

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Kasdi Merbah Ouargla

FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES

Département de : "Génie Civil et Hydraulique"



Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme de

Master, Filière : "Génie Civil "

Spécialité : "Structures "

C:.....

R:.....

Thème

***Etude d'un bâtiment à usage d'habitation (R+5)
contreventement mixte (Voiles+Portiques) implanté
en zone de sismique moyenne (II.a)***

Présenté par :

❖ **HAMZA BELMEHDI**

❖ **ABADI OTHMANE**

Soumis au jury composé de :

MAOUCHE Henia

MAB

UKMO

Président

ABANI Said

MCA

UKMO

Examineur

MENNAAI Amor

MAA

UKMO

Encadreur

Année Universitaire : 2021 / 2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Nous remercions,

*En premier lieu, **notre Dieu** le très miséricordieux qui a bien voulu nous donner la force et le courage pour effectuer le présent travail*

*Nos plus vifs remerciements pour nous trop **chers parents** pour leurs soutiens, encouragement et leurs patiences.*

*Nous tenons à remercier mon encadreur Mr **Mennaai Amor** pour sa disponibilité.*

*Nos remercions chaleureusement tous mes amis au travail les ingénieurs génie civil de **Sonatrach** de Hassi messaoude spécialement Mr **zegait, Mr akroum**, Qui ont à notre travail.*

*Nos remerciements s'adressent également à tous **nos enseignants** durant toutes les étapes d'enseignant d'Université de Ouargla (**fac de génie civil**) qui nous Ont enrichi nos connaissances et notre savoir pendant*

Les cinq ans de formation

*Nous n'oublierons pas **les membres du jury** qui nous font l'honneur de présider d'examiner ce modeste travail*

A tous ceux qui nous ont assistés de près ou de loin dans la réalisation de Ce fin d'étude

BELMAHDI HAMZA

ABADI OTHMANE

SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation du projet.	Page.
I-1) Présentation du projet de fin d'étude.....	1
I-2) Règlements utilises	2
I-3) Système structural	2
I-9) Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	5
Chapitre II : Descente des charges et pré dimensionnement des éléments.	
II-1) Introduction	10
II-2) Pré dimensionnement des planchers	14
II-3) Pré dimensionnement des voiles	16
II-4) Pré dimensionnement des escaliers	17
II-5) Pré dimensionnement des poutres	18
II-6) Evaluation des charges et descente des charges	21
II-7) Pré dimensionnement des poteaux	25
II-7-5) Descente de charges	28
II-8) Détermination du poids de la structure	31
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires (Acrotère, Escalier, Balcon, Plancher)	
III-1) Introduction	34
III-2) Calcul Acrotère	34
III-3) Calcul Plancher.....	40
III-4) Calcul Les escaliers	49
III-4-7) Calcul Poutre palière.....	56
III-5) Calcul Les balcons	59
Chapitre IV : Etude sismique.	
IV-1) Introduction	62
IV-2) Choix de la méthode de calcul	62
IV-3) Application du RPA99/V2003	62
IV-3-2) Méthode d'analyse modale spectrale.....	65
IV-4) Modélisation de la structure.....	66
Chapitre V : Calcul des éléments Principaux	
V-1) Introduction	76
V-3-1) Ferrailage des poutres	76

V-3-2) Ferrailage des poteaux	86
V-3-3) Ferrailage des voiles	95
V-4) Calcul de planchers	70

Chapitre VI : Études des éléments infrastructure.

VI-1) Introduction	104
VI-2) les fondations	104
VI -3) Calcul des fondations	105
VI -3-2) Semelle filante : (type semelle rectangulaire sous deux poteaux voile) 1 0 9	109

ANNEXE : Calcul des éléments de la structure avec logicielle ROBOT.

1) Calcul poutre principale (45*30).....	114
2) Calcul poutre secondaire (40*30).....	123
3) Calcul poteau (40*30).....	133
4) Calcul les voile sans (y-y).....	136
5) Calcul les voile sans (x-x).....	143
6) Calcul Les balcons	150
7) Calcul Les escaliers	156

Listes Des Tableaux

Liste des tableaux

Chapitre II :

Tab. II.1. Évaluation des charges permanentes et d'exploitation du plancher terrasse	22
Tab. II.2. Évaluation des charges permanentes et d'exploitation du plancher courant	23
Tab. II.3. Évaluation des charges permanentes et d'exploitation de dalle de balcon.....	23
Tab. II.4. Évaluation des charges permanentes de mur extérieur	24
Tab. II.5. Évaluation des charges permanentes et d'exploitation de paliers	24
Tab. II.6. Évaluation des charges permanentes et d'exploitation de paillasse	25
Tab. II.7. Pré-dimensionnement des poteaux	26
Tab. II.8. Calcul de \bar{N}_u des poteaux	28
Tab. II.9. Régál de digression adoptée	28
Tab. II.10. Descente des charges pour un poteau	29
Tab. II.11. Vérifications du $1,1 N_u \leq \bar{N}_u$ des poteaux	30
Tab. II.12. Poids des Voiles	31
Tab. II.13. Poids des poutres	31
Tab. II.14. Poids des poteaux	32
Tab. II.15. Poids totale des structures	33

Chapitre III :

Tab. III.1. Évaluation des charges des planches	44
Tab. III.2. Efforts tranchant et les moments sur appuis et en travées	46
Tab. III.3. Efforts tranchant et les moments maximaux sur appuis et en travées	46
Tab. III.4. Ferrailage Les planchers adopté	47
Tab. III.5. Vérification de la contrainte de compression dans le béton	48
Tab. III.6. Évaluation des charges	52
Tab. III.7. Application numérique à l'ELU et à l'ELS	53
Tab. III.8. Ferrailage de Les escaliers	53
Tab. III.9. Évaluation des charges	57
Tab. III.10. Ferrailage de la poutre	58
Tab. III.11. Combinaison des charges de balcon	60
Tab. III.12. Ferrailage du balcon	61

Chapitre IV :

Tab. IV.1. Groupe de la structure et de la zone sismique	65
Tab. IV.2. Valeurs du facteur de qualité	66
Tab. IV.3. Modes propres de la structure	69
Tab. IV.4. Résultat de force sismique	72
Tab. IV.5. Distribution sismique sens (x-x) et (y-y)	72
Tab. IV.6. Résultat de moment et les efforts tranchants	73
Tab. IV.7. Les résultats de centre de masse et centre de rigidité	73
Tab. IV.8. Déplacements d'étages	74
Tab. IV.9. Effets P- Δ	74
Tab. IV.10. Déplacements inter-étages	75
Tab. IV.11. Moments de renversement de niveau	75

Chapitre V :

Tab. V.1. Moments max des poutres (30×45).....	97
Tab. V.2. Ferrailage longitudinal des poutres principales	82
Tab. V.3. Moments max des poutres (30×40).....	82
Tab. V.4. Ferrailage longitudinal des poutres secondaires	85
Tab. V.5. Moments et les force normale des poteaux (RDC+Etage 1+ Etage 2).....	91
Tab. V.6. Moments et les force normale des poteaux (Etage 3+ Etage 4+ Etage 5).....	91
Tab. V.7. Moments max et les force normale des poteaux	92
Tab. V.8. Ferrailage longitudinal des poteaux	94
Tab. V.9. Vérification à L'ELS.....	96
Tab. V.10. Vérification au flambement	97
Tab. V.11. Les résultats de ferrailage longitudinal des voiles (sens x-x).....	103
Tab. V.12. Les résultats de ferrailage longitudinal des voiles (sens y-y).....	104

Chapitre VI :

Tab. VI.1. Les efforts appliqués et les moments sur la base par ROBOT (semelles).....	110
Tab. VI.2. Ferrailage de semelle isolé.....	111
Tab. VI.3. Les données Sf1, Sf2.....	114
Tab. VI.4. Ferrailage de Sf1, Sf2.....	115
Tab. VI.5. Vérification du cisaillement	115

Listes Des Figures

Liste des figures

Chapitre I :

Fig. I.1. Plancher a corps creux	3
Fig. I.2. Acrotère	4
Fig. I.3. Diagramme contrainte- déformation (ELU).....	7
Fig. I.4. Diagramme des contrainte- déformation du béton.....	7
Fig. I.5. Diagramme contrainte déformation.....	9

Chapitre II :

Fig. II.1. Dalle à corps creux	14
Fig. II.2. Schéma de poutrelles	15
Fig. II.3. Schéma de balcon.....	15
Fig. II.4. Coupe de voile en élévation.....	17
Fig. II.5. Coffrage Les escaliers.....	17
Fig. II.6. Coffrage Les escaliers	18
Fig. II.7. Schéma de la poutre palière.	20
Fig. II.8. Coupe plancher terrasse.....	22
Fig. II.9. Coupe plancher étages courant + RDC.	22
Fig. II.10. Cloisons extérieur.....	23
Fig. II.11. Acrotère.....	24
Fig. II.12. Représentation du poteau le plus sollicité (B-4).....	26

Chapitre III :

Fig. III.1. Schéma statique de l'acrotère.....	34
Fig. III.2. Ferrailage de l'acrotère.....	39
Fig. III.3. Ferrailage de la dalle de compression	41
Fig. III.4. Schémas des poutrelles.....	41
Fig. III.5. Chargement de la poutrelle à l'ELU.....	42
Fig. III.6. Croquis de ferrailage des poutrelles.....	49
Fig. III.7. Vue en plan et coupe verticale d'escalier.....	50
Fig. III.8. Coupe "A-A" des escaliers.....	50
Fig. III.9. Diagramme efforts tranchant et les moments sur appuis et en travées.....	51

Fig. III.10. Schéma ferrailage Les escaliers	56
Fig. III.11. Schéma ferrailage de Poutre palière.....	58
Fig. III.12. Schéma statique	59
Fig. III.13. Schéma ferrailage les balcons.....	61

Chapitre IV :

Fig. IV.1. Configuration en plan (robot).....	66
Fig. IV.2. Mode 1 : translation selon X.	68
Fig. IV.3. Mode 2 : translation selon Y.....	68
Fig. IV.4. Mode 3 : rotation selon Z	69
Fig. IV.5. Distribution de l'effort sismique selon la hauteur.....	71
Fig. IV.6. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur.....	72

Chapitre V :

Fig. V.1. Moments max des poutres (30×45) A ELU (Appuis et Travée).....	77
Fig. V.2. Moments max des poutres (30×45) A ELS (Appuis et Travée).....	77
Fig. V.3. Moments max des poutres (30×45) A ACC (Appuis et Travée).....	78
Fig. V.4. Ferrailage des poutres (30×45) a logiciel EXPERT 2010 (Appuis).....	78
Fig. V.5. Ferrailage des poutres (30×45) a logiciel EXPERT 2010 (Travée).....	79
Fig. V.6. Moments max des poutres (30×40) A ELU (Appuis et Travée).....	80
Fig. V.7. Moments max des poutres (30×40) A ELS (Appuis et Travée).....	80
Fig. V.8. Moments max des poutres (30×40) A ACC (Appuis et Travée).....	80
Fig. V.9. Ferrailage des poutres (30×40) a logiciel EXPERT 2010 (Appuis).....	81
Fig. V.10. Ferrailage des poutres (30×40) a logiciel EXPERT 2010 (Travée).....	81
Fig. V.11. Ferrailage de poutre principale	85
Fig. V.12. Ferrailage de poutre secondaire	86
Fig. V.13. La zone nodale dans les poteaux	87
Fig. V.14. Moments max et les force normale des poteaux par ROBOT 2014.....	89
Fig. V.15. Ferrailage des poteaux (30×40) a logiciel EXPERT 2010 (RDC, Etage 1 et 2)...	90
Fig. V.16. Ferrailage des poteaux (30×40) a logiciel EXPERT 2010 (Etage 3,4,et 5).....	90
Fig. V.17. Schéma ferrailage Poteaux.....	95
Fig. V.18. Section partiellement comprimée	97
Fig. V.19. Section entièrement tendue	98
Fig. V.20. Section entièrement comprimée	98

Fig. V.21. Schéma ferrailage des voiles (x-x).....	103
Fig. V.22. Schéma ferrailage des voiles (y-y).....	103

Chapitre VI :

Fig. VI.1. Types de fondation superficielle.....	104
Fig. VI.2. Ferrailage de semelle isolé	109
Fig. VI.3. Ferrailage de semelles filantes 1, 2	112
Fig. VI.4. Ferrailage de coupe de longrine.....	114

Liste des abréviations

Liste des abréviations

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- \emptyset : Diamètre des armatures.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- q : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- σ'_s : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton.
- σ_{ser} : Contrainte de compression du béton ELS.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- T : L'effort de traction.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- G : Charge permanente.
- N_d : effort normale obtenue par logiciel robot
- ε : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- E.L.U : État limite ultime.
- E.L.S : État limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- V : Effort tranchant.
- F_Z : Effort tranchant.
- V_u : Effort tranchant ultime.
- T : Période.

- S_t : Espacement.
- λ : Élanement.
- e : Épaisseur.
- ep : Épaisseur,
- p : Force concentrée.
- f : Flèche.
- f : Flèche admissible.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- W : Poids total de la structure.
- d : Hauteur utile.
- Fe : Limite d'élasticité de l'acier.
- Mu : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_T : Moment en travée.
- Ma : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
- I : Moment d'inertie.
- Fi : Flèche due aux charges instantanées.
- Fv : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{Fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{Fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène
- ρ : le poids volumique.
- α : élanement d'un panneau de dalle.
- Ψ : Coefficients de scellement.
- η : Coefficients de fissuration.

- θ : Coefficient d'application de charge.
- b : La largeur de la table de compression.
- K : Les raideurs de la poutre et le poteau.
- I : Rayon de giration.
- ε : Coefficient d'équivalence.
- B : Section de béton du poteau.
- a : l'épaisseur de voile.
- h_e : hauteur libre d'étage.
- p_1 : poids du garde-corps.
- g : giron.
- u_i : Somme des périmètres utiles des barres.
- L_S : Longueur de scellement droit.
- A : coefficient d'accélération.
- C_p : facteur de force horizontale.
- W_p : poids de l'acrotère.
- F_P : l'action de la force sismique applique sur l'acrotère.
- T_{ext} : travail externe.
- T_{int} : Travail interne.
- S : Surface de répartition de la charge.
- θ : c'est la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.
- h_0 : épaisseur de la dalle.
- ν : Coefficient de Poisson.
- μ_c : Périmètre du contour.
- U : le périmètre de la surface Ω délimitée par la fibre.
- Ω : L'aire de contour tracé a mi- épaisseur des parois.
- η : facteur de correction d'amortissement.
- ξ : pourcentage d'amortissement critique.
- E : charges sismiques.
- T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
- Q : facteur de qualité.
- D : facteur d'amplification dynamique moyen.
- h_N : c'est la hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N).
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.
- X_i : l'abscisse du centre de torsion.

- Y_i : l'abscisse du centre de torsion.
- x_i : l'abscisse du centre de gravité de l'élément.
- y_i : l'abscisse du centre de gravité de l'élément.
- I_{xi} : moment d'inertie par rapport l'axe (ox).
- e_{xt} : excentricité théorique.
- R : coefficient de comportement global de la structure.
- S_1 : semelle isolé.
- SF1.2 : semelle filante.
- P_1 : poussée de terre.
- NB : noté bien.
- RDC : riez de chaussée.
- SS : sous-sol.

RÉSUMÉ

En Algérie ; les immeubles en béton armé restent le choix de la forme adéquates par rapport aux autres types pour la bonne maitrise le domaine de la construction. Le présent projet consiste une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation (R+5) contreventé mixte par (voiles + portique) en zone sismique élevée (II.a). L'ouvrage est classé dans le « groupe d'usage 2 ». En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications de pré- dimensionnement des éléments et du ferrailage de tous les éléments de structures (RPA99V2003 et B.A.E.L 91 modifié99).

Le type de contreventement sera mixte (voiles portiques), avec justification de l'interaction (les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage). Donc la structure doit avoir un comportement statique et dynamique afin d'assurer une protection adéquate de nos structures vis-à-vis des actions sismiques vents. Cette phase d'analyse est basée sur les notions de la résistance des matériaux, l'élasticité et la plasticité (comportement linéaire et non linéaire). Ainsi dans le domaine de génie civil on s'intéresse à la résistance, durabilité l'élasticité et la plasticité et en fin l'économie. A la fin de cette étude, nous avons présenté les résultats menés par des Robot qui permet de réduire le temps et facilite l'analyse et le dessin des structures.

Mots clés : Modélisation, voiles, Portiques, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99. DTR, calcule sismique.

Abstract

In Algeria ; reinforced concrete buildings remain the choice of the appropriate form compared to other types for good control of the field of construction. This project consists of a detailed study of a building for residential use (R+5) mixed bracing by (veils + portico) in a high seismic zone (II. a). The structure is classified in "use group 2". By using the new rules for calculating and checking the pre-dimensioning of the elements and the reinforcement of all the structural elements (RPA99V2003 and B.A.E.L 91 modified99). The type of bracing will be mixed (portal walls), with justification of the interaction (the portals must take up at least 25% of the story shear force). So the structure must have a static and dynamic behavior in order to ensure adequate protection of our structures vis-à-vis seismic wind actions. This analysis phase is based on the notions of material resistance, elasticity and plasticity (linear and non-linear behavior). Thus in the field of civil engineering, we are interested in resistance, durability, elasticity and plasticity and, in the end, economy. At the end of this study, we presented the results carried out by Robots which reduces the time and facilitates the analysis and the design of the structures.

Keywords : Modeling, sails, Gantry, RPA99 modified 2003, BAEL91 modified 99. DTR, seismic calculation.

الملخص

في الجزائر؛ تظل المباني الخرسانية المسلحة في اختيار الشكل المناسب مقارنة بالأنواع الأخرى للتحكم الجيد في مجال البناء. يتكون هذا المشروع من دراسة تفصيلية لمبنى للاستخدام السكني (R + 5) مختلط تقوية بواسطة (جدار من الخرسانة المسلحة + هيكل المبنى) في منطقة زلزالية عالية (II.a). تم تصنيف الهيكل في "مجموعة الاستخدام 2". باستخدام القواعد الجديدة لحساب وفحص التسليح المسبق للعناصر وتقوية جميع العناصر الهيكلية (RPA99V2003 و B.A.E.L 91 معدل 99).

سيتم خلط نوع الدعامة (جدران و هيكل) ، مع تبرير التفاعل (يجب أن تشغل البوابات 25٪ على الأقل من قوة القص للطوابق). لذلك يجب أن يكون للهيكل سلوك ثابت وديناميكي من أجل ضمان الحماية الكافية لهياكلنا في مواجهة أعمال الامواج الزلزالية. تعتمد هذه المرحلة من التحليل على مفاهيم مقاومة المواد والمرونة واللدونة (السلوك الخطي وغير الخطي). وهكذا في مجال الهندسة المدنية، نحن مهتمون بالمقاومة والمتانة والمرونة واللدونة ، وفي النهاية ، الاقتصاد. في نهاية هذه الدراسة، قدمنا النتائج التي نفذها برنامج ROBOT 2014 مما يقلل من الوقت ويسهل تحليل وتصميم الهياكل.

الكلمات الرئيسية: جدران ، هيكل ، RPA99 المعدل في 2003 ، BAEL91 المعدل في 99 ، DTR ، الحساب الزلزالي.

Introduction Générale

Afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public, les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de conception et d'infrastructures urbaines.

L'étude d'une construction se fait principalement en deux parties essentielles :

- La superstructure (partie hors terre).
- L'infrastructure (partie enterré).

La première étude consiste à calculer les éléments résistants de la structure en utilisant des méthodes appropriées aux calculs des éléments (voiles, portiques, planchers ...) et tout en respectant les exigences du règlement du béton aux états limites (BAEL) ainsi que le règlement parasismique algérien (RPA), afin que chaque élément puisse répondre aux fonctions pour les quelles il est conçu.

Étant donné que le calcul manuel de ces éléments est long et difficile, mais il existe des logiciels tels que ROBOT ; permettant non seulement d'aboutir à des résultats satisfaisants mais aussi de réduire considérablement le temps de travail.

La deuxième consiste à calculer les fondations (profondes ou superficielles) qui sont des éléments permettant de transmettre toutes les charges dues à l'ouvrage au sol. Leurs choix dépendent essentiellement de la nature du sol sur le quel l'ouvrage est implanté. dans le cadre de ce projet de fin d'études nous avons procédé au calcul d'une structure comportant un R+5 étages à contreventement mixte à usage d'habitation et commerce, dans cette étude on a utilisé le logiciel de calcul par élément finis ROBOT (version 2014) efficace dans la modélisation des structures a plusieurs étages .il permet la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure .après les calculs , on passe aux ferrailages des éléments.

Au final, on procède à l'élaboration des plans d'exécution de ferrailage des différents éléments de la construction.



CHAPITRE 1

PRESENTATION DU PROJET

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I.1 Présentation du projet de fin d'étude

Notre projet de fin d'études consiste en l'étude d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation (R+5). Le bâtiment sera implanté à la périphérie de la wilaya de Setif. selon le RPA 99/2003, Alger est une zone de sismicité élevée (zone IIa).

Dans notre étude on a considéré que le sol d'assise de la construction est un sol meuble et par conséquent on a adopté : $\sigma_{sol} = 2,4$ bars.

L'architecture retenue du bâtiment présente une irrégularité en plan et en élévation, l'ossature est faite en voiles portiques (système de contreventement mixte).

Les planchers sont constitués par des dalles en corps creux en assurant une rigidité du diaphragme horizontal et une sécurité contre les incendies.

Les dimensions en plan du bâtiment sont répertoriées comme suit :

- ❖ Longueur totale du bâtiment en plan $L = 22.50$ m
- ❖ Largeur totale du bâtiment en plan $L = 8.9$ m
- ❖ La hauteur totale est $H_t = 18.36$ m
- ❖ La hauteur d'étage $H_e = 3.06$ m
- ❖ La hauteur de rdch $H_r = 3.06$ m

Le Choix du système de contreventement rentre dans le cadre de l'application du RPA 99 (version 2003), vu qu'il dépasse deux niveaux (8m), Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- Les voiles de contreventement reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.
- Les portiques ne reprennent que les charges verticales, mais dans notre cas, zone sismique d'ordre Iia il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 20% de l'effort horizontal global.

En ce qui concerne le type de plancher, les planchers sont constitués par des dalles en corps creux (corps creux, poutrelles et dalle de compression) en assurant une rigidité du diaphragme horizontal et une sécurité contre les incendies, ce type de planchers a été choisi en raison aussi des portées qui ne sont pas importantes.

Ce type de planchers présente :

- Une facilité de réalisation.
- Une réduction du poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par les poutrelles et les corps creux).

Néanmoins pour certaines zones, j'ai opté pour des dalles pleines à cause

De leurs formes irrégulières (des triangles ou des trapèzes) et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

I.2. Règlements utilisés :

L'étude du bâtiment qu'on va présenter ultérieurement sera menée en utilisant les codes de calcul suivants :

- ❖ Règles parasismiques algériennes **RPA99/ modifications 2003**.
- ❖ Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé **BAEL 91 et CBA93**.
- ❖ Document technique réglementaire **DTR BC 2-2** : charges permanentes d'exploitations.

I.3. Système structural :

La stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales sous l'effet du séisme assuré par des voiles et des portiques autrement dit, un contreventement mixte

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et les portiques tout en justifiant l'interaction portiques voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales (forces sismiques).

Pour ce genre de contreventement, il y a lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- ❖ Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ❖ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- ❖ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage

I.4 Planchers

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

Pour ce bâtiment le choix du maître de l'ouvrage s'est porté sur les planchers à corps creux.

I.4.1. Planchers à corps creux

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé espacées de 60cm, de corps creux (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur (5 cm) en béton armé.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- ✓ Facilité de réalisation ;
- ✓ Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- ✓ Diminution du poids total de la structure et par conséquent l'effort tranchant à la base du a séismes

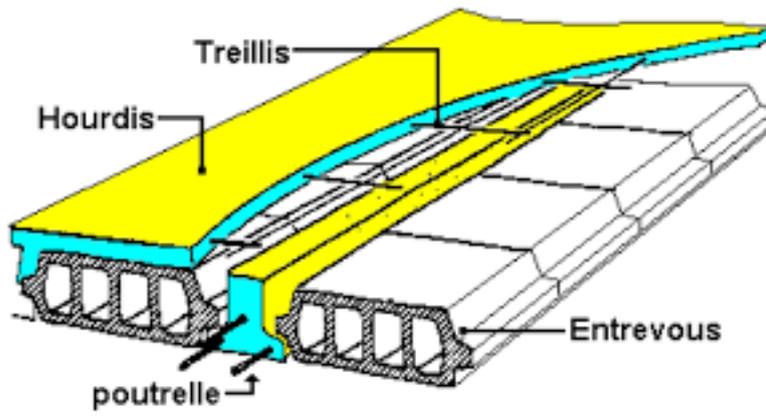


Figure I.1. Plancher à corps creux

I.5. Maçonnerie

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs

- ✓ Murs extérieurs : Le remplissage des façades est en maçonnerie non rigide elles sont composées d'une double cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur
- ✓ Murs intérieurs : cloison de séparation de 10 cm

I.6. Revêtement

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- ✓ Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers ;
- ✓ De la céramique recouvrant les murs dans les salles d'eau ;
- ✓ De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds ;
- ✓ Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieures.

I.7. Acrotères

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur. La trappe d'accès à la terrasse est entourée d'un acrotère de 40cm d'hauteur et 10cm d'épaisseur.

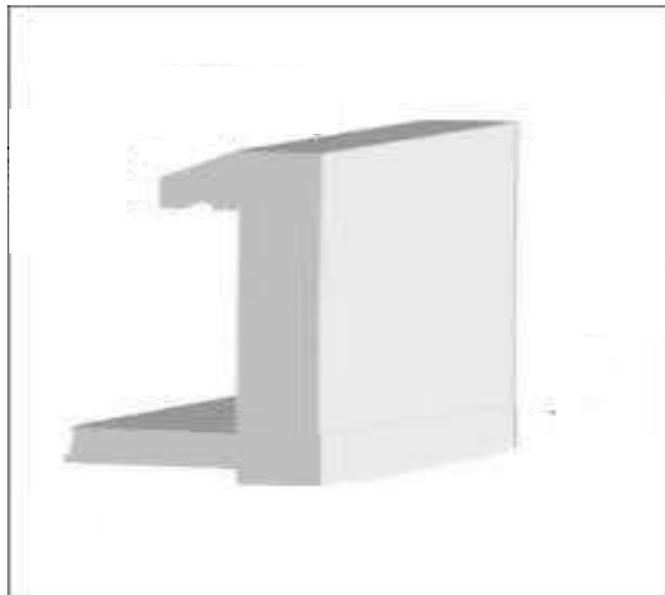


Figure I.2. Acrotère

I.8. Escaliers

Les escaliers utilisés dans ce bâtiment sont des escaliers droits avec deux volées et paliers inter étage.

I.9. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé du **CBA93**.

I.9.1. Béton

Est un matériau constitué par un mélange de : ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau. Il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la qualité d'eau du gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles BAEL 91, et leRPA 99 modifié en 2003.

A titre indicatif le dosage courant par 1m³ est comme suite :

Granulat (sable $\Phi \leq 5\text{mm}$, gravier $5 \leq \Phi \leq 25\text{mm}$).

- ✦ Gravions : 800 L
- ✦ Sable : 400 L
- ✦ Ciment : 350 Kg /1m³.
- ✦ 150 à 200 L d'eau.

REMARQUE : ce n'est pas évident que les dosages imposés donnent des MPa, c'est aux laboratoires de nous préparer un béton de 25MPa.

✦ Résistance caractéristique du béton à la compression à j jours

Dans les cas courants, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge. (f_{c28})

Cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200 cm² de section ($d=16$ cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre ($h=32$ cm)

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge < 28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$F_{Cj} = J / (4.76 + 0.83J) \quad F_{C28} \quad \text{Pour } F_{C28} \leq 40\text{Mpa.}$$

$$F_{Cj} = J / (1.4 + 0.95J) \quad F_{C28} \quad \text{Pour } F_{C28} \geq 40\text{Mpa.}$$

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 25MPa facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés.

✦ Résistance caractéristique du béton à la traction (art A-2.12 BAEL 91)

Le béton est caractérisé par une très faible résistance à la traction, de l'ordre de 10% de la résistance à la compression ; elle est définie comme suite :

$$f_{ij} = 0.6 + f_{cj} \cdot 0.06$$

$$\text{à } j=28$$

$$f_{ij} = 0.6 + (0.06 \times 25) = 2.1 \text{ Mpa.}$$

➤ **Module de déformation longitudinale**

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

✦ **Module de déformation instantanée :**

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24H à l'âge de j jours.

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \text{ MPa} \quad \text{pour } f_{cj} = 25 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa.}$$

✦ **Module de déformation différée :**

Il permet de calculer la déformation finale du béton.

$$E_{vj} = 37000 (f_{cj})^{1/3} \text{ MPa} \quad \text{pour } f_{cj} = 25 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad E_{vj} = 10818.87 \text{ MPa.}$$

➤ **Module de déformation transversale**

Il est donné par la formule suivante : $G = E/2(1+\nu)$

E : module de Young et ν : coefficient de poisson.

➤ **Coefficient de poisson**

C'est le rapport entre la déformation relative transversale $\Delta d/d$ et la déformation relative longitudinale $\Delta L/L$; $\nu = (\Delta d/d) / (\Delta L/L)$

Il est pris égal à :

$\nu = 0$ à l'ELU, pour le calcul des sollicitations.

$\nu = 0.2$ à l'ELS, pour le calcul des déformations.

➤ **les états limites:**

Ils correspondent aux conditions de sécurité et de comportement en service de la structure, on distinguera deux types :

- **Etat limite ultime de résistance**

C'est la limite au-delà de laquelle la structure perd sa stabilité :

- stabilité de forme (flambement)
- résistance mécanique (rupture) et donc la ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec : θ , γ_b est un coefficient de sécurité pris égale à :

1.15 en situation accidentelle

1.00 en situation courante

0.85 devient 0.8 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères :

θ : coefficient d'application des actions considérées, telle que :

$\theta = 1$ si la durée d'application des actions est supérieure à 24h

$\theta = 0.9$ si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h

$\theta = 0.85$ si la durée d'application des actions est inférieure à 1h

A 28j on a $F_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$ en situation courante.

