)

Section des armatures :	$A_{S1} = 5.6$	(cm ²)
	$A_{S2} = 0.0$	(cm ²)
Densité du ferrailage :	ρ	= 2.52 (%)
Densité du ferrailage minimale :	$\rho_{\min}$	= 0.10 (%)

4. Résultats :

Flèche totale : $\Delta f_t = 4.4 \text{ (mm)} < f_{\text{adm}} = l_0 / 400.00 = 13.3 \text{ (mm)}$

Composantes de la flèche (mm)	μ	σ (MPa)
$f_{gv} = 4.9$	0.46	46.5
$f_{gi} = 2.2$	0.46	46.5
$f_{pi} = 1.7$	0.38	37.8
$f_{ji} = 0.0$	0.00	0.0

Moment d'inertie de la section homogène : $I_0 = 27793.0$ (cm⁴)
 $\lambda_i = 1.60$

f_{gv}	- flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes
f_{gi}	- flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes
f_{pi}	- flèche instantanée due à l'ensemble des charges (permanent et variables)
f_{ji}	- flèche instantanée due aux charges permanentes à la pose des cloisons
Δf_t	- flèche nuisible
f_{adm}	- flèche admissible

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

c: Tipe 3 :

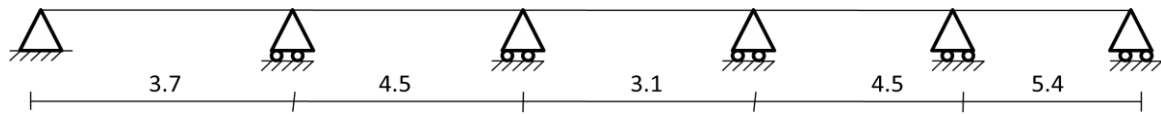


Figure 103: Schemas static de poutrelle type 3 étage courant

Story	Beam	Load	V2 (KN)	Map (KN.m)	Mt (KN.m)
Terrasse	B67	ELU	-31.648	-28.592	22.533
Terrasse	B67	ELS	-23.118	-20.886	16.460

Calcul de Section en Flexion Simple

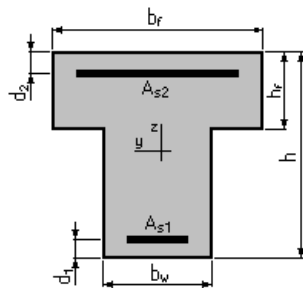
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b_f = 60.0 \text{ (cm)}$$

$$b_w = 12.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 21.0 \text{ (cm)}$$

$$h_f = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2.5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2.5 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{max}(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_{min}(\text{kN}\cdot\text{m})$
Etat Limite Ultime (fondamental)	22.53	-28.59
Etat Limite de Service	16.46	-20.89
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 3.6 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 5.8 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 0.4 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 4.25 \text{ (\%)}\text{'}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0.17 \text{ (\%)}\text{'}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 22.53 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = -28.59 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 2.2 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 17.6 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3.50 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 7.97 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 347.8 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma_s' = 347.8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\text{max}} = 16.46 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = -20.89 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.05

Position de l'axe neutre: $y = 4.4 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 17.0 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 14.3 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 228.1 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma_s' = 154.7 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0 \text{ (MPa)}$

On adopte : 1T16fil + 2T16chap en appui = 6.03 cm^2

On adopte : 2T12fil + 2T12chap en travée = 4.52 cm^2

Flèche de la poutre due à la flexion simple

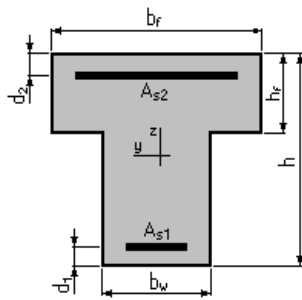
1. Hypothèse :

- Béton : $f_{c28} = 25.0 \text{ (MPa)}$
- Acier : $f_e = 400.0 \text{ (MPa)}$
- Calculs suivant BAEL 91 mod. 99

2. Géométrie :

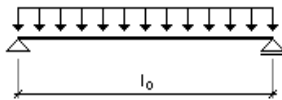
Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Section:



$b_f = 60.0$ (cm)
 $b_w = 12.0$ (cm)
 $h = 21.0$ (cm)
 $h_f = 5.0$ (cm)
 $d_1 = 2.5$ (cm)
 $d_2 = 2.5$ (cm)

Schéma statique



$l_0 = 5.4$ (m)

3. Hypothèses de calcul :

Facteur de flèche : $\alpha_k = 1.00$

Chargement :

Moment dû à la charge permanente :	$M_g = 4.48$	(kN*m)
Moment dû à la charge totale :	$M_p = 3.65$	(kN*m)
Moment dû aux charges par cloisons :	$M_j = 0.00$	(kN*m)

Section des armatures : $A_{s1} = 3.6$ (cm²)
 $A_{s2} = 5.8$ (cm²)
 Densité du ferrailage : $\rho = 4.23$ (%)
 Densité du ferrailage minimale : $\rho_{min} = 0.10$ (%)

4. Résultats :

Flèche totale : $\Delta f_t = 5.5$ (mm) < $f_{adm} = l_0 / 400.00 = 13.5$ (mm)

Composantes de la flèche (mm)	μ	σ (Mpa)
$f_{gv} = 6.3$	0.47	74.1
$f_{gi} = 3.1$	0.47	74.1
$f_{pi} = 2.3$	0.39	60.3
$f_{ji} = 0.0$	0.00	0.0

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Moment d'inertie de la section homogène :

$$I_o = 26609.7 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$\lambda_i = 2.49$$

- f_{gv} - flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes
- f_{gi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes
- f_{pi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges (permanentes et variables)
- f_{ji} - flèche instantanée due aux charges permanentes à la pose des cloisons
- Δf_t - flèche nuisible
- f_{adm} - flèche admissible

d : Tipe 4 :

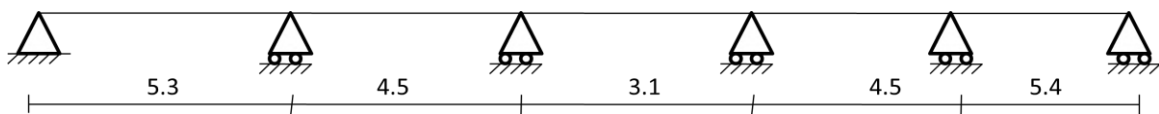


Figure 104: Schemas static de poutrelle type 4 étage courant

Story	Beam	Load	V2 (KN)	Map (KN.m)	Mt (KN.m)
Terrasse	B56	ELU	-31.652	-28.616	22.524
Terrasse	B56	ELS	-23.122	-20.904	16.454

Calcul de Section en Flexion Simple

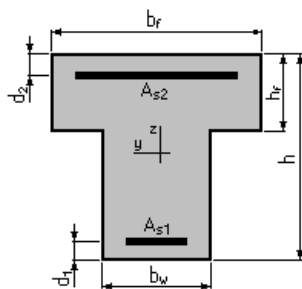
2. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 25.0 \text{ (Mpa)}$

Acier : $f_e = 400.0 \text{ (Mpa)}$

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$$b_f = 60.0 \text{ (cm)}$$

$$b_w = 12.0 \text{ (cm)}$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

$$h = 21.0 \text{ (cm)}$$

$$h_f = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2.5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2.5 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

	$M_{\max}(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_{\min}(\text{kN}\cdot\text{m})$
Etat Limite Ultime (fondamental)	22.52	-31.65
Etat Limite de Service	16.45	-23.12
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 4.5 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 5.6 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 0.4 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 4.57 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0.17 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{\max} = 22.52 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$ $M_{\min} = -31.65 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 2.4 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 17.5 \text{ (cm)}$

Déformation du béton : $\epsilon_b = 3.27 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10.00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier :

tendue : $\sigma_s = 347.8 \text{ (Mpa)}$

comprimée : $\sigma_s' = 294.8 \text{ (Mpa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 16.45 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$ $M_{\min} = -23.12 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

Coefficient de sécurité : 1.02

Position de l'axe neutre : $y = 4.9 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 16.9 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 14.8 \text{ (Mpa)}$

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (Mpa)}$

Contrainte de l'acier :

tendue : $\sigma_s = 260.2 \text{ (Mpa)}$

comprimée : $\sigma_s' = 156.4 \text{ (Mpa)}$

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s \lim} = 400.0 \text{ (Mpa)}$

On adopte : 1T16fil + 2T16chap en appui = 6.03 cm²

On adopte : 2T14fil + 2T14chap en travée = 6.16 cm²

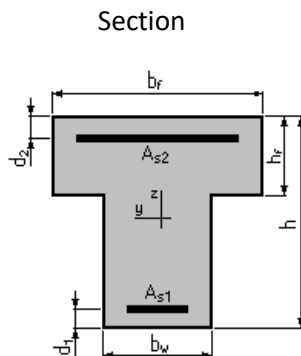
Flèche de la 144outer due à la flexion simple

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

2. Hypothèse :

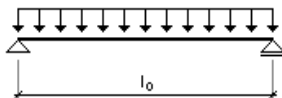
- Béton : $f_{c28} = 25.0$ (Mpa)
- Acier : $f_e = 400.0$ (Mpa)
- Calculs suivant BAEL 91 mod. 99

2. Géométrie :



$$\begin{aligned}b_f &= 60.0 \text{ (cm)} \\b_w &= 12.0 \text{ (cm)} \\h &= 21.0 \text{ (cm)} \\h_f &= 5.0 \text{ (cm)} \\d_1 &= 2.5 \text{ (cm)} \\d_2 &= 2.5 \text{ (cm)}\end{aligned}$$

Schéma statique



$$l_0 = 5.4 \text{ (m)}$$

3. Hypothèses de calcul :

Facteur de flèche : $\alpha_k = 1.00$

Chargement :

Moment dû à la charge permanente :	$M_g = 4.48$	(kN*m)
Moment dû à la charge totale :	$M_p = 3.65$	(kN*m)
Moment dû aux charges par cloisons :	$M_j = 0.00$	(kN*m)

Section des armatures :

$A_{s1} = 4.5$ (cm ²)	
$A_{s2} = 5.6$ (cm ²)	
Densité du ferrailage :	$\rho = 4.57$ (%)

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Densité du ferrailage minimale : $\rho_{\min} = 0.17 (\%)$

4. Résultats :

Flèche totale : $\Delta f_t = 5.5 \text{ (mm)} < f_{\text{adm}} = I_o / 400.00 = 13.5 \text{ (mm)}$

Composantes de la flèche (mm)	μ	σ (Mpa)
$f_{gv} = 6.3$	0.47	74.1
$f_{gi} = 3.1$	0.47	74.1
$f_{pi} = 2.3$	0.39	60.3
$f_{ji} = 0.0$	0.00	0.0

Moment d'inertie de la section homogène : $I_o = 26609.7 \text{ (cm}^4\text{)}$
 $\lambda_i = 2.49$

- f_{gv} - flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes
- f_{gi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes
- f_{pi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges (permanentes et variables)
- f_{ji} - flèche instantanée due aux charges permanentes à la pose des cloisons
- Δf_t - flèche nuisible
- f_{adm} - flèche admissible

e : Tipe 5 :



Figure 105: Schémas static de poutrelle type 5 étage courant

Story	Beam	Load	V2 (KN)	Map (KN.m)	Mt (KN.m)
Terrasse	B48	ELU	-26.616	-20.949	15.090
Terrasse	B48	ELS	-19.443	-15.303	11.023

Calcul de Section en Flexion Simple

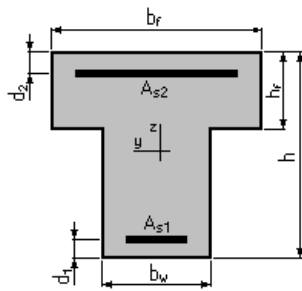
2. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 25.0 \text{ (Mpa)}$ Acier : $f_e = 400.0 \text{ (Mpa)}$

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

2. Section :



$$b_f = 60.0 \text{ (cm)}$$

$$b_w = 12.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 21.0 \text{ (cm)}$$

$$h_f = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2.5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2.5 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

	$M_{\max}(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_{\min}(\text{kN}\cdot\text{m})$
Etat Limite Ultime (fondamental)	15.09	-20.95
Etat Limite de Service	11.02	-15.30
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 2.3 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 4.1 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 0.4 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 2.90 \text{ (\%)} $		
minimum	$\rho_{\min} = 0.17 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{\max} = 15.09 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$ $M_{\min} = -20.95 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 1.7 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 17.8 \text{ (cm)}$

Déformation du béton : $\epsilon_b = 3.50 \text{ (\%)}$

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}$

Contrainte de l'acier :

tendue : $\sigma_s = 347.8 \text{ (Mpa)}$

comprimée : $\sigma_s' = 334.7 \text{ (Mpa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 11.02 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$ $M_{\min} = -15.30 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

Coefficient de sécurité : 1.16

Position de l'axe neutre : $y = 3.8 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 17.2 \text{ (cm)}$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 13.0$ (Mpa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 15.0$ (Mpa)

Contrainte de l'acier :

tendue : $\sigma_s = 235.3$ (Mpa)

comprimée : $\sigma_s' = 136.3$ (Mpa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0$ (Mpa)

On adopte : 1T14fil + 2T14chap en appui = 4.62 cm^2

On adopte : 2T14fil + 2T12chap en travée = 2.67 cm^2

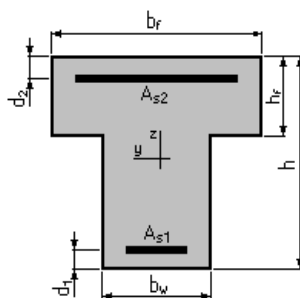
Flèche de la 148outer due à la flexion simple

2. Hypothèse :

- Béton : $f_{c28} = 25.0$ (Mpa)
- Acier : $f_e = 400.0$ (Mpa)
- Calculs suivant BAEL 91 mod. 99

2. Géométrie :

Section



$b_f = 60.0$ (cm)

$b_w = 12.0$ (cm)

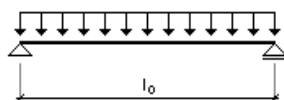
$h = 21.0$ (cm)

$h_f = 5.0$ (cm)

$d_1 = 2.5$ (cm)

$d_2 = 2.5$ (cm)

Schéma statique



$l_0 = 4.5$ (m)

3. Hypothèses de calcul :

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Facteur de flèche : $\alpha_k = 1.00$

Chargement :

Moment dû à la charge permanente : $M_g = 3.11$ (kN*m)
Moment dû à la charge totale : $M_p = 2.53$ (kN*m)
Moment dû aux charges par cloisons : $M_j = 0.00$ (kN*m)

Section des armatures : $A_{s1} = 2.3$ (cm²)
 $A_{s2} = 4.1$ (cm²)
Densité du ferrailage : $\rho = 2.88$ (%)
Densité du ferrailage minimale : $\rho_{min} = 0.10$ (%)

4. Résultats :

Flèche totale : $\Delta f_t = 2.4$ (mm) < $f_{adm} = I_o / 400.00 = 11.3$ (mm)

Composantes de la flèche (mm)	μ	σ (Mpa)
$f_{gv} = 3.5$	0.32	79.4
$f_{gi} = 1.8$	0.32	79.4
$f_{pi} = 0.6$	0.00	31.3
$f_{ji} = 0.0$	0.00	0.0