- **Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU (BAEL/A.4.3.4)**

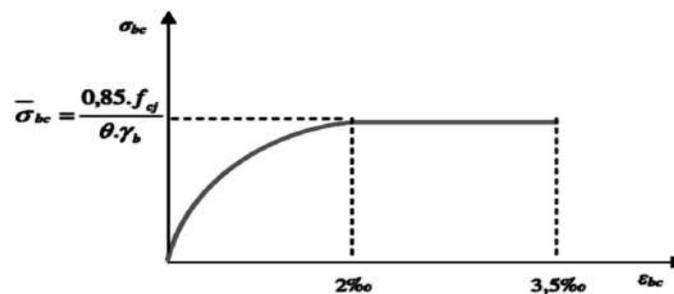


Figure I.3. Diagramme contrainte- déformation (ELU).

$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ compression pure. Avec : (ϵ_{bc} raccourcissement du béton).

$2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$ compression avec flexion.

En compression pure, les déformations relatives du béton sont limitées à 2‰.

Etat limite de service (BAEL/A.4.5.2)

C'est la limite au-delà de laquelle les conditions normales de durabilité et d'exploitation ne seront plus satisfaites, il comprend l'état limites de fissuration et de déformation.

La contrainte limite ultime de service à la compression est donnée par :

$$\bar{\delta}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \bar{\delta}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa (à 28j d'âge)}$$

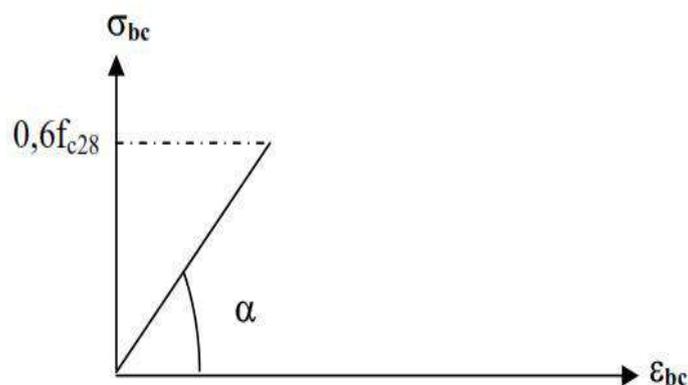


Figure I.4. Diagramme des contrainte- déformation du béton.

➔ **Contrainte limite de cisaillement à l'ELS** (BAEL 91 modifier en 99. ART5-1)

elle est donnée par : $\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$

V_u : effort tranchant

b : largeur

d : hauteur utile $d=h-c$

$\tau_u \leq \min \{0.2f_{cj} / \gamma_b ; 5\text{Mpa}\}$ si la fissuration est non préjudiciable

$\tau_u \leq \min \{0.15f_{cj} / \gamma_b ; 4\text{Mpa}\}$ si la fissuration préjudiciable et très préjudiciable

I.9.2. Acier

▪ Généralité :

C'est un matériau qui possède une très bonne résistance à la traction classée en trois catégories :

- Les ronds lisses FeE215 et FeE235 correspondent à des limites d'élasticité
- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondant à des limites
- D'élasticités garanties respectivement de 400Mpa et 500Mpa.
- Treillis soudés formés par assemblage des barres tréfilées soudées.

▪ Module d'élasticité longitudinale E_s :

- Il est pris égal à 2.10^5 Mpa.

▪ Contraintes limites σ_{st} :

A L'ELU :

$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$ telle que γ_s est un coefficient de sécurité pris égale à :

1.15 → situation courante

1.00 → situation accidentelle

A L'ELS :

Pour éviter le risque de corrosion des armatures, les ouvertures des fissurations dans le béton doivent être limitées ; en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

- **Fissuration peu nuisible** : (Art A.4.5.32/BAEL91)

Cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

- **Fissuration préjudiciable** : (Art A.4.5.33/BAEL91)

Cas des éléments exposés aux intempéries

$\delta_s = \min (2/3f_e ; 110. \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \text{ MPa}$

- **Fissuration très préjudiciable :**(Art 4-5.34/BAEL91)

Cas des éléments exposés à un milieu agressif

$$\delta_{st} = \min (0,5f_e , \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \text{ en MPa}$$

η : coefficient de fissuration

$\eta=1$ pour les ronds lisses

$\eta=1.3$ pour les fils dont le diamètre $<$ à 6mm

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

- ➔ **Diagramme contrainte déformation** (Art A.2.2.2/BAEL91)

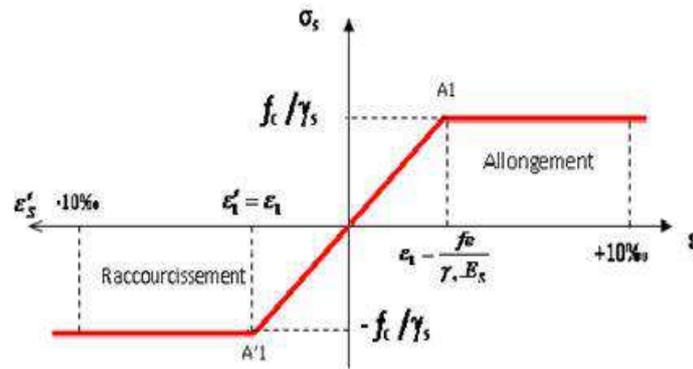


Figure I.5. Diagramme contrainte déformation.

- ➔ **Enrobage (protection des armatures)**

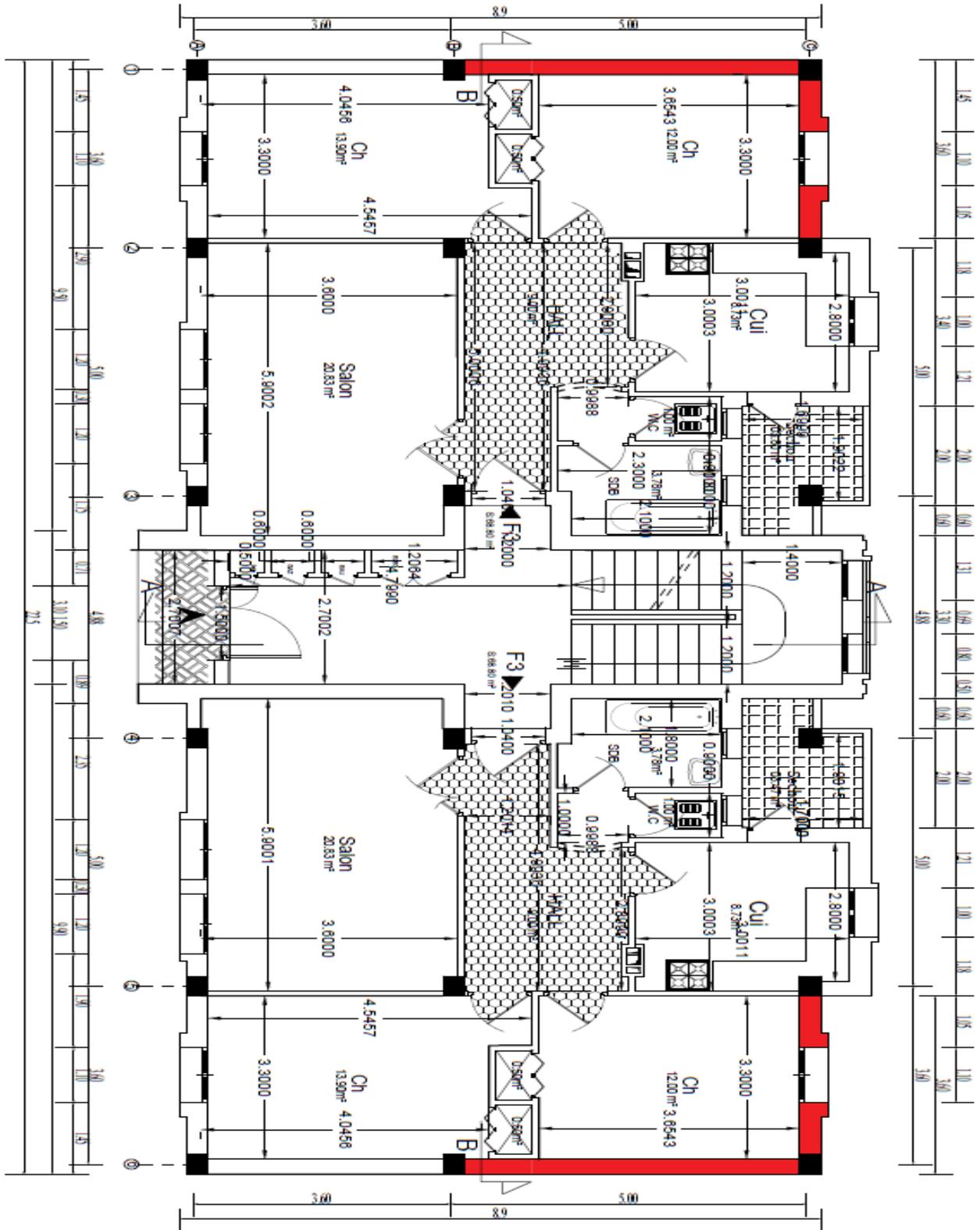
Dans le but de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, nous devons

respecter les conditions d'enrobage suivantes :

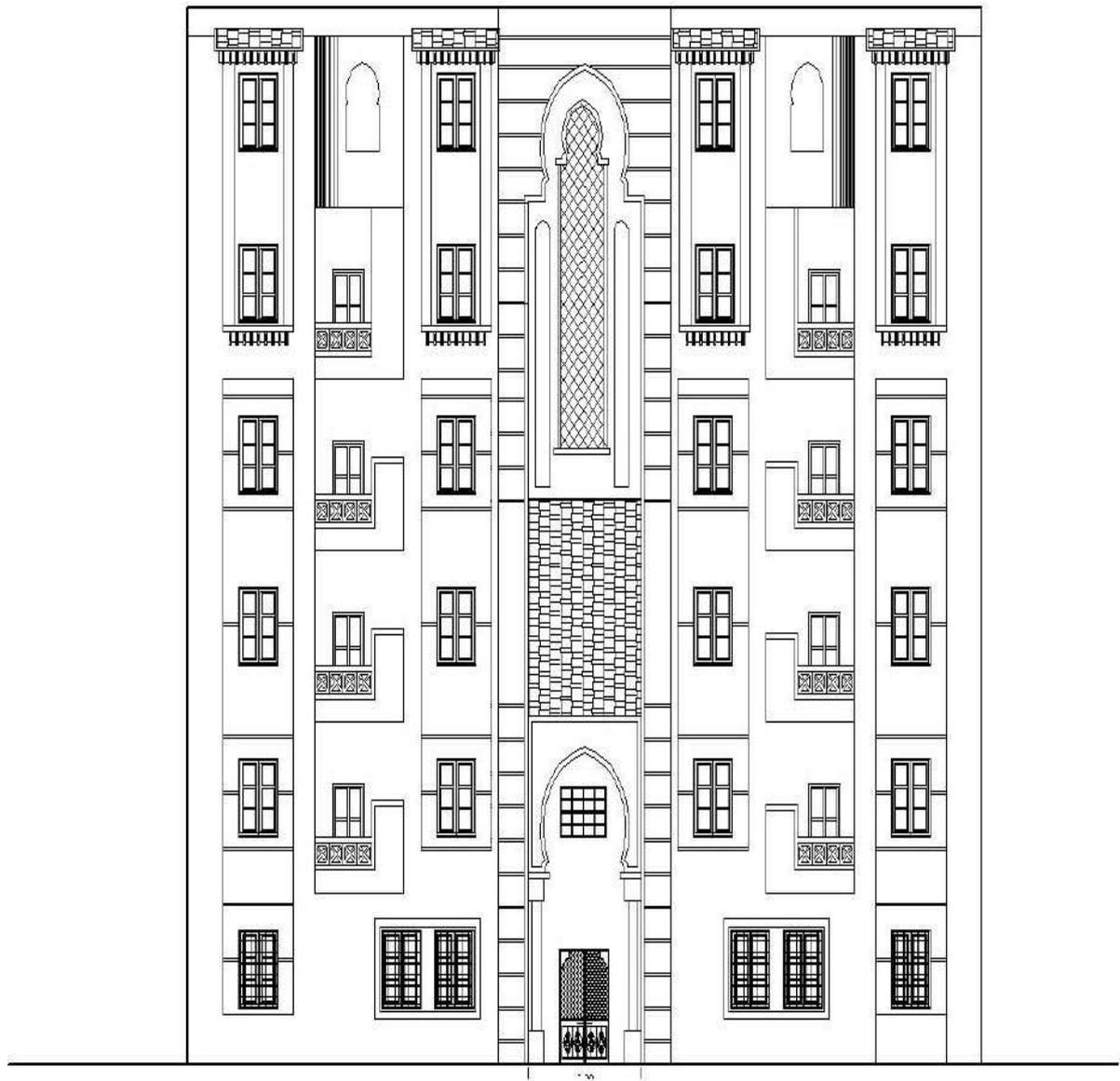
- $C \geq 5\text{cm}$...pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou au brouillard salin.
- $C \geq 3\text{cm}$...pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations)
- $C \geq 1\text{cm}$...pour les parois situées dans les locales.

II. 3. Logiciel utilisé

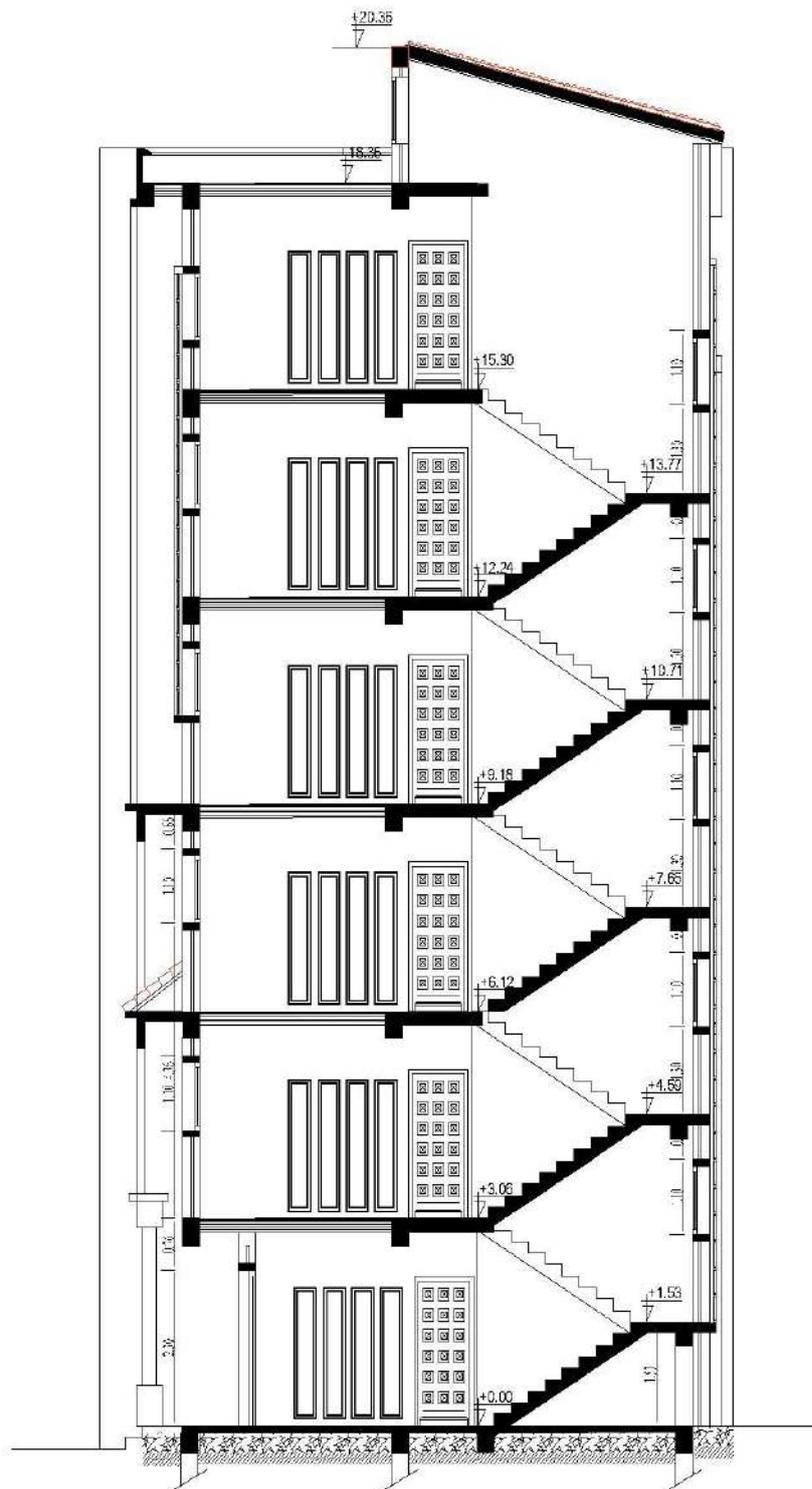
- ✓ Le calcul des différents efforts sous l'effet des sollicitations statiques et dynamique a été réalisé automatiquement moyennant le logiciel : ROBOT2014.
- ✓ Le calcul ferrailage avec le logiciel : EXPERT 2010.
- ✓ Tous les dessins de coffrage et ferrailage ont été réalisés avec le logiciel : AUTOCAD.



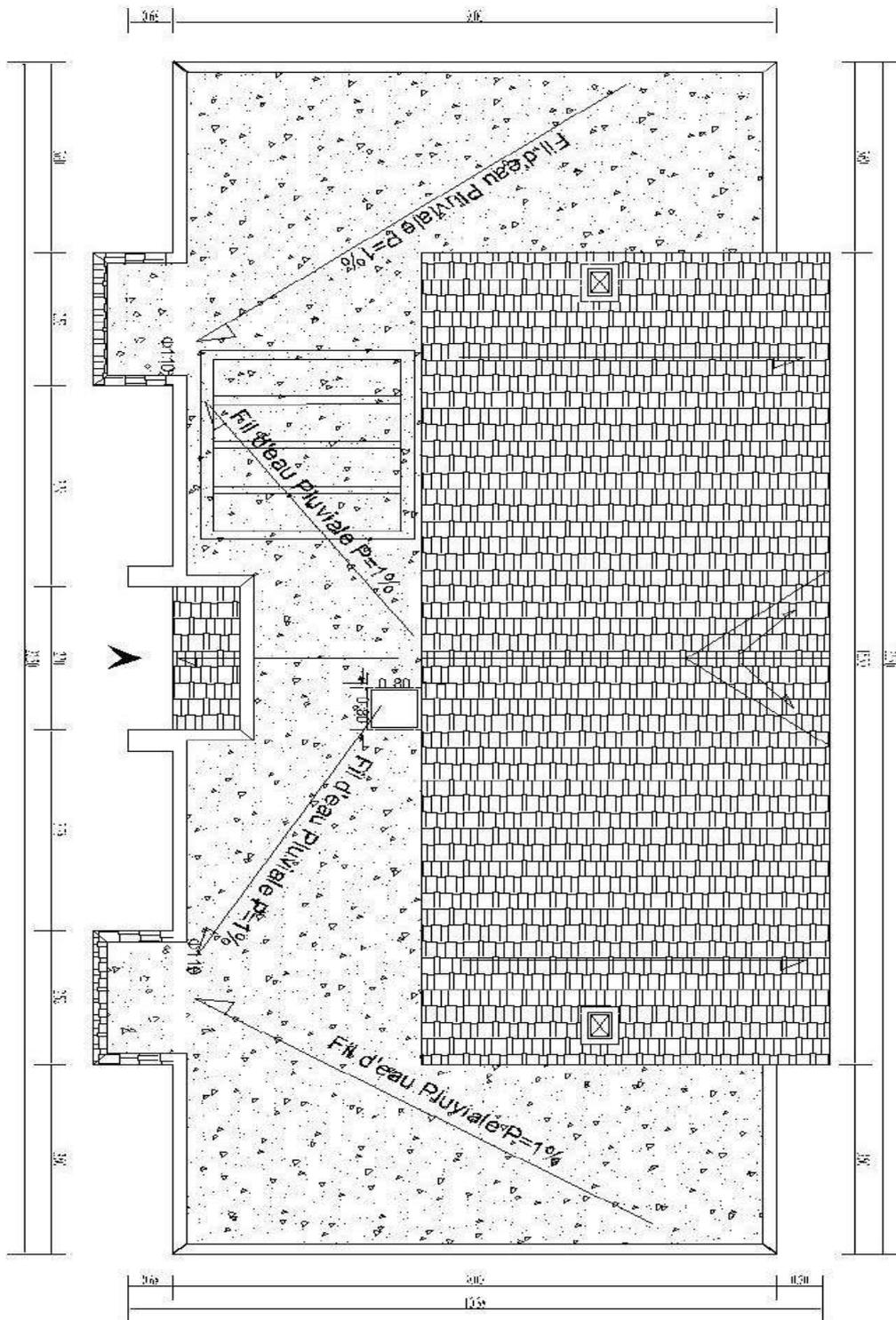
Plan de l'étage courant



Plan de façade principale



Coupe A-A



Plan de toiture



CHAPITRE 2
DESCENTE DE CHARGES ET
PRÉ DIMENSIONNEMENT DES
ÉLÉMENTS

CHAPITRE II: DESCENTE DE CHARGES ET PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1. INTRODUCTION

Le pré dimensionnement est très important, son but est de déterminer des sections préliminaires économiques afin d'éviter un sur plus d'acier et béton.

II.2. Pré dimensionnement des planchers

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan.

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- la facilité de réalisation.
- les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes (max 5.00 m)
- diminuer le poids de la structure et par conséquent le résultant de la force sismique.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

1-Résistance au feu

D'après [BEAL 91]:

- $e = 7$ cm pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17,5$ pour un coupe-feu de quatre heures
- On admet que : $e = 16$ cm

2-Résistance à la flexion

- Dalles reposant sur deux côtés : $L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$.
- Dalles reposant sur trois ou quatre cotés : $L_x / 50 \leq e \leq L_x / 40$.

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

Dans notre cas la dalle reposant sur quatre cotés à une portée égale à : $L_x = 5 - 0.4 = 4.60$ m

Ceci engendre donc $460 / 50 \leq e \leq 460 / 40 \rightarrow 9.2 \text{ cm} \leq e \leq 11.5 \text{ cm}$

On prend $e = 16$ cm

3-Condition de flèche

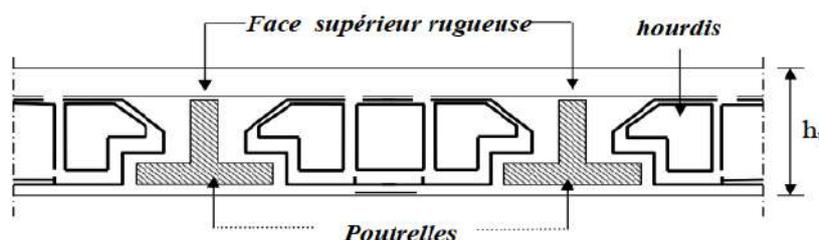


Figure II.1. Dalle à corps creux.

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

L : la portée de la poutrelle mesurée à nu des appuis

On a : L = 460 cm d'où $18.4 \leq h_t \leq 23$

Donc on adopte une épaisseur de : **$h_t = 20$ cm**

Tel que $h_t = d + e$ $\begin{cases} d = 16 \text{ cm} \\ e = 4 \text{ cm} \end{cases}$

Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

On a : $h_t = 20$ cm ;

Pour b_0 on a : $0.3 h_t \leq b_0 \leq 0.7 h_t \rightarrow 0.3 \times 20 \leq b_0 \leq 0.7 \times 20$

$6 \text{ cm} \leq b_0 \leq 14 \text{ cm}$; donc on a : $b_0 = 10$ cm.

-Le hourdis choisis est normalisé de hauteur 16 cm et de longueur 55 cm.

-La section en travée à considérer est une section en T.

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

Selon le BAEL 91

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{l_n}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \dots \dots \text{ cv} \\ \frac{l}{10} = \frac{460}{10} = 46 \text{ cm} \dots \dots \text{ cv} \end{array} \right\}$$

L_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives.

L : la longueur de la nervure.

Donc on prend $b_1 = 27.5$ cm.

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

Soit $b = 65$ cm.

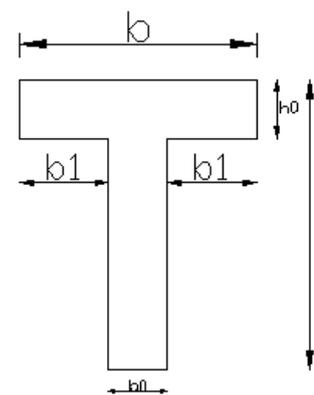


Figure II.2. Schéma de poutrelles

II.3. Balcon

Le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est conditionnée par :

$$L / 15 < e < (L / 20) + 7 \text{ on a : } L = 1,20 \text{ m}$$

$$8 < e < 13$$

On adopte un **e = 15 cm**

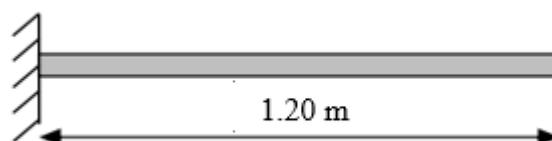


Figure II.3. Schéma de balcon.

II.3. Pré dimensionnement des voiles

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de [RPA 99].

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connus de la cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le [RPA 99] article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition: ($L \geq 4e$). Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

- L : longueur de voile.
- e : épaisseur du voile.

- L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la Figure (II.4).

c.à.d. :

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article 7.7.1 de [RPA99]:

$e_{\min} = 15\text{cm}$.

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 3,06\text{ m}$ et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

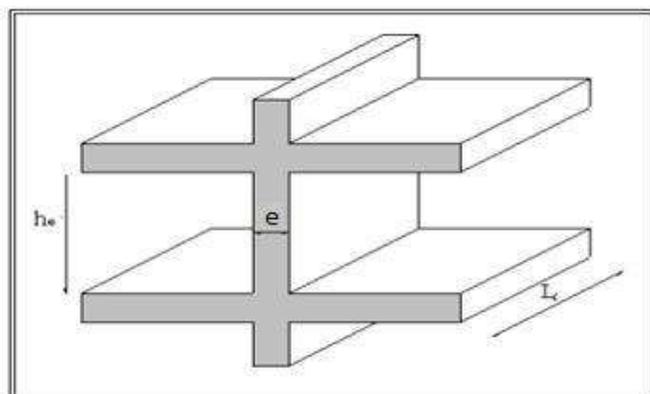
$$e \geq h/25 \rightarrow e \geq 306/25 \rightarrow e \geq 12,24\text{ cm}$$

$$e \geq h/22 \rightarrow e \geq 306/22 \rightarrow e \geq 13,90\text{ cm}$$

$$e \geq h/20 \rightarrow e \geq 306/20 \rightarrow e \geq 15,30\text{ cm}$$

$$e \geq \max (e_{\min}, h_e/25, h_e /22, h_e /20) \rightarrow e \geq \max (15; 12,24; 13,90; 15,30)$$

$e \geq 15,30\text{ cm}$ on adopte que : **$e=20\text{ cm}$** .



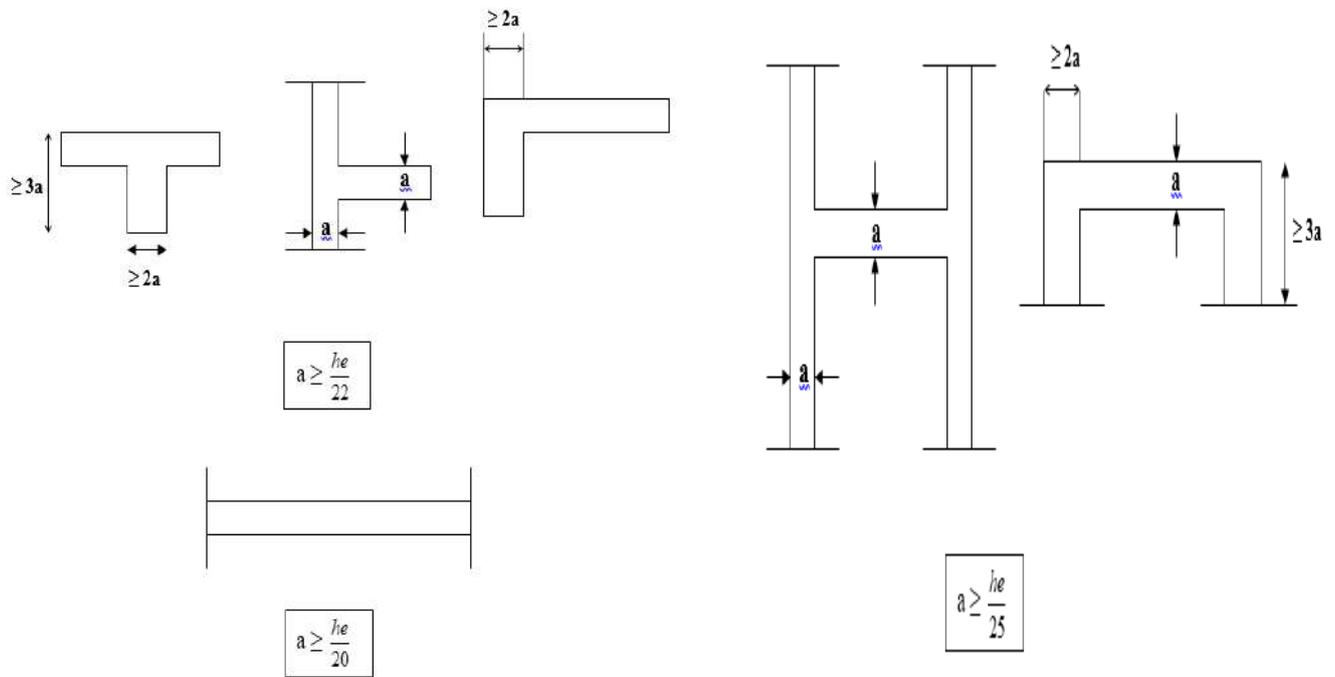


Figure II.4. Coupe de voile en élévation

II.4. Pré dimensionnement des escaliers

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Les escaliers sont constitués par des volées préfabriquées en béton armé reposant sur des paliers coulés en place, la jonction palier –volée est assurée par des piques de scellement s'opposant à l'effort transmis par la paillasse au palier.

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants :

- Rapidité d'exécution.
- Utilisation immédiate de l'escalier.

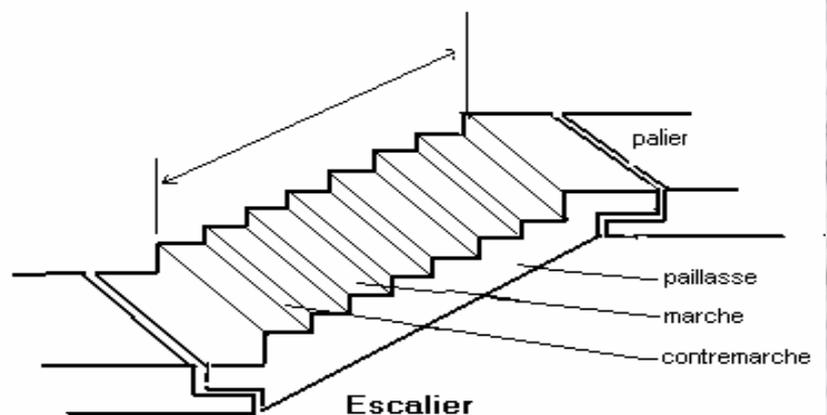


Figure II.5. Coffrage Les escaliers.

Méthode de calcul

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1 m de largeur.

Dimensionnement

Le dimensionnement se fait suivant la condition de (**BLONDEL**)

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

Pour les contres marches : $14 \leq h \leq 18 \text{ cm} \Rightarrow h = 17 \text{ cm}$

Pour les marches : $24 \leq g \leq 32 \text{ cm} \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$

Alors : $g + 2h = 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \dots\dots (\text{c.v})$

Emmarchement : $E > 90 \text{ cm}$ pour un escalier de bâtiment d'habitation $E=1.20 \text{ m}$

$E=120 \text{ cm} > 90 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{c.v})$

Membre de marches

$n = H / h \rightarrow 153 / 17 \rightarrow n = 9 \text{ marche}$

H : Hauteur d'étage

h : Hauteur de contre marche

$L = (n-1) g = (9-1) .30 = 240 \text{ cm}$

Epaisseur du paillasse :

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \quad \text{Ou} \quad L' = \sqrt{\left(\frac{H}{2}\right)^2 + L^2}$$

$$L' = \sqrt{\left(\frac{306}{2}\right)^2 + (240)^2} = 284.6208 \text{ cm}$$

Alors : $9.48 \leq e \leq 14.23$

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

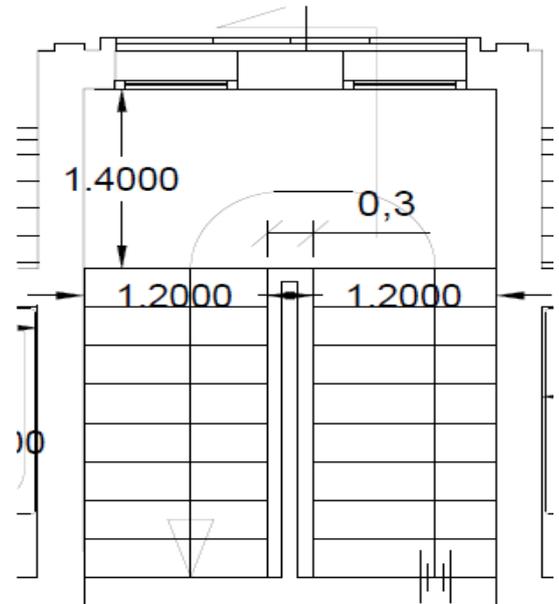


Figure II.6. Coffrage Les escaliers.

Angle d'inclinaison

(a) : $tg\alpha = \frac{H}{2L} = \frac{9 \times 17}{240} = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32.517^\circ$

La largeur de palier de repos on propose :

$d = 120 > 3 g \dots\dots (\text{C.V})$

On adopte une épaisseur de $e = 15 \text{ cm}$ pour le palier.

II.5. Pré dimensionnement des poutres

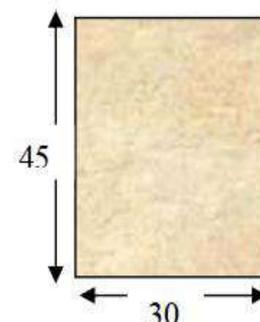
Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé de section rectangulaire elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements vertical ramenés par les planchers.

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par [BAEL91] et vérifiées par la suite selon le [RPA99. v.2003]

Poutres principales

D'après le [BAEL91]:

- $L/15 \leq h_t \leq L/10$ h_t : hauteur de la poutre.
- $0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t$ b : largeur de la poutre.



Avec : L : portée maximale de poutre.

Nous avons : L= 5.00 m.

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad \rightarrow \quad 33.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 50 \text{ cm.}$$

On prend **ht=45cm.**

$$0.3h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad \rightarrow \quad 13.5\text{cm} \leq b \leq 31.5\text{cm.}$$

On prend **b=30 cm**

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de [RPA 99] suivant :

- $b \geq 20 \text{ cm.} \rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$ vérifie.
- $h \geq 30 \text{ cm.} \rightarrow h = 45\text{cm} > 30\text{cm}$ vérifie.
- $h/b \leq 4 \rightarrow h/b = 1.5 < 4$ vérifie.

Poutres secondaires

D'après le [BAEL91] :

- $L/15 \leq h_t \leq L/10$ h_t : hauteur de la poutre.
- $0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t$ b : largeur de la poutre.

Avec : L : portée maximale de poutre.

Nous avons : L= 5.00 m.

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad \rightarrow \quad 33.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 50 \text{ cm.}$$

On prend **ht =40 cm.**

$$0.3h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad \rightarrow \quad 13.5\text{cm} \leq b \leq 31.5\text{cm.}$$

On prend **b=30 cm**

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de [RPA 99] suivant :

- $b \geq 20 \text{ cm.} \rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20\text{cm}$ vérifie.
- $h \geq 30 \text{ cm.} \rightarrow h = 40 \text{ cm} > 30\text{cm}$ vérifie.
- $h/b \geq 4 \rightarrow h/b = 1.33 < 4$ vérifie.

Poutres principales : $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

Vérification de la flèche

Nous devons vérifier que : $F_{\max} \leq F$

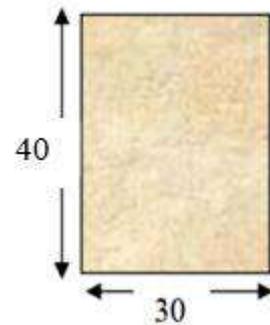
$F_{\max} \leq L/500$ Si la portée L est au plus égale à 5m.

$F_{\max} \leq (L/1000) + 0.5$ Si la portée L est supérieur à 5m

Dans le cas de poutre isostatique avec une charge uniformément répartie, la flèche maximale est donnée

par : $F_{\max} = (5 q L^4 / 384 E I)$

Avec :



F_{max} : Flèche maximale de la poutre.

L : portée de la poutre.

h : hauteur de la section de la poutre.

q : charge uniformément répartie déterminé à ELS.

E : module d'élasticité différée du béton.

I : moment d'inertie de la section

Poutre principale

$$L = 4.60m \quad I = b.h^3/12 = 0.3 \times 0.45^3 / 12 = 0.0022 \text{ m}^4$$

$$F_{max} \leq (L/500) = 0.92 \text{ cm.} \quad E = 321642 \text{ Kg/cm}^2 \quad I = 220000 \text{ cm}^4$$

$$\text{Charge permanent } G = 633 \text{ kg/m}^2.$$

$$\text{Charge d'exploitation } Q = 100 \text{ kg/m}^2.$$

$$q = G + Q = (633 \times 4.6) + (2500 \times 0.3 \times 0.45) + (100 \times 4.6) = 3709.3 \text{ kg/ml.}$$

$$F = (5 \times 3709.3 \times 4.6^4 / 384 \times 321642.10^2 \times 0.0022) = 0.30 \text{ cm} < F_{max} = 0.96 \text{ cm.} \text{ Donc la condition vérifie}$$

Poutre secondaire

$$L = 4.60m$$

$$F = L/500 = 0.96 \text{ cm.} \quad E = 321642 \text{ kg/cm}^2 \quad I = 0.3 \times 0.40^3 / 12 = 0.0016 \text{ m}^4$$

$$q = G + Q = (633 \times 4.6) + (2500 \times 0.3 \times 0.40) + (100 \times 4.6) = 3257.8 \text{ kg/ml.}$$

$$F = (5 \times 3257.8 \times 4.6^4 / 384 \times 321642.10^2 \times 0.0016) = 0.36 \text{ cm} < F_{max} = 0.96 \text{ cm.} \text{ Donc la condition vérifie}$$

Poutre palier

La poutre palière est une poutre d'une section rectangulaire (**bxh**), considérée comme semi encastree dans les poteaux. Elle est destinée à supporter son poids propre, et une partie du poids de l'escalier.

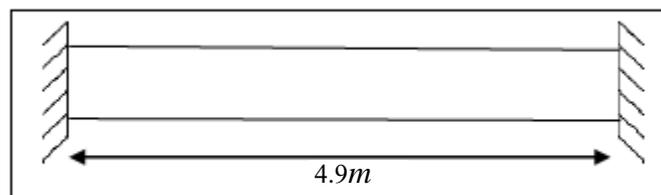


Figure II.7. Schéma de la poutre palière.

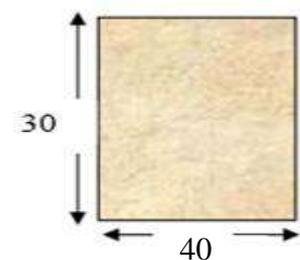
- Hauteur

La hauteur de la poutre palière est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \text{ Avec :}$$

L_{max} : Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis

h_t : Hauteur de la poutre



$$L_{\max}=4.9 \text{ m} \quad \frac{490}{15} \leq h_t \leq \frac{490}{10} ; \text{ Donc : } 32.67 \text{ cm} \leq h_t \leq 49 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du **RPA(Art7.5.1)**, on opte pour **$h_t = 40 \text{ cm}$** .

- Largeur

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \rightarrow 0.4 \times 40 \text{ cm} \leq b \leq 0.7 \times 40 \text{ cm} \rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

Avec **b** : La largeur de la poutre

Compte tenu des exigences du **RPA(Art7.5.1)**, on opte pour **$b = 30 \text{ cm}$** .

• Vérification des conditions du RPA (Art 7.5.1.5. RPA 99/Version 2003)

$$\begin{cases} h_t \geq 40 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \end{cases} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc la poutre paliera à pour dimensions : **$(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$**

II.6. Evaluation des charges et descente des charges

II.6.1) INTRODUCTION

Les charges réglementaires

Les charges réglementaires sont:

Les charges permanentes qui présentent le poids propre.

Les charges d'exploitation ou surcharges.

➤ Les charges permanentes

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en oeuvre pour construire le bâtiment, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le document technique règlementaire (D.T.R) des charges permanentes et charges d'exploitation.

➤ Les charges d'exploitation

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". on comprend aisément que le plancher d'un ouvrage à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitation.

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation.

II.6.2) Plancher terrasse inaccessible

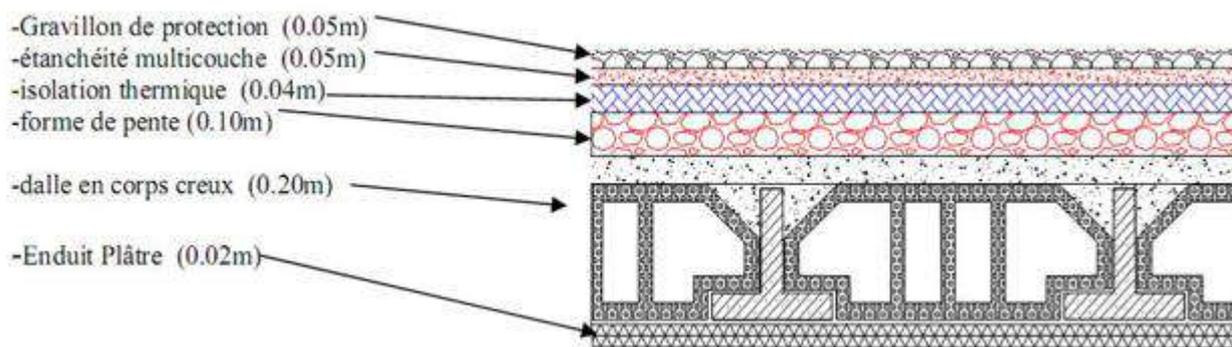


Figure II.8. Coupe plancher terrasse.

Tableau II.1. Évaluation des charges permanentes et d'exploitation du plancher terrasse.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Densité (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
Protection en gravillons roulés	5	1700	85
Étanchéités multicouches	2	600	12
Béton de pente	10	2200	220
Isolation thermique en liège	4	400	16
Plancher en corps creux	20	1400	280
Enduit plâtre	2	1000	20
		G	633
		Q	100

II.6.3) Plancher étage courant

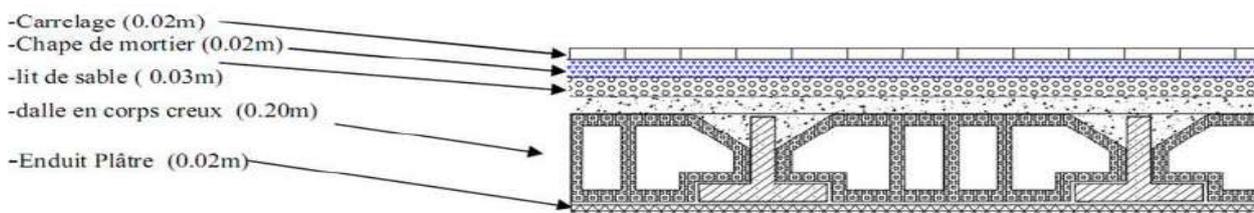


Figure II.9. Coupe plancher étages courant + RDC.

Tableau II.2. Évaluation des charges permanentes et d'exploitation du plancher courant.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Densité (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Plancher en corps creux	20	1400	280
Enduit plâtre	2	1000	20
Cloisons légères	15	500	75
		G	495
		Q	150

- ♦ **Plancher : terrasse inaccessible** (Usage de d'habitation)

$$G = 633 \text{ kg/m}^2 ; Q = 100 \text{ kg/m}^2$$

- ♦ **Plancher :RDC et 1ere et 2ème et 3ème et 4ème** (Usage de d'habitation)

$$G = 495 \text{ kg/m}^2 ; Q = 150 \text{ kg/m}^2$$

II.6.4) Balcon

Tableau II.3. Evaluation des charges permanents et exploitation de dalle de balcon

Matériaux	Epaisseur (cm)	Densité (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle en béton armé	15	2500	375
Enduit ciment	2	2000	40
		G	535
		Q	350

II.6.5) Murs extérieurs en maçonnerie

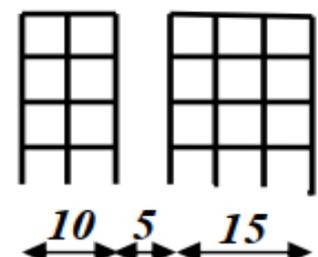


Figure II.10. Cloisons extérieur

Tableau II.4. Évaluation des charges permanentes de mur extérieur.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Densité (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
Enduit extérieur	2	2000	40
Briques creuses	10	900	90
Briques creuses	15	900	135
Enduit plâtre	2	1000	20
			285

En considérant les 30 % d'ouvertures285 = **199.5 kg/m²**.

La maçonnerie utilisée est en briques (double cloison) avec 30 % d'ouvertures

II.6.6) Acrotère

La surface de l'acrotère est :

$$S = (0.03 \times 0.12) / 2 + (0.07 \times 0.22) + (0.1 \times 0.03) + (0.1 \times 0.50) = 0.0702 \text{ m}^2$$

· Le poids propre de l'acrotère est :

$$P \text{ propre} = (0.0702 \times 2500) = 175.5 \text{ Kg/ml}$$

Enduit en ciment : $e_p = 2\text{cm} \rightarrow$ poids de l'enduit

$$(0.02 \times 2000) (0.60 + 0.913) = 60.54 \text{ kg/ml.}$$

Charge permanente : $G \text{ total} = 175.5 + 60.54 = 236.04 \text{ kg/ml}$

$$G = 236.04 \text{ kg/m}$$

$$Q = 100 \text{ kg/m}$$

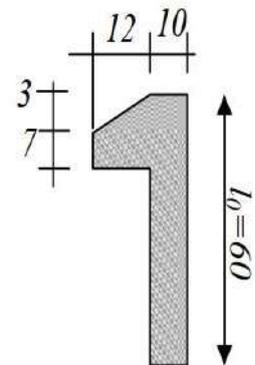


Figure II.11. Acrotère

II.6.7) Escaliers

Paliers :

Etage courant et RDC :

Tableau II.5. Evaluation des charges permanentes et d'exploitation de paliers.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Densité (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
Marbre	2	2800	56
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	3	1800	54
Dalle pleine (BA)	15	2500	375
Enduit ciment	2	2000	40
		G	565
		Q	250

Volée : (paillasse)
 Etage courant et RDC :

Tableau II.6. Évaluation des charges permanentes et d'exploitation de paillasse.

Matériaux	Épaisseur (cm)	Densité (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
Marbre	2	2800	56
Mortier de pose	2	2000	40
Poids des marches	17	2200	$2200 \times 0,17/2 = 187$
Paillasse	15	2500	$(2500 \times 0,15) / \cos 32,517^\circ = 444,71$
Enduit ciment	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Garde-corps	-	-	20
		G	823.71
		Q	250

II.7) Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis, pour transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à l'état limite ultime ($N_u = 1,35G + 1,5Q$), cette charge peut être majorée de **10%** pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des Tour comportant au moins trois travées, donc dans ce cas cette charge devienne : ($N_u = 1,1N_u$)

Etapas de Pré dimensionnement

- Choix du poteau le plus sollicité.
- Dimensionnements des poteaux.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du **RPA 99 / version 2003**

II.7.1) Dimensions des poteaux

Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaire doivent répondre aux conditions du **RPA 99 / version 2003** : $\min(a,b) \geq 25$ cm en zone IIa.

Tableau II.7. Pré-dimensionnement des poteaux

Niveau d'étage		5eme	4eme	3eme	2eme	1ere	RDC
Dimension du Poteau	a(cm)	30	30	30	30	30	30
	b(cm)	40	40	40	40	40	40

II.7.2) Choix du poteau le plus sollicité

Dans notre structure, le poteau le plus sollicité est les poteaux « **B-4** ».

La surface reprise par le poteau :

$$S_p = (2.35+1.65) \times (2.3+2.35) = 18.6 \text{ m}^2$$

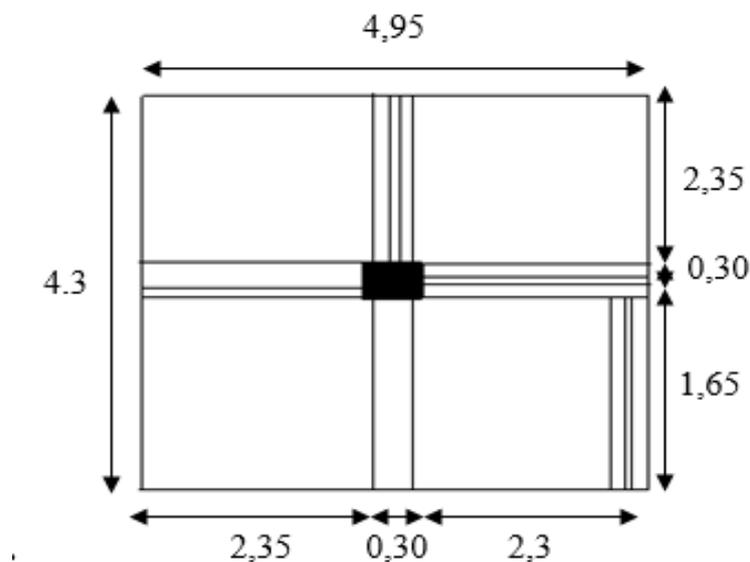


Figure II.12. Représentation du poteau le plus sollicité (B-4).

II.7.3) Calcul de la longueur de flambement L_f

Le règlement **CBA93** définit la longueur de flambement L_f comme suit :

$0,7 \times L_0$: si le poteau est à ses extrémités :

Soit encastré dans un massif de fondation.

Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.

- L_0 : dans les autres cas.

Pour notre cas, on prend : $L_f = 0,7 L_0$ (poteau avec des extrémités encastrées jusqu'à fondation).

RDC : $L_0 = 3.06 - 0.45 = 2.61 \text{ m}$

Etage courant : $L_0 = 3.06 - 0.45 = 2.61 \text{ m}$

RDC : $L_f = 0.7 \times 2.61 = 1.827$ m

Etage courant : $L_f = 0.7 \times 2.61 = 1.827$ m

II.7.4) Calcul de l'effort \bar{N}_u

L'effort normal admissible est $\bar{N}_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right)$ [BAEL] (article B.8.4.1) Avec :

\bar{N}_u : Effort normal admissible à l'ELU.

\bar{N}_u B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$B_r = (a - 2) \times (b - 2) = (30 - 2) \times (40 - 2) = 1064$ cm²

γ_b = Coefficient de sécurité du béton tel que.

$\gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle.

$\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire.

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle.

$f_{c28} = 25$ MPa et $f_e = 400$ MPa : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.

α : Coefficient fonction de l'élanement du poteau : **Selon le BAEL 91 révisée 99 (Art B.8.4.1).**

On suppose qu' $A_s = 0$ (cas le plus défavorable)

Donc : $N_u \leq \alpha (B_r \cdot f_{c28} / 0,9 \gamma_b)$.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} ; \text{ pour } \lambda < 50 \quad \text{et} \quad \alpha = \left(0.6 * \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \right) ; \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Où : i : Rayon de giration. ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$)

B : Section transversal du poteau ($B = h \times b$).

λ : L'élanement géométrique.

L : Longueur de flambement.

I : Moment d'inertie du poteau : $I = bh^3/12$

L_0 : Longueur d'un poteau entre faces supérieures de deux planchers consécutifs.

$$\lambda = 15.82$$

$$\alpha = \frac{0.85}{(1 + 0.2(15.82/35)^2)} = 0.816$$

Tableau II.8. Calcul de \bar{N}_u des poteaux.

	Dimension (cm)	Br (cm ²)	L _f (m)	λ	α	$\bar{N}_u(kN)$
5 ^{ème} étage	30×40	1064	1.827	15.82	0.816	1607.82
4 ^{ème} étage	30×40	1064	1.827	15.82	0.816	1607.82
3 ^{ème} étage	30×40	1064	1.827	15.82	0.816	1607.82
2 ^{ème} étage	30×40	1064	1.827	15.82	0.816	1607.82
1 ^{ère} étage	30×40	1064	1.827	15.82	0.816	1607.82
RDC	30×40	1064	1.827	15.82	0.816	1607.82

II.7.5) Descente de charges

La descente de charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations.

A) Charges d'exploitation

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour, leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

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

Avec : **n** : Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est "0").

Q₀ : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂, ..., Q_n : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

Loi de dégression : (DTR B.C.2.2)

En tenant compte de la dégression des surcharges de la façon suivante

Tableau II.9. Régime de digression adoptée

Niveau	Dégression	Q cumulée KN/m ²
Sous la terrasse	Q ₀	1
Sous le 4eme etage	Q ₀ +Q ₁	2,5
Sous le 3eme etage	Q ₀ +0,95(Q ₁ +Q ₂)	3,85
Sous le 2eme etage	Q ₀ +0,90(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	5,05
Sous le 1 ^{er} etage	Q ₀ +0,85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	6,1
Sous le rdc	Q ₀ +0,80(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	7,8

Les résultats de la descente de charge sont donnés par le tableau suivant :

Tableau II.10. Descente des charges pour un poteau

Section	Elément	Valeur	G (KN)	Q (KN)
PLANCHER TERRASSE				
01-01	-Plancher (corps creux):	18,6 × 6.33	117.738	18,6×1
	-Poutre principale:	0.3×0.40×4.65×25	13.95	
	-Poutre secondaire:	0.3×0.45×4×25	13.5	
		S/T	145.188	
02-02	-Venant 1-1 :		145.188	
	-Poteau :	0.3×0.4×2.61×25	7.83	
		S/T	153.018	18.6
PLANCHER ETAGE COURANT				
03-03	-Venant 2-2 :		153.018	
	- Plancher étage courant:	18.6×4.95	92.07	46.5
	-PP+PS :	(13.95 + 13.5)	27.45	
		S/T	272.538	
04-04	-Venant 3-3 :	-Venant 3-3 :	272.538	
	-Poteau :	(7.83)	7.83	
		S/T	280.368	46.5
05-05	Venant 4-4 :	Venant 4-4 :	280.368	
	P.E.C + PP + PS :	(92.07+27.45)	119.52	71.61
		S/T	399.888	
06-06	-Venant 5-5 :	-Venant 5-5 :	399.888	
	-Poteau :	(7.83)	7.83	
		S/T	407.718	71.61
07-07	-Venant : 6-6	-Venant : 6-6	407.718	
	P.E.C + PP + PS :	(92.07+27.45)	119.52	93.93
		S/T	527.238	
08-08	-Venant 7-7 :	-Venant 7-7 :	527.238	
	-Poteau :	(7.83)	7.83	
		S/T	535.068	93.93
09-09	-Venant : 8-8	-Venant : 8-8	535.068	
	P.E.C + PP + PS :	(92.07+27.45)	119.52	113.46
		S/T	654.588	
10-10	-Venant 9-9 :	-Venant 9-9 :	654.588	
	-Poteau :	(7.83)	7.83	
		S/T	662.418	113.46
11-11	-Venant 10-10 :	-Venant 10-10 :	662.418	
	-P.E.C + PP + PS :	(92.07+27.45)	119.52	145.08
		S/T	781.938	
12-12	-Venant 11-11:	-Venant 11-11:	781.938	
	-Poteau :	(7.83)	7.83	
		S/T	789.768	145.08

II.7.6) Vérification selon le BAEL91 révisées 99

Évaluation des charges verticales

Selon le BAEL99 révisées 99 (Art B.8.1, 1) : Les charges verticales agissant sur les poteaux peuvent être évaluées en faisant, s'il y a lieu, application de la loi de dégression des charges variables dans les bâtiments à étages, telle qu'elle est énoncée par les normes en vigueur et en admettant la discontinuité des différents éléments de planchers (hourdis, poutrelles et poutres).

Toutefois, dans les bâtiments comportant des travées solidaires supportées par deux files de poteaux de rive et une ou plusieurs files de poteaux centraux, à défaut de calculs plus précis, les charges évaluées en admettant la discontinuité des travées doivent être majorées :

- de 15 % pour les poteaux centraux dans le cas de bâtiments à deux travées.
- de 10 % pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

-Donc : dans notre cas on va prendre 15% de majoration des charges verticales.

Vérifications du $\beta N_u \leq \bar{N}_u$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élançement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2 \quad \text{si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0.85\lambda^2/1500 \quad \text{si } 50 < \lambda < 70.$$

On se fixe un élançement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1.2$

D'après RPA99 :

$$(N_u = 1,35G + 1,5Q) \beta.$$

Tableau II.11. Vérifications du $1,1 N_u \leq \bar{N}_u$ des poteaux

NIV	G (KN)	N _G (KN)	Q (KN)	N _Q (KN)	N _U (KN)	βN_U (KN)	\bar{N}_u (KN)	$N_U \leq \bar{N}_u$
5 ^{ème} étage	153.018	153.018	18.6	18.6	234.474	281.368	1607.82	C.V
4 ^{ème} étage	127.35	280.368	27.9	46.5	448.246	537.895	1607.82	C.V
3 ^{ème} étage	127.35	407.718	27.9	71.61	657.834	789.400	1607.82	C.V
2 ^{ème} étage	127.35	535.068	27.9	93.93	863.236	1035.883	1607.82	C.V
1 ^{ère} étage	127.35	662.418	27.9	113.46	1064.454	1277.344	1607.82	C.V
RDC	127.35	789.768	27.9	145.08	1283.806	1540.567	1607.82	C.V

II.7.7) Vérification selon le RPA 99 version 2003

D'après le RPA 99 / version 2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

A) - Coffrage : (RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.1))

- ✦ $\text{Min}(a, b) \geq 25\text{cm}$ pour la zone I et II $\rightarrow 30\text{ cm} \geq 25\text{ cm} \dots\dots\dots \mathbf{cv}$
- ✦ $\text{Min}(a, b) \geq h_e / 20$ $\rightarrow 30\text{ cm} \geq 15.3\text{ cm} \dots\dots\dots \mathbf{cv}$
- ✦ $1/4 < a / b < 4$ $\rightarrow 0.25 < 0.75 < 4 \dots\dots\dots \mathbf{cv}$

On prend les sections des poteaux de RDC et Etage courant $\mathbf{b=30, h=40}$.

II.8) Détermination du poids propre de la structure

II.8.1. Poids des Voiles

S_0 : surface d'ouverture (fenêtres) : $S_0 = 1.1 \times 1.1 = 1.21\text{ m}^2$

S_b : surface brute $S_b = 3.2 * (3.06 - 0.45) = 8.35\text{ m}^2$.

S_n : surface nette $S_n = S_b - S_0$

Poids d'un refend : $W = S_n \times e \times \gamma_b$

$\gamma_b = 25\text{ KN/m}^3$.

Tableau II.12. Poids des Voiles

Voiles	nombre	L (m)	$S_b(\text{m}^2)$	$S_o(\text{m}^2)$	$S_n(\text{m}^2)$	W (KN)	$W_t(\text{KN})$
V1(x-x)	2	3.2	8.35	1.21	7.14	35.7	71.4
V2(y-y)	2	4.7	12.50	0	12.50	62.51	125.02
						Σ	196.42
TOTAL $196.42 \times 6 = 1178.52\text{ KN}$							

II.8.2. Poids des poutres

Tableau II.13. Poids des poutres.

Etage	poids poutres
5	403.612
4	403.612
3	403.612
2	403.612
1	403.612
RDC	403.612
Total	2421.672 KN

II.8.3. Poids des poteaux

Tableau II.14. Poids des poteaux.