Moment d'inertie de la section homogène : $I_o = 23505.7$ (cm⁴)
 $\lambda_i = 3.90$

f_{gv} - flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes
 f_{gi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes
 f_{pi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges (permanentes et variables)
 f_{ji} - flèche instantanée due aux charges permanentes à la pose des cloisons
 Δf_t - flèche nuisible
 f_{adm} - flèche admissible

f : Tipe 6 :



Figure 106: Schémas static de poutrelle type 6 étage courant

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Story	Beam	Load	V2 (KN)	Map (KN.m)	Mt (KN.m)
Terrasse	B51	ELU	-31.999	-30.491	21.843
Terrasse	B51	ELS	-23.375	-22.273	15.956

Calcul de Section en Flexion Simple

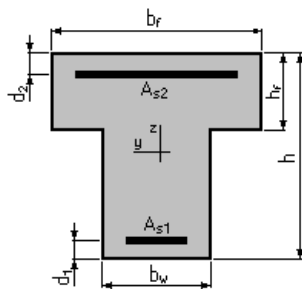
2. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 25.0$ (Mpa)

Acier : $f_e = 400.0$ (Mpa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$$b_f = 60.0 \text{ (cm)}$$

$$b_w = 12.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 21.0 \text{ (cm)}$$

$$h_f = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2.5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2.5 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

	$M_{max}(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_{min}(\text{kN}\cdot\text{m})$
Etat Limite Ultime (fondamental)	21.84	-30.49
Etat Limite de Service	15.96	-22.27
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 4.2 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Section minimum $A_{s \text{ min}} = 0.4 \text{ (cm}^2\text{)}$
 théorique $\rho = 4.32 \text{ (\%)}$

Section théorique $A_{s2} = 5.4 \text{ (cm}^2\text{)}$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

minimum $\rho_{\min} = 0.17 (\%)$

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{\max} = 21.84$ (kN*m) $M_{\min} = -30.49$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 2.3$ (cm)

Bras de levier : $Z = 17.6$ (cm)

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 3.30$ (‰)

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

tendue : $\sigma_s = 347.8$ (Mpa)

comprimée : $\sigma_s' = 299.7$ (Mpa)

Cas ELS $M_{\max} = 15.96$ (kN*m) $M_{\min} = -22.27$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.02

Position de l'axe neutre : $y = 4.8$ (cm)

Bras de levier : $Z = 16.9$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 14.8$ (Mpa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 15.0$ (Mpa)

Contrainte de l'acier :

tendue : $\sigma_s = 260.4$ (Mpa)

comprimée : $\sigma_s' = 156.2$ (Mpa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0$ (Mpa)

On adopte : 1T14fil + 2T16chap en appui = 5.56 cm²

On adopte : 2T12fil + 2T12chap en travée = 4.52 cm²

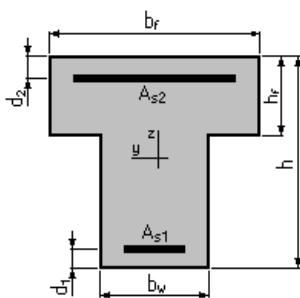
Flèche de la 151outer due à la flexion simple

2. Hypothèse :

- Béton : $f_{c28} = 25.0$ (Mpa)
- Acier : $f_e = 400.0$ (Mpa)
- Calculs suivant BAEL 91 mod. 99

2. Géométrie :

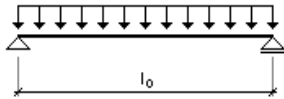
Section:



Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

$b_f = 60.0$ (cm)
 $b_w = 12.0$ (cm)
 $h = 21.0$ (cm)
 $h_f = 5.0$ (cm)
 $d_1 = 2.5$ (cm)
 $d_2 = 2.5$ (cm)

Schéma statique



$l_0 = 5.4$ (m)

3. Hypothèses de calcul :

Facteur de flèche : $\alpha_k = 1.00$

Chargement :

Moment dû à la charge permanente :	$M_g = 4.48$	(kN*m)
Moment dû à la charge totale :	$M_p = 3.65$	(kN*m)
Moment dû aux charges par cloisons :	$M_j = 0.00$	(kN*m)

Section des armatures :

$A_{s1} = 4.5$ (cm ²)	
$A_{s2} = 5.6$ (cm ²)	
Densité du ferrailage :	$\rho = 4.55$ (%)
Densité du ferrailage minimale :	$\rho_{min} = 0.10$ (%)

4. Résultats :

Flèche totale : $\Delta f_t = 4.9$ (mm) $< f_{adm} = l_0 / 400.00 = 13.5$ (mm)

Composantes de la flèche (mm)	μ	σ (MPa)
$f_{gv} = 5.6$	0.47	59.7
$f_{gi} = 2.6$	0.47	59.7
$f_{pi} = 2.0$	0.39	48.6
$f_{ji} = 0.0$	0.00	0.0

Moment d'inertie de la section homogène :

$I_0 = 28273.6$ (cm ⁴)
$\lambda_i = 1.99$

f_{gv}	- flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes
f_{gi}	- flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes
f_{pi}	- flèche instantanée due à l'ensemble des charges (permanentes et variables)
f_{ji}	- flèche instantanée due aux charges permanentes à la pose des cloisons
Δf_t	- flèche nuisible
f_{adm}	- flèche admissible

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

IV.3.4) Récapitulatif ferrailage des poutrelles :

Type de poutrelle	Appui	Travée
Type 1	1T12fil	2T16fil + 2T14chap
Type 2	1T12fil	2T16fil + 2T14chap
Type 3	1T16fil + 2T16chap	2T12fil + 2T12chap
Type 4	1T16fil + 2T16chap	2T14fil + 2T14chap
Type 5	1T14fil + 2T14chap	2T14fil + 2T12chap
Type 6	1T14fil + 2T16chap	2T12fil + 2T12chap

IV.4) Ferrailage de la dalle pleine :

Cette dalle est exploitée à usage commercial, donc $Q = 5 \text{ KN/m}^2$, et la charge permanente $G = 7.33 \text{ KN/m}^2$.

Le calcul e, flexion simple.

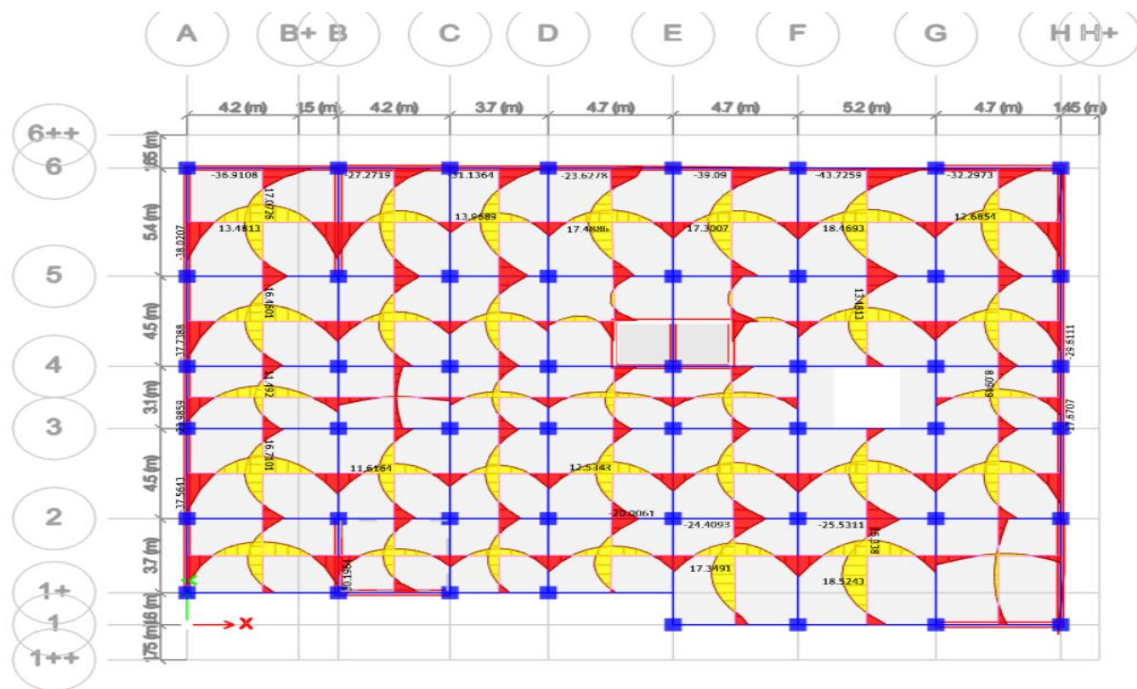


Figure 107: Moments à l'ELU D.P ETABS

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

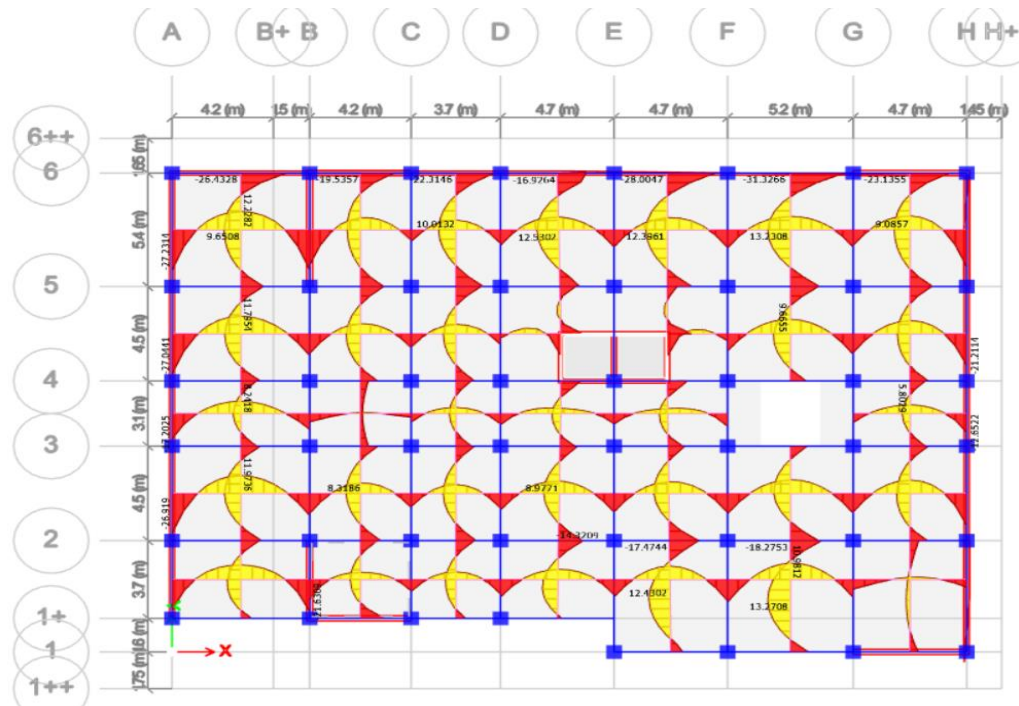


Figure 108: Moments à l'ELS D.P ETABS

Tableau 16: Tableau des moments D.P

	ρ	Mx max		My max	
		Appui (KN.m)	Travée (KN.m)	Appui (KN.m)	Travée (KN.m)
ELU	0.94	-38.020	17.072	-43.725	18.469
ELS		-27.231	12.282	-31.326	13.270

Sections d'aciers calculés:

Ax (cm ²)		Ay (cm ²)	
Appui	Travée	Appui	Travée
9.66	4.25	11.31	4.44

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Choix et répartition des armatures:

	Répartition des armatures (sur surface de 1 m ²)			
	Nappe supérieure		Nappe inférieure	
	Selon x	Selon y	Selon x	Selon y
Choix des armatures	9T12 (10.18 cm ²)	10T12 (11.31 cm ²)	6T10 (4.71 cm ²)	6T10 (4.71 cm ²)
Espacement (cm)	12.5	10	20 cm	20 cm

IV.5) Ferrailage des voiles :

Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

Selon l'article 7.7.4 DTR BC 2.48 RPA 2024 :

$\frac{hw}{lw} = \frac{42.28}{5.4} = 7.83 > 2 \Rightarrow$ c'est un voile élancé, donc est nécessaire de modifier les moments fléchissant résultant du calcul de structure.

Détermination de la hauteur critique (h_{cr}) :

$$h_{cr} = \max(lw ; \frac{hw}{6}) = \max(5.4 ; \frac{42.28}{6}) = 7.05 \text{ m} \quad \text{Formule 7.22}$$

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2.lw \\ 2.he: \text{pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2.he: \text{pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases} \quad \text{Formule 7.23}$$

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2.* 5.4 = 10.8 \text{ m} \\ 3 * 63: \text{pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2 * 3.63: \text{pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases}$$

Soit : $h_{cr} = 7.26 \text{ m}$.

Elément de rive :

Le pourcentage des armatures longitudinales, dans les éléments de rive, doit rester au moins égal à 0.5% de la surface de la zone confinée. Les armatures verticales, des éléments de rive, devraient être confinées avec des cadres et/ou des étriers horizontaux dont l'espacement vertical doit satisfaire la condition suivante:

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

$$St \leq \min (b/3 ; 12.5 \text{ cm} ; 6\phi_l)$$

Formle (7.25)

Ou : ϕ_l représente le diamètre minimal des armatures longitudinales, dans les éléments de rive; en outre $\phi_l \geq 12\text{mm}$.

L'ame :

- Aciers **verticaux** :

Les armatures d'ame doivent se composer de deux treillis de barres ayant les mêmes caractéristiques d'adhérence, reliés par des étriers espacés d'environ 500 mm. Le diamètre maximal, $\phi_{\max}$, des armatures d'ame doivent respecter la condition:

$$8\text{mm} \leq \phi_{\max} \leq b_w/8$$

Formle (7.28)

L'espacement des armatures d'ame ne doit pas être supérieur à 250 mm ou 25 fois le diamètre des barres, en prenant la plus petite valeur.