<i>Étage</i>	<i>poids poteaux</i>
<i>5^{eme} étage</i>	<i>140.94</i>
<i>4^{eme} étage</i>	<i>140.94</i>
<i>3^{eme} étage</i>	<i>140.94</i>
<i>2^{eme} étage</i>	<i>140.94</i>
<i>1^{eme} étage</i>	<i>140.94</i>
<i>RDC</i>	<i>140.94</i>
<i>Total</i>	<i>845.64 KN</i>

II.8.4. Poids des planchers

$$W = W_G + 0.2W_Q$$

$$W = S (G+0.2Q)$$

-Plancher terrasse

$$S = 200,25 \text{ m}^2$$

$$W = 200.25(6.33+0.2 \times 1)$$

$$W = 1275.592 \text{ KN}$$

-Plancher courante et RDC

$$S = 177.75 \text{ m}^2$$

$$W = 177.75(4.95+0.2 \times 1.5)$$

$$W = 933.187 \text{ KN}$$

II.8.4. Poids de l'acrotère

$$W = G \times L$$

$$L = 63 \text{ m}$$

$$W = 63 \times 2.3604$$

$$W = 148.7052 \text{ KN}$$

II.8.5. Poids de mur de façade

$$\text{Étage courant et RDC : } W = ((45 \times 2.61) + (18 \times 2.66)) \times 1.995$$

$$W = 329.833 \text{ KN}$$

II.8.6. Poids des balcons

Étage courant et RDC :

$$W = S (G + 0.2Q)$$

$$S = 1.932 + 0.819 + 3.78 = 6.531 \text{ m}^2$$

$$W = 6.531(5.35+0.2 \times 3.50)$$

$$W = 39.512 \text{ KN}$$

5^{eme} étage :

$$W = 6.531 \times 5.35$$

$$W = 34.940 \text{ KN}$$

II.8.7. Poids de l'escalier

Etage courant et RDC :

$$S_v = (2.85 \times 1.2) \times 2 = 6.84 \text{ m}^2$$

$$S_p = 2.7 \times 1.7 = 4.59 \text{ m}^2$$

$$\text{Palier : } W_p = 4.59 (5.65 + 0.2 \times 2.5) = 28.228 \text{ KN}$$

$$\text{Volée : } W_v = 6.84 (8.2371 + 0.2 \times 2.5) = 59.761 \text{ KN}$$

$$W = W_p + W_v = 87.989 \text{ KN}$$

5^{eme} étage :

$$\text{Palier : } W_p = 4.59 \times 5.65 = 25.9335 \text{ KN}$$

$$\text{Volée : } W_v = 6.84 \times 8.2371 = 56.341 \text{ KN}$$

$$W = W_p + W_v = 82.2752 \text{ KN}$$

Tableau II.15. Poids totale des structures.

<i>Etage</i>	<i>Plancher (KN)</i>	<i>Voiles (KN)</i>	<i>Poutres (KN)</i>	<i>Poteaux (KN)</i>	<i>Façade (KN)</i>	<i>Balcon (KN)</i>	<i>Escaliers (KN)</i>	<i>Acrotère (KN)</i>	<i>W(KN)</i>
5	1275.592	196.42	403.612	140.94	329.83	34.940	0	148.705	2530.039
4	933.187	196.42	403.612	140.94	329.83	39.512	87.989	0	2131.49
3	933.187	196.42	403.612	140.94	329.83	39.512	87.989	0	2131.49
2	933.187	196.42	403.612	140.94	329.83	39.512	87.989	0	2131.49
1	933.187	196.42	403.612	140.94	329.83	39.512	87.989	0	2131.49
RDC	933.187	196.42	403.612	140.94	329.83	39.512	87.989	0	2131.49
TOTAL	5941.52	1178.52	2421.67	845.64	1978.99	232.5	439.945	107.73	13187.489

La masse totale de la structure es de : **13187.489 KN = 1318.7489 t**



CHAPITRE 3
CALCUL DES ÉLÉMENTS
SECONDAIRES
ACROTÈRE, ESCALIER,
BALCON, PLANCHER

III.1- Introduction

Après avoir défini les caractéristiques de l'ouvrage et effectuée le pré dimensionnement des éléments nous prendrons soin dans ce chapitre à calculer les éléments non structuraux secondaires du bâtiment. Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction de contreventement. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. L'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications. Le calcul se fera conformément aux règles **BAEL 91 (modifié 99) et le RPA 2003**.

Dans ce chapitre, on va procéder au calcul des éléments suivants :

- Acrotère ;
- Les planchers à corps creux ;
- Les escaliers ;
- La poutre palière.

III.2- Acrotère

Notre bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimitée par un acrotère, assimilée à une console verticale encastrée au niveau du plancher terrasse. La section dangereuse est celle qui se trouve au niveau de l'encastrement. Un joint de dilatation est prévu chaque 6m.

Les charges qui sollicitent l'acrotère sont :

- ✓ Son poids propre sous forme d'efforts normaux verticaux.
- ✓ Une charge d'exploitation horizontale égale à 1KN/ml due à la main courante.
- ✓ Actions climatiques (gradient thermique).

L'acrotère sera étudié en flexion composée, et puisqu'elle est exposée aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

Le calcul de l'acrotère se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

III.2.1- Étude de l'acrotère

G: poids propre =236.04 kg/ml.

Q : surcharge d'exploitation=100 kg/ml.

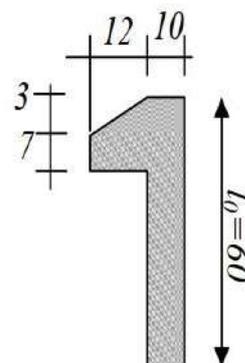


Figure III.1. Schéma statique de l'acrotère.

a. Évaluation et combinaison des charges

A L'ELU : $1.35G + 1.5Q$

A L'ELS : $G + Q$

$$\begin{cases} N_U = 1.35G = 318.54 \text{ kg} \rightarrow 3.1854 \text{ KN} \\ M_U = 1.5Q \cdot h = 90 \text{ kg} \rightarrow 0.9 \text{ KN.m} \\ T_U = 1.5Q = 150 \text{ kg} \rightarrow 1.5 \text{ KN} \end{cases} \quad \begin{cases} N_{SER} = G = 236.04 \text{ kg} \rightarrow 2.3604 \text{ KN} \\ M_{SER} = Q \cdot h = 60 \text{ kg} \rightarrow 0.6 \text{ KN.m} \\ T_{SER} = Q = 100 \text{ kg} \rightarrow 1 \text{ KN} \end{cases}$$

b. Ferrailage de l'acrotère :

On considère une section ($b \times h$) cm^2 soumis à la flexion composée

h : Epaisseur de la section : 10 cm

b : largeur de la section : 100 cm

$c=c'$: enrobage : 2 cm

$d=h-c$: hauteur utile : $10-2=8$ cm



b.1. Calcul des armatures à l'ELU

Position du centre de pression

$$e_u = M_u / N_u = 0.9 / 3.1854 = 0.282 \text{ m} \rightarrow 28.2 \text{ cm.}$$

$$a = h / c - 2 = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

a : La distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendues;

$e_u > a$.

Conclusion

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limite par les armatures.

L'effort normal N est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_f), puis on déduira

la section d'armatures réelles «AS» en flexion composée.

M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

M_f : moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

✓ Calcul en flexion simple

• Le moment fictif

$$M_f = M_u + N_u (h/2 - c) \rightarrow M_f = 0.9 + 3.185 (0.1/2 - 0.02) = 0.995 \text{ KN.m.}$$

• Calcul de μ (moment réduit)

$$\mu_u = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{(0.995 \times 10^6)}{1000 \times (80^2 \times 14.12)} = 0.01101$$

$$\mu_u = 0.01101 < \mu_R = 0.392 \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa} \rightarrow \mu_R = 0.392$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \rightarrow \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.01101}}{0.8} = 0.0138$$

$$\beta = 1 - 0.4 \cdot \alpha \rightarrow 1 - 0.4 \times 0.0138 \rightarrow \beta = 0.995$$

✓ **Calcul à la flexion composée (Armatures réelles)**

• **La section des armatures réelles**

$$A_{ST} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

A_f : armatures fictives.

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \rightarrow A_f = \frac{0.995 \times 10^6}{0.995 \times 80 \times 348} = 35.91 \text{ mm}^2 = 0.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{ST} = 0.36 - \frac{3.1854}{348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELU

✓ **Condition de non fragilité (BAEL 99 Art A.4.2.1)**

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite d'armature.

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_s \geq A_{min}$

✦ **Armature principale :**

$$A_{min} = 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - (0.455 \times d)}{e_s - (0.185 \times d)} \right]$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6 \times 10^2}{2.3604} = 25.42 \text{ cm.}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} \rightarrow f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \times \left[\frac{25.42 - (0.455 \times 8)}{25.42 - (0.185 \times 8)} \right]$$

$$A_{\min} = 0.879 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.879 \text{ cm}^2 > A_{ST} = 0.35 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{la section n'est pas vérifiée.}$$

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc nous adopterons une section :

$$A = A_{\min} = 0.879 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement } St = \frac{B}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

✦ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement } St = \frac{L}{3} = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm.}$$

✓ **Vérification aux cisaillements (Art A.5.1,1/BAEL 91)**

La fissuration est préjudiciable donc :

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

$$\tau'_u = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right) \rightarrow \tau'_u = \min (2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau'_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5}{100 \times 8} = 0.0018 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau'_u \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

Pas de risque de cisaillement \Rightarrow Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **Vérification de l'adhérence des barres (Art 6.1, 3/ BAEL91)**

$$\tau'_{se} = \Psi_s \times f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \Sigma U_i}$$

Avec :

ΣU_i : Somme des périmètres ultimes des barres

$$\Sigma U_i = \pi \times n \times \phi = 3.14 \times 4 \times 0.8 = 10.048 = \text{cm.}$$

n : Nombre de barres.

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 8 \times 10.048 \times 10^2} = 0.207 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \tau'_{se}$ → La section est vérifiée.

Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

✓ **Vérification des espacements des barres (Art A.4.5, 34 / BAEL 91 modi 99)**

Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min [3.h; 33 \text{ cm}] = 30 \text{ cm}$

$25 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$ → **condition vérifié.**

Armatures de répartition : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min [4.h; 45 \text{ cm}] = 40 \text{ cm}$

$25 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$ → **condition vérifié.**

✓ **Ancrage des armatures (Art A.6.1, 23 / BAEL91)**

Pour avoir un bon enracement droit, il faut mettre en oeuvre un enracement qui est défini par sa longueur de scellement droit (l_s) :

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{avec} \quad \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} \quad \rightarrow \quad \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{8 \times 10^{-1} \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm.}$$

On prend : $l_s = 30 \text{ cm}$.

b.2. Vérification à l'ELS

✓ **Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\sigma'_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right] \quad (\text{Art. A.4.5.33 BAEL})$$

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration (barres à haute adhérence).

$$\sigma'_{st} = \min \left[\frac{2 \times 400}{3}; \max(0.5 \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right] \rightarrow \min [266.67; 200; 201.63]$$

$\sigma'_{st} = 200 \text{ MPa}$.

$\mu_l = 0.392 \rightarrow \beta_l = 0.733 \rightarrow K_l = 47.69$

D'où :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_l \times d \times A} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.733 \times 8 \times 10^1 \times 2.01 \times 10^2} = 50.91 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 50.91 \text{ MPa} < \sigma'_{st} = 200 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

✓ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton**

$\sigma'_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{Kl} \times \sigma_{st} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{1}{47.69} \times 50.91 = 1.07 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \sigma'_{bc}$ → La condition est vérifiée

D'où le ferrailage adopté à l'ELU est justifié à l'ELS.

- Armatures principales → **4HA8 = 2,01cm² /ml avec St = 25 cm.**
- Armatures de répartitions → **4HA8 = 2,01cm²/ml avec St= 20 cm.**

✓ Vérification de l'acrotère au séisme (RPA99/Art 6.2.3)

L'acrotère est un élément non structurel soumis à une force horizontale qui doit être inférieure à la main courante.

Le **RPA** préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération (**RPA99/Art 4.2.3 Tableau 4-1**)

A = 0,15 en zone IIa (groupe d'usage 2).

C_p : Facteur de force horizontale (C_p = 0,3), tiré de tableau (6.1) [**RPA99 version 2003**].

W_p : Poids de l'acrotère = 2,3604 KN/ml.

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,3 \times 2,3604 = 0,424 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Le ferrailage adopté précédemment reste convenable.

Conclusion

Le ferrailage de l'acrotère est comme suit :

A = 4HA8 = 2.01cm²/ml et St = 25cm.

Ar = 4HA8=2.01cm²/ml et St = 20cm.

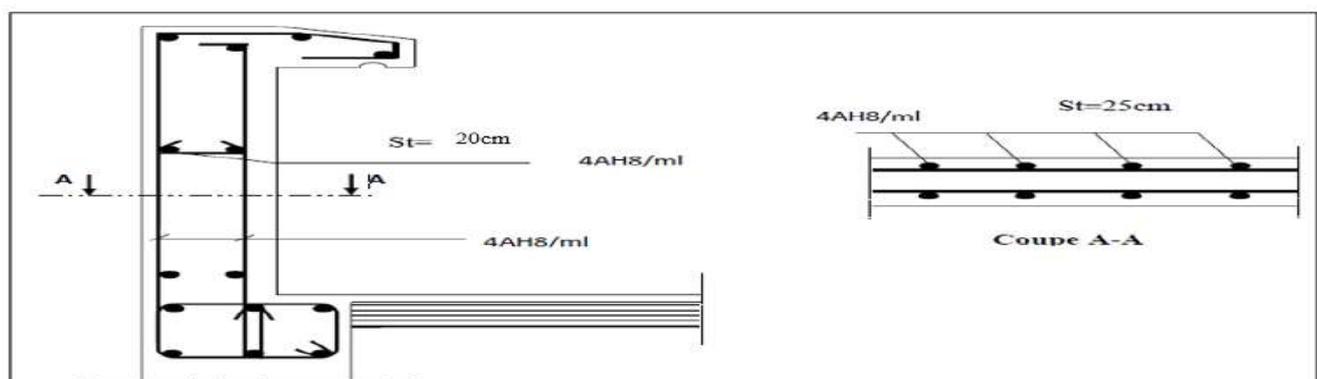


Figure III.2. Ferrailage de l'acrotère.

III .3. Plancher

III.3.1. Introduction

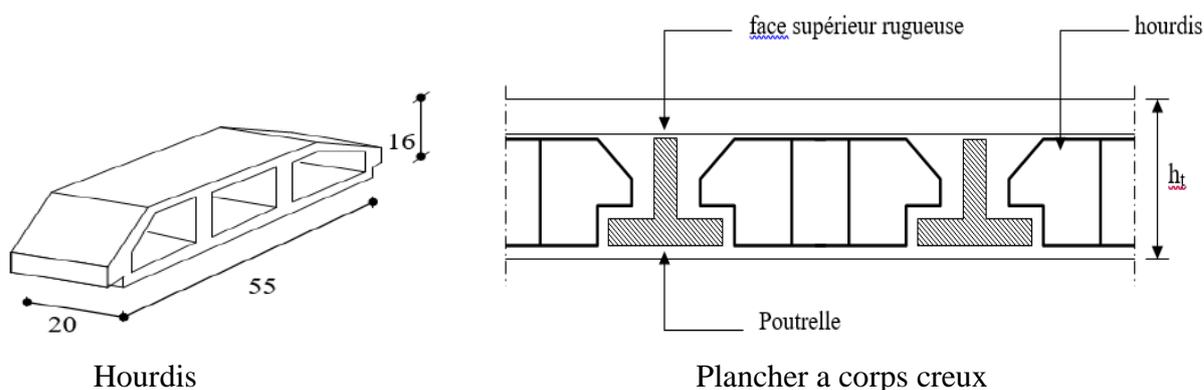
La structure comporte un plancher en corps creux (16+4) dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier, disposées suivant le sens longitudinal sur lesquelles repose le corps creux.

Le plancher est constitué de :

- ✦ Nervures appelées poutrelles de section en T : assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles égale à 65 cm.
- ✦ Remplissage en corps creux : utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur égale à 16 cm.
- ✦ Dalle de compression : son épaisseur est de 4cm, réalisée avec un béton et un quadrillage d'armatures ayant pour but de :

-limiter le risque de fissuration par retrait.

- résister aux efforts des charges appliquées sur les surfaces réduites.



III.3.2. Etude de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle aura une épaisseur de 4 cm et sera armée d'un treillis soudé (TLE 520) de limite d'élasticité $F_e = 215$ MPa et dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au (**BAEL99 art B.6.8;423**).

- ✦ Les dimensions des mailles des treillis soudés ne doivent pas dépasser :
 - 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
 - 33cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.
- ✦ Les sections des armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :
 - $A_{\perp} [cm^2 / ml] \geq 200 / f_e$: Lorsque $L \leq 50cm$.
 - $A_{//} [cm^2 / ml] \geq 4L / f_e$: Lorsque $50cm \leq L \leq 80cm$.
 - $A_{//} = A_{\perp} / 2$

III.3.3. Ferrailage de la dalle de compression

- ✦ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

Dans notre cas $L = 65 \text{ cm}$ (entre axes de deux poutrelles voisines)

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{215} = 1.21 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Soit : $A_{\perp} = 6T6 = 1.70 \text{ cm}^2$; avec un espacement : $St = 20 \text{ cm}$

★ **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.70}{2} = 0.85 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Soit $A_{//} = 5T6 = 1.18 \text{ cm}^2$; avec un espacement : $St = 20 \text{ cm}$

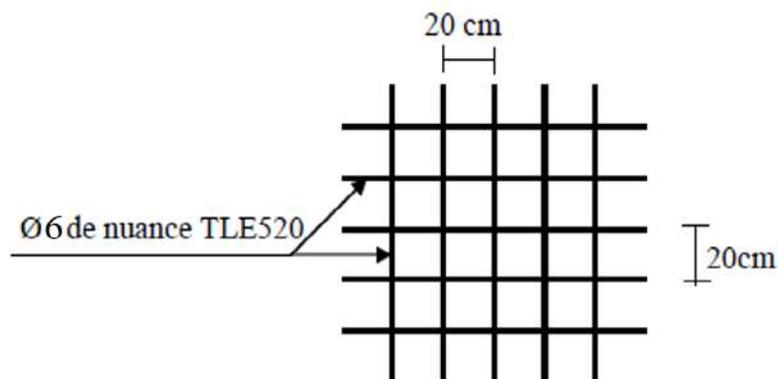


Figure.III.3. Ferrailage de la dalle de compression

Conclusion :

On utilise pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de dimension $(6 \times 6 \times 200 \times 200) \text{ mm}^2$.

III.3.4. Les Poutrelles

Le calcul des poutrelles se fera en deux étapes :

Etape I : Avant coulage de la dalle

La poutrelle est considérée comme une poutre de section $(12 \times 4) \text{ cm}^2$, simplement appuyée sur ces deux extrémités.

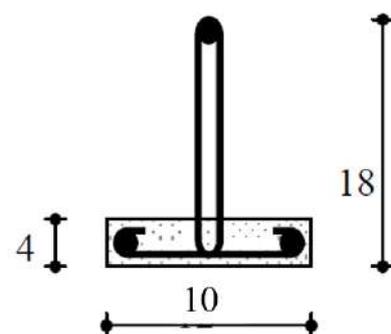


Figure.III.4. Schémas des poutrelles.

La poutrelle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier ;

- Poids propre de la poutrelle

$$G1 = 0.10 \times 0.04 \times 25 = 0.1 \text{ KN/ml}$$

- Poids du corps creux

$$G2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$$

- Poids totale

$$G_{\text{tot}} = G1 + G2 = 0.1 + 0.62 = 0.72 \text{ KN/ml.}$$

Surcharge de l'ouvrier

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

Combinaison d'actions à l'ELU

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q.$$

$$q_u = 1.35 (0.72) + 1.5 (1.00) = 2.50 \text{ KN/ml.}$$

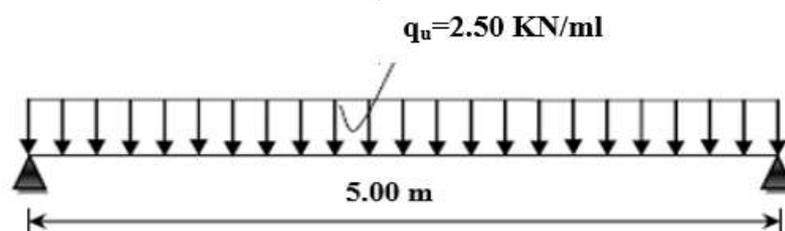


Figure III.5. Chargement de la poutrelle à l'ELU

1. Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants

✦ Calcul du moment isostatique :

$$M_u = q \cdot L^2 / 8 = 2.50 \times (5)^2 / 8 = 7.81 \text{ KN.m}$$

✦ Effort tranchant :

$$T = q \cdot L / 2 = 2.5 \times 5 / 2 = 6.25 \text{ KN}$$

2. Calcul des armatures :

Les armatures seront calculées en flexion simple :

$$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \text{ avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{(7.81 \times 10^6)}{100 \times (20^2 \times 14.12)} = 13.83$$

$$\mu_u = 13.83 > \mu_R = 0.392 \quad \rightarrow \text{La section est doublement armée.}$$

Conclusion

La section de la poutrelle est petite, par conséquent, on ne peut pas placer la totalité des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul. On prévoit alors des étais intermédiaires pour la conforter (l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression), de manière à ce que les armatures comprimées ne lui soient pas utiles. (espacements entre étais : 80 à 120 cm).

Etape II : après coulage de la dalle de compression

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle sera calculée comme une poutre en Té qui repose sur plusieurs appuis, elle est soumise aux charges suivantes :

- poids du plancher : $G_P = G \times 0,65$
- surcharge d'exploitation : $Q_P = Q \times 0,65$

La combinaison de charge :

Tableau III.1. Évaluation des charges des planches.

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	Pu (KN/ml)	P _{ser} (KN/ml)
Planche terrasse inaccessible	4,11	0,65	6,52	4,76
Planche étage courante et RDC	3,22	0,975	5,81	4,20

Notre poutrelle sera sollicitée par une charge uniformément répartie :

$$P_u = 6,52 \text{ KN/ml.}$$

$$P_s = 4,76 \text{ KN/ml.}$$

a. Choix de la méthode de calcul

Les efforts internes sont déterminés selon le type de planchers à l'aide des méthodes usuelles suivantes:

{
Méthode forfaitaire.
Méthode de CAQUOT.
Méthode des trois moments.
}

b. Méthode forfaitaire

❖ Condition d'application

CI/ La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m^2 $\{Q \leq \max(2G, 5000 \text{ N/m}^2)\}$

Pour notre structure on a :

$$Q \text{ (plancher terrasse)} = 1 \text{ KN/m}^2 = 1000 \text{ N/m}^2$$

$$G \text{ (plancher terrasse)} = 6,33 \text{ KN/m}^2 = 6330 \text{ N/m}^2$$

Plancher terrasse : $Q = 1000 \text{ N/m}^2 < 2G = 12660 \text{ N/m} \dots\dots\dots$ Condition Vérifiée.

C2/ les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées (même poutres et même plancher)Condition Vérifiée.

C3/ Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 ; $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$.

$0.8 \leq \frac{3.60}{5} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 0.72 \leq 1.25$ Condition Non Vérifiée.

C4/ Fissuration non préjudiciable..... Condition Non Vérifiée.

Remarque

Dans cette projet on applique la méthode forfaitaire pour les 1^{er} au 5^{ème} étage, mais elle est inapplicable pour le plancher terrasse car la 1^{er} condition n'est pas vérifiée (fissuration préjudiciable) pour cela on utilisera la méthode de caquot.

c. Méthode de Caquot ;(E.2 du BAEL 91)

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevée

$(Q > \min (5\text{KN}/\text{m}^2 ; 2G) \rightarrow 150 \text{ KN} /\text{m}^2 > \min (5 \text{ KN} /\text{m}^2 ; 8.22 \text{ KN} /\text{m}^2)$

Principe de la méthode

Son principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte, de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.

L'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

a) Evaluation des moments

a.1) Moment sur appuis (Mi)

Pour une charge répartie :

$$M_q = - \frac{q_w \times l_w'^3 + q_e \times l_e'^3}{8.5(l_w + l_e)}$$

Pour une charge concentrée :

$$M_i = - \frac{(K_w \times p_w \times l_w'^2) + (K_e \times p_e \times l_e'^2)}{l_w + l_e}$$

Tel que $\left\{ \begin{array}{l} l'd \text{ et } l'g \text{ longueurs fictives} \\ q_w; q_e: \text{ chargement à ouest (west) et à est (east) de l'appui respectivement} \\ l' = 0,8.l : \text{ travée intermédiaire} \\ l' = l : \text{ travée de rive} \end{array} \right.$

a.2) Moment en travée

$$M_t(x) = \frac{Pl}{2} \times X - \frac{PX^2}{2} + M_w \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_e \times \frac{X}{l}$$

a.3) Evaluation des efforts tranchants

$$T_e = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_w = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

Avec : M_w : moment en appui de gauche de la travée considérée.

M_e : moment en appui de droite de la travée considérée.

l : portée de la travée.

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique) $\frac{ql^2}{8}$

Remarque : Si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas observée, on utilise la méthode de caquot, pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G du plancher par $G' = 2/3 G$.

$P_u = 6,52$ KN/ml. Moments aux appuis $P_u = 4.674$ KN/ml

$P_s = 4,76$ KN/ml. $P_s = 3.39$ KN/ml

Tableau III.2. Efforts tranchant et les moments sur appuis et en travées.

Travées		1-2	2-3	
Longueur réelle (l)		3.60	5.00	
Longueur réduite (l')		3.60	5.00	
Appuis		1	2	3
l'w (m)		0	3.60	5.00
l'e (m)		3.60	5.00	0
Sur appuis	M _u (KN.m)	-7.13	-10.97	-13.74
	M _{ser} (KN.m)	-5.17	-7.96	-9.97
ELU	T _w (KN)	5.36	13.11	
	T _e (KN)	-11.46	-10.26	
x (m)		1.15	2.80	
En travée	M _u (KN.m)	3.08	11.25	
	M _{ser} (KN.m)	1.27	7.304	

Tableau III.3. Efforts tranchant et les moments maximaux sur appuis et en travées.

$M_{a.u}^{\max}$ (KN.m)	$M_{a.ser}^{\max}$ (KN.m)	$M_{t.u}^{\max}$ (KN.m)	$M_{t.ser}^{\max}$ (KN.m)	T_u^{\max} (KN)
13.74	7.96	11.25	7.304	13.11

- En travée

$$M_{\max} = 13.74 \text{ (KN.m)}$$

$$M_t = bh_0 \cdot f_{bu} (d-h_0/2)$$

$$b = 0,65 \text{ m} \quad , h_0 = 0,04 \text{ m} \quad , h = 0,2 \text{ m}$$

$$d = 0,9 h = 0,18 \text{ m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_t = 650 \times 40 \times 14,2 (180-20) = 59.072 \times 10^6 \text{ (N.mm)} = 59.072 \text{ (KN.m)}$$

$M_{\max} < M_t$ donc on est ramené à l'étude d'une section rectangulaire.

$$S = (b \times h) = 65 \cdot 20 \text{ cm}^2.$$

Tableau III.4. Ferrailage Les planchers adopté

	M_u (KN.M)	μ	α	Z (CM)	σ_s (MP)	A_s (CM ²)	A_s MIN (CM ²)	choix	A_s .ADOPT (CM ²)
<i>Travée</i>	11.25	0.037	0.047	0.176	347.8	1.84	1.41	3HA12	3.39
<i>Appui</i>	13.74	0.045	0.057	0.175	347.8	2.26	1.41	2HA12	2.26

$$D'où : \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} ; \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} ; Z = d \times (1 - 0.4\alpha) ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} ; A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

$$\mu = 0.037 \text{ et } 0.045 < \mu_R = 0.392 \text{ donc } A'_s = 0$$

Vérifications

Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$, tel que :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{13.11 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.73 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.73 \text{ MPa} < \tau'_u = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Au voisinage des appuis :**

▫ **Appuis de rive :**

La section minimale de l'acier sur appuis est :

$$\left(\frac{1,15}{f_e} \right) T_u^{\max} = 0,38 \text{ cm}^2 < A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

▫ **Appuis intermédiaires**

$$A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \geq \left(\frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) \right) = 2.81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{No Vérifiée.}$$

Donc A_s pour appuis intermédiaires = **3HA12** = $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$

Vérification à L'ELS

La fissuration étant peu nuisible, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton On doit vérifier

que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$, et $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.5. Vérification de la contrainte de compression dans le béton.

	$M_{ser} \text{ (KN.m)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$y \text{ (cm)}$	$I \text{ (cm}^4\text{)}$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
<i>Travée</i>	<i>7.304</i>	<i>3.39</i>	<i>4.58</i>	<i>11236.01</i>	<i>2.97</i>	Vérifiée
<i>Appui</i>	9.97	2.26	4.58	11236.01	4.06	Vérifiée

Vérification de la flèche

$f = M_{max} . L^2 / 9.6.E.I$

Avec : $I = (b.h_0^3 / 12) + b.h . \delta^2$ (Théorème de hygiènes).

Calcul du moment d'inertie de la section totale

$I = (bh_0^3 / 12) + (bh_0) \times (G_1 G_0)^2 + (b_0 h^3 / 12) + (hb_0) \times (G_2 G)^2$

$I = (0.65 \times 0.04^3) / 12 + (0.65 \times 0.04 \times 0.039^2) + (0.10 \times 0.16^3 / 12) + (0.10 \times 0.16 \times 0.066^2)$

$I = 1.468 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

$E = 11696.07 \text{ Mpa}$

$M_{max} = q L^2 / 8 = (6.52 \times 5^2) / 8 = 20.37 \text{ KN.m}$

$M_{max} = 20.37 \text{ KN.m}$

Calcul de la flèche

$f = 20.37 \times 5^2 / 9.6 \times 11696.07 \times 1.468 \times 10^{-4} = 3.08 \times 10^{-4} \text{ m}$

$f \sim L / 500 = 5 / 500 = 0.01 \text{ m}$.

$f = 3.08 \times 10^{-4} < f' = 0.01 \text{ m}$. (Condition vérifiée).

Ferraillage transversal

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence de nuance. Le ferraillage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

Suivant le **BAEL 91** (Art.5.1)

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} K}{0,8 f_e} \\ S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq (40\text{cm}) \end{cases}$$

$K=1$: pas de reprise de bétonnage.

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 20.10^{-3} \text{ cm} \\ S_t \leq 16,2\text{cm} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 20,42.10^{-3} \text{ cm} \end{cases}$$

Suivant le **RPA99V2003** (Art.7.5.2.2)

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{zone courante} \end{cases}$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t\right)$$

Avec :

ϕ_t : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$\phi_t \leq \min(5.7; 10; 12) = 5,7\text{mm}$. On adopte $\phi_t = 6 \text{ mm}$.

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036\text{cm} \\ S_t \leq 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{zone nodale} \\ S_t \leq 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{zone courante} \end{cases}$$

On adopte $A_t = 2T6 = 0.57 \text{ cm}^2$ avec un espacement de : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{0.57}{10} > 0.036$ donc $S_t = 10 \text{ cm}$.

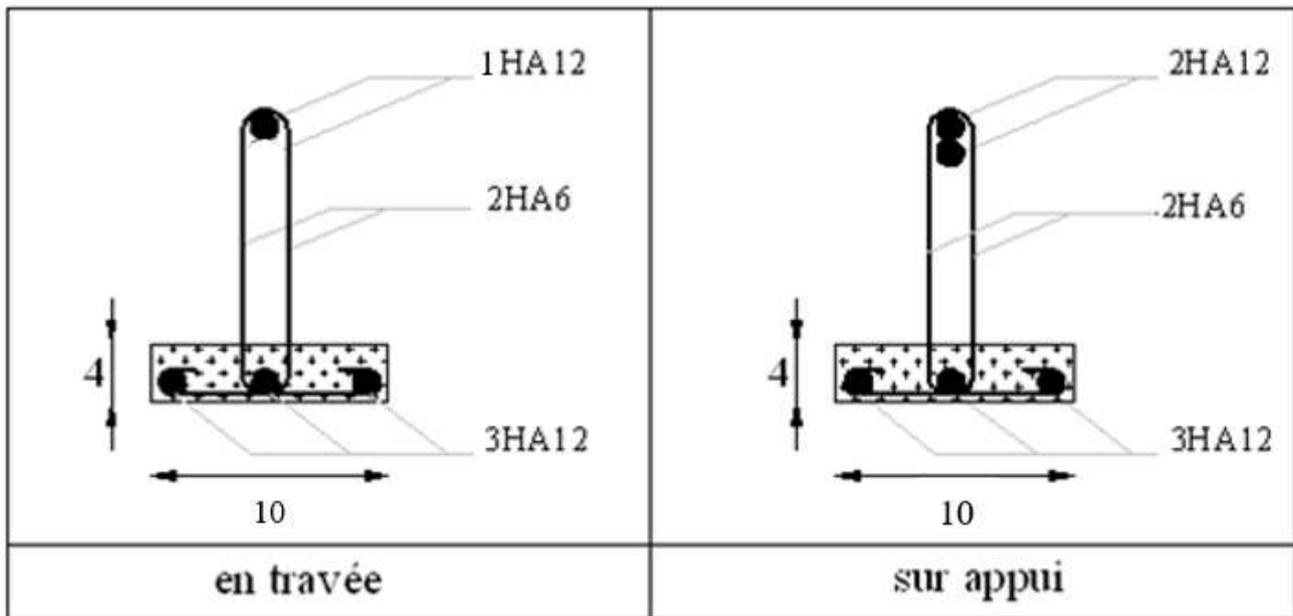


Figure III.6. Croquis de ferrailage des poutrelles.

III.4. Les escaliers

III.4.1 Généralités

1-terminologie – définitions.

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches. On appelle emmarchement la longueur de ces marches ; la largeur d'une marche : g s'appelle le giron ; h est la hauteur d'une marche.

Le mur qui limite l'escalier s'appelle [le mur déchiffre]. Le plafond qui monte sous les marches, s'appelle [paillasse].

La partie verticale d'une marche s'appelle [la contre marche]. La cage est le volume circonscrit à l'escalier.

La ligne de foulée est la courbe décrite par une personne gravissant l'escalier, on la suppose tracée à (0.50m). On appelle [échappée] la hauteur libre verticale au-dessus de l'arête ou nez d'une marche. Sa valeur minimale est de 1.90m. Une suite ininterrompue de marches s'appelle une [volée], une volée horizontale d'un escalier entre deux volées s'appelle un [palier de repos] ;

A chaque étage l'escalier aboutit à un palier d'arrivée, qui est en même temps palier de départ de l'étage au -dessus. La longueur du palier doit être de 3 marches au moins.

Du côté du vide, les volées et paliers sont munis d'un garde corps ou rampe. Deux volées parallèles ou en biais sont réunies par un ou plusieurs paliers ou par un quartier tournant, cette dernière disposition, de construction plus délicate, permet de gagner un peu de place sur le développement de l'escalier.

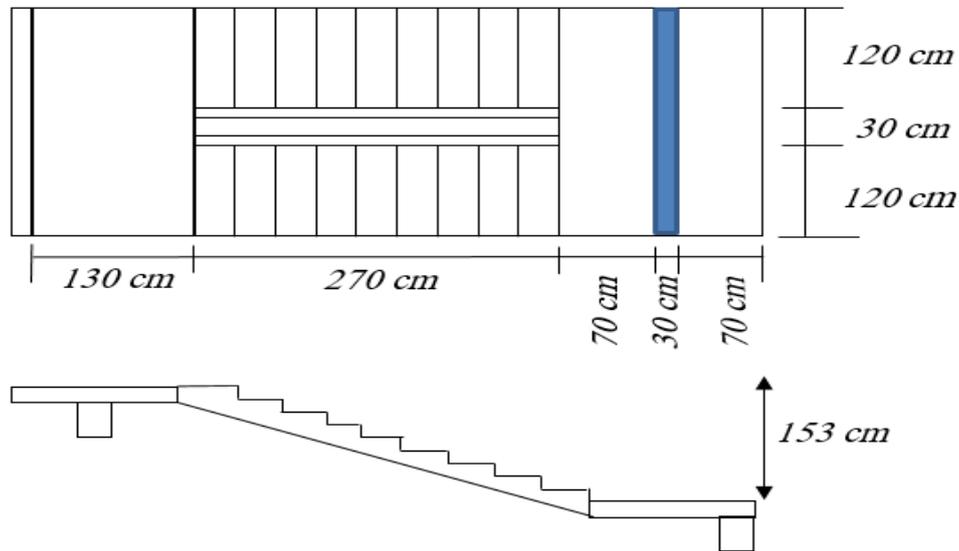


Figure III.7. Vue en plan et coupe verticale d'escalier.

2- Les différents types d'escaliers

On peut pratiquement, à condition naturellement que les dimensions le permettent, adopter un tracé d'escalier à n'importe quelle forme de cage. On distingue notamment, les escaliers :

- à quartier tournant.
- à palier intermédiaire.
- à la française (limon apparent sur le coté).
- à l'anglaise (marche en débord sur le limon).
- etc. ...

Escaliers a deux volees adjacentes

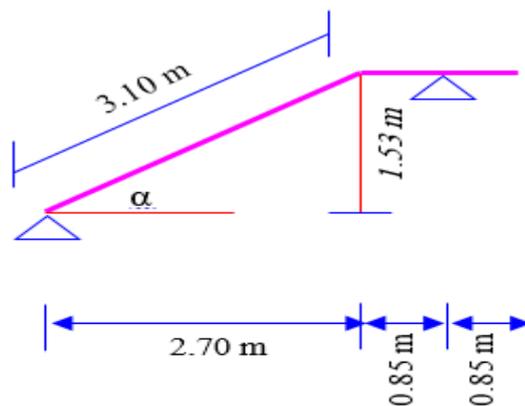


Figure III.8. Coupe "A-A" des escaliers

III.4.2 Calcul de la volée

Escalier à deux volées adjacentes

La charge permanente est : $G = 823.71 \text{ kg/m}^2$

La surcharge d'exploitation est : $Q = 250 \text{ kg/m}^2$

Donc les surcharges par longueur de volée sont :

Paillasse :

$G=1.2 (8.23) = 9.888 \text{ KN/ml}$

$Q=1.2 (250) = 3 \text{ KN/ml}$.

Palier :

$G=1.2 (5.65) = 6.78 \text{ KN/ml}$

$Q=1.2 (250) = 3 \text{ KN/ml}$.

III.4.3 Combinaisons des charges

Tableau III.6. Évaluation des charges.

Matériaux	G (KN/m)	Q (KN/m)	$q_u = (1.35G+1.5Q)$	$q_s = (G+Q)$
Paillasse	9.888	3	17.85	12.888
Palier	6.78	3	13.65	9.78

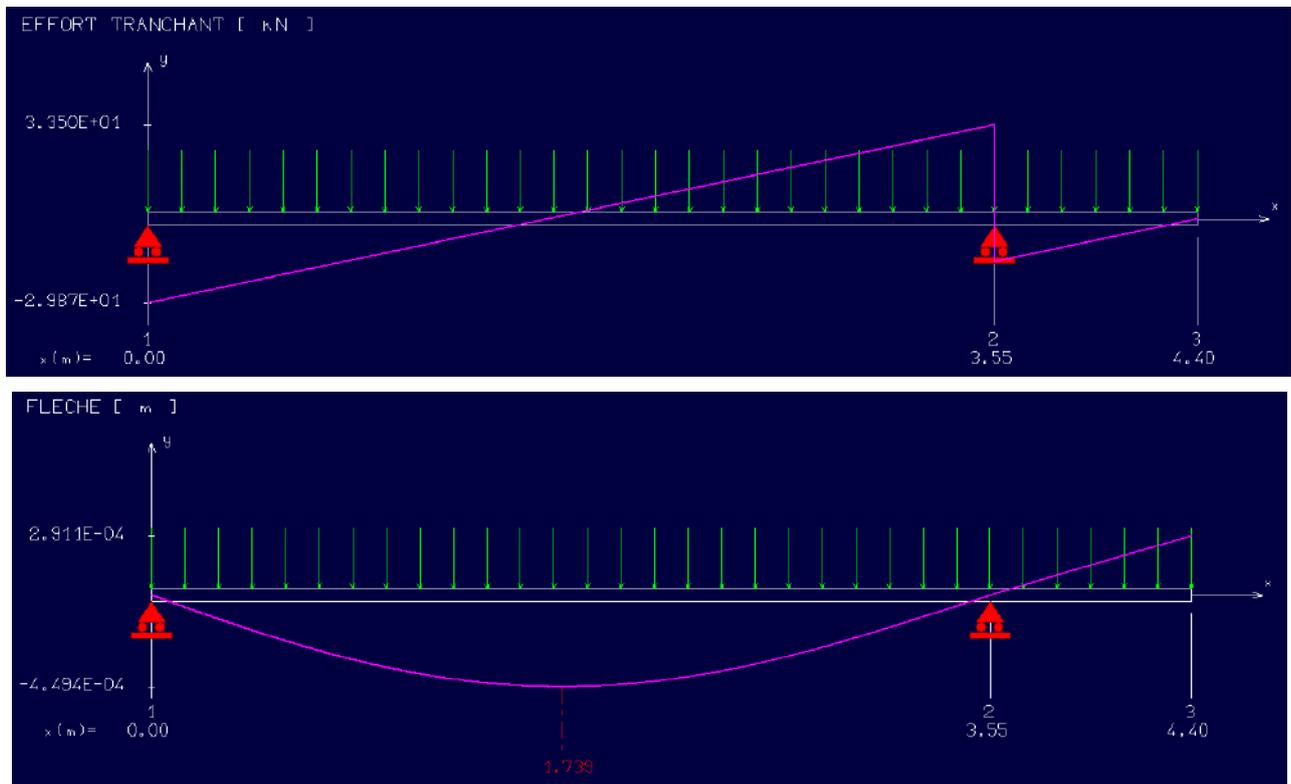


Figure III.9. Diagramme efforts tranchant et les moments sur appuis et en travées.

III.4.4 Calcul des sollicitations

Paillasse :

$$V_A = -V_B = ql/2$$

$$M_0 = \frac{P_u l^2}{8}$$

Moment sur appui : $M_a = 0.5M_0$

Moment en travée : $M_t = 0.85M_0$

Tableau III.7. Application numérique à l'ELU et à l'ELS.

	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	V [KN]
<i>E.L.U</i>	28.11	14.05	23.89	31.68
<i>E.L.S</i>	20.29	10.14	17.24	22.87

$b = 120$ cm ; $h = 15$ cm ; $d = 15 - 2 = 13$ cm

$\sigma_{bc} = 14.2$ MPa

III.4.5 Ferrailage

Tableau III.8. Ferrailage de Les escaliers.

	M_u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	σ_s (MPa)	A_u (cm ²)	A_{MIN} (cm ²)	choix	$A_{S.ADOPT}$ (CM ²)
<i>Travée</i>	23.89	0.083	0.11	0.124	347.8	5.54	1.88	5HA12	5.65
<i>Appui</i>	14.05	0.048	0.062	0.126	347.8	3.21	1.88	5HA10	3.92

$$A_s = \max (A_u ; A_{min})$$

$$\mu_R = 0.392 > \mu = 0.083 \quad \text{donc} \quad A'_s = 0$$

L'espacement: $S_t = \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$. Condition vérifier.

Armatures de répartition

-En travée

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte une section d'armatures de : **4HA8 = 2.012 cm²**.

-En appui

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

On adopte une section d'armatures de : $2HA8 = 1.006 \text{ cm}^2$.

L'espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

III.4.6 Vérification

- Vérification de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23.b.d \frac{f_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 120 \times 13 \frac{2.1}{400} = 1.88 \text{ cm}^2 < 5.50 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifié}$$

- Vérification a l'E.L.S

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} \quad \text{où} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{28.11}{20.29} = 1.38$$

$$\alpha = d \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.13 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0.097)} \right) = 0.013 < 1.38 \quad \text{Condition vérifier}$$

- Vérification des espacements

D'après le C.B.A.93 ART A.7.2.4.2 P (82) on doit avoir

Pour les armatures principales :

$$S_t \leq \text{Min} (3h ; 33 \text{ cm}) = \text{Min} (45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{D'où } S_t \leq 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifier}$$

Pour les armatures répartition :

$$S_t \leq \text{Min} (4h ; 45 \text{ cm}) = \text{Min} (60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{D'où } S_t \leq 45 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifier}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{31.6732 \times 10}{120 \times 13} = 0.203 \text{ MPa}$$

La fissuration pue préjudiciable : $\bar{\tau} = \min \{0.13.f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\} = \{3.25 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}\}$

$$\bar{\tau} = 3.25 > \tau_u = 0.203$$

Il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures transversales.

- Vérification de la flèche :

On se dispense de la vérification de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites

$$1- \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \quad 2- \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} ; \quad 3- \frac{A_s}{b.d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

$$1- \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{355} = 0.042 < \frac{1}{16} = 0.062$$

Cette condition n'est pas vérifiée, donc on passe à la vérification de la flèche

- Calcul de la flèche

1- Position de l'axe neutre

$$\frac{b \cdot y^2}{2} - 15 \cdot A_s (d - y) = 0 \rightarrow \frac{120}{2} y^2 - 15 \times 6.78 \times (13 - y) = 0$$

$$\Delta > 0 ; y_1 = -5.617 \text{ cm} ; y_2 = 3.922 \text{ cm}$$

La racine positive donne $y = 3.922 \text{ cm}$

2- Moment d'inertie

$$I = \frac{b y^3}{12} + 15 A_s (d - y)^2 = \frac{120 \times (3.922)^3}{12} + 15 \times 6.78 \times (13 - 3.922)^2 = 8984.4 \text{ cm}^4$$

3- Calcul des contraintes

$$\text{- Moment due a: } M_G = 0.85(G \times L^2) / 8 \quad \rightarrow \quad M_G = 13.23 \text{ KN.m}$$

$$\text{- Moment due a: } M_{G+Q} = 0.85(q \times L^2) / 8 \quad \rightarrow \quad M_{G+Q} = 23.89 \text{ KN.m}$$

Les contraintes seront calculées par la formule suivante :

$$\sigma = 15 M_G \frac{d - y}{I}$$

- La contrainte sous $\langle G \rangle$

$$\sigma_s(G) = 15 M_G \frac{d - y}{I} = 15 \times 13.23 \times \frac{(13 - 3.922)}{8984.4} = 200.52 \text{ MPa}$$

- La contrainte sous $\langle G + Q \rangle$:

$$\sigma_s(G + Q) = 15 M_{G+Q} \frac{d - y}{I} = 15 \times 23.89 \times \frac{(13 - 3.922)}{8984.4} = 362.08 \text{ MPa}$$

4- Pourcentage des armatures tendues

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{6.78}{120 \times 13} = 0.0043$$

$$\mu_{(G)} = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{s(G)} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times (0.0043) \times 200.52 + 2.1} = 0.662$$

$$\mu_{(G+Q)} = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{s(G+Q)} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times (0.0043) \times 362.08 + 2.1} = 0.441$$

5- Calcul de λ_i et λ_v

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3 \cdot b_0}{b} \right]} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0043 \times [2 + 3]} = 4.88 \quad (b = b_0). \Rightarrow \lambda_v = 0.4 \lambda_i = 1.952$$

6- Calcul des moments d'inerties fictifs

$$I_{fi}(G) = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_i \mu_{(G)}} = \frac{1,1 \times 33750}{1 + 4,88(0,662)} = 8775,43 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}(G) = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_v \mu_{(G)}} = \frac{1,1 \times 33750}{1 + 1,952(0,662)} = 16196,06 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}(G+Q) = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_i \mu_{(G+Q)}} = \frac{1,1 \times 33750}{1 + 4,88(0,441)} = 11777,93 \text{ cm}^4$$

7- Calcul des flèches

Les flèches f_i et f_v sont données par les deux formules qui suit :

$$f_v = \frac{M.l^2}{10.E_v.I_{fv}} \quad ; \quad f_i = \frac{M.l^2}{10.E_i.I_{fi}}$$

$$f_i(G) = \frac{M_{(G)}.l^2}{10.E_i.I_{fi}} = \frac{13,23 \times 355^2 \times 10^6}{10 \times 32164,2 \times 8775,43 \times 10^4} = 0,059 \text{ mm} .$$

$$f_v(G) = \frac{M_{(G)}.l^2}{10.E_v.I_{fv}} = \frac{13,23 \times 355^2 \times 10^6}{10 \times 10721,4 \times 16196,06 \times 10^4} = 0,096 \text{ mm} .$$

$$f_i(G+Q) = \frac{M_{(G+Q)}.l^2}{10.E_i.I_{fi}} = \frac{23,89 \times 355^2 \times 10^6}{10 \times 32164,2 \times 11777,93 \times 10^4} = 0,079 \text{ mm} .$$

$$\Delta f_T = f_v(G) + f_i(G+Q) - f_i(G) = 0,096 + 0,079 - 0,059 = 0,116 \text{ mm} .$$

$$\Delta f_T = 0,116 \text{ mm}$$

- La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3550}{500} = 7,1 \text{ mm} > 0,116 \text{ mm}$ Vérifiée.

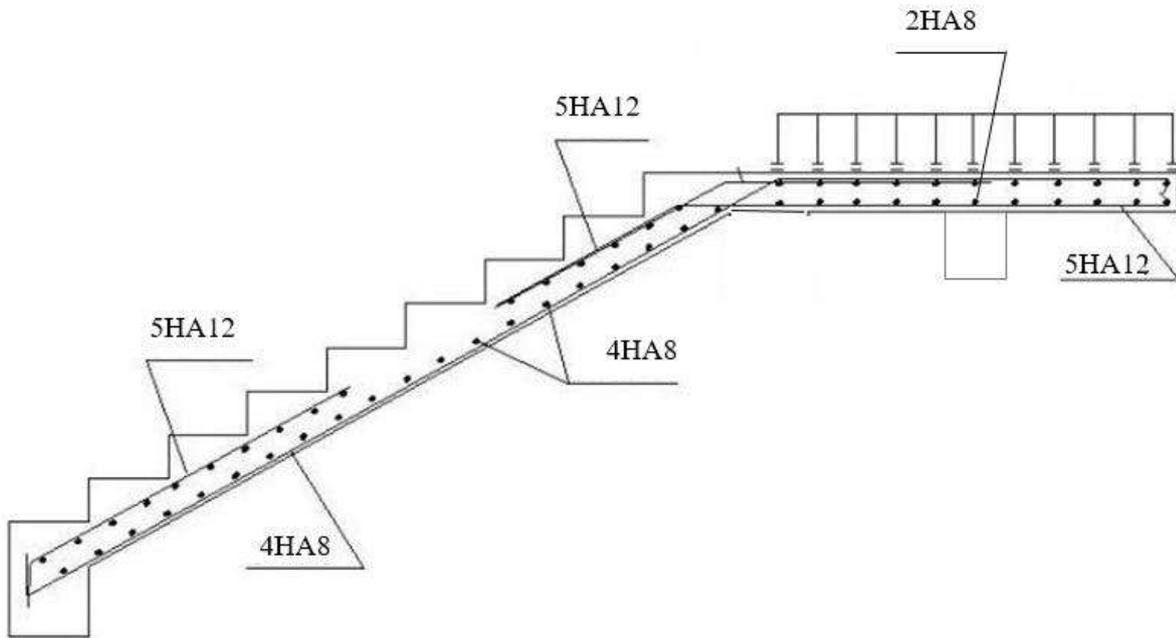


Figure III.10. Schéma ferrailage Les escaliers

III.4.7 Poutre palière

Évaluations des charges :

Poids propre : $Gp = 0.4 \times 0.3 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$

Charge ramené par les escaliers : $Ru = 11.06 \text{ KN/ml}$; $Rs = 7.98 \text{ KN/ml}$

Pondérations des charges

E.L.U : $qu = 1.35Gp + Ru \rightarrow qu = 15.11 \text{ KN/ml}$

E.L.S : $qs = Gp + Rs \rightarrow qs = 10.98 \text{ KN/ml}$

Calcul les moments et l'effort tranchants

Tableau III.9. Évaluation des charges.

	$M_0=q \times l^2/8(\text{KN.m})$	$T=q \times l/2(\text{KN})$	$M_a= 0,5M_0(\text{KN.m})$	$M_t = 0,85M_0(\text{KN.m})$
E.L.U	45.35	37.02	22.68	38.55
E.L.S	32.95	26.90	16.48	28.01

Le ferrailage de la poutre

Tableau III.10. Ferrailage de la poutre.

	M_u (KN.M)	μ	α	Z (CM)	σ_s (MP)
Travée	38.55	0.066	0.085	0.35	347.8
Appui	22.68	0.038	0.048	0.36	347.8

Matériaux	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	Le choix	$A_{réel}$ (cm ²)	A_{rep} (cm ²)	A_{rep} (cm ²)
Travée	3.16	1.34	4.5	3HA14	4.62	1.15	3HA8
Appui	1.82	1.34	4.5	3HA14	4.62	1.15	3HA8

$$A_{min} = 0.23 \frac{b.d.ft28}{fe}$$

$$A_{rep} = \frac{A_s}{4}$$

$$A_s = \max (A_u ; A_{min})$$

$$\mu_R = 0.392 > \mu = 0.066 \text{ donc } A'_s = 0$$

III.4.8 Diverses vérifications

Vérification à E.L.S

En travée :

$$\frac{b.y^2}{2} - 15.A_s (d-y) = 0 \rightarrow \frac{30}{2} y^2 - 15 \times 4.62 \times (28-y) = 0$$

$$\Delta > 0 ; y_1 = -13.91 \text{ cm} ; y_2 = 9.29 \text{ cm}$$

La racine positive donne $y = 9.29 \text{ cm}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{l} . y = 0.272 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = 0.272 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{l} . (d - y) = 0.54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

En appui

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{l} . y = 0.16 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = 0.16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{I}(d - y) = 0.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte d'adhérence

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{19.03 \times 10}{30 \times 28} = 0.22 \text{ MPa} \quad \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Calcul des armatures d'âme: [B. A.E.L 91 A.7.2.2].

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_l \right\} = \min \{ 11.43 ; 10 ; 14 \} \rightarrow \phi_t \leq 10 \text{ mm}$$

On choisit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Espacement des cours de cadres : [B.A.E.L 91 A.5.2]

$$S_t \leq \min \{ 0.9 d ; 40 \text{ cm} \} \rightarrow S_t \leq \min \{ 33.3 ; 40 \}$$

Donc : $S_t \leq 33.3 \text{ cm}$ on choisit : $S_t = 15 \text{ cm}$.

Vérification de flèche:

Les règles (C.B.A93) stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres remplissant les conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{40}{270} = 0.15 > 0.062 \rightarrow \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} ; 0.081 > 0.080 \rightarrow \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} ; 0.004 < 0.01 \rightarrow \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Torsion :**

La poutre palière est soumise à un moment de torsion uniformément reparti sur sa longueur, c'est le moment sur appui de l'escalier. Dans notre cas il faut faire l'équilibrage entre les réactions de la poutre et les réactions de plancher.

D'après le [CBA], la contrainte de torsion τ_{ut} est comme pour les sections creuses. $\tau_{ut} = M_{tor} / 2.\Omega.b_0$

Avec M_{tor} : Moment de torsion ; b_0 : épaisseur réel de la paroi ; Ω = aire du contour à mi- épaisseur des parois.

$$\Omega = (5/6 \times a) \times (b-a/6) = 777.77 \text{ cm}^2$$

$$b_0 = a/6 = 40/6 = 6.66 \text{ cm}$$

$$M_{tor} = 0.3 M_0 = 0.3 \times 45.35 = 13.61 \text{ KN.m}$$

$$\tau_{ut} = 2.00 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uv} = T_u / b.d = 37.02 \times 10^3 / (300 \times 370) = 0.33 \text{ MPa}$$

τ_{uv} : contrainte tangente de cisaillement.

✓ La fissuration est peu préjudiciable :

$$\tau'_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Pour les sections creuses, on doit aussi vérifier :

$$\tau_{ut} + \tau_{uv} \leq \tau'_u \rightarrow \tau_{ut} + \tau_{uv} = 2.33 \text{ MPa} \leq \tau'_u = 3.33 \text{ MPa.} \quad \text{CV.}$$

➤ **Armatures :**

Les armatures sont justifiées par l'application de la règle de coutures aux sections droites et aux sections radiales passant par l'axe longitudinal de la pièce, elles sont disposées le plus près possible des parois.

- **Longitudinales :**

D'après le [CBA] les armatures longitudinales sont données par la formule suivante :

$$\Sigma A_l = M_{\text{tor.}} \cdot U \cdot \gamma_s / f_e \cdot 2 \cdot \Omega$$

Avec ΣA_l : La somme des sections des aciers longitudinaux

U : Le périmètre du contour d'aire Ω

$$U = 2 \cdot (b-a/6) \cdot 2 = 300 \text{ cm.}$$

$$\Sigma A_l = 7.54 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\text{min}} \geq 0.4 \cdot b \cdot U / f_e$$

$$A_{\text{min}} = 9 \text{ cm}^2$$

Donc $A_l = 9 \text{ cm}^2$, on adopte **6HA14** soit $A = 9.24 \text{ cm}^2$

Les armatures doivent être régulièrement réparties sur le périmètre ou bien concentrées aux angles. Dans notre cas puisque les angles sont déjà encombrés par les barres de flexion, celles de la torsion seront placées aux milieux des grandes cotes.

- **Transversales :**

Pour l'espacement on prend le même que celui de la flexion simple

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

$$\text{St (RPA)} \begin{cases} \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \rightarrow Z. \text{courant.} \\ \frac{h}{4} = \frac{40}{4} = 10 \rightarrow Z. \text{nodale} \end{cases}$$

On adopte : St = 15 cm pour la zone courant.

St = 8 cm pour la zone nodale.

La section d'armatures transversales est donnée par la formule :

$$A_t = M_{\text{tor}} \cdot \text{St} \cdot \gamma_s / f_e \cdot 2 \cdot \Omega$$

$$A_t = 0.37 \text{ cm}^2$$

Section minimale :

$$A_{\text{min}} \geq 0.4 \cdot b \cdot \text{St} / f_e$$

$$A_{\text{min}} = 0.45 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **1cadre T8.**

Schéma de ferrailage

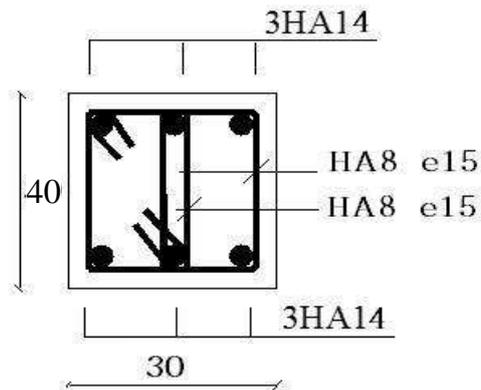
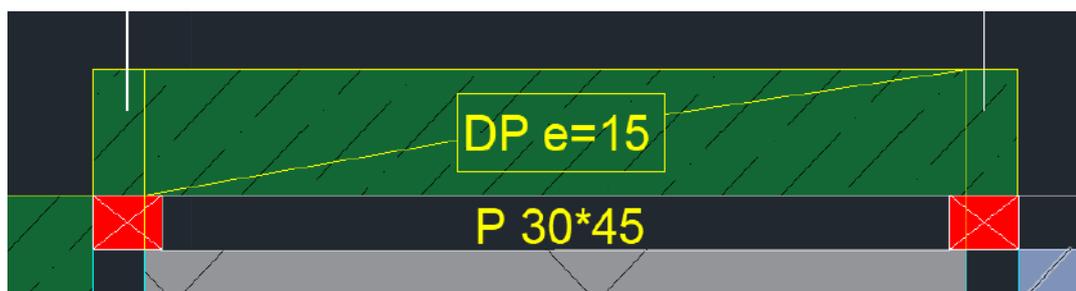


Figure III.11. Schéma ferrailage de Poutre palière.

III.5 Les balcons

Le balcon est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre du plancher. Il est réalisé en dalle pleine, il est calculé comme un consol ferrailé en flexion simple.

Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre P (poids propre de garde-corps), et une charge d'exploitation Q.



III.5.1 Évaluation des charges

Le calcul sera effectué pour une bande de 1m de largeur:

- Poids totale de G = 5.35 KN/ml
- Surcharge exploitation du balcon Q = 3.5 KN/ml
- Poids de garde-corps : P = 1.99 KN

- L'épaisseur de la console : $h_t = 15\text{cm}$ et $d = 13\text{cm}$

Calcul des moments :

Le moment isostatique est calculé par la relation suivante :

$$M = \frac{q \times l^2}{2} + p \times l$$

Effort tranchant est : $V = q \times l + p$

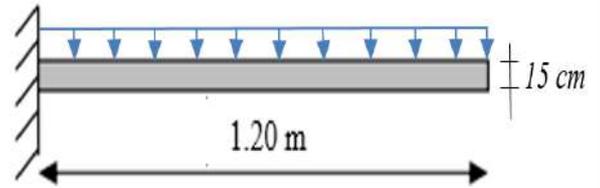


Figure III.12. schéma statique.