- Aciers **horizontaux** :

Le ferrailage horizontal, nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant, doit satisfaire En :

$$\frac{A_h}{s} \geq \frac{V}{Z.F_e}$$

Avec :

V= Effort tranchant de calcul, $V = 1.4.V_u$

Z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

Schémas de distribution des voiles :

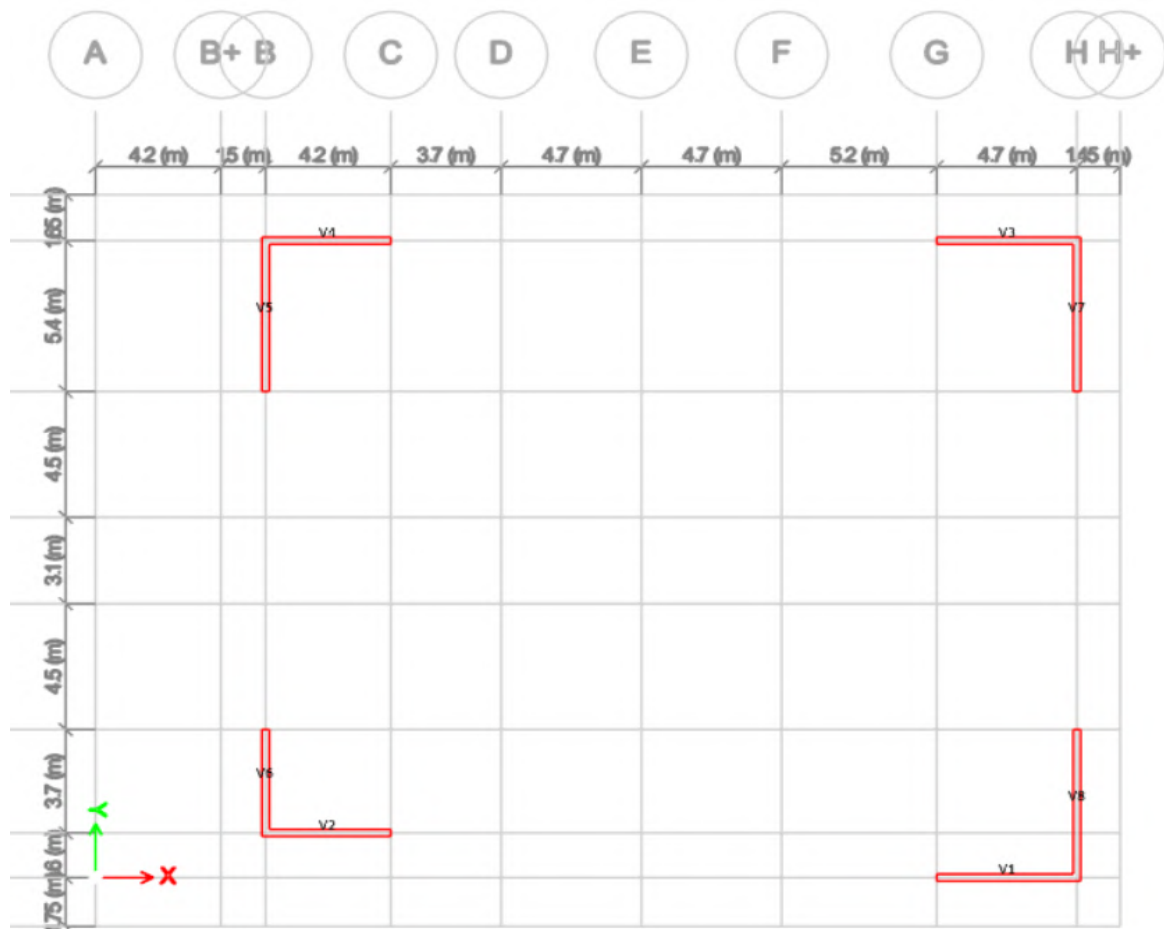


Figure 109: Disposition des voiles de contreventement ETABS

Ferrailage de voile de contreventement :

Le calcul se fait par un fichier excel.

On prend le voile V5 comme un exemple de calcul (le grand voile).

Notre voile est lié entre 02 poteaux.

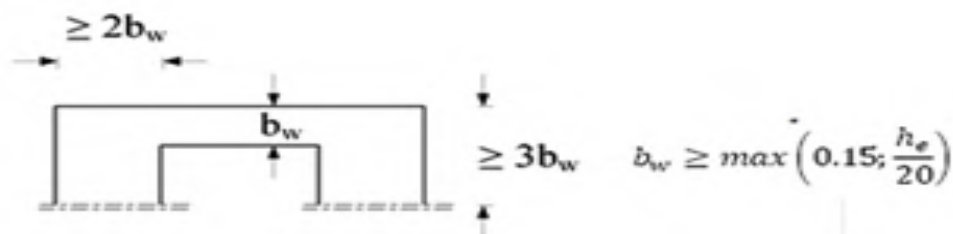


Figure 110: Dimensionnement des voiles selon RPA 2024

R.P.A 2024 [Vers 1.5](#) MORSLI HAMMOU LTD. ENNEASSI



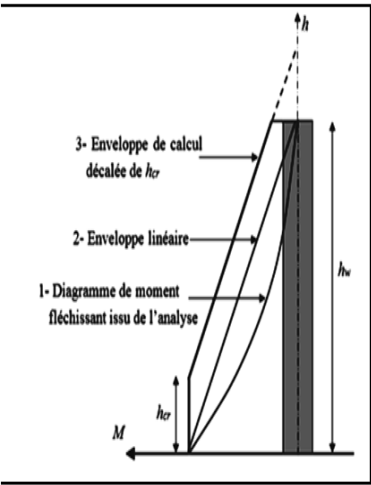
--	--	--	--	--

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

ENVELOPPE DE CALCUL POUR LES MOMENTS FLECHISSANT

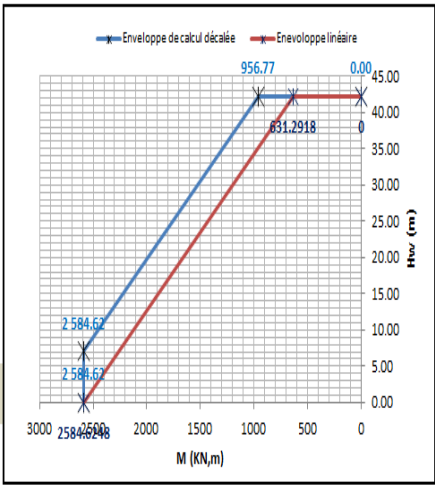
R.P.A 2024

Vers 1.5



Nombre d'étages	11
he (m)	3.63
hw (m)	5.40
hw (m)	42.25
Moment à la base	2584.62
Moment au sommet	631.29
hcritique (m)	7.04

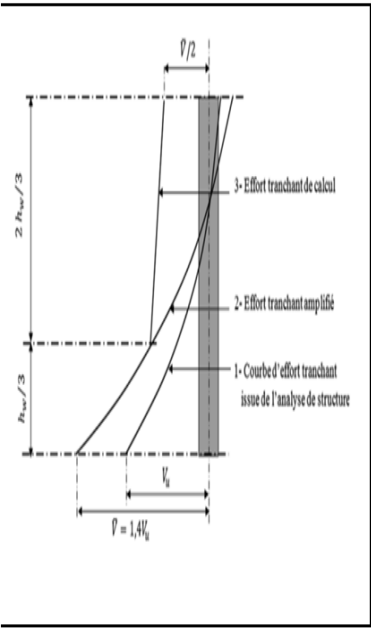
Hi (m)	3.63
Mi (KN,m)	2584.62



ENVELOPPE DE CALCUL POUR LES EFFORTS TRANCHANTS

R.P.A 2024

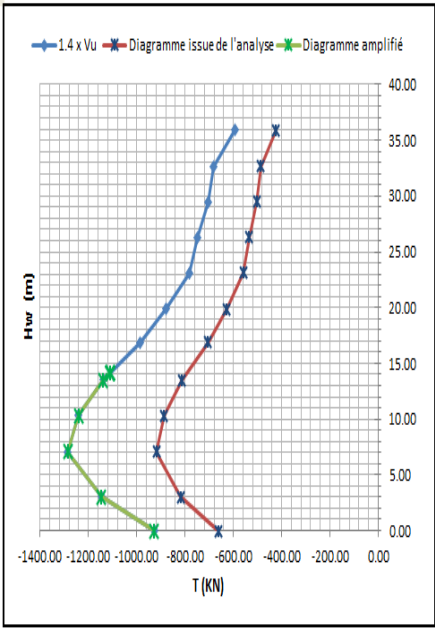
Vers 1.5



Remarque : Vérifiée le nombre des étages

Nombre d'étages	11
Hi (m)	42.25
Ti (KN)	-1110.99

Niveau	Hi Cumulées (m)	Ti (KN)
0	0.00	662.38
1	3.00	818.13
2	7.08	918.03
3	10.28	886.10
4	13.48	813.00
5	16.88	705.27
6	19.88	627.88
7	23.08	557.81
8	26.28	534.43
9	29.48	503.23
10	32.68	485.76
11	35.88	422.97
12	39.08	372.17
13	42.28	372.17

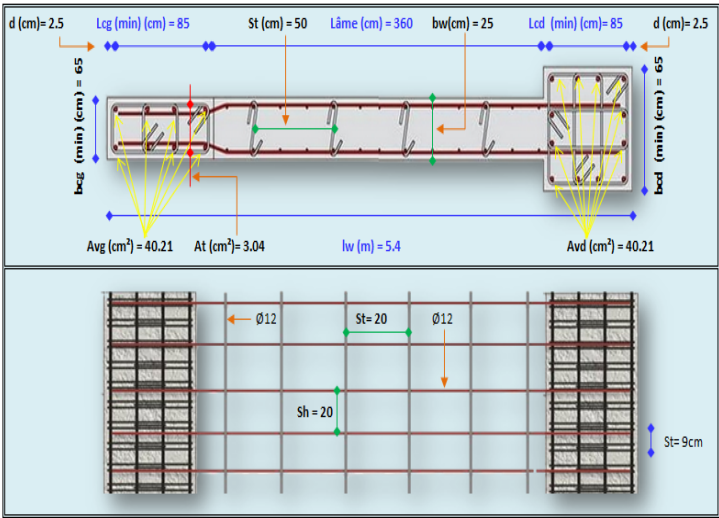


Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

FERRAILAGE DES VOILLES DE LA ZONE CRITIQUE														
R.P.4 2024	Vers 1.5													

DONNEES														
h_e (m)	l_w (m)	b_w (m)	$d_{1,2}$ (cm)	F_{c28} (Mpa)	F_e (Mpa)	γ_b	γ_s	h_c (m)	R	Q_k	T_0 (s)	T_2 (s)	N (KN)	M_{ED} (KN.m)
3.63	5.40	0.25	2.50	25.00	400.00	1.20	1.00	7.04	3.00	1.05	0.94	0.30	1756.63	2584.62
													$\tilde{V}$ (KN)	M_{RD} (KN.m)
													662.38	12777.54

ELEMENT DE RIVE GAUCHE	
ϕ_{min} (cm)	1.60
AV_{calc} (cm ²)	40.21
$L_{c,choisi}$ (cm)	85.00
bc_{choisi} (cm)	65.00
c_g (min) (cm)	81.00
x_{cg} (min) (cm)	24.20
b_0 (cm)	60.00
AV_{min} (cm ²)	29.25
AV_j (cm ²)	18.22
AV_g (cm ²)	40.21
St_{max} (cm)	9.00
Ag (cm ²)	5850.00
Ac (cm ²)	5100.00
A_t (cm ²)	3.04

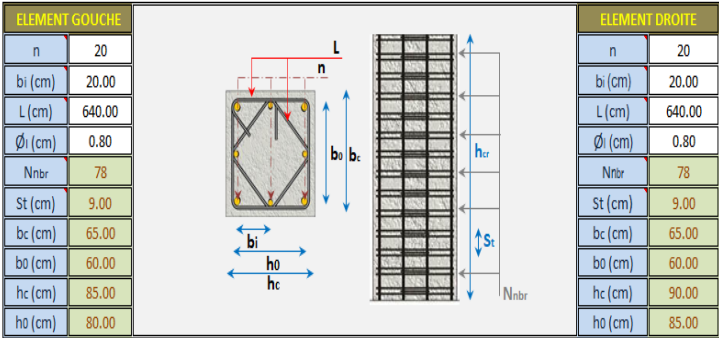


ELEMENT DE RIVE DROITE	
ϕ_{min} (cm)	1.60
AV_{calc} (cm ²)	40.21
$L_{c,choisi}$ (cm)	85.00
bc_{choisi} (cm)	65.00
c_g (min) (cm)	81.00
x_{cg} (min) (cm)	24.20
b_0 (cm)	60.00
AV_{min} (cm ²)	29.25
AV_j (cm ²)	18.22
AV_d (cm ²)	40.21
St_{max} (cm)	9.00
Ag (cm ²)	5850.00
Ac (cm ²)	5100.00
A_t (cm ²)	3.04

L'AME			
L'AME (aciers verticaux)		L'AME (aciers horizontaux)	
ϕ_v (cm)	1.20	ϕ_h (cm)	1.20
SV_{choisi} (cm)	20.00	SH_{choisi} (cm)	20.00
SV_{max} (cm)	25.00	SH_{max} (cm)	25.00
ϕ_{vmin} (cm)	0.80	Z (cm)	450.00
ϕ_{vmax} (cm)	3.13	ϕ_{hmax} (cm)	3.13
Av_{min} (cm ²)/e=20cm	1.00	Ah_{min} (cm ²)/e=20cm	1.03
Asv (cm ²)/L=360cm	40.72	Ash (cm ²)/h=704cm	81.43
τ_b (MPa) = 0.55 < τ_{adm} (MPa) = 5 Condition vérifiée			

CONDITIONS DE DUCTILITE LOCALE

ELEMENT DE RIVE GAUCHE	
V_d (KN)	0.03
F_{yd}/F_{os}	19.20
ω_v	0.08
γ_u	64.35
V_{nc} (cm ²)	3590400.00
V_{st} (cm ²)	25092.53
ϵ_{cu}	0.0035
μ_{ω}	0.16
α_n	0.72
α_s	0.87
α	0.63
$\epsilon_{cu,c}$	0.01
ϵ_{sy}	0.0020
ϕ_{wd}	0.1342
ϕ_{wd}/min	-0.0537
$L_{c,calcul}$ (cm)	45.52
Condition vérifiée	



ELEMENT DE RIVE DROITE	
V_d (KN)	0.03
F_{yd}/F_{os}	19.20
ω_v	0.08
γ_u	64.35
V_{nc} (cm ²)	3590400.00
V_{st} (cm ²)	25092.53
ϵ_{cu}	0.0035
μ_{ω}	0.16
α_n	0.74
α_s	0.88
α	0.65
$\epsilon_{cu,c}$	0.01
ϵ_{sy}	0.0020
ϕ_{wd}	0.1342
ϕ_{wd}/min	-0.0524
$L_{c,calcul}$ (cm)	45.86
Condition vérifiée	

Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux

FERRAILLAGE DES VOILES DE LA ZONE SUPERIEURE									
R.P.4 2024		Vers 1.5							

L'AME (Zone supérieure)				Ferrailage de la zone supérieure La zone supérieure des voiles élançés peut être considérée comme une zone élastique devant résister aux sollicitations ; son dimensionnement peut être conduit selon les règles classiques de béton armé. Pour éviter toute plastification de cette zone, les sollicitations de calcul sont constituées par l'enveloppe des moments et/ou de l'effort tranchant amplifié. Les dispositions ci-dessous doivent être respectées : • les barres verticales principales d'extrémité doivent être stabilisées contre le phénomène de flambement ; • Les barres horizontales doivent être munies de crochets à leurs extrémités.	Au-dessus de la zone critique, et en respectant la disposition de contreventement en voiles dans deux directions orthogonales, le calcul des voiles et des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen, en appliquant les règles de béton armé en vigueur. Il convient, en outre, de prévoir des éléments de rive sur un niveau supplémentaire, avec au moins la moitié des armatures de confinement requises dans la zone critique.
L'AME (acières verticales)		L'AME (acières horizontaux)			
Øl (cm)	1.20	Øl (cm)	1.20		
Stchoisi (cm)	20.00	Stchoisi (cm)	20.00		
Ølmax (cm)	2.50	Ølmax (cm)	2.50		
Stmax (cm)	25.00	Stmax (cm)	25.00		