Combinaison des charges

Tableau III.11. Combinaison des charges de balcon.

	q (KN/ml)	p (KN)	M (KN.m)	V (KN)
<i>E.L.U</i>	12.47	2.68	12.19	17.64
<i>E.L.S</i>	8.85	1.99	8.76	12.61

III.5.2 Calcul de ferrailage

Le balcon étant exposé aux différentes intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable

Tableau III.12. Ferrailage du balcon.

M_u (KN.M)	μ	α	Z (CM)	σ_s (MP)	A_u (CM ²)	A_{min} (CM ²)	choix	$A_{s.adopt}$ (CM ²)
12.19	0.042	0.054	0.127	347.8	2.76	1.88	4HA10	3.14

$$A_{min} = 0.23 \frac{b.d.ft28}{f_e}$$

$$A_s = \max (A_u ; A_{min})$$

$$\mu_R = 0.392 > \mu = 0.042 \text{ donc } A'_s = 0$$

Escarpelement : $S_t = 100/4 = 25\text{cm} < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$

Armature de répartition

$$A_{rep} = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785\text{ cm}^2$$

Soit : $A_{rep} = 4HA8 = 2.012\text{ cm}^2$

Vérification de l'effort tranchant (C.B.A 93)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17.64 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.13\text{ MPa} < \tau'_u = 3.75\text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{b.y^2}{2} - 15.A_s (d-y) = 0 \rightarrow \frac{100}{2} y^2 - 15 \times 3.14 \times (13-y) = 0$$

$$\Delta > 0 ; y_1 = -4.002 \text{ cm} ; y_2 = 3.06 \text{ cm}$$

La racine positive donne $y = 3.06 \text{ cm}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 0.223 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = 0.223 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 0.726 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.5.3 Vérification de la flèche

D'après l'R.D.M la flèche est calculée par la relation :

$$f = \frac{q \times l^4}{8 \times E \times I} + \frac{p \times l}{3 \times E \times I}$$

Avec : E : module déformation déferée $E_{iv} = 32164,19 \text{ MPa}$

I : moment d'inertie: $I = 28125 \text{ cm}^4$

$$q_s = 8.85 \text{ KN/ml} ; P_s = 1.99 \text{ KN}$$

Donc $f = 0,25 \text{ cm}$

Flèche admissible (C.B.A 93):

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = 0.26 \text{ cm} \Rightarrow f_{adm} \geq f \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Schéma de ferrailage :

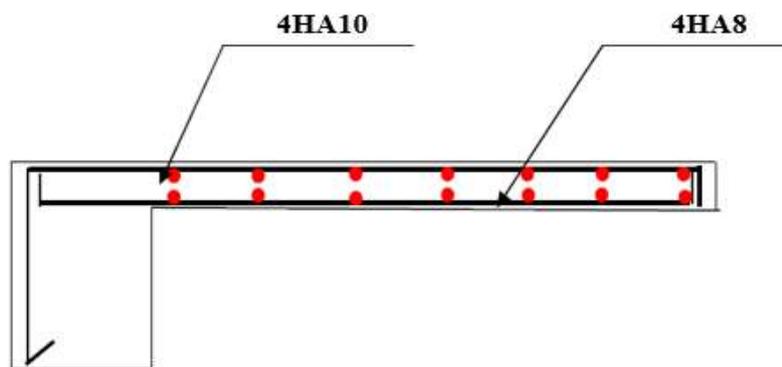
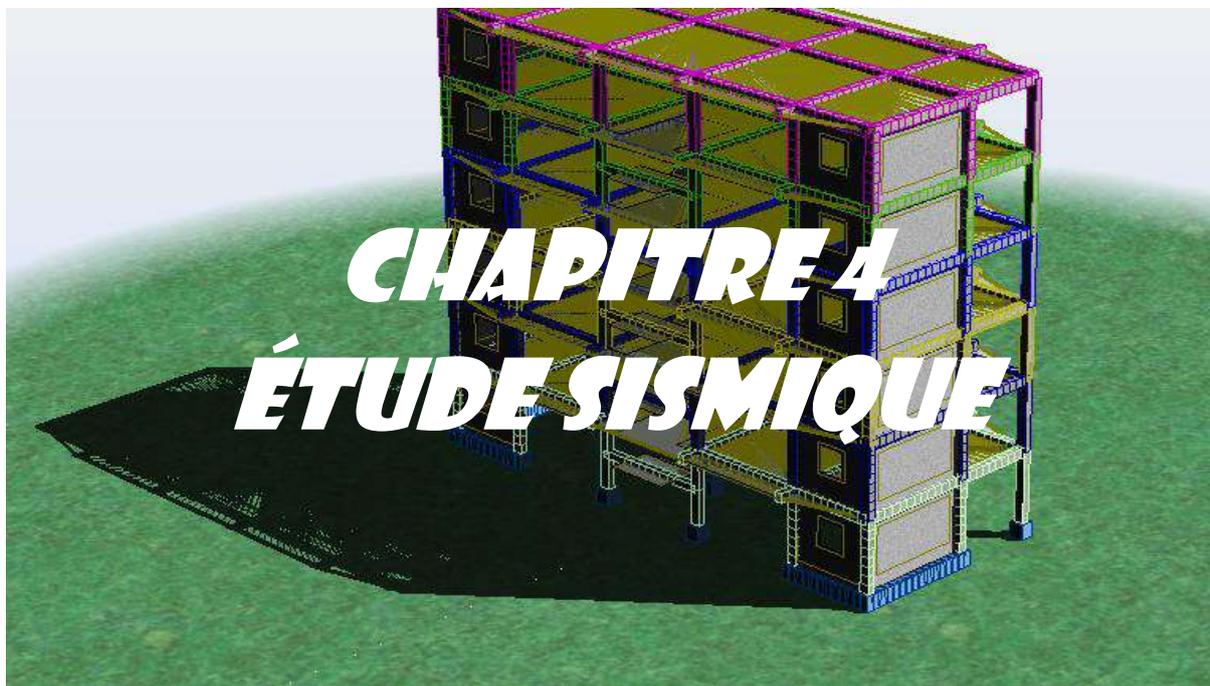


Figure III.13. Schéma ferrailage les balcons.



IV-1- Introduction

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci nous oblige de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

IV-2- Choix de la méthode de calcul

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été proposées parmi lesquelles on distingue deux méthodes très couramment utilisées :

IV-2-1 Méthode statique équivalente

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique.

IV-2-2 Méthode dynamique modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV-3- Application du RPA99/V2003

IV-3-1- application de la méthode statique équivalente

a) Conditions d'application de la méthode statique équivalente

Satisfaire aux conditions de régularité en plan et en élévation avec des bâtiments de hauteur totale H_T telle que :

- 1. $H_T \leq 65$ m en zones I et II..... $H_T = 18.36$ m en zones IIa cv**
- 2. $H_T \leq 30$ m en zone III**

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Tableau IV.1 Groupe de la structure et de la zone sismique.

Zones	Groupe 1A	Groupe 1B	<u>Groupe 2</u>	Groupe 3
Zone I	$H_T \leq 65m$	$H_T \leq 65m$	$H_T \leq 65m$	$H_T \leq 65m$
<u>Zone II</u>	$Niv \leq 3 ; H_T \leq 10m$	$Niv \leq 5 ; H_T \leq 17m$	$Niv \leq 7 ; H_T \leq 23m$	$H_T \leq 65m$
Zone III	$Niv \leq 2 ; H_T \leq 8m$	$Niv \leq 3 ; H_T \leq 10m$	$Niv \leq 5 ; H_T \leq 17m$	$Niv \leq 5 ; H_T \leq 17m$

b) Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

Avec : **A** : Coefficient d'accélération de zone.

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

W : poids total de la structure.

✓ **Coefficient d'accélération de zone : A.**

A : Coefficient d'accélération de la zone, donné par le: **tableau 4.2.3 page114 du RPA99V2003**, il dépend du groupe de la structure et de la zone sismique.

Dans notre cas on a : groupe d'usage 2 et zone sismique : IIa

Donc : **$A = 0,15$.**

✓ **Coefficient de comportement global de la structure : R.**

Valeur donnée par **le tableau (4-3) page 41 du RPA99V2003** en fonction du système de contre-ventement.

(Mixte portiques/voiles avec interaction).

Donc : **$R = 5$.**

✓ **Facteur de qualité : Q.**

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 pq$ **RPA99V2003 (Formule 4-4)**

Pq : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par **le tableau 4-4 (RPA99V2003)**.

Tableau IV.2. Valeurs du facteur de qualité

Critère q	Pq	
	Observé	N/Observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	<u>0.05</u>
2. Redondance en plan	<u>0</u>	0.05
3. Régularité en plan	<u>0</u>	0.05
4. Régularité en élévation	<u>0</u>	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	<u>0.05</u>
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	<u>0.10</u>

$$Q = 1 + \sum_1^6 0.05 + 0.05 + 0.10 = 1.2$$

Donc : **Q = 1.2**

✓ **Poids total de la structure : W**

Poids total de la structure :

$$W_T = \sum W_i \quad \text{avec:} \quad W_i = W_G + \beta \times W_Q$$

W_G : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

W_Q : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par **le tableau (4-5) du RPA 99V2003**.

Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés.

Donc : $\beta = 0.2$

$$W_T = 1318,7489 \text{ T}$$

✓ **Facteur d'amplification dynamique moyen : D**

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen. Il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad \text{RPA99V2003 (Formule 4-2)}$$

T_2 Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7 RPA99V2003** :

D'après le rapport du sol, on peut classer notre sol comme sol ferme (S2) $T_2 = 0.4s$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99 V 2003 (Formule 4.3)}$$

Où est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, structure et de l'importance des remplissages (**RPA99 V 2003 tableau 4.2**). Construction auto stable $\xi = 7 \%$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0.88 \geq 0.7$$

D'où : $\eta = 0.88 > 0.7$ vérifiée

$$T = \min \left(0.09 \frac{H_n}{\sqrt{D}} ; C_t \times (h_n)^{3/4} \right) \quad \text{(4-6) et (4-7)}$$

$$T = \begin{cases} T_x = 0.09 \times \frac{18.36}{\sqrt{22.5}} = 0.35 \text{ s} \\ T_y = 0.09 \times \frac{18.36}{\sqrt{8.9}} = 0.55 \text{ s} \end{cases}$$

$$T = 0.05 \times (18.36)^{3/4} = 0.44 \text{ s} \quad T_{min} (30\%) = 0.35 \times 1.3 \rightarrow T_{RPA} = 0.455 \text{ s} > T_{ROBOT} = 0.43 \text{ s}$$

$$\text{Donc } 0 \leq T_x = 0.35 \text{ s} \leq T_2 \quad \text{et} \quad T_2 \leq T_y = 0.44 \text{ s} \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\text{Donc :} \quad D_x = 2.2 \quad ; \quad D_y = 2.06$$

IV-3-2- Méthode d'analyse modale spectrale

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réelle du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour laquelle la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétrique l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément. Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse du calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \times \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4 - 13)}$$

S_a : Spectre en accélération

g : accélération de la pesanteur

A : coefficient d'accélération de zone $A = 0.15$

Q : Coefficient de qualité $Q = 1.20$

R : coefficient de comportement global de la structure $R = 5$.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site Pour un site S2 : $T_1 = 0.15$ sec et $T_2 = 0.4$ sec

IV-4- Modélisation de la structure

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante, Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié.

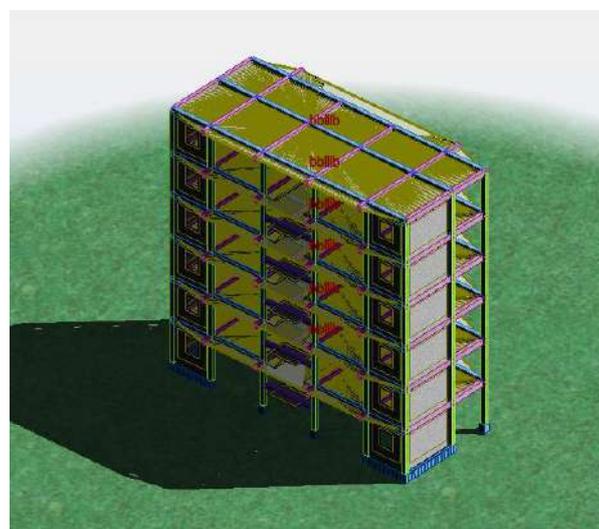
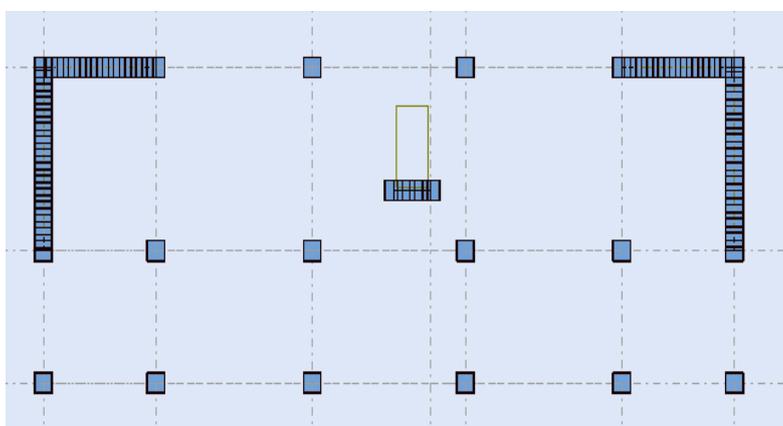


Figure IV.1. Configuration en plan (robot)

IV-4-1-Vérification du comportement dynamique

Tableau IV .3. Modes propres de la structure.

Mode	Fré- quence (Hz)	Période (sec)	Masses Cu- mulées UX (%)	Masses Cumulées UY (%)	Masses Modale UX (%)	Masses Modale UY (%)	Masses (t)
1	2,31	0,43	65,85	0,00	65,85	0,00	1318.7489
2	3,54	0,28	65,85	69,52	0,00	69,52	1318.7489
3	5,56	0,18	71,50	69,52	5,66	0,00	1318.7489
4	9,03	0,11	88,90	69,52	17,39	0,00	1318.7489
5	10,64	0,09	88,90	69,54	0,00	0,01	1318.7489
6	12,97	0,08	88,91	70,21	0,01	0,67	1318.7489
7	13,07	0,08	88,93	70,81	0,02	0,60	1318.7489
8	13,57	0,07	88,93	70,82	0,00	0,01	1318.7489
9	14,22	0,07	88,93	79,99	0,00	9,17	1318.7489
10	14,31	0,07	88,93	81,23	0,00	1,25	1318.7489
11	14,38	0,07	88,93	84,69	0,00	3,46	1318.7489
12	14,61	0,07	88,93	89,55	0,00	4,86	1318.7489
13	14,72	0,07	88,93	89,99	0,00	0,44	1318.7489
14	15,09	0,07	88,93	89,99	0,00	0,00	1318.7489
15	15,25	0,07	88,93	90,19	0,00	0,20	1318.7489
16	15,59	0,06	88,93	90,20	0,00	0,00	1318.7489
17	16,15	0,06	88,93	90,22	0,00	0,03	1318.7489
18	16,59	0,06	88,93	90,30	0,00	0,08	1318.7489
19	17,38	0,06	88,93	90,36	0,00	0,06	1318.7489
20	18,29	0,05	89,66	90,37	0,72	0,02	1318.7489
21	18,43	0,05	90,61	90,40	0,96	0,03	1318.7489
22	18,70	0,05	94,68	90,40	4,07	0,00	1318.7489
23	19,03	0,05	94,74	90,40	0,05	0,00	1318.7489
24	19,15	0,05	94,80	90,40	0,06	0,00	1318.7489
25	19,55	0,05	94,80	90,40	0,00	0,00	1318.7489

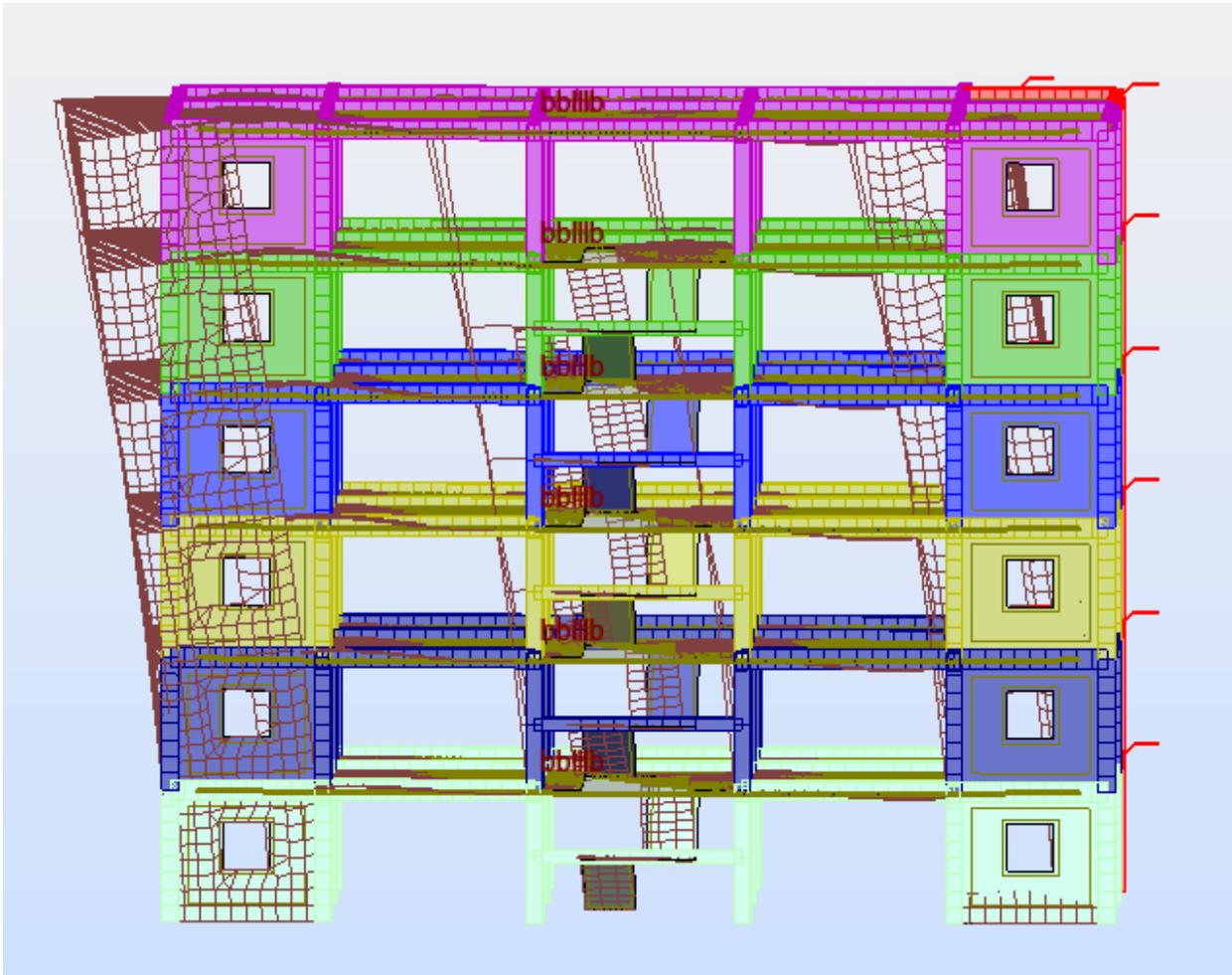


Figure IV.2. Mode 1 : translation selon X.

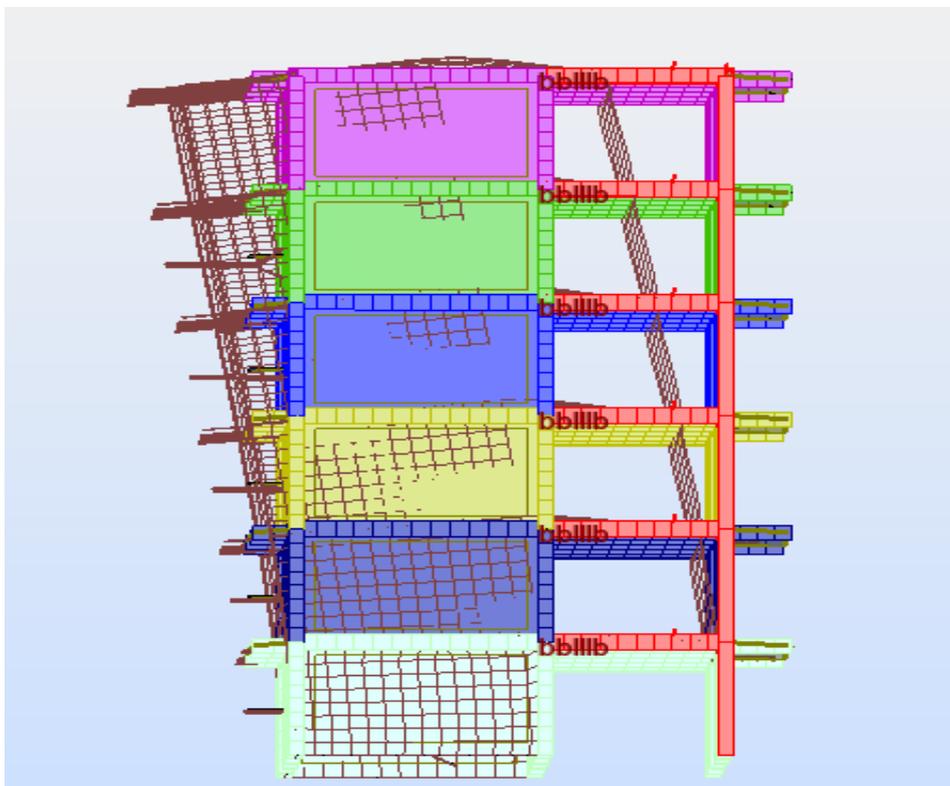


Figure IV.3. Mode 2 : translation selon Y.

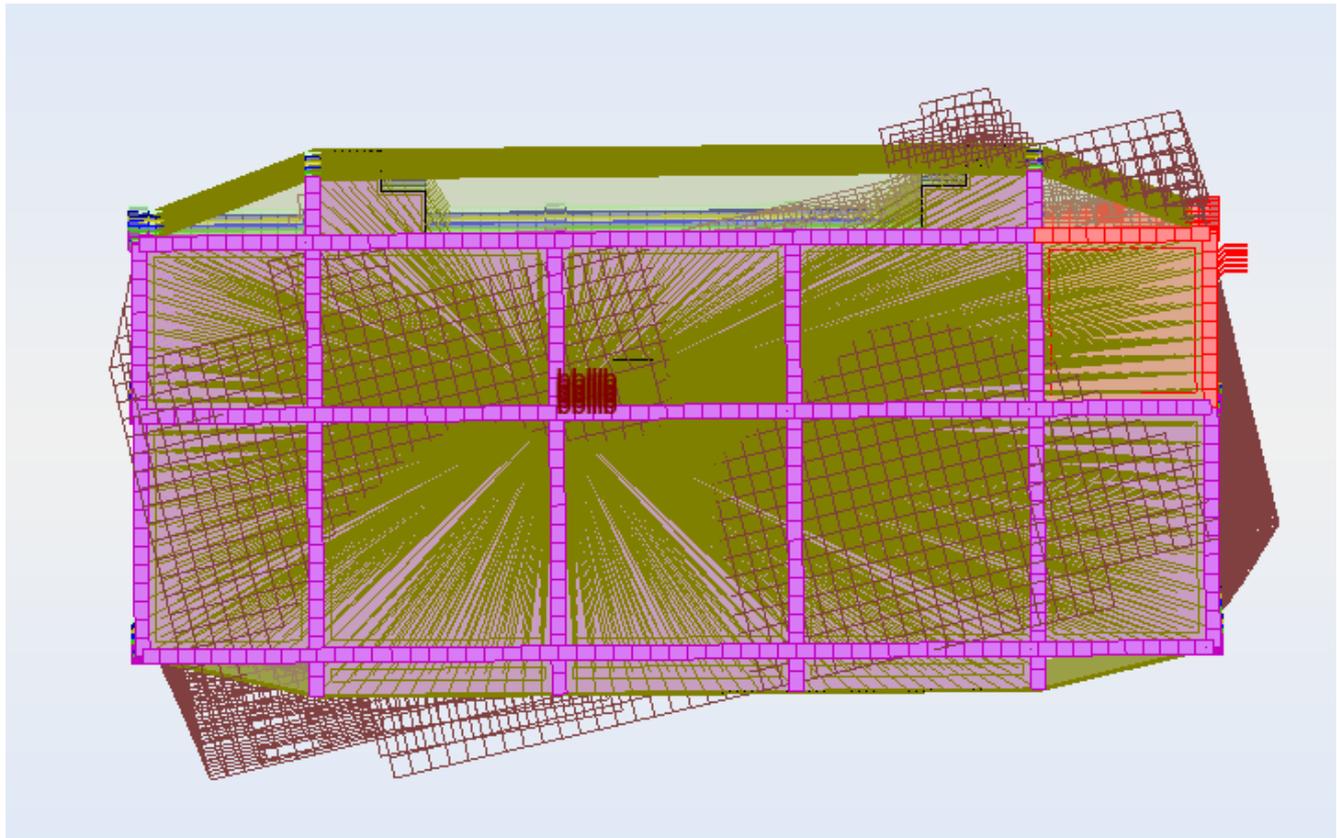


Figure IV.4. Mode 3 : rotation selon Z

IV-4-2- Vérification nombre de modes à considérer (Art 4.3.4 RPA99 V 2003)

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à au moins à 90 % de la masse totale de la structure.

Direction xx : 21 modes (90.61 % de la masse sismique de la structure)

Direction yy : 21 modes (90.40% de la masse sismique de la structure)

IV-4-3- Résultante des forces sismiques de calcul (Art 4.3.6 RPA99 V 2003)

La résultante des forces sismiques à la base 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 pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Efforts tranchant méthode statique équivalente (**RPA99 V 2003**)

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W \rightarrow V_x = \frac{0.15 \times 2.2 \times 1.2}{5} \times 1318.7489 = 1044,4 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 2.06 \times 1.2}{5} \times 1318.7489 = 954,2 \text{ KN}$$

Tableau IV.4. Résultat de force sismique

	A	Dx	Dy	Q	R	W _(t)	V _{statique}	0.8V _{statique}	V _{dynamique}	0.8V _{stat} ≤ V _{dyn}
x-x	0.15	2.2	0	1.2	5	1318.7489	1044.4	835.52	1086.6	CV
y-y	0.15	0	2.06	1.2	5	1318.7489	954.2	763.4	965.5	CV

IV-4-4- Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur du bâtiment

La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : $V = Ft + \sum Fi$

Avec :

Ft : Force concentrée au sommet de la structure.

Fi : Force horizontale au niveau *i*.

La force concentrée au sommet *Ft* de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :

$$F_t = 0,07 T \cdot V$$

V : l'effort tranchants dynamique de la structure à la base selon les deux directions.

T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de **F_t** ne dépassera en aucun cas **0.25 V** et sera prise égale à **0** quand **T** est plus petite ou égale à **0.7 sec**.

$$\text{Pour } \begin{cases} T_x = 0,44 \text{ s} \\ T_y = 0,35 \text{ s} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} F_{tx} = 0,07 \times 0,44 \times 1086,6 = 33,47 \text{ KN.} \\ F_{ty} = 0,07 \times 0,35 \times 965,5 = 23,65 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc : $F_T = 0,00 \text{ KN}$.

$$F_i = \frac{(V_d - F_t) W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i} \rightarrow F_i = \frac{V_d \times W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i}$$

Tableau IV.5. Distribution l'effort sismique sens (x-x) et (y-y).

Étage	h _i	W _i (KN)	W _i × h _i	F _{ix} (KN)	F _{iy} (KN)
5	18.36	2530,039	46451,51	336,23272	307,193854
4	15.30	2131,49	32611,79	236,055874	215,668819
3	12.24	2131,49	26089,43	188,844699	172,535055
2	9.18	2131,49	19567,07	141,633524	129,401291
1	6.12	2131,49	13044,71	94,4223494	86,2675276
RDC	3.06	2131,49	6522,35	47,2111747	43,1337638
			Σ144286,86		

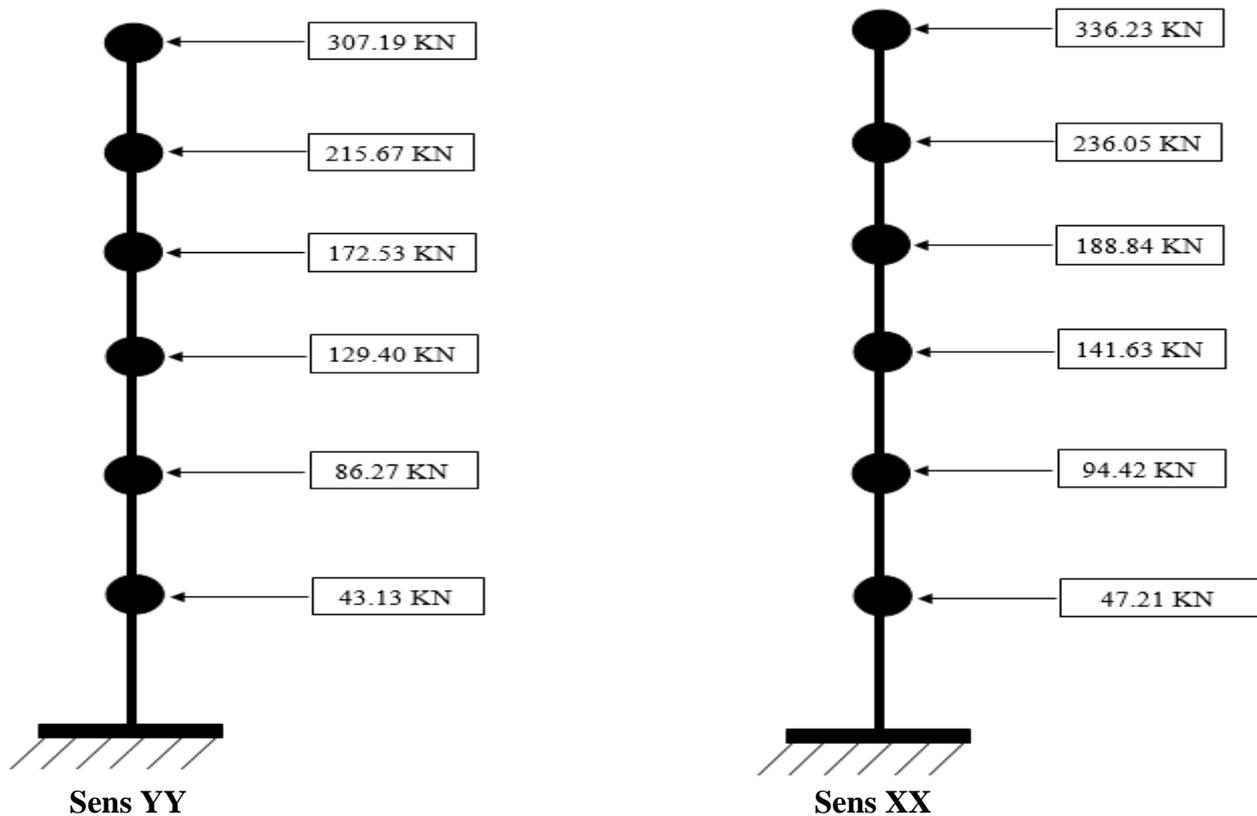


Figure. IV.5. Distribution de l'effort sismique selon la hauteur.