					ELEMENTS DE RIVE			L'AME					Zone
Niveau	H _i [m]	N _i [kN]	M _i [kN.m]	T _i [kN]	A _{sv} (cm²)	A _{svmin} (cm²)	Choix des barres	Avmin (cm²) e = 20 cm	Choix des barres n HA12/e= 20 cm	Ah (cm²)	Ahmin (cm²) e = 20 cm	Choix des barres n HA12/e= 20 cm	
0	0.00												Zone critique(déjà calculée)
1	3.00												Zone critique(déjà calculée)
2	7.08												Zone critique(déjà calculée)
3	10.28	-1169.65	2434.83	886.10	0.37	36.13	18HA16=36.19	1.00	2HA12=2.26cm²	0.98	1.00	2HA12=2.26cm²	Au-dessus de la zone critique
4	13.48	-1186.18	2286.89	813.00	0.96	36.13	18HA16=36.19	1.00	2HA12=2.26cm²	0.90	1.00	2HA12=2.26cm²	Zone supérieure
5	16.88	-1131.09	2129.69	705.27	0.19	36.13	18HA16=36.19	1.00	2HA12=2.26cm²	0.78	1.00	2HA12=2.26cm²	Zone supérieure
6	19.88	-1037.76	1991.00	627.88		36.13	18HA16=36.19	1.00	2HA12=2.26cm²	0.70	1.00	2HA12=2.26cm²	Zone supérieure
7	23.08	-919.74	1843.05	557.81		36.13	18HA16=36.19	1.00	2HA12=2.26cm²	0.62	1.00	2HA12=2.26cm²	Zone supérieure
8	26.28	-808.41	1695.11	534.43		36.13	18HA16=36.19	1.00	2HA12=2.26cm²	0.59	1.00	2HA12=2.26cm²	Zone supérieure
9	29.48	-703.00	1547.16	503.23		36.13	18HA16=36.19	1.00	2HA12=2.26cm²	0.56	1.00	2HA12=2.26cm²	Zone supérieure
10	32.68	-605.83	1399.22	485.76		36.13	18HA16=36.19	1.00	2HA12=2.26cm²	0.54	1.00	2HA12=2.26cm²	Zone supérieure
11	35.88	-479.17	1251.27	422.97		36.13	18HA16=36.19	1.00	2HA12=2.26cm²	0.47	1.00	2HA12=2.26cm²	Zone supérieure
12	39.08	-286.90	1103.33	372.17		36.13	18HA16=36.19	1.00	2HA12=2.26cm²	0.41	1.00	2HA12=2.26cm²	Zone supérieure
13	42.28	-178.90	955.38	372.17		36.13	18HA16=36.19	1.00	2HA12=2.26cm²	0.41	1.00	2HA12=2.26cm²	Zone supérieure

Figure 111: Ferrailage de voile de contreventement

Tableau 17: Récapitulatif de ferrailage de voile

Zone Critique						Zone Supérieure					
Elément de rive				L'Ame		Elément de rive				L'Ame	
Droite		Gauche		Aciers V	Aciers H	Droite		Gauche		Aciers V	Aciers H
Aciers L	Aciers T	Aciers L	Aciers T			Aciers L	Aciers T	Aciers L	Aciers T		
20T16 = 40.21 cm²	T8 St=9 cm	20T16 = 40.21 cm²	T8 St=9 cm	T12 St= 20cm	T12 St= 20cm	18T16 = 36.19 cm²	T8 St=9 cm	18T16 = 36.19 cm²	T8 St=9 cm	T12 St= 20cm	T12 St= 20cm

CHAPIRE V FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

V) Ferrailage des éléments secondaires :

V.1) Ferrailage de l'escalier :

On utilise logiciel Magic-escalier pour calculer le ferrailage de l'escalier.

Magic-Escalier

Hauteur de marches : 16.00 Cm Giron : 30.00 Cm Longueur de volée : 340.00 Cm Nombre De Marches : 20 Hauteur D'étage : 320 Cm
 Coefficient De Sollicitation : 1.39 Coefficient De La Fibre Neutre : 0.20 Bras De Levier Du Couple Interne : 11.04 Formule De Blondel $0.59 < G+2H < 0.66$: Vénifiée

Fe 28 J Du Béton 25 MPa	Poids Volumique Du Béton 25 Kn/M³	Nuance D'acier Fe E400
Hauteur De La Marche 16 Cm	Nombre De Marches 20	Giron 30 Cm
Emmarchement 140 Cm	Palier 140 Cm	Epaisseur De La Paillasse 15 Cm
Charge D'exploitation En Kn/m² 2.50	Conditions De Fissuration Peu Préjudiciable	Révisé En 99 BAEL 91

Ferrailage

Aciers Principaux	Diamètre	Nombre	Espacement
T12		10	13.50

Aciers De Répartitions	Diamètre	Nombre D'armatures / Ml
TS		7

Contrainte De Calcul De L'acier : 400 MPa		Contrainte Du Béton : 25 MPa	
Charges Permanentes :	9.12 Kn/ml	Effort De Service Repris Par L'escalier :	12.62 Kn/ml
Charges D'exploitations :	3.50 Kn/ml	Effort Ultime Repris Par L'escalier :	17.56 Kn/ml
Contrainte De Calcul Du Béton Fbu	14.17 MPa	Moment De Service	30.54 Kn.m
Contrainte De Calcul De L'acier Fsu	347.83 MPa	Moment Ultime	42.50 Kn.m
Moment Réduit Ultime	0.15 MPa	Longueur Totale Volée+Palier De Repos	440 Cm
Angle Moyen D'inclinaison : 28.09 °		Epaisseur Moyenne De La volée :	23.00 Cm

En 2D

It is the responsibility of the user to verify all results produced by Magic-Escalier

En 3D

Section Théorique Des Armatures Filantes : 11.07 Cm² Section Théorique Des Armatures De Répartitions : 2.77 Cm² Hauteur Utile De La volée d : 12 Cm

Coffrage & Ferrailage

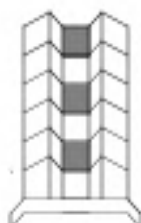
A Propos ...

Go

Impression De La Note De Calcul

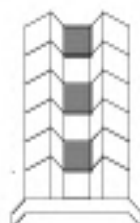
Message

Quitter Le Programme



Ultra-Calcul

Ingenierie & Programmation Tél : 075-52-60-65 Email : Magic-Calcul@Voila.fr



Pièce Ecrite Génie Civil

Escalier En Béton Armé A Paillasse Adjacentes

Géométrie

Nombre De Marches	20	Mar
Hauteur Totale A Franchir	320	Cm
Emmarchement	140	Cm
Hauteur De Marche	16	Cm
Giron	30	Cm
Epaisseur De La Paillasse	15	Cm

P-Vol Du Béton

25	Kn/m ³	FC 28 J Du Béton	25	MPa
----	-------------------	------------------	----	-----

Conditions De Fissuration

Peu Préjudiciable	Nuance D'acier	Fe E400 HA
-------------------	----------------	------------

Chargement

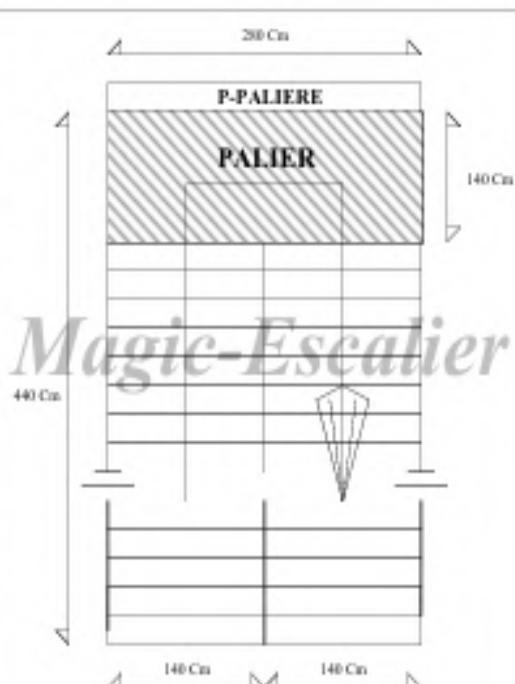
Charges Permanentes G	9.12	Kn/ml
Charges D'exploitations Q	3.50	Kn/ml

Etat Limite De Service

Effort Service Repris Par L'escalier	12.62	Kn
Moment Service Repris Par L'escalier	30.54	Kn.m

Etat Limite Ultime

Effort Ultime Repris Par L'escalier	17.56	Kn
Moment Ultime Repris Par L'escalier	42.50	Kn.m



Résultats

Contrainte De Calcul Du Béton Fbu	14.17	Mpa
Contrainte De Calcul De L'acier Fsu	347.83	Mpa
Coefficient De Sollicitation :	1.39	
Coefficient De La Fibre Neutre :	0.20	
Hauteur Utile De La Volée	12	Cm
Bras De Levier Du Couple Interne:	11.04	Cm
Epaisseur Moyenne De La Volée	23.00	Cm
Angle Moyen D'inclinaison	28.09	°

BAEL 91 Révisé En 99

Visa De L'ingénieur Génie
Civil Chargé De L'affaire

It is the
responsibility of the
user to verify all
results produced by
Magic-Escalier

Licence N° 0015
Département De Génie Civil
Sidi-Bel-Abbès

Section Théorique Des Aciers Filants

11.07 Cm²

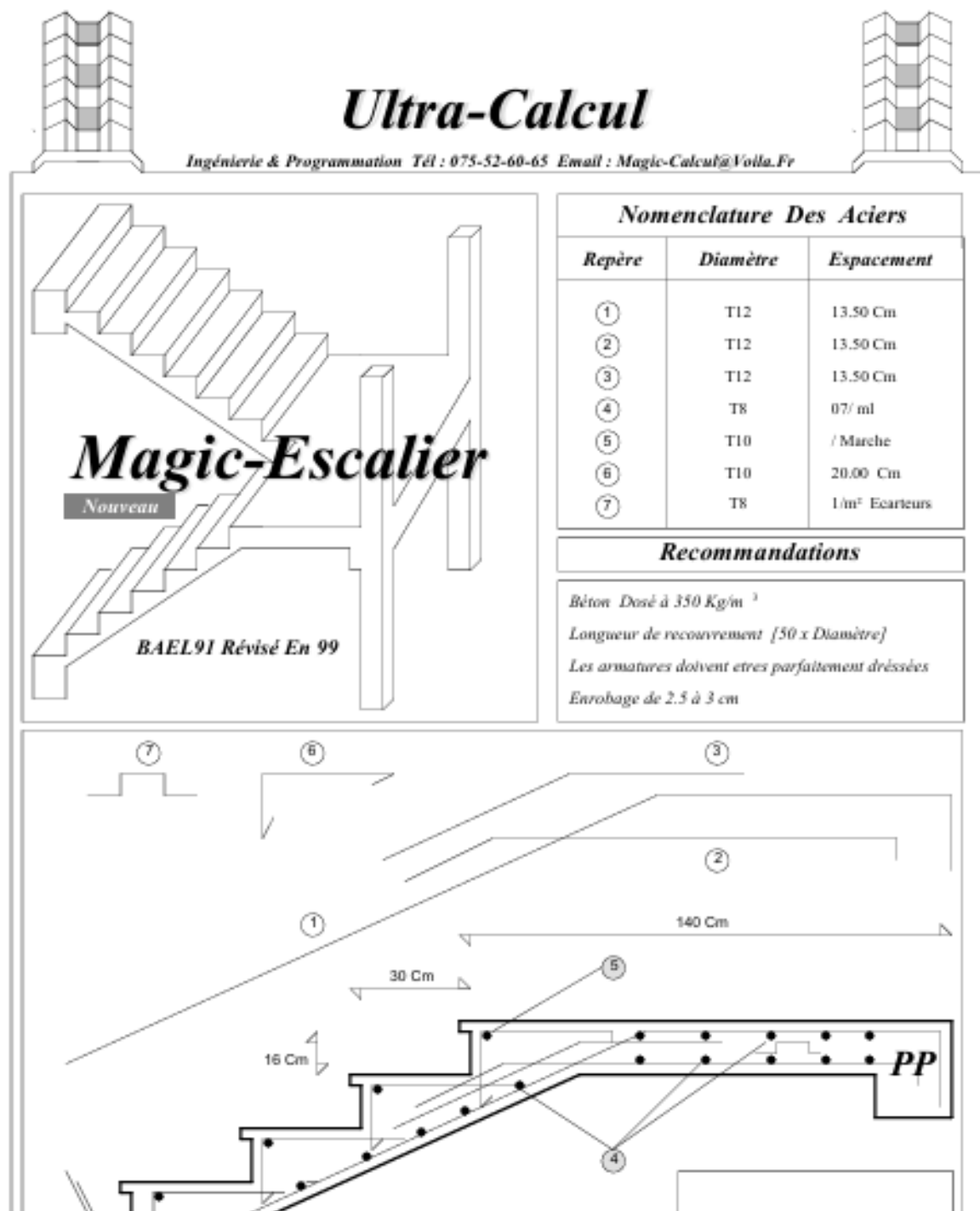


Figure 112: Ferrillage de l'escalier etablie par logiciel magic escalier

Chapitre V : Ferrailage des éléments secondaires

Ferrailage de la poutre palière :

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

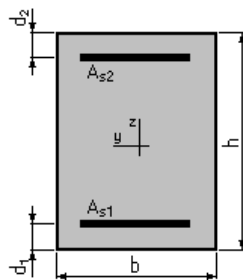
Fissuration non préjudiciable

Prise en compte des armatures comprimées

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 30.0$ (cm)

$h = 30.0$ (cm)

$d_1 = 2.5$ (cm)

$d_2 = 2.5$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	9.02	-18.04
Etat Limite de Service	6.56	-13.12
Etat Limite Ultime (Accidentel)	18.03	-40.75

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 1.7$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 3.9$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s_{min}} = 1.0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0.68$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0.12$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{max} = 9.02$ (kN*m)	$M_{min} = -18.04$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	1.75	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 3.6$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 26.1$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1.49$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10.00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 347.8$ (MPa)	
comprimée:	$\sigma'_s = 88.4$ (MPa)	

Cas ELS	$M_{max} = 6.56$ (kN*m)	$M_{min} = -13.12$ (kN*m)
---------	-------------------------	---------------------------

Chapitre V : Ferrailage des éléments secondaires

Coefficient de sécurité: 2.61

Position de l'axe neutre: $y = 8.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 24.8$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 3.8$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 135.4$ (MPa)

comprimée: $\sigma'_s = 39.4$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0$ (MPa)

Cas ELA $M_{\max} = 18.03$ (kN*m) $M_{\min} = -40.75$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 3.3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 26.2$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1.35$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 400.0$ (MPa)

comprimée: $\sigma'_s = 64.3$ (MPa)

On adopte : 2T12fil + 2T12chap en appui = 4.52 cm^2

On adopte : 2T12fil en travée = 2.26 cm^2

V.2) Ferrailage des balcons :

Le balcon se calcul comme une console soumise à :

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.

Le calcul se fera pour une bande de 1 m^2 à la flexion simple.

V.2.1) Balcon N° 1 :

$L = 1.45 \text{ m}$

$e = 0.15 \text{ m}$

$G = 6.8 \text{ KN/m}^2$; $G_2 = 1.9 \text{ KN/m}^2$

$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

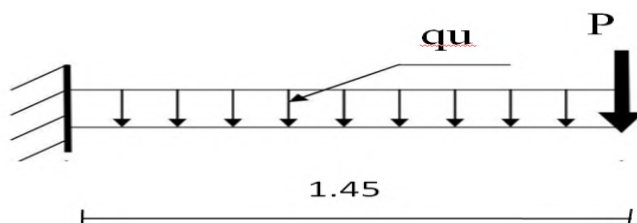


Figure 113: Schémas static de balcon N°1

Chapitre V : Ferrailage des éléments secondaires

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 14.43 \text{ KN/m}$$

$$q_{ser \text{ G+Q}} = 10.3 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1.35G_2 * (1\text{ml} * 1\text{ml}) = 1.35 * 1.9 * 1 * 1 = 2.57 \text{ KN}$$

$$P_{ser} = G_2 * (1\text{ml} * 1\text{ml}) = 1.9 * 1 * 1 = 1.9 \text{ KN}$$

Moment max et l'effort tranchant max:

$$M_{u \text{ max}} = -18.89 \text{ KN.m}$$

$$V_{u \text{ max}} = 23.49 \text{ KN}$$

Section d'acier calculé :

$$A = 4.02 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T10 (4.71 cm²), Espacement : 20 cm

Armature de répartition : $A_r = A/4 = 1.18 \text{ cm}^2$ (On adopte : 5T8 (2.51 cm²), Espacement : 25 cm)

Condition de non fragilité:

$$A \geq A_{min} = 0.23 * b_0 * d * \frac{f_{t28}}{f_e} ; \quad \text{avec : } d = 0.9h = 13.5 \text{ cm}$$

$$A > A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

Vérification de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} = 0.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_{lim} = 0.05 * f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_{lim} \Rightarrow \text{C.V}$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$y_1 = -E + \sqrt{E^2 + F}$$

$$E = \frac{15(A + A')}{b_0} = 0.7065 \text{ cm}$$

$$F = \frac{30(A * d + A' * d')}{b_0} = 19.0755 \text{ cm}$$

$$y_1 = 3.72 \text{ cm}$$

Position des contraintes de béton :

Chapitre V : Ferrailage des éléments secondaires

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1, \quad \text{avec : } K = \frac{M_{ser}}{I_1}$$

$$I_1 = \frac{b \cdot y_1^3}{3} = 8473.52 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.96 \text{ MPa} < \sigma_{lim} = 0.6 f_{ct28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

Position des contraintes d'acier :

$$\sigma_s \leq \sigma_{s \text{ lim}} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} F_e \\ \max(240 \text{ MPa}; 110 \sqrt{\rho f_{ct28}}) \end{array} \right.$$

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K(d-y_1) = 235.21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \sigma_{s \text{ lim}} \Rightarrow \text{C.V}$$

V.2.2) Balcon N° 2 :

$$L = 1.6 \text{ m}$$

$$e = 0.15 \text{ m}$$

$$G = 6.8 \text{ KN/m}^2 ; G_2 = 2.8 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

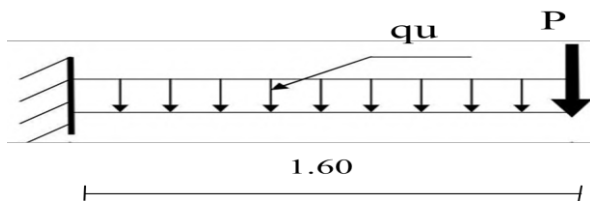


Figure 114: Schémas static de balcon N°2

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 14.43 \text{ KN/m}$$

$$q_{ser} G+Q = 10.3 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1.35G_2 \cdot (1\text{ml} \cdot 3\text{ml}) = 1.35 \cdot 2.8 \cdot 1 \cdot 3 = 11.34 \text{ KN}$$

$$P_{ser} = G_2 \cdot (1\text{ml} \cdot 3\text{ml}) = 2.8 \cdot 1 \cdot 3 = 8.4 \text{ KN}$$

Moment max et l'effort tranchant max:

Chapitre V : Ferrailage des éléments secondaires

$$M_{u \max} = -38.35 \text{ KN.m}$$

$$V_{u \max} = 35.15 \text{ KN}$$

Section d'acier calculé :

$$A = 8.17 \text{ cm}^2$$

On adopte : 9T12 (10.18cm²), Espacement : 12.5 cm

Armature de répartition : $A_r = A/4 = 2.55 \text{ cm}^2$ (On adopte : 5T10 (3.93 cm²), Espacement : 25 cm)

Condition de non fragilité:

$$A \geq A_{\min} = 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}; \quad \text{avec : } d = 0.9h = 13.5 \text{ cm}$$

$$B > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

Vérification de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = 0.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\lim} = 0.05 \cdot f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_{\lim} \Rightarrow \text{C.V}$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$y_1 = -E + \sqrt{E^2 + F}$$

$$E = \frac{15(A + A')}{b_0} = 1.527 \text{ cm}$$

$$F = \frac{30(A \cdot d + A' \cdot d')}{b_0} = 41.229 \text{ cm}$$

$$y_1 = 5.07 \text{ cm}$$

Position des contraintes de béton :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1, \quad \text{avec : } K = \frac{M_{ser}}{I_1}$$

$$I_1 = \frac{b_0 \cdot y_1^3}{3} = 15195.73 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 9.31 \text{ MPa} < \sigma_{\lim} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

Position des contraintes d'acier :

Chapitre V : Ferrailage des éléments secondaires

$$\sigma_s \leq \sigma_{s \text{ lim}} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} Fe \\ \max(240 \text{ MPa}; 110\sqrt{\rho f t 28}) \end{array} \right.$$

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K(d-y_1) = 231.92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \sigma_{s \text{ lim}} \Rightarrow \text{C.V}$$

V.2.3) Balcon N° 3 :

$$L = 1.75 \text{ m}$$

$$e = 0.15 \text{ m}$$

$$G = 6.8 \text{ KN/m}^2 ; G_2 = 2.8 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

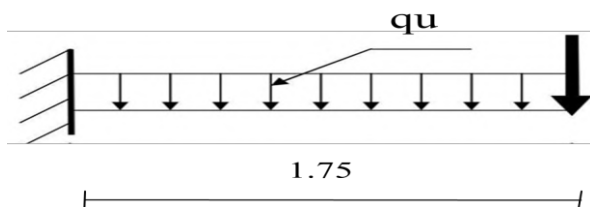


Figure 115: Schemas static de balcon N°3

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 14.43 \text{ KN/m}$$

$$q_{\text{ser}} G+Q = 10.3 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1.35G_2 * (1\text{ml} * 3\text{ml}) = 1.35 * 2.8 * 1 * 3 = 11.34 \text{ KN}$$

$$P_{\text{ser}} = G_2 * (1\text{ml} * 3\text{ml}) = 2.8 * 1 * 3 = 8.4 \text{ KN}$$

Moment max et l'effort tranchant max:

$$M_{u \text{ max}} = -41.94 \text{ KN.m}$$

$$V_{u \text{ max}} = 36.59 \text{ KN}$$

Section d'acier calculé :

$$A = 8.93 \text{ cm}^2$$

On adopte : 10T12 (11.31 cm²), Espacement : 11 cm

Armature de répartition : $A_r = A/4 = 2.83 \text{ cm}^2$ (On adopte : 5T10 (3.93 cm²), Espacement : 25 cm)

Chapitre V : Ferrailage des éléments secondaires

Condition de non fragilité:

$$A \geq A_{\min} = 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}; \quad \text{avec : } d = 0.9h = 13.5 \text{ cm}$$

$$A > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

Vérification de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = 0.27 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\lim} = 0.05 \cdot f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_{\lim} \Rightarrow \text{C.V}$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$y_1 = -E + \sqrt{E^2 + F}$$

$$E = \frac{15(A + A')}{b_0} = 1.6965 \text{ cm}$$

$$F = \frac{30(A \cdot d + A' \cdot d')}{b_0} = 45.8055 \text{ cm}$$

$$y_1 = 5.28 \text{ cm}$$

Position des contraintes de béton :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1, \quad \text{avec : } K = \frac{M_{ser}}{I_1}$$

$$I_1 = \frac{b_0 \cdot y_1^3}{3} = 16369.58 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 9.83 \text{ MPa} < \sigma_{\lim} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

Position des contraintes d'acier :

$$\sigma_s \leq \sigma_{s \lim} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ \max(240 \text{ MPa}; 110 \sqrt{\rho f_{t28}}) \end{array} \right.$$

$$\sigma_{s \lim} = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 229.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \sigma_{s \lim} \Rightarrow \text{C.V}$$

IV.3) Ferrailage de l'acrotère :

Calcul de ferrailage :

L'acrotère est assimilé à une console verticale encastrée à sa base plancher terrasse.

Chapitre V : Ferrailage des éléments secondaires

Il est soumis à un effort normal de compression du à son poids propre W_p et un moment du à une force horizontale f_p donnée par RPA 2024.

Le calcul sera fait pour une bande de 1m de largeur est une épaisseur de 10 cm en flexion composée.

L'acrotère étant exposé aux intempéries. La fissuration sera considérée donc comme préjudiciable.

Détermination des sollicitations :

La force horizontale Fp_k (Art 6.2.3 RPA 2024)

$$Fp_k = (A.I.S) \cdot c_p \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot h_z}{H}\right) \cdot W_p \quad \text{Formule (6.3)}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone (C.F Tableau (3.2)).

I : Coefficient d'importance (C_f Tableau (3.10)).

S: Coefficient de site (C_f Tableau (3.3) (3.4)).

CP: Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8 Tableau (6.1).

WP : Poids de l'élément considéré.

H: Hauteur totale du bâtiment à partir de la base.

h_z : Hauteur du niveau " K " à partir de la base.

$$A = 0.15$$

$$C_p = 0.8 \text{ (Elément en console).}$$

$$W_p = 5 \lambda b$$

Calcul la surface de l'acrotère :

$$S = (0.6 \cdot 0.1) + \left(\frac{0.1+0.05}{2} \cdot 0.1\right) = 0.0675 \text{ m}^2$$

$$W_p = 0.0675 \cdot 25 \cdot 1 = 1.69 \text{ KN/ml}$$

$$H = 42.28 \text{ m}$$

$$h_z = 39.28 \text{ m}$$

$$I = 1 \quad \text{Groupe 2}$$

$$S = 1.30 \quad \text{Site 2}$$

$$\text{Donc : } Fp_k = (0.15 \cdot 1 \cdot 1.30) \cdot 0.8 \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot 39.28}{42.28}\right) \cdot 1.69$$

$$Fp_k = 0.998 \text{ KN/ml}$$

Chapitre V : Ferrailage des éléments secondaires

Effort normal et moment fléchissant :

*** Etat normal ultime (E L U) :**

$$N_u = 1.35 * W_p \quad \Longrightarrow \quad N_u = 1.35 * 1.69 \quad \Longrightarrow \quad N_u = 2.28 K_n$$

$$M_u = 1.5 * Fp_k * h = M_u = 1.5 * 0.998 * 0.6 = 0.8982 KN/m$$

*** Etat limite de services (E L S) :**

$$N_s = W_p \quad \Longrightarrow \quad N_s = 1.69 K_n$$

$$M_s = Fp_k * h = M_s = 0.998 * 0.6 \quad M_s = 0.599 KN/m$$

Détermination de la section des armatures :

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composé pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10 cm. la section de calcul (100 * 10) m²

• Position du point d'application de l'effort normal (N) :

*** Etat limite ultime (E L U) :**

Calcul l'excentricité : $e = e_g + e_a + e_2$

Excentricité de premier ordre : $e_2 = \frac{Mu}{Nu} + e_a$

Excentricité additionnelle : $e_a = \max * [2 \text{ cm} ; \frac{h}{250}] \quad \Longrightarrow \quad e_a = 2 \text{ cm}$

$$e_g = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.898}{2.28} e_g = 0.39 \text{ m}$$

*** Elancement géométriques :**

- Longueur de flambement : $L_s = 2h \quad \Longrightarrow \quad 2.06 = 1.2 \text{ m}$

- L'élancement : $\lambda = \frac{L_f}{h} = \frac{1.2}{0.1} = 12 \quad \Longrightarrow \quad \text{on doit vérifier que}$

$$\lambda \leq \max [15 ; \frac{20e_g}{h}] \quad \lambda = 12 < 78 \quad \text{G.V}$$

Le calcul sera même en flexion composé (F. C) en prenant compte de l'excentricité e_2

$$e_2 = \frac{3.LF^2}{10^4 h} . (2 + \lambda * I)$$

I : Le rapport de la déformation finale due au fluage, ce rapport est généralement pris égal 2.

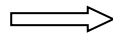
λ : Le rapport du moment du premier ordre .

$$\lambda = \frac{Wp}{Wp + Fp_k} = 0.63$$

$$e_a = \frac{3 * 1.2^2}{10^4 * 0.1} * (2 + 0.63 * 2) = 0.014 \text{ m}$$

Chapitre V : Ferrailage des éléments secondaires

$$e = 0.39 + 0.02 + 0.014 = 0.424 \text{ m}$$



$$e = 42.4 \text{ cm}$$

$$e_g = 39 \text{ m} \quad > \frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

On a une section partiellement comprimée avec l'effort normal N_u à l'extérieur de la section.