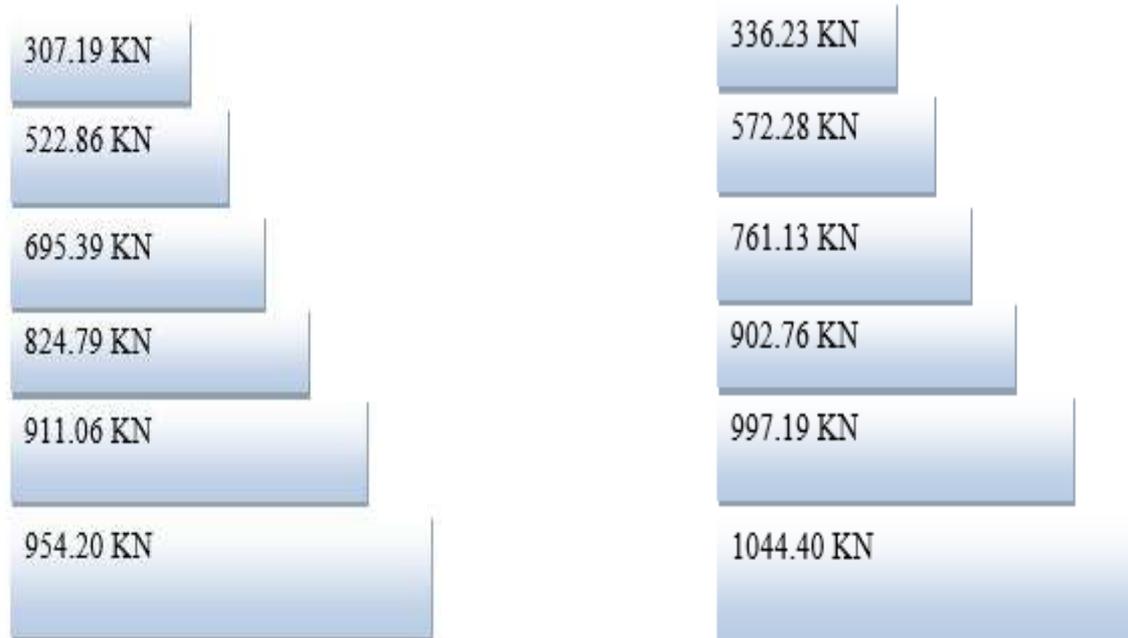
IV-4-5-Calcul de moment et les efforts tranchants

$$M_{ix} = \sum V_{ix} \times h_i$$

$$M_{iy} = \sum V_{iy} \times h_i$$

Tableau. IV.6. Résultat de moment et les efforts tranchants

Étage	h_i	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	V_{ix} (KN)	V_{iy} (KN)	M_{ix} (KN.m)	M_{iy} (KN.m)
5	18.36	336,23	307,19	336,23	307,19	1028,86	940,01
4	15.30	236,05	215,66	572,28	522,86	2780,03	2539,96
3	12.24	188,84	172,53	761,13	695,39	5109,08	4667,85
2	9.18	141,63	129,40	902,76	824,79	7871,52	7191,70
1	6.12	94,42	86,26	997,19	911,06	10922,92	9979,54
RDC	3.06	47,21	43,13	1044,40	954.20	14118,78	12899,39



Sens YY

Sens XX

Figure. IV.6. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur.

IV-4-6- Vérification l'excentricité (Art 4.2.7 RPA 99 V 2003)

a-Centre de torsion : le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il définit par la formule suivante :

$$X_t = \frac{\sum x_i \times I_{xi}}{\sum I_{xi}} \quad Y_t = \frac{\sum y_i \times I_{yi}}{\sum I_{yi}}$$

X_t et Y_t : L'abscisse du centre de torsion.

x_i et y_i : L'abscisse du centre de gravité de l'élément.

I_{xi} : Moment d'inertie par rapport l'axe (ox).

I_{yi} : Moment d'inertie par rapport l'axe (oy).

b- Centre de masse : pour la détermination du centre de masse on a les formules suivantes :

$$X_m = \frac{\sum M_i \times x_i}{\sum M_i} \quad Y_m = \frac{\sum M_i \times y_i}{\sum M_i}$$

Évaluation des excentricités :

Selon les RPA on doit calculer deux types excentricité :

Excentricité théorique : C'est la distance entre centre de gravité et centre de rigidité

$$e_{xt} = X_m - X_t \quad ; \quad e_{yt} = Y_m - Y_t$$

Excentricité accidentelle : Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des

forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).

$$e_{xt} < e_{xa} = (5\% L_x \text{ max}) \Rightarrow L_x = 22.50 \times 0.05 \Rightarrow e_{xa} = 1.125 \text{ m}$$

$$e_{yt} < e_{ya} = (5\% L_y \text{ max}) \Rightarrow L_y = (8.9 + 1.2 + 0.7) \times 0.05 \Rightarrow e_{ya} = 0,54 \text{ m}$$

Les résultats de centre de masse et centre de rigidité regroupé sur le tableau suivant :

Tableau IV.7. Les résultats de centre de masse et centre de rigidité.

Nom	Masse (KN)	Centre de masse G (x,y,z) (m)	Centre de rigidité R (x,y,z) (m)	e _{xt} (m)	e _{yt} (m)	e _{xa} (m)	e _{ya} (m)	Vérifiée
Étage 5	2530.039	11.05;4.92;17.82	11.05;8.55;17.82	0.07	0.40	1.125	0,54	C.V
Étage 4	2131.49	11.05;4.93;14.71	11.05;8.52;14.71	0.22	0.40	1.125	0,54	C.V
Étage 3	2131.49	11.05;4.93;11.65	11.05;8.52;11.65	0.29	0.41	1.125	0,54	C.V
Étage 2	2131.49	11.05;4.93;8.59	11.05;8.52;8.59	0.10	0.42	1.125	0,54	C.V
Étage 1	2131.49	11.05;4.93;5.53	11.05;8.52;5.53	0.04	0.43	1.125	0,54	C.V
RDC	2131.49	11.05;4.93;2.47	11.05;8.52;2.47	0.00	0.43	1.125	0,54	C.V

IV-4-7-Déplacements du CDG des niveaux

Les déplacements horizontaux absolus δ_k et les déplacements relatifs Δ_k du centre de gravité des étages sont définis dans le tableau suivant.

Le déplacement absolue d'étage δ_k se calcul selon l'article 4.4.3 des règles RPA99v2003 par la formule

$$\text{suivante : } \delta_k = R \times \left(\frac{F_k \times g}{W_k} \right) \times \left(\frac{T^2}{(2\pi)^2} \right)$$

Avec : δ_k : Déplacement dû aux forces sismiques F_{iy} .

R : coefficient de comportement = 5 pour notre cas,

F_k : Force sismique au niveau « k »

W_k : Masse de niveau « k »

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2 \quad T = 0,44 \text{ s}$$

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Tableau IV.8. Déplacements d'étages.

Étages (niveau) [m]	Déplacement absolu δ_k [m]	Déplacements relatifs Δ_k [m]
RDC	0.005	0.005
Étage 1	0.010	0.005
Étage 2	0.015	0.005
Étage 3	0.021	0.006
Étage 4	0.026	0.005
Étage 5	0.034	0.008

IV-4-8- Vérification Effets P- Δ (Art 5.9 RPA99 V 2003)

Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition

suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times H_k} \leq 0.10$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k".

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

H_k : Hauteur de l'étage « k ».

Tableau IV.9. Effets P- Δ

		Sens X-X			
Étage	P_k	Δ_k	$V_k \times H_k$	θ_x	$\theta_x < 0.1$
Étage 5	1188,7331	0.008	336,23×3.06	0.009	CV
Étage 4	2419,6119	0.005	572,28×3.06	0.006	CV
Étage 3	3650,4907	0.006	761,13×3.06	0.009	CV
Étage 2	4881,3695	0.005	902,76×3.06	0.008	CV
Étage 1	6112,2483	0.005	997,19×3.06	0.01	CV
RDC	7343,1271	0.005	1044,40×3.06	0.01	CV

IV-4-9- Vérification des déformations (Art 5.10 RPA99 V 2003)

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage (3.06 cm).

Tableau IV.10. Déplacements inter-étages.

Étage	UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)	1.0% de hauteur d'étage (cm)	Vérifiée
Étage 5	2.9	1.4	0.5	0.3	3.06	CV
Étage 4	2.4	1.1	0.6	0.3	3.06	CV
Étage 3	1.8	0.8	0.6	0.3	3.06	CV
Étage 2	1.2	0.5	0.5	0.2	3.06	CV
Étage 1	0.7	0.3	0.4	0.2	3.06	CV
RDC	0.2	0.1	0.2	0.1	3.06	CV

IV-4-10- Stabilité au renversement

Pour que le nôtre bâtiment soit stable au renversement il faut vérifier la relation suivant:

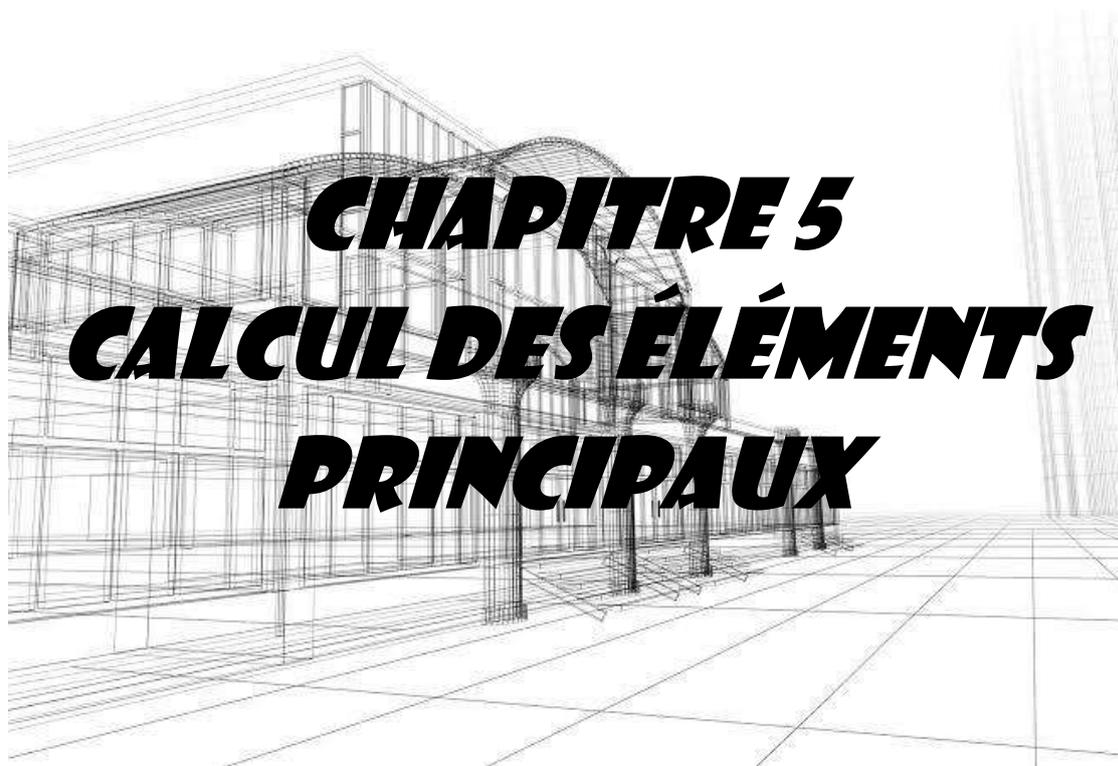
D'après RPA99 V 2003 $\frac{M_S}{M_r} \geq 1.5$

M_S : Moment stabilisant $M_S = W \times \frac{L}{2}$; W : Poids du bâtiment.

M_r : Moment renversant $M_r = \sum F_i \times h_i$; F : Force sismique de niveau

Tableau IV.11. Moments de renversement de niveau.

W(t)	L _x (m)	L _y (m)	M _s (KN.m)	M _r (KN.m)	M _s / M _r	Vérification
1318.7489	22.5	-	148353,75	14118,78	10.51	CV
1318.7489	-	8.9	58684,32	12899,39	4.55	CV



CHAPITRE 5
CALCUL DES ÉLÉMENTS
PRINCIPAUX

V-1- Introduction

Après avoir calculé les sollicitations, nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé : **R.P.A.99v2003** et **C.B.A.93**.... etc.

V-2- Combinaison des charges

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

Selon **C.B.A 93** : ELU : $1,35 G + 1,5 Q$

ELS : $G + Q$

Selon **RPA 99 version 2003** (situation accidentelle) : $G + Q \pm E$

$0,8G \pm E$

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

E : charges sismiques.

V-3- Calcul de Ferrailage des éléments résistants

V-3-1- Ferrailage des poutres

V-3-1-1- Prescriptions données : Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0,5% de toute section. $A_{\min} = 0,5\% (b \times h)$ **par RPA99/version 2003**

Pour les poutres principales : $(30 \times 45) A_{\min} = 6,75 \text{ cm}^2$

Pour les poutres secondaires : $(30 \times 40) A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$

Et $A_{\min} = 0,23 \times f_{t28} \times b \times h / F_e$ par BAEL

Pour les poutres principales : $(30 \times 45) A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$

Pour les poutres secondaires : $(30 \times 40) A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement (zone IIa).

Par RPA99/version 2003

- Pour les poutres principales : (30×45)

4 % en zone courante $\Rightarrow (30 \times 45 \times 0,04) \Rightarrow A_{\max} = 54 \text{ cm}^2$

6 % en zone de recouvrement $\Rightarrow (30 \times 45 \times 0,06) \Rightarrow A_{\max} = 81 \text{ cm}^2$

- Pour les poutres secondaires (30×40)

4 % en zone courante $\Rightarrow (30 \times 40 \times 0,04) \Rightarrow A_{\max} = 48 \text{ cm}^2$

6 % en zone de recouvrement $\Rightarrow (30 \times 40 \times 0,06) \Rightarrow A_{\max} = 72 \text{ cm}^2$

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa).

L'ancrage des armateurs longitudinaux supérieurs et inférieurs dans le poteau de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets 90° .

Les cadres des noeuds, disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués De 2 U superposés formant un carré ou un rectangle.

Condition de non fragilité

Dans le cas d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple en doit vérifier la formule

$$\text{Suivante : } A_{min} = 0.23b.h \frac{f_{t28}}{f_e}$$

V-3-1-2-Armatures transversales

La quantité des armatures transversales est de : $A_t = 0,003.S.b$;

L'espace maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA exige un minimum de « $h/4, 12\phi$ » ;

En dehors de la zone nodale l'espace doit être de « $S \leq h/2$ ».

Exemple de calcul : Le calcul se fait en flexion simple. La fissuration considérer peu préjudiciable, la section d'armatures finale Tel que :

Au : section d'armatures calculé en flexion simple. Le calcul est effectué à l'aide du logiciel EXPERT

Poutres principales :(section 30×45)

Tableau V.1. Moments max des poutres (30×45).

Appuis (KN.m)			Travée (KN.m)		
Mu	Ms	Mac	Mu	Ms	Mac
-120.74	-87.24	-125.60	48.72	35.24	44.87

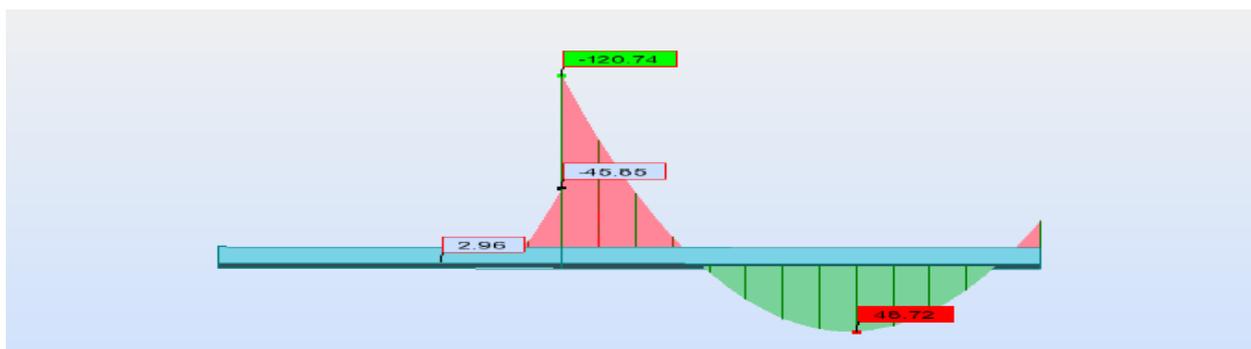


Figure V.1. Moments max des poutres (30×45) A ELU (Appuis et Travée).

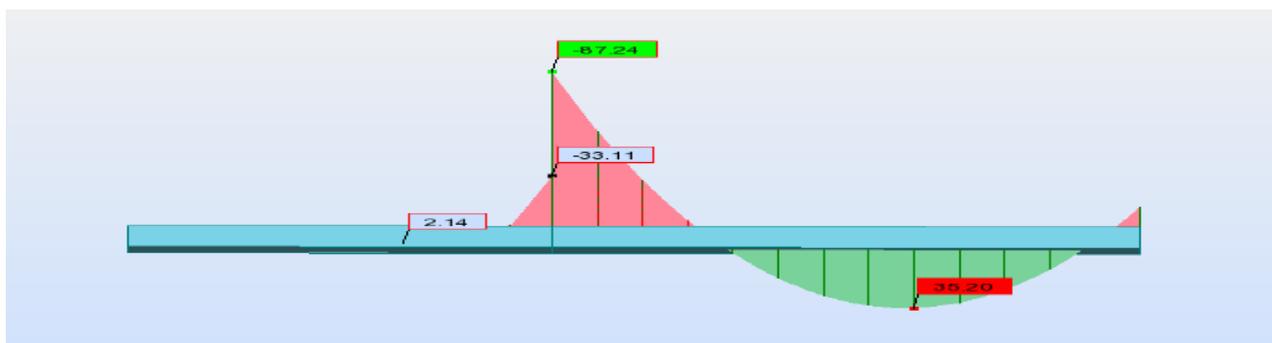


Figure V.2. Moments max des poutres (30×45) A ELS (Appuis et Travée)

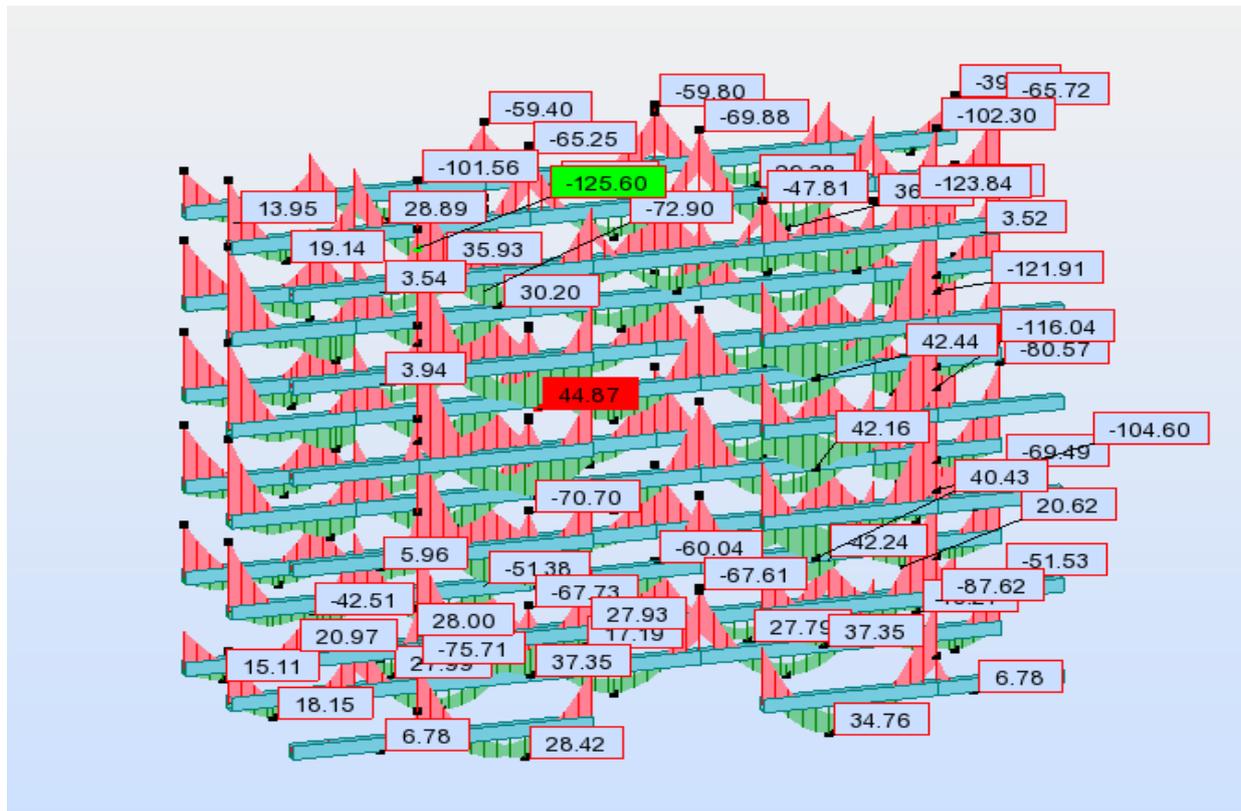


Figure V.3. moments max des poutres (30×45) A ACC (Appuis et Travée).

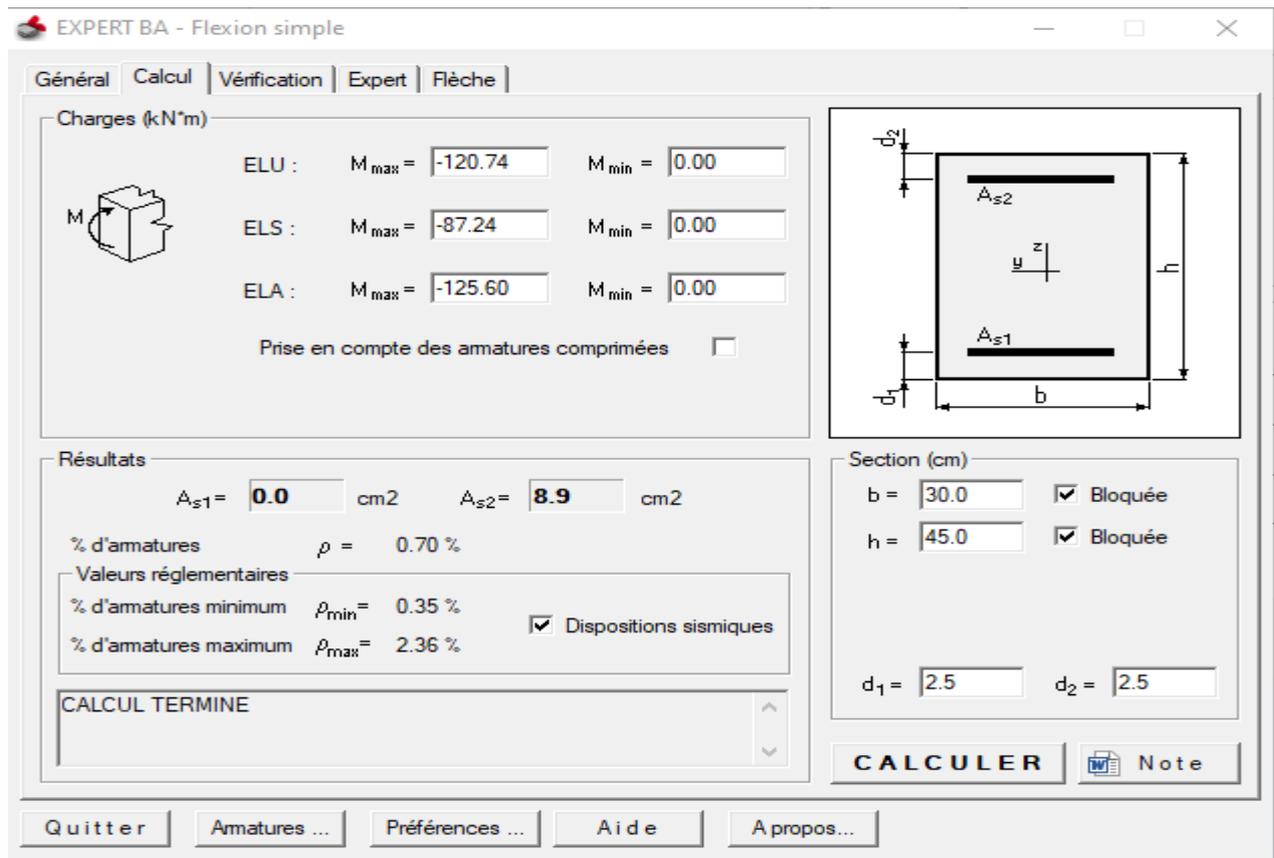


Figure V.4. Ferrailage des poutres (30×45) a logiciel EXPERT 2010 (Appuis).

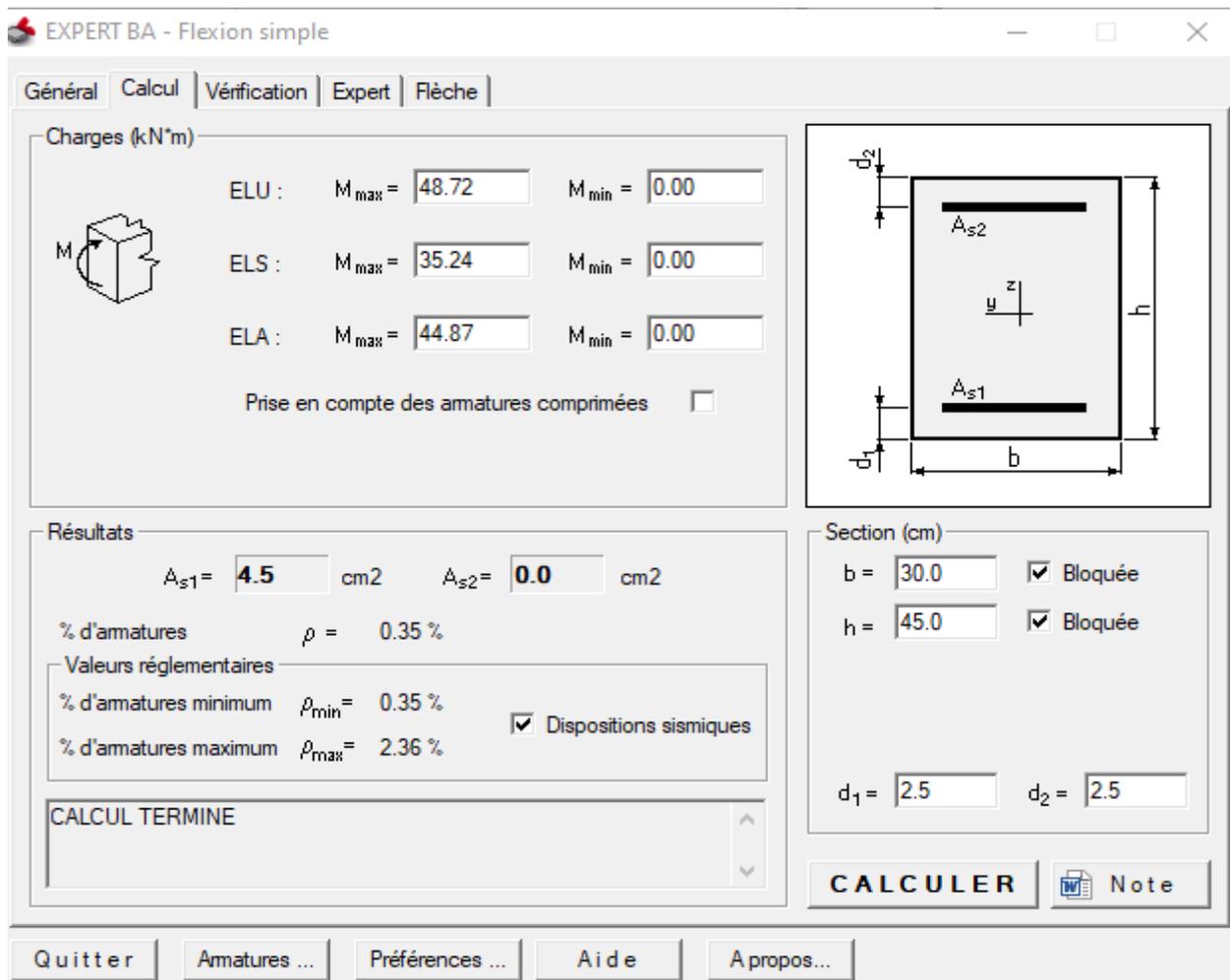


Figure V.5. Ferrailage des poutres (30×45) a logiciel EXPERT 2010 (Travée).

Tableau V.2. Ferrailage longitudinal des poutres principales

	As (Appuis)	As (Travée)	A _{min}		A _{Appuis} (adopte)	A' _{Appuis}	A _{Travée} (adopte)	A' _{Travée}
			RPA	BAEL				
A _t	8.9 cm ²	4.5 cm ²	6.75 cm ²	1.63 cm ²	6HA14	9.24 cm²	6HA12	6.78 cm²
A _c	0	0	0	0	3HA12	3.39 cm²	3HA12	3.39 cm²

Poutres secondaires :(section 30×40)

Tableau V.3. Moments max des poutres (30×40).