*** Calcul moment fictif :**

$$M_u = N_u \left[e + \left(\frac{h}{2} - c \right) \right] \quad M_u = 2.28 \left[0.424 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.02 \right) \right]$$

$$M_u = 1.035 \text{ Kn.m}$$

Vérification de l'existence :

$$u = \frac{M_u}{\lambda_b b d^2} = \frac{1035}{100 \cdot 14.2 \cdot 8^2} = 0.011 < U_{AB} = 0.186 \quad ; \text{ donc } A' = 0$$

$$\lambda = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2u}) = 0.013$$

$$B = 1 - 0.4 \lambda = 0.995$$

Détermination des armatures :

$$\text{En flexion simple : } A f_s = \frac{M_u}{B d \lambda_s} = \frac{1035}{0.995 \cdot 8 \cdot 348} = 0.37 \text{ cm}^2/m_l$$

$$\text{En flexion composée : } A_u = A f_s - \frac{N_u}{\lambda_s} = 0.37 - \frac{2280}{348 \cdot 100} = 0.30 \text{ cm}^2/m_l$$

*** Etat limite service (ELS) :**

$$e_g = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.599}{1.69} \quad \Rightarrow \quad e_g = 0.35 \text{ m}$$

$$e_g = 0.35 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \frac{0.1}{2} - 2 = 0.03 \text{ m}$$

La section est donc partiellement comprimée $\Rightarrow$ Calcul en flexion simple avec M_{ser}

Ferrailage (ELS) :

$$M_{ser} = N_{ser} \left(e_g + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_{ser} = N_{ser} \left(e_g + \frac{h}{2} - c \right) = 1.69 \left(0.35 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 0.6422 \text{ Km.m}$$

La fissuration est préjudiciable $\lambda_s = \min \left(\frac{2}{3} F_e, 100 \sqrt{\lambda} \cdot F t_j \right)$

$\lambda = 1.6$ pour les HA

$$\lambda_s = \min \left(\frac{2}{3} 400, 100 \sqrt{1.6 \cdot 2.1} \right) = 201.63 \text{ MP}_a$$

$$u_1 = \frac{M_s}{\lambda_s b d^2} = \frac{642.2}{100 \cdot 8^2 \cdot 201.63} = 0.00049$$

Chapitre V : Ferrailage des éléments secondaires

$$\lambda = 1 + 30u_1 = 1.0147$$

$$\cos Q = \lambda \frac{2}{3} = 0.9814 \quad \Rightarrow \quad Q = 11.06^\circ$$

$$\lambda_1 = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos 240 + \frac{Q}{3} = 0.108$$

$$K_l = 15 \left(\frac{1 - \lambda_l}{\lambda_l} \right) = 123.88$$

$$\lambda_{bc} = \frac{\lambda_s}{K_l} = \frac{201.63}{123.88} = 1.63 \text{ MPa} < \lambda_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \quad A' = 0$$

$$B_l = \left(1 - \frac{\lambda_l}{3} \right) = 0.964$$

$$A_{serfs} = \frac{M_{ser}}{B_l * d * \lambda_s} = \frac{642.2}{0.964 * 8 * 201.63} = 0.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ser} = A_{serfs} - \frac{N_{ser}}{\lambda_s} = 0.41 - \frac{1690}{201.63 * 100} = 0.33 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 * f_{t28} * b * d}{f_e} * \frac{A_{ser} - 0.45d}{A_{ser} - 0.185d} = 0.89 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Armatures finales :

$$A = \max(A_u; A_{ser}; A_{min}) = \max(0.30; 0.33; 0.89) = 0.89 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte $A = 4T8 = 2.1 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; Espacement : 25 cm

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.1}{4} = 0.53 \text{ cm}^2 ; \text{ On adopte } A = 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{ Espacement : 20 cm}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$Vu_{max} = 1.5 * Fp_k = 1.5 * 0.998 = 1.497 \text{ KN}$$

$$J_u = \frac{Vu_{max}}{d * b} = \frac{1497}{80 * 1000} = 0.019 \text{ MPa}$$

$$\overline{J}_{u\lim} = 0.05 * f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\overline{J}_{u\lim} = 1.25 \text{ MPa} > J_u = 0.019 \text{ MPa}$$

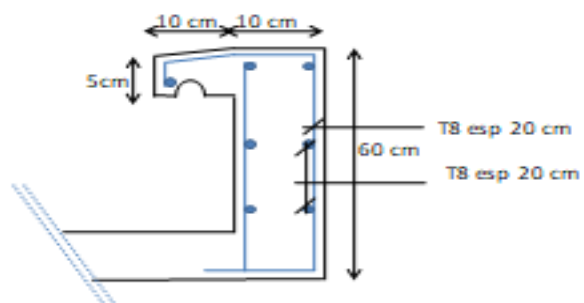


Figure 116: Schémas de ferrailage de l'acrotère

CHAPIRE VI ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI) Etude de l'infrastructure :

VI.1) Calcul de fondation :

Le choix de type de fondation se fait essentiellement en respectant ces critères :

- Stabilité de l'ouvrage
- Système de construction
- Capacité du sol
- Consistance du bâtiment

Vérification de la stabilité au renversement :

On vérifie le voile V5m/

$$M_s = 4158.87 \text{ KN.m}$$

$$N_s = 434.81 \text{ KN}$$

$$B = 5.4 \text{ m}$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{4} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{4158.87}{434.81} = 9.56 \text{ m} > \frac{5.4}{4} = 1.35 \text{ m}$$

Donc la solution de la semelle filante à éviter, on prend la solution de la semelle radier générale.

Ce type de semelle présente plusieurs avantages qui sont :

- La réduction des tassements différentiels
- Néglige les irrégularités ou les l'hétérogénéité du sol
- La facilité d'exécution

Les calculs se font par logiciel SAFE.

Pré dimensionnement de la nervure :

On prend le plus grand tel que :

$$L_x = 5.2 \text{ m} \quad L_y = 5.4 \text{ m}$$

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5} \Rightarrow 68 \leq h_r \leq 108 \text{ cm}$$

Selon la condition de la longueur élastique :

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

$$Le = \left[\frac{4EI}{K \cdot b} \right]^{\frac{1}{4}} \geq \frac{2Lmax}{\pi}$$

Avec :

Le : longueur élastique

Lmax : entre axe maximale des poteaux

Evj : le module de youngue. Contrainte normale appliquée (Evj= 21000 MPa)

b: largeur de la nervure de semelle (65 cm)

I : inertie de la section du radier

K : coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface (on prend K= 30000KN/m³)

De la condition précédente nous tirons la hauteur h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot Lmax\right)^4 \frac{3K}{E}} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot 5.4\right)^4 \frac{3 \cdot 30000 \cdot 10^{-3}}{21000}} = 1.20 \text{ m}$$

On prend h= 1.20 m

Dimensionnement des semelles :

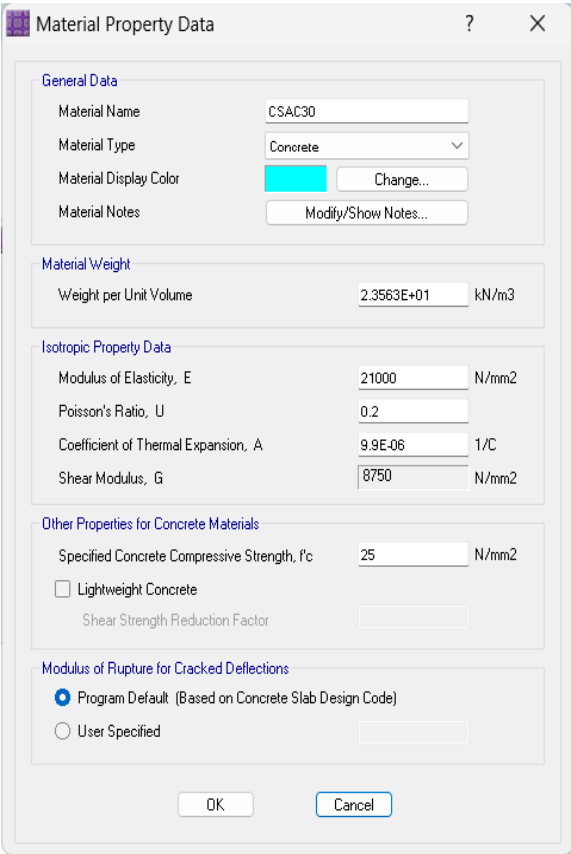


Figure 117: Materiel property data SAFE

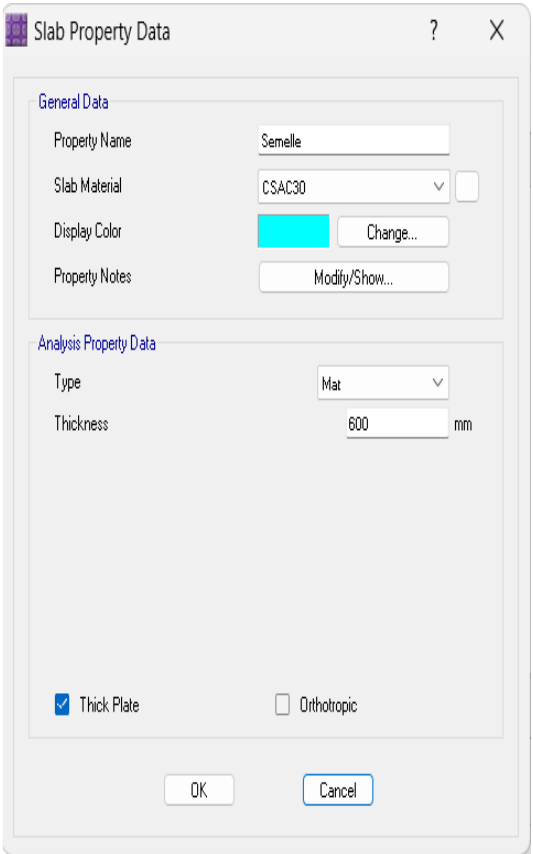


Figure 118: Dimension de la semelle SAFE

Dimensionnement de la nervure :

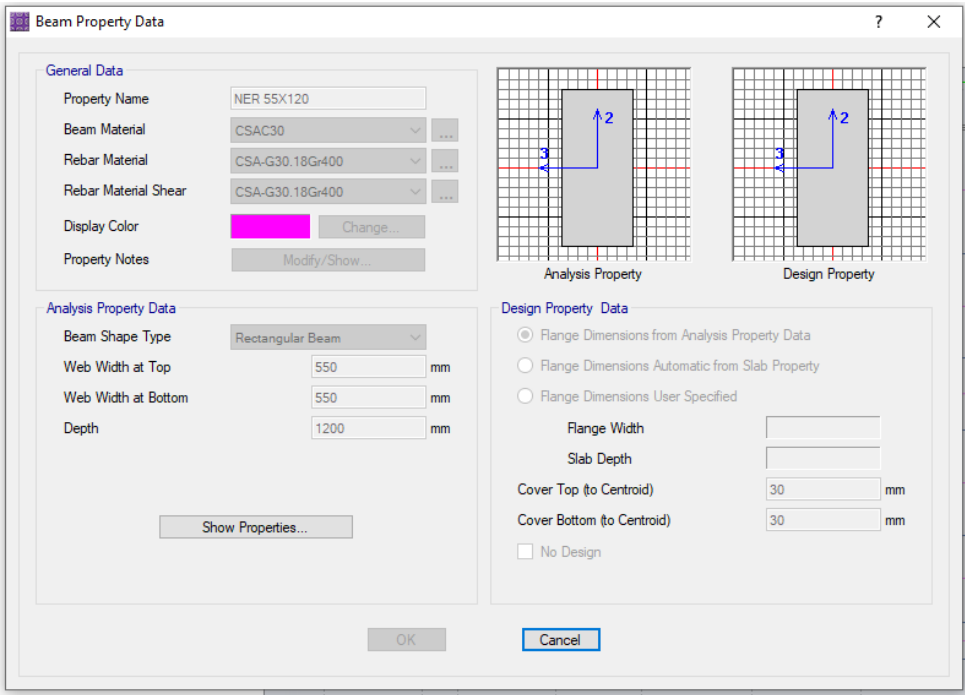


Figure 119: dimensions de la nervure SAFE

Raideur du sol :

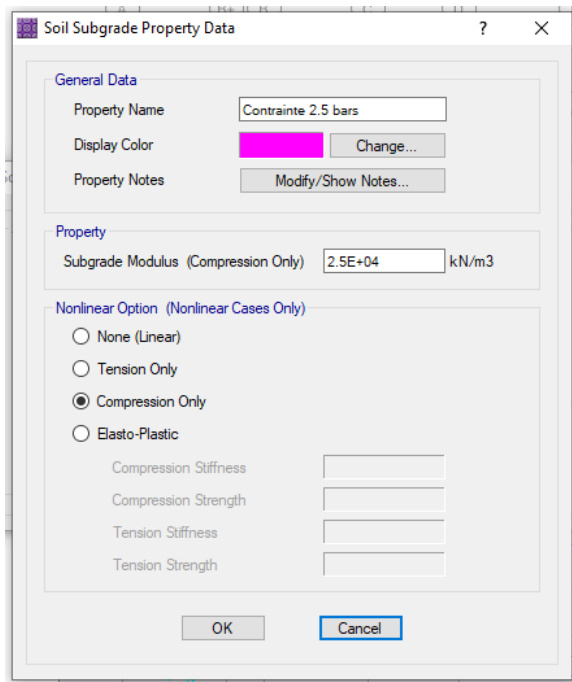


Figure 120: Contrainte admissible du sol SAFE

Tassement du sol:

$$\Delta_{\max} = -7.13 \text{ mm}$$

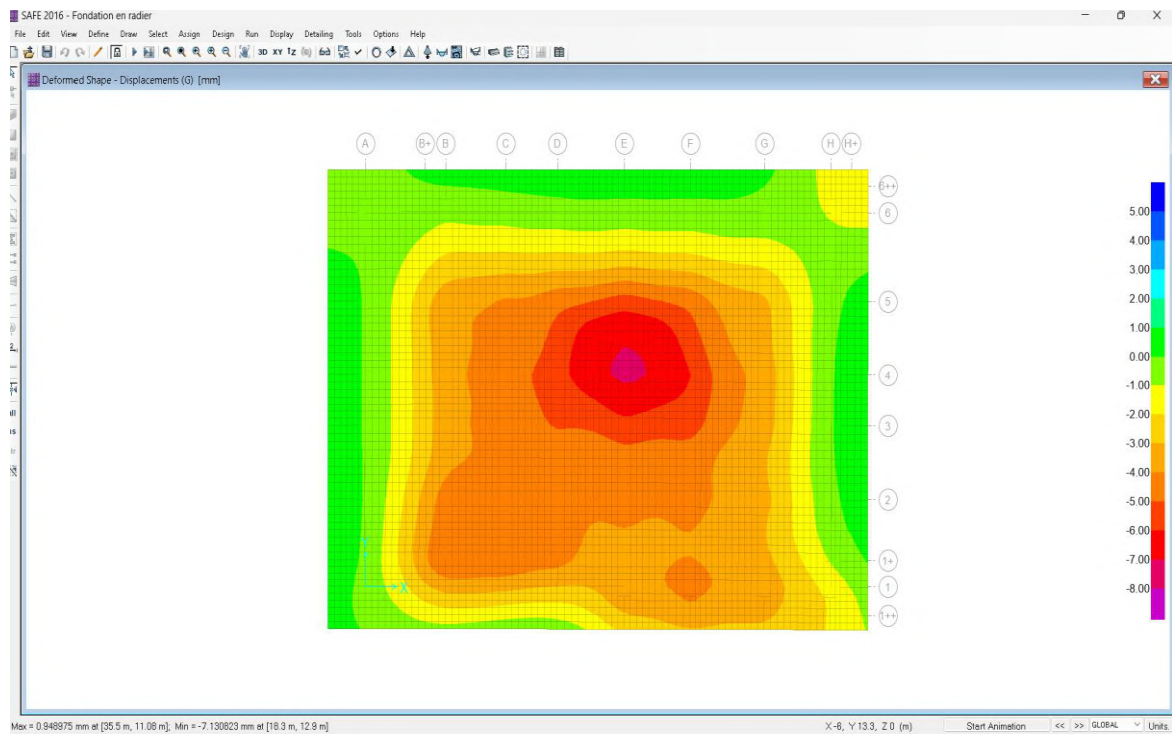


Figure 121: tassement du sol SAFE

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Vérification des contraintes:

$$\sigma_{\max} = 242.57 \text{ KN/M}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 250 \text{ KN/m}^2$$

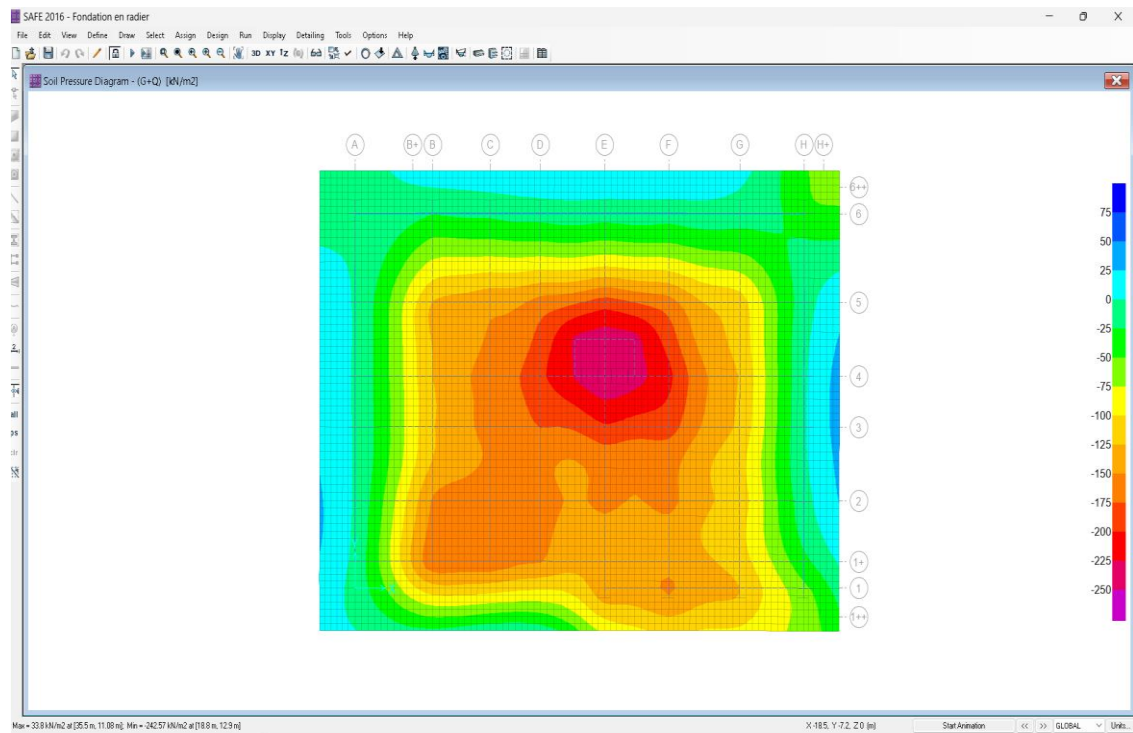


Figure 122: Vérification des contrainte avec SAFE

Moments à E.L.U:

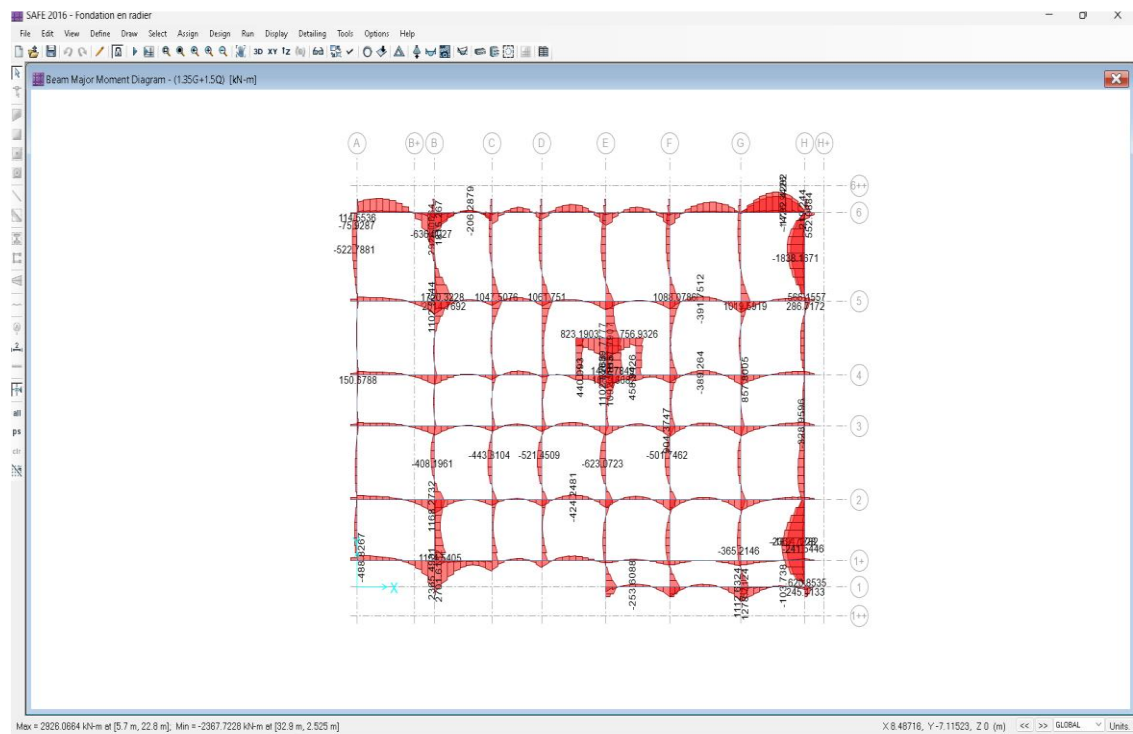


Figure 123: Moments à ELU SAFE

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Moments à E.L.S:

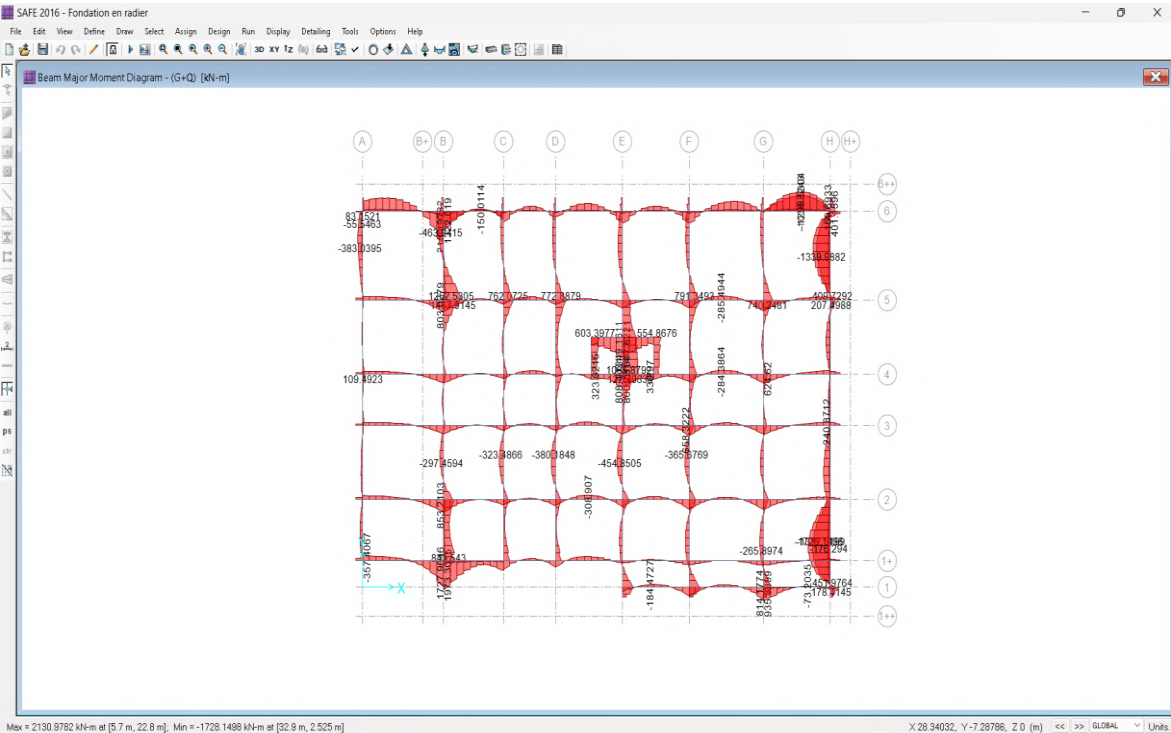


Figure 124: Moments à ELS

Ferrailage des nervures :

1	TABLE: Concrete Beam Design 01 - Flexural And Shear Data								FBotCombo	FBotMoment	AxIForceB	FBotArea	FBotAMin	VCombo	VForce	VArea
2	Line	BeamProp	Location	FTopCombo	FTopMoment	AxIForceT	FTopArea	FTopAMin	Text	kN-m	kN	mm2	mm2	Text	kN	mm2/m
3	Text	Text	m	Text	kN-m	kN	mm2	mm2	1.35G+1.5Q	2365.493	69.828	6095.099	2218.388	1.35G+1.5Q	984.338	1653.896
4	6	NER 55X120	8.4	1.35G+1.5Q	-623.0723	-14.257	1532.171	2042.895	1.35G+1.5Q	1895.5639	69.828	4759.842	2218.388	1.35G+1.5Q	994.311	1682.308
5	6	NER 55X120	7.9	1.35G+1.5Q	-593.0244	-12.939	1455.861	1941.147	1.35G+1.5Q	1720.3228	-21.439	4389.03	2218.388	1.35G+1.5Q	811.457	1170.117
6	6	NER 55X120	8.9	1.35G+1.5Q	-579.1173	-14.257	1423.232	1897.643	1.35G+1.5Q	1452.7849	-4.664	3649.188	2218.388	1.35G+1.5Q	674.588	780.177
7	5	NER 55X120	6.2	1.35G+1.5Q	-521.4509	-10.818	1276.133	1701.511	1.35G+1.5Q	1401.5575	42.727	3453.28	2218.388	1.35G+1.5Q	506.447	474.015
8	15	NER 55X120	0.5	1.35G+1.5Q	-488.8267	-60.668	1264.549	1686.065	1.35G+1.5Q	1353.0413	-21.439	3406.753	2218.388	1.35G+1.5Q	820.905	1197.034
9	7	NER 55X120	8.4	1.35G+1.5Q	-501.7461	-26.619	1249.356	1665.808	1.35G+1.5Q	1168.2732	-10.994	2910.662	2218.388	1.35G+1.5Q	666.938	758.38
10	5	NER 55X120	5.7	1.35G+1.5Q	-507.1612	-10.818	1240.942	1654.59	1.35G+1.5Q	1171.5308	42.727	2849.394	2218.388	1.35G+1.5Q	515.894	474.015
11	7	NER 55X120	7.9	1.35G+1.5Q	-489.3528	-26.619	1218.898	1625.198	1.35G+1.5Q	1137.2125	-4.664	2821.987	2218.388	1.35G+1.5Q	684.339	807.957
12	6	NER 55X120	21.43636	1.35G+1.5Q	-494.1413	14.187	1174.518	1566.024	1.35G+1.5Q	1125.1764	-24.26	2816.45	2218.388	1.35G+1.5Q	966.434	1611.646
13	15	NER 55X120	0.975	1.35G+1.5Q	-449.9424	-60.668	1169.31	1559.081	1.35G+1.5Q	1102.9645	-41.359	2781.546	2218.388	1.35G+1.5Q	742.882	974.747
14	6	NER 55X120	20.94545	1.35G+1.5Q	-486.3401	14.656	1154.676	1539.569	1.35G+1.5Q	1112.6323	43.08	2696.178	2218.388	1.35G+1.5Q	696.642	837.605
15	5	NER 55X120	6.7	1.35G+1.5Q	-467.5309	-11.397	1144.34	1525.786	1.35G+1.5Q	1088.0786	0.428	2688.482	2218.388	1.35G+1.5Q	706.873	872.156
16	6	NER 55X120	21.92727	1.35G+1.5Q	-476.2325	14.187	1130.464	1507.285	1.35G+1.5Q	1061.751	8.581	2610.015	2218.388	1.35G+1.5Q	619.707	623.82
17	6	NER 55X120	7.4	1.35G+1.5Q	-457.8406	-11.721	1121.016	1494.688	1.35G+1.5Q	1019.5919	-67.068	2601.541	2218.388	1.35G+1.5Q	716.889	900.693
18	7	NER 55X120	3.125	1.35G+1.5Q	-442.8532	-23.458	1100.502	1467.336	1.35G+1.5Q	1047.5076	-9.086	2596.608	2218.388	1.35G+1.5Q	631.992	658.819
19	7	NER 55X120	8.9	1.35G+1.5Q	-439.5958	-28.087	1098.929	1465.239	1.35G+1.5Q	1034.449	-33.216	2594.876	2218.388	1.35G+1.5Q	882.014	1371.133
20	7	NER 55X120	3.5875	1.35G+1.5Q	-441.4217	-23.458	1096.998	1462.663	1.35G+1.5Q	1059.1868	48.077	2551.66	2218.388	1.35G+1.5Q	657.862	726.492
21	4	NER 55X120	6.2	1.35G+1.5Q	-443.8104	-14.658	1090.685	1454.247	1.35G+1.5Q	1005.8639	-40.131	2530.87	2218.388	1.35G+1.5Q	739.317	964.588
22	6	NER 55X120	9.4	1.35G+1.5Q	-438.3941	-15.786	1078.98	1438.64	1.35G+1.5Q	916.4195	-19.05	2275.095	2218.388	1.35G+1.5Q	788.444	1104.553
23	6	NER 55X120	20.45455	1.35G+1.5Q	-447.3644	14.554	1059.067	1412.089	1.35G+1.5Q	904.3747	-32.81	2262.858	2218.388	1.35G+1.5Q	698.323	847.798
24	4	NER 55X120	5.7	1.35G+1.5Q	-429.5633	-14.658	1055.807	1407.742	1.35G+1.5Q	915.1214	2.547	2243.079	2218.388	1.35G+1.5Q	641.36	685.51
25	6	NER 55X120	22.41818	1.35G+1.5Q	-442.0674	10.091	1052.237	1402.982	1.35G+1.5Q	925.8698	34.22	2228.381	2218.388	1.35G+1.5Q	320.339	474.015
26	12	NER 55X120	25.96667	1.35G+1.5Q	-389.264	-77.637	1044.828	1393.104	1.35G+1.5Q	931.0084	50.757	2219.567	2218.388	1.35G+1.5Q	731.079	934.751
27	15	NER 55X120	1.45	1.35G+1.5Q	-408.7473	-41.104	1041.568	1388.757								

Figure 125: Ferrailage de la nervure SAFE

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

- Armature longitudinales

	Sur appui	Sur travée
La section calculée par logiciel (cm ²)	20.42	22.18
La section adoptée (cm ²)	24.13	24.13
Choix des armatures	4T16Fil + 8T16Chap	4T16Fil + 8T16 Chap

Calcul des armatures transversales :

Effort tranchant à E.L.U :

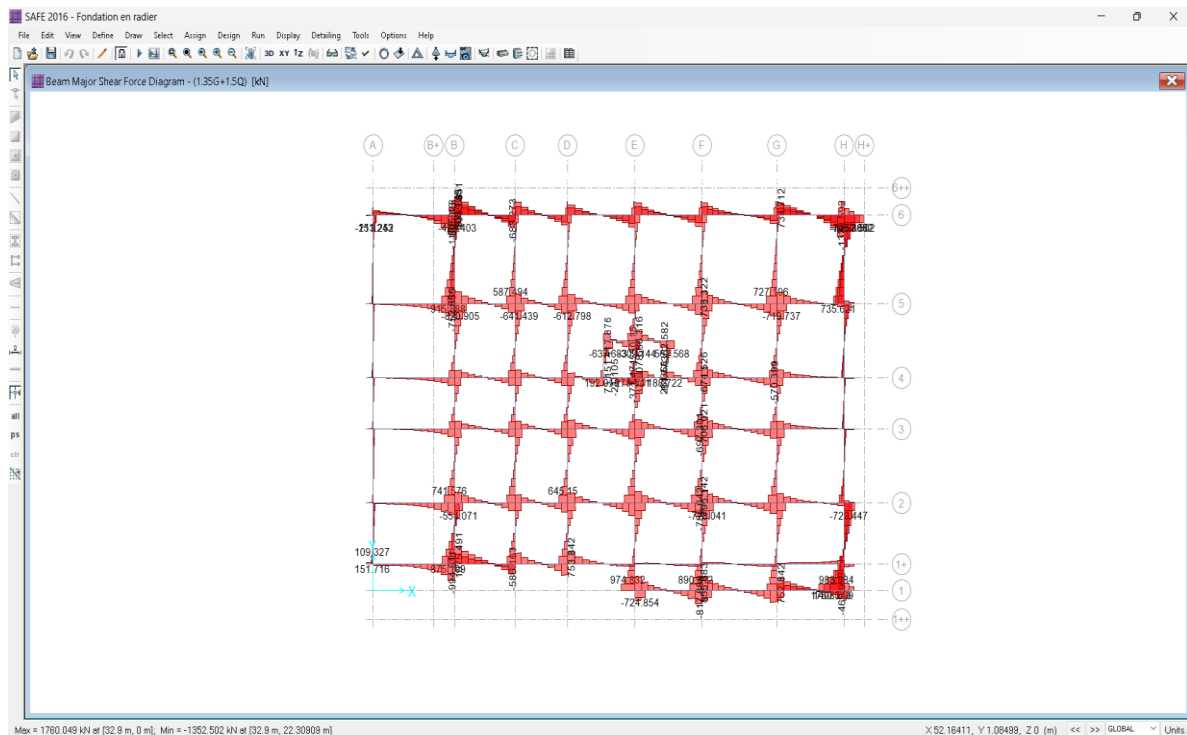


Figure 126: Efforts tranchants SAFE

Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

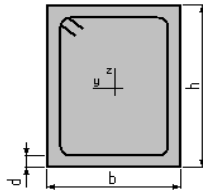
Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Fissuration non préjudiciable

Pas de reprise de bétonnage

Calcul en poutre

2. Section :



$b = 55.0 \text{ (cm)}$
 $h = 120.0 \text{ (cm)}$
 $d = 3.0 \text{ (cm)}$

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	1760.05	0.00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 2.7 \text{ (MPa)}$
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 3.3 \text{ (MPa)}$

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90 \text{ (deg)}$ Longueur de la travée : $L = 5.4 \text{ (m)}$

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 3.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Cadres: $3 \text{ } \varnothing 8 + 3 \text{ } \varnothing 8$

Espacement : $S_t = 8.2 \text{ (cm)}$

Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Espacement maximum : $S_{t,max} = 40.0 \text{ (cm)}$ $4 + 14 * 8 + 1 * 9 + 1 * 10 + 1 * 11 + 2 * 13 + 1 * 16 + 1 * 20 + 2 * 25$
(cm)

Ferraillage de la semelle:

On prend le panneau de $4.7 * 5.4$ comme un exemple

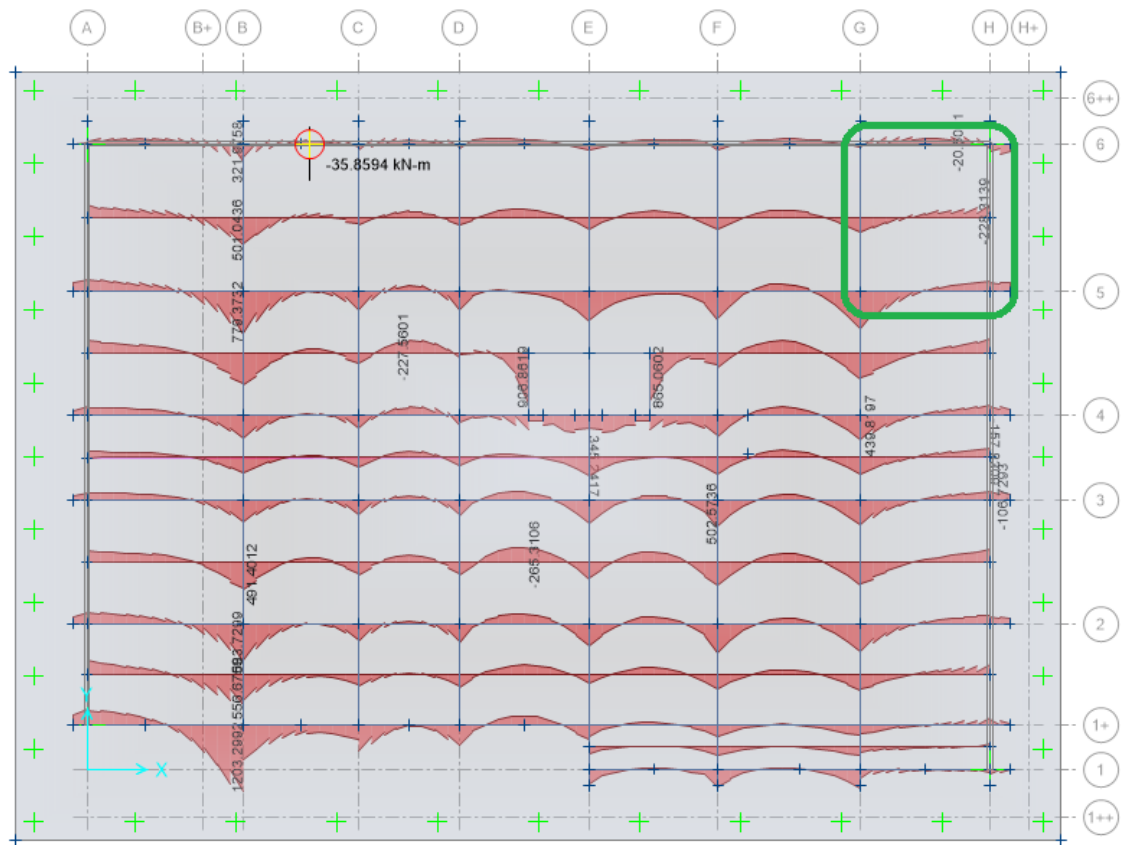


Figure 127: Panneau choisi pour ferrailer la semelle

Les résultats sont extraits du safe :

	Nappe superieure		Nappe inferieure	
	Selon x	Selon y	Selon x	Selon y
La section calculée par logiciel (cm²)	30.16	26.25	17.31	12.13
La section adoptée (cm²)	30.79	27.71	18.47	12.32
Choix des armatures	2T14 Esp 10 cm	2T14 Esp 11cm	2T14 Esp 16 cm	1T14 Esp 12 cm

VI.2) Voile périphérique :

D'après l'article 10.1.2 l'épaisseur du voile périphérique $e \geq 15$ cm, nous avons pris $e = 20$ cm.

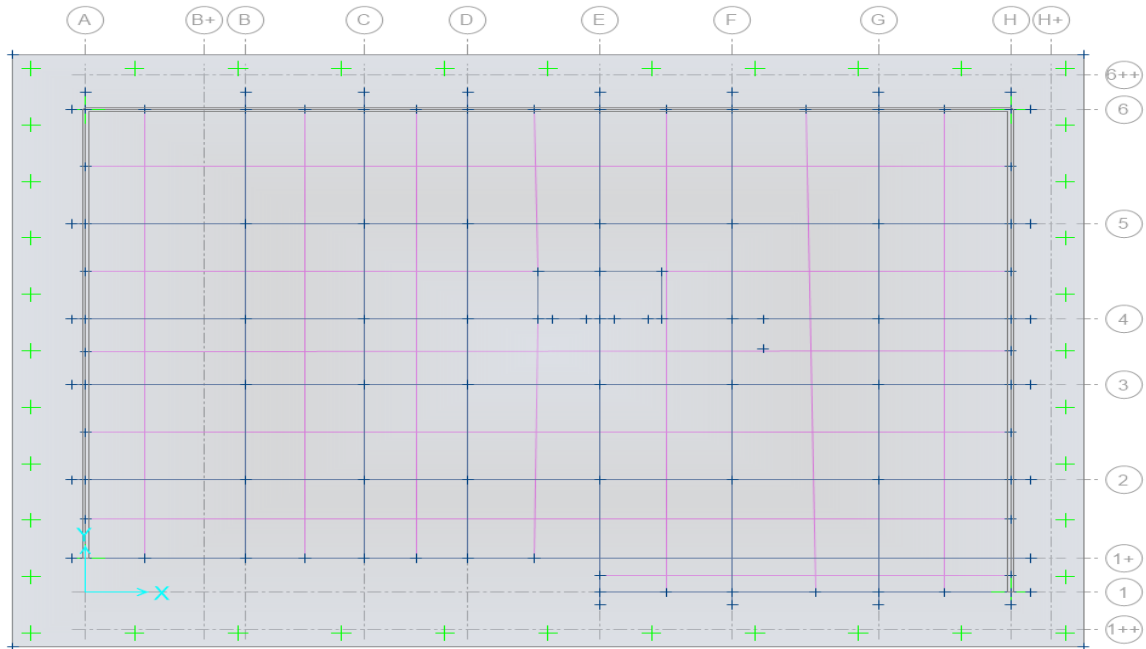


Figure 128: schémas de disposition de voile périphérique

Détermination des sollicitations :

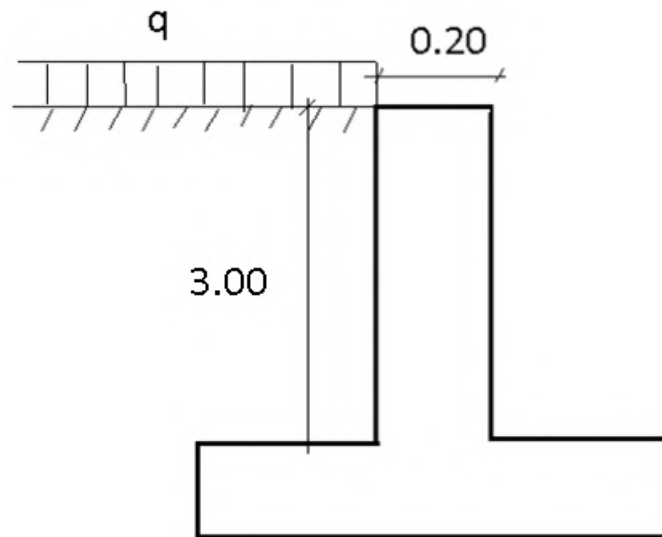


Figure 129: Coupe verticale du voile périphérique

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Poussé de la terre :

$$\sigma_h = (\sigma_0 + q)K_0$$

$$\sigma_0 = \gamma \cdot Z$$

σ_h : contrainte horizontale du sol ; $\sigma_h = 18 \text{ KN/m}^3$

K_0 : coefficient de poussé de la terre au repos ; $K_0 = 0.5$

$$\sigma_h = (18 \cdot Z + 2.5) \cdot 0.5 \quad \begin{cases} Z = 0 \Rightarrow \sigma_{h1} = 1.25 \text{ KN/m}^2 \\ Z = 3 \Rightarrow \sigma_{h2} = 28.25 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{h \text{ moy}} = \frac{362 + 61}{4} = 21.5 \text{ KN/m}^2 = \text{PS}$$

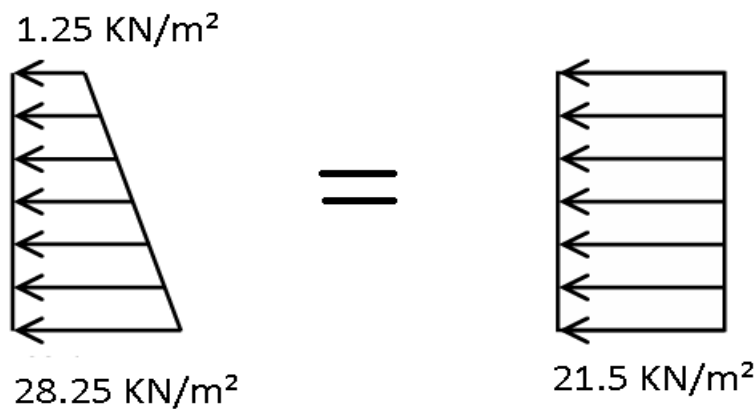


Figure 130: Poussée du terre appliqué au voile périphérique

Ferraillage du voile :

Le ferraillage sera calculé pour le panneau le plus sollicité en flexion simple.

Fissuration très préjudiciable.

Le calcul se fait pour une bande de 1 m.

$$L_x = 5.7 \text{ m}, L_y = 3 \text{ m}$$

$$P = \frac{3}{5.7} = 0.53 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle va fléchir sur 02 sens (x, y)}$$

$$\text{Dans le sens de la petite portée : } M_x = \mu_x \cdot P \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la petite portée : } M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$\text{A E.L.S : } \mu_x = 0.0945 \quad ; \quad \mu_y = 0.400$$

$$M_{0x} = 0.066 \text{ MN.m/ml} \quad ; \quad M_{0y} = 0.026 \text{ MN.m/ml}$$

$$M_t = 0.75 M_0 \quad ; \quad M_{ap} = 0.5 M_0$$

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tableau de ferrailage :

Selon Art 10.1.2 Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical).

	Sens x-x		Sens y-y	
	Travée	Appui	Travée	Appui
M (MN.m/ml)	0.05	0.033	0.02	0.013
A_{calculé}(cm²)	8.57	5.48	3.23	2.14
C.N.F (cm²)	2.17	2.17	2.17	2.17
A_{min} (cm²) (0.1%)	2	2	2	2
A_{adopté} (cm²)	9.05	5.65	5.65	5.65
Choix des armatures	8T12 Esp 12.5cm	5T12 Esp 20 cm	5T12 Esp 20cm	5T12 Esp 20cm

CONCLUSION

Ce travail a été réalisé et mené conformément aux dispositions du règlement parasismique RPA 2024. Il a constitué pour nous une opportunité d'acquérir une formation pratique à ce règlement, d'autant plus que la réalisation de ce mémoire a coïncidé avec une courte période après l'entrée en vigueur du RPA 2024.

De plus, nous avons exploité l'ensemble des documents techniques et réglementaires disponibles dans le domaine du génie civil, notamment le CBA93 et le DT2-2.

Ce travail a également été une occasion de développer nos compétences sur divers logiciels d'ingénierie parmi les plus utilisés, tels que ETABS, Expert et SAFE.

La consultation des textes réglementaires et leur application pratique constituent une garantie pour la réalisation d'un bâtiment stable et sûr, capable de résister aux effets des forces extérieures.

BIBLIOGRAPHIE

Reglements

- D.T.R – B.C.2.48 Regles parasismiques algériennes 2024
- D.T.R- B.C 2-41 Regles de conception et de calcul des structures en béton armé
- D.T.R- B.C 2-2 Charges permanentes et charges d'exploitation

Mémoire de master académique

- Etude d'un bâtiment « R+12+ 1S/SOL » à usage d'habitation et commercial en Béton Armé à -Annaba-, étudié par M^R TOUMI M. Amine, encadré par Dr Slougha . M.
- Étude d'un bâtiment (R + 12 + 2 s-sols) en zone sismique, étudié par M^R Charef Bakhti ET M^R Mohamed Benizza.

Cours

- Résistance des matériaux 3^{eme} année licence
- Béton armé 1^{iere} année master
- Génie parasismique 2^{eme} année master