Appuis (KN.m)			Travée (KN.m)		
Mu	Ms	Mac	Mu	Ms	Mac
-47.33	-33.95	-40.99	32.56	23.37	28.93

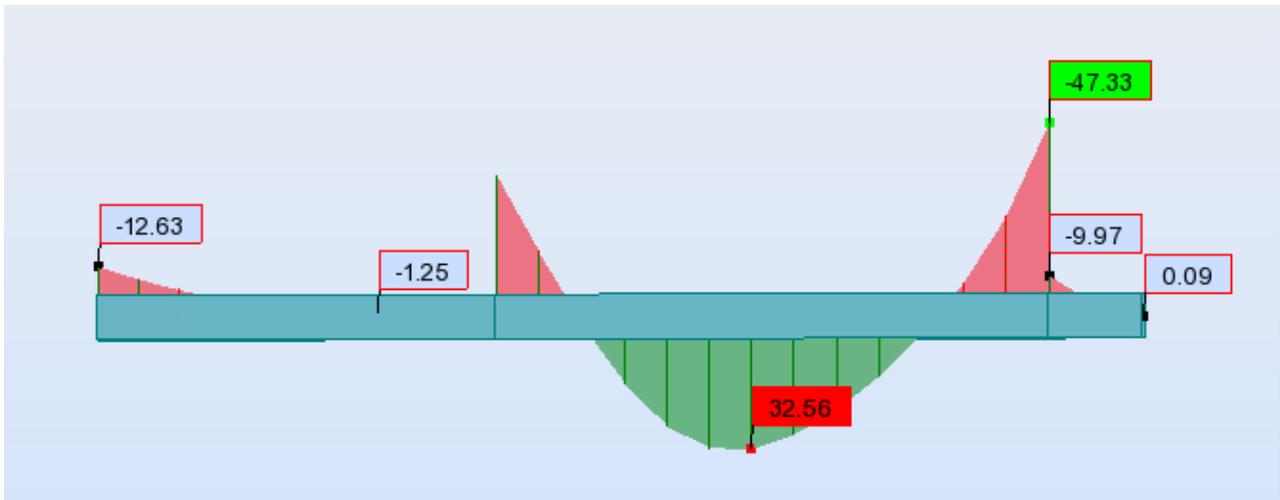


Figure V.6. Moments max des poutres (30×40) A ELU (Appuis et Travée).

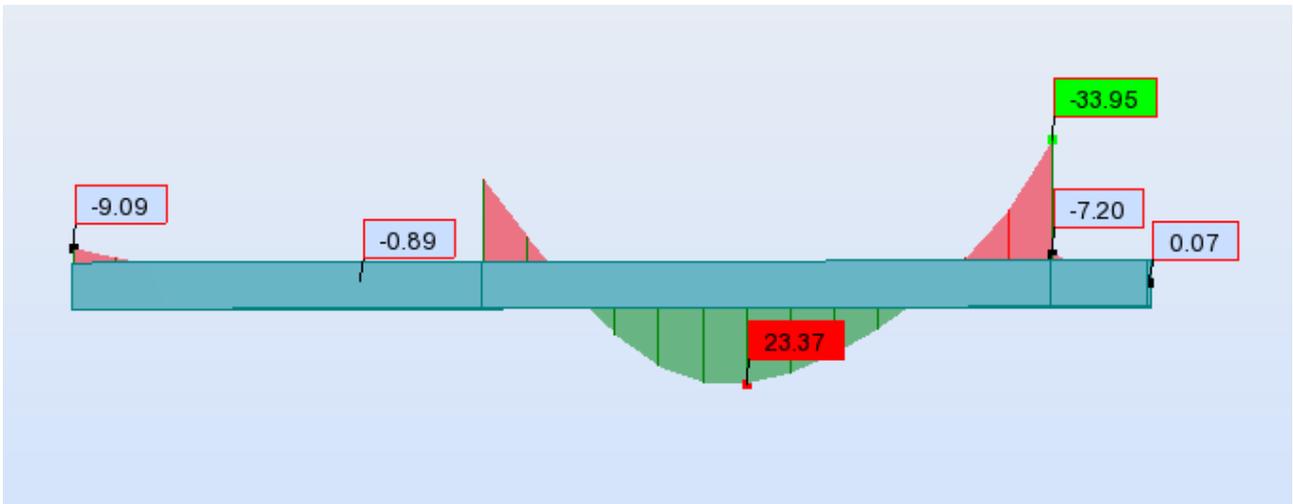


Figure V.7. Moments max des poutres (30×40) A ELS (Appuis et Travée).

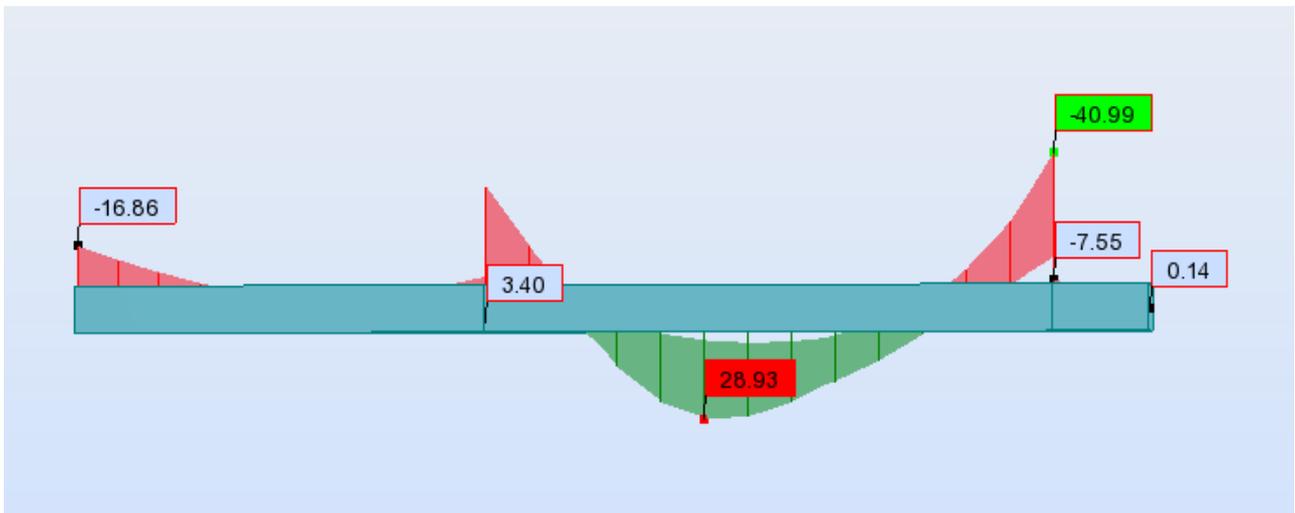


Figure V.8. Moments max des poutres (30×40) A ACC (Appuis et Travée).

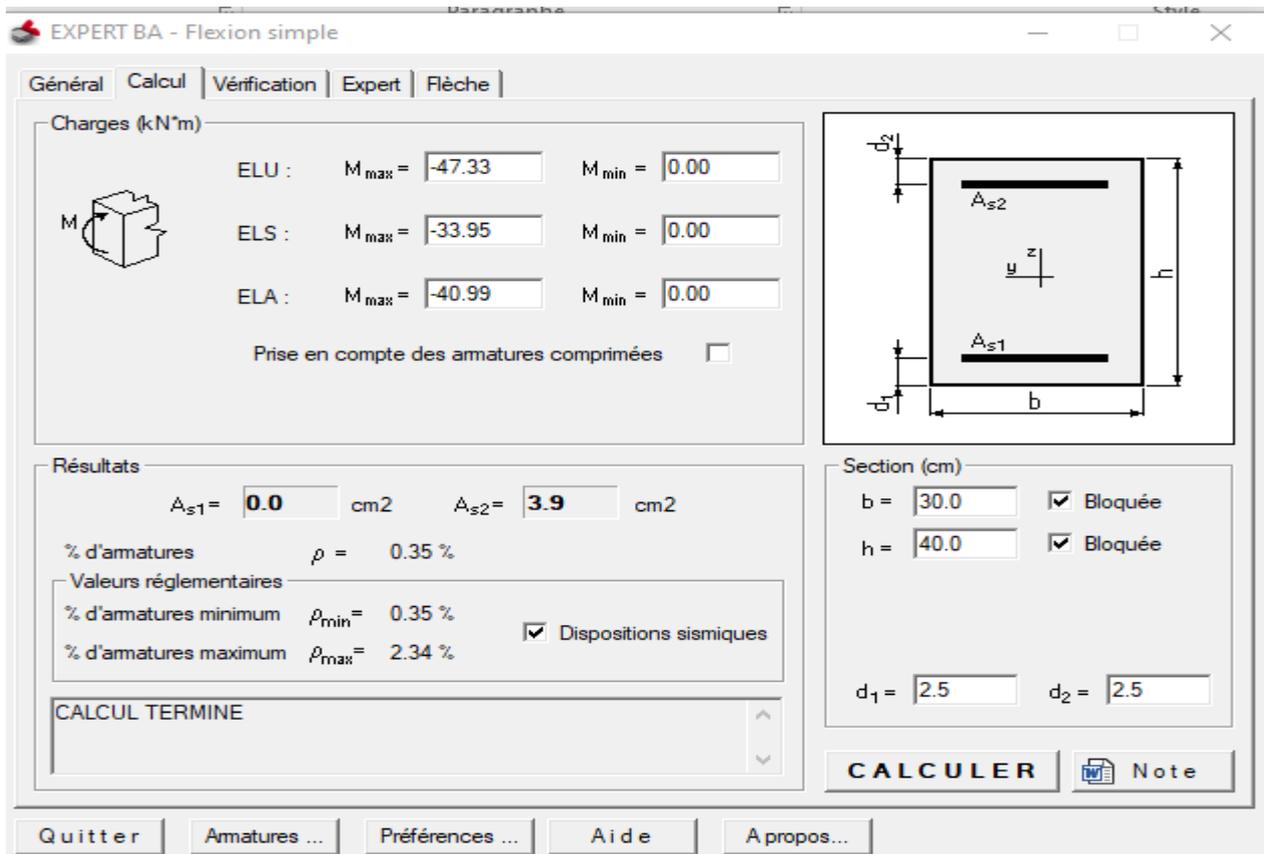


Figure V.9. Ferrailage des poutres (30×40) a logiciel EXPERT 2010 (Appuis).

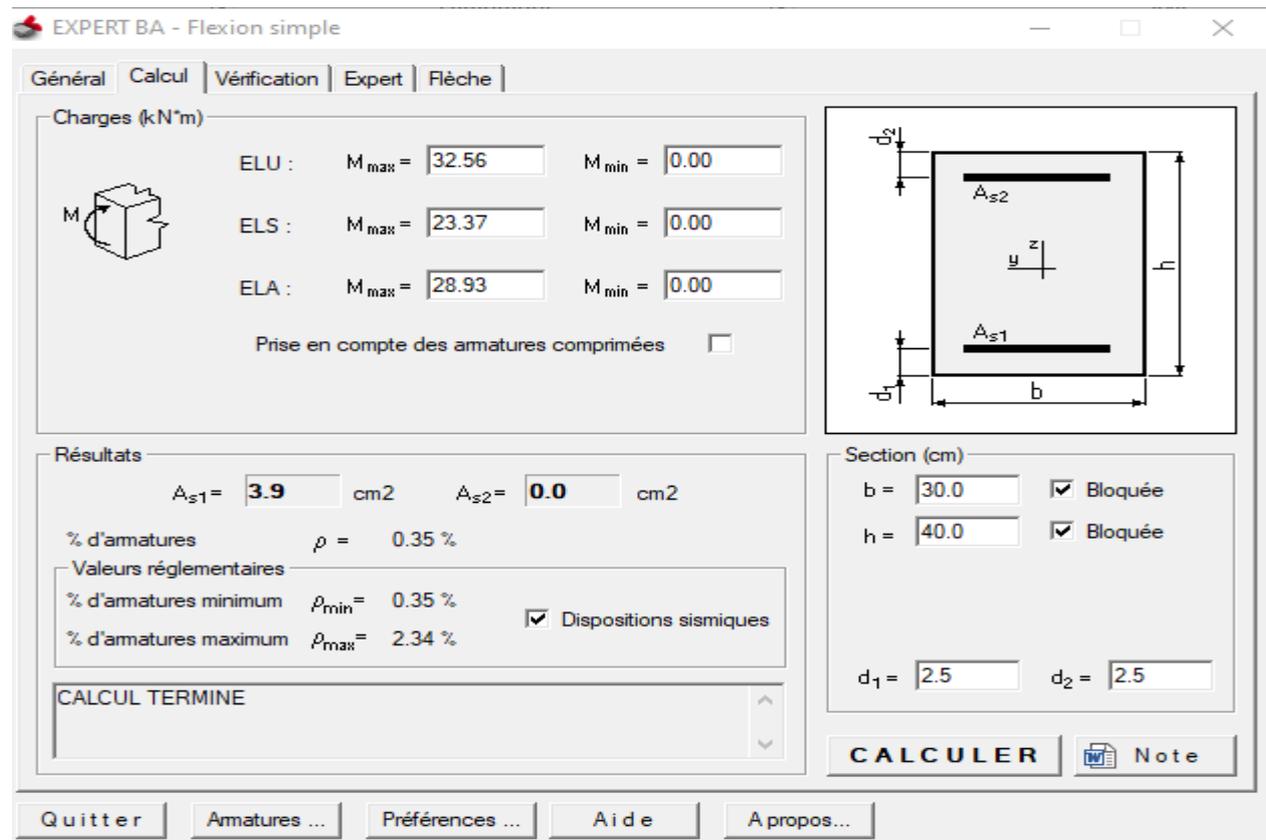


Figure V.10. Ferrailage des poutres (30×40) a logiciel EXPERT 2010 (Travée).

Tableau V.4. Ferrailage longitudinal des poutres secondaires

	As (Appuis)	As (Travée)	A _{min}		A _{Appuis (adopte)}	A' _{Appuis}	A _{Travée (adopte)}	A' _{Travée}
			RPA	BAEL				
A _t	3.9 cm ²	3.9 cm ²	6 cm ²	1.45 cm ²	3HA12+2HA14	6.47 cm²	3HA12+2HA14	6.47 cm²
A _c	0	0	0	0	3HA12	3.39 cm²	3HA12	3.39 cm²

V-3-1-3-Armatures transversales

✓ L'article A.5.1, 23 des règles BAEL91 modifié99

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{b \times (\tau_u - 0.3k f_{tj})}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_b} (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$\alpha = 90^\circ \rightarrow \cos \alpha + \sin \alpha = 1$

K=1 : pour la flexion simple.

$V_u^{\max} = 116.10 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{116.10 \times 10^3}{0.30 \times 0.42 \times 10^6} = 0.92 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{30 \times (0.92 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times \frac{400}{1.15}} = 0.028 \text{ cm}$$

✓ L'article.3.2. Pag-196 des règles BAEL91 modifié99

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} = \frac{1}{f_e} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{b_0 \times 0.46 \text{ MPa}}{f_e} = \frac{30 \times 0.46 \text{ MPa}}{400} = 0.0345 \text{ cm}$$

✓ L'article. 7.5.2.2. Pag – 66 des RPA 99 / V 2003 :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$\frac{A_t}{S_t} = 0.003 \times b = 0.09 \text{ cm}$$

Donc
$$\frac{A_t}{S_t} = \max \left\{ \frac{A_t^{BAEL}}{S_t}; \frac{A_t^{BAEL}}{S_t}; \frac{A_t^{RPA}}{S_t} \right\} \rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{A_t^{RPA}}{S_t} = 0.09 \text{ cm}$$

Espacement : L'article. 7.5.2.2 des RPA 99 / V 2003

Dans la zone nodale $S \leq \min (h/4; 12\phi_L) = \min (11.25; 14.4) \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{St=11.25 \text{ cm}}$

En dehors de la zone nodale : $S \leq (h/2) = 22.5 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{St=15 \text{ cm}}$

Description des barres

$$S_t = 15 \text{ cm} < \min [0.9d ; 40 \text{ cm} ; 15\phi_{L \min}] = \min [37.8 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 18 \text{ cm}] = 18 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$$

$$\text{On a } \frac{A_t}{S_t} = 0.09 \rightarrow A_t = 15 \times 0.09 = 1.35 \text{ cm}^2$$

On adopte alors pour les armatures transversales **4HA8 avec: $A_s = 2.012 \text{ cm}^2$**

Selon l'article A.7.2.2 du BAEL on doit vérifier la condition suivante

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \leq \max \{h/35 ; b/10 ; \phi_L\} = \{1.28 ; 3 ; 12\} = 12 \text{ mm} \rightarrow \text{CV}$$

V-3-1-4- Vérification de l'effort tranchant à (L'ELU)

A) pour les poutres principales :

La fissuration est peu préjudiciable, on doit vérifier la condition suivante :

$$V_u^{\max} = 116.10 \text{ KN} = 116100 \text{ N}$$

$$\tau_u = 0.92 \text{ MPa} \leq \tau'_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \{4.35 ; 5 \text{ MPa}\} = 4.35 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.92 \text{ MPa} \leq \tau'_u = 4.35 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

V-3-1-5-Vérification à l'ELS:

Vérification des contraintes : (fissuration peu préjudiciable).

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \sigma'_s = f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma'_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Calcul des contraintes σ_s et σ_{bc} :

1) pour les poutres principales

En travée :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} - 15 \cdot A_s (d-y) = 0 \rightarrow \frac{30}{2} y^2 - 15 \times 6.78 \times (42-y) = 0$$

$$\Delta > 0 ; y_1 = -20.60 \text{ cm} ; y_2 = 13.82 \text{ cm}$$

La racine positive donne $y = 13.82 \text{ cm}$

$$M_{ser} = 35.24 \text{ KN.m.}$$

$$l = 8.60 \text{ m.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{l} \cdot y = 0.56 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = 0.56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{l} \cdot (d - y) = 1.28 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

En appui

$$\frac{b \cdot y^2}{2} - 15 \cdot A_s (d-y) = 0 \rightarrow \frac{30}{2} y^2 - 15 \times 9.24 \times (42-y) = 0$$

$$\Delta > 0 ; y_1 = -24.85 \text{ cm} ; y_2 = 15.61 \text{ cm}$$

La racine positive donne $y = 15.61 \text{ cm}$

$$M_{ser} = 87.24 \text{ KN.m.}$$

$$l = 8.60 \text{ m.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{l} \cdot y = 1.58 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = 1.58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{l} \cdot (d - y) = 2.67 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

2) pour les poutres secondaires

En travée

$$\frac{b \cdot y^2}{2} - 15 \cdot A_s (d - y) = 0 \rightarrow \frac{30}{2} y^2 - 15 \times 6.47 \times (37 - y) = 0$$

$$\Delta > 0 ; y_1 = -19.04 \text{ cm} ; y_2 = 12.57 \text{ cm}$$

La racine positive donne $y = 12.57 \text{ cm}$

$$M_{ser} = 23.37 \text{ KN.m.}$$

$$l = 9.35 \text{ m.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{l} \cdot y = 0.31 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = 0.31 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{l} \cdot (d - y) = 0.61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

En appui

$$\frac{b \cdot y^2}{2} - 15 \cdot A_s (d - y) = 0 \rightarrow \frac{30}{2} y^2 - 15 \times 6.47 \times (37 - y) = 0$$

$$\Delta > 0 ; y_1 = -19.04 \text{ cm} ; y_2 = 12.57 \text{ cm}$$

La racine positive donne $y = 12.57 \text{ cm}$

$$M_{ser} = 33.95 \text{ KN.m.}$$

$$l = 9.35 \text{ m.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{l} \cdot y = 0.46 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = 0.46 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{l} \cdot (d - y) = 0.88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

V-3-1-6-Vérification de la flèche

Avant de passer à la vérification de la flèche proprement dit, on doit examiner les conditions de non vérification de la flèche par l'article B.7.5 des règles BAEL comme suit :

$$M_0^{ser} = \frac{M_t^{ser}}{0.85} = \frac{35.24}{0.85} = 41.46 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} h \geq \max \left\{ \frac{L}{16}; \frac{M_t \times L}{10 \times M_0} \right\} & \rightarrow h = 45 \text{ cm} > 42.49 \text{ cm} \rightarrow CV \\ A_s \leq 4.2 \frac{b \cdot d}{f_e} & \rightarrow A_s = 6.78 \text{ cm}^2 < 13.23 \text{ cm}^2 \rightarrow CV \\ l \leq 8 \text{ m} & \rightarrow 5 \text{ m} < 8 \text{ m} \rightarrow CV \end{cases}$$

Puisque les trois conditions ci-dessus sont toutes vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches.

V-3-1-7-Schéma ferrailage de poutre

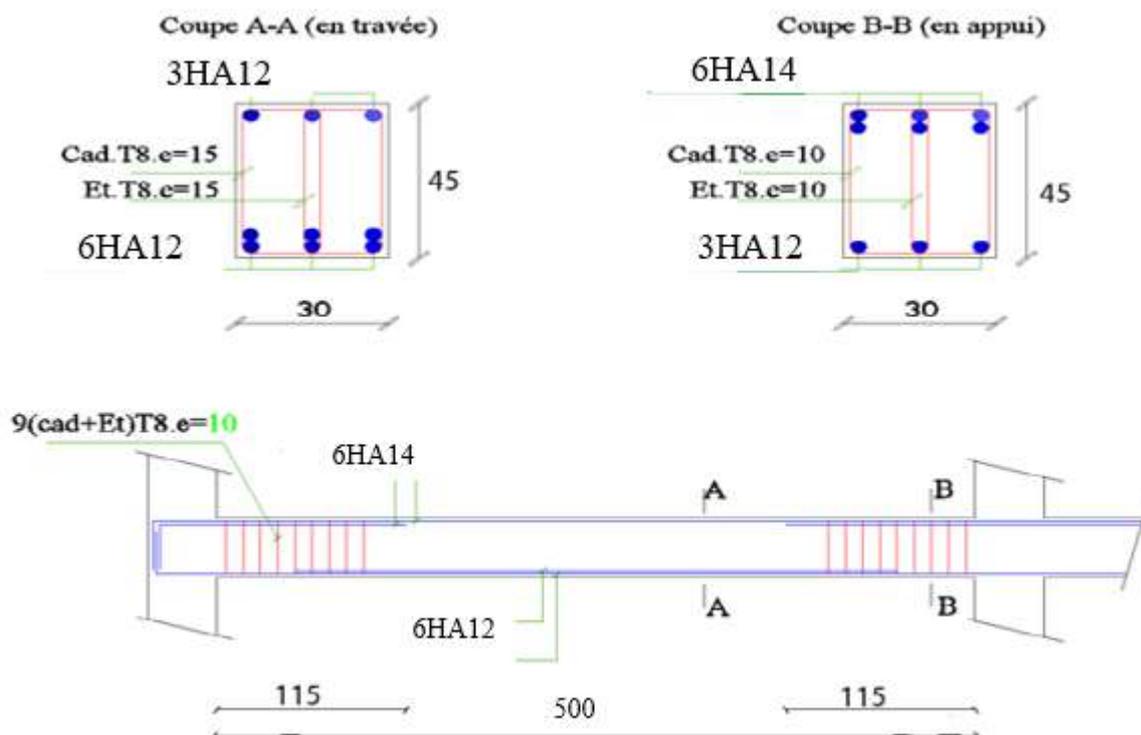


Figure V.11. Ferrailage de poutre principale

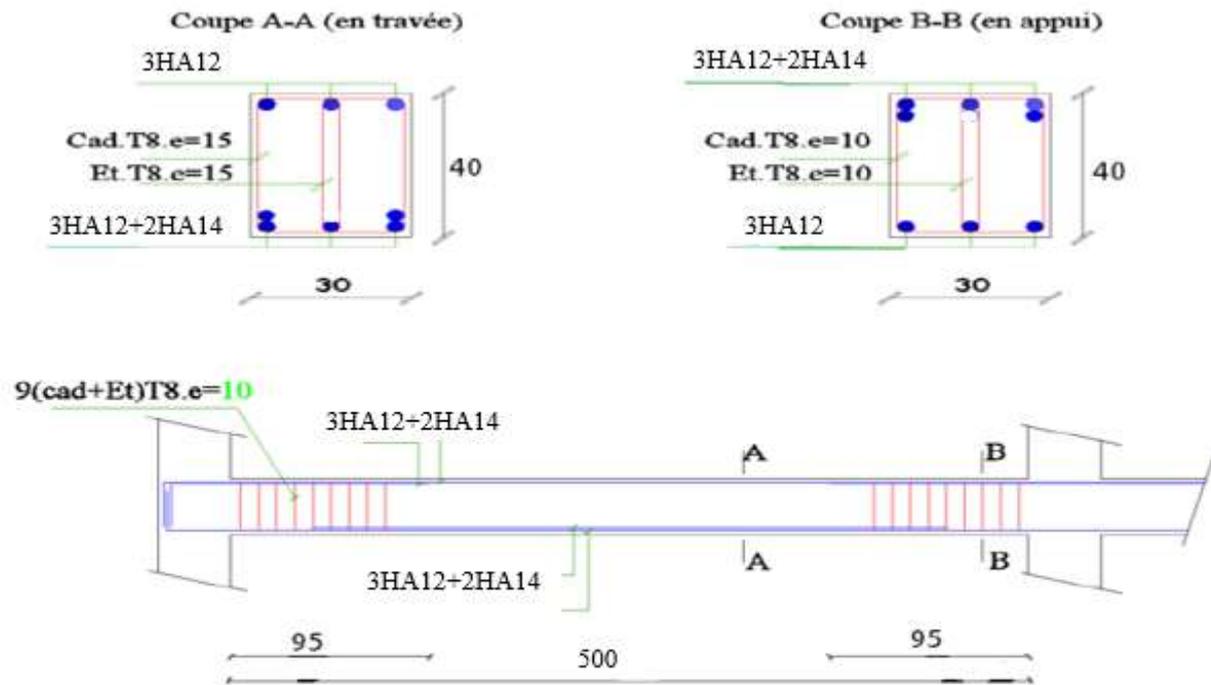


Figure V.12. Ferrailage de poutre secondaire

V-3-2-Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

Les armatures seront obtenues par : $A = \text{Max} (A_u, A_c, A_{\text{min}})$ avec

A_u : section d'armature calculé en flexion composée

Condition de non fragilité :

Dans le cas d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple en doit vérifier la formule suivante :

$$A_{\text{min}} = 0.23 b \cdot d (f_{t28} / f_e)$$

Recommandations du RPA 99/version2003

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de 0,8% ($b \times h$) (zone IIa).
- Ferrailage maximum sera de:

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12 mm (RPA99/version2003)
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40 en zone IIa
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa (RPA99/version2003).
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous :

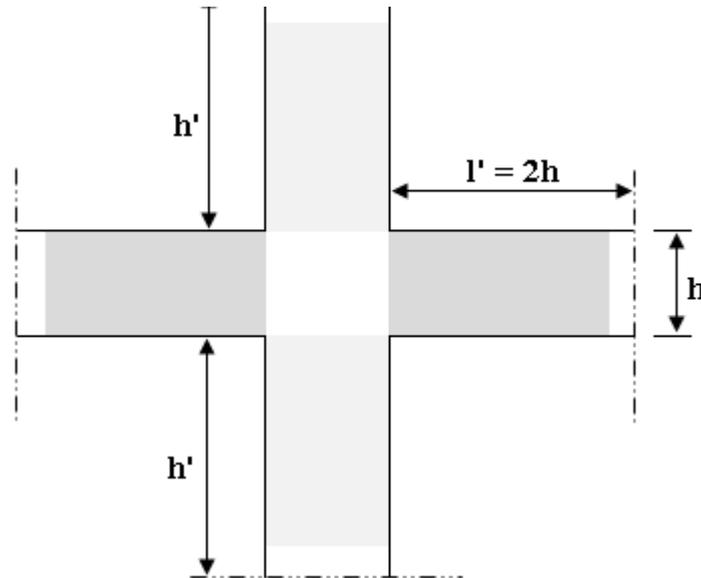


Figure V.13. La zone nodale dans les poteaux

Combinaisons des charges

Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul de béton armé (CBA93 et RPA99).

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$CBA 93
- $G+Q+E$RPA 99
- $0.8G \pm E$ RPA 99

Remarque : RPA

Pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives, des sections comparables a celles des poteaux centraux.

Tableau V.5. Moments et les force normale des poteaux (RDC+Etage 1+ Etage 2)

Type de poteaux	Effort	Centre et no intégré en voile	N°: Poteaux	Combinaisons
Combinaisons		30×40	30×40	30×40
ELU	N_{max}	+405.69 KN	9	ELU
	M_y corsp	5.01 KN.m	9	ELU
	M_z corsp	13.49 KN.m	9	ELU
ACC :10A21 G+Q±E 0.8G±E	N_c corsp	+280.47 KN	14	G+Q+Ey
	M_y max	30.74 KN.m	14	G+Q+Ey
	N_c corsp	321.94 KN.m	15	G+Q+Ex
	M_z max	14.28 KN.m	15	G+Q+Ex
ACC :10A21 G+Q±E 0.8G±E	N_{min}	-304.00 KN	17	0.8G-Ex
	M_y corsp	0.41 KN.m	17	0.8G-Ex
	M_z corsp	0.25 KN.m	17	0.8G-Ex

Tableau V.6. Moments et les force normale des poteaux (Etage 3+ Etage 4+ Etage 5)

Type de poteaux	Effort	Angle et intégré en voile	N°: Poteaux	N°: Combinaisons
Combinaisons		30×40	30×40	30×40
ELU	N_{max}	+375.06 KN	344	ELU
	M_y corsp	9.12 KN.m	344	ELU
	M_z corsp	22.27 KN.m	344	ELU
ACC :10A21 G+Q±E 0.8G±E	N_c corsp	317.66 KN	346	G+Q-Ex
	M_y max	42.80 KN.m	346	G+Q-Ex
	N_c corsp	273.77 KN.m	345	G+Q-Ey
	M_z max	23.53 KN.m	345	G+Q-Ey
ACC :10A21 G+Q±E 0.8G±E	N_{min}	-87.20 KN	349	G+Q-Ex
	M_y corsp	7.50 KN.m	349	G+Q-Ex
	M_z corsp	6.01 KN.m	349	G+Q-Ex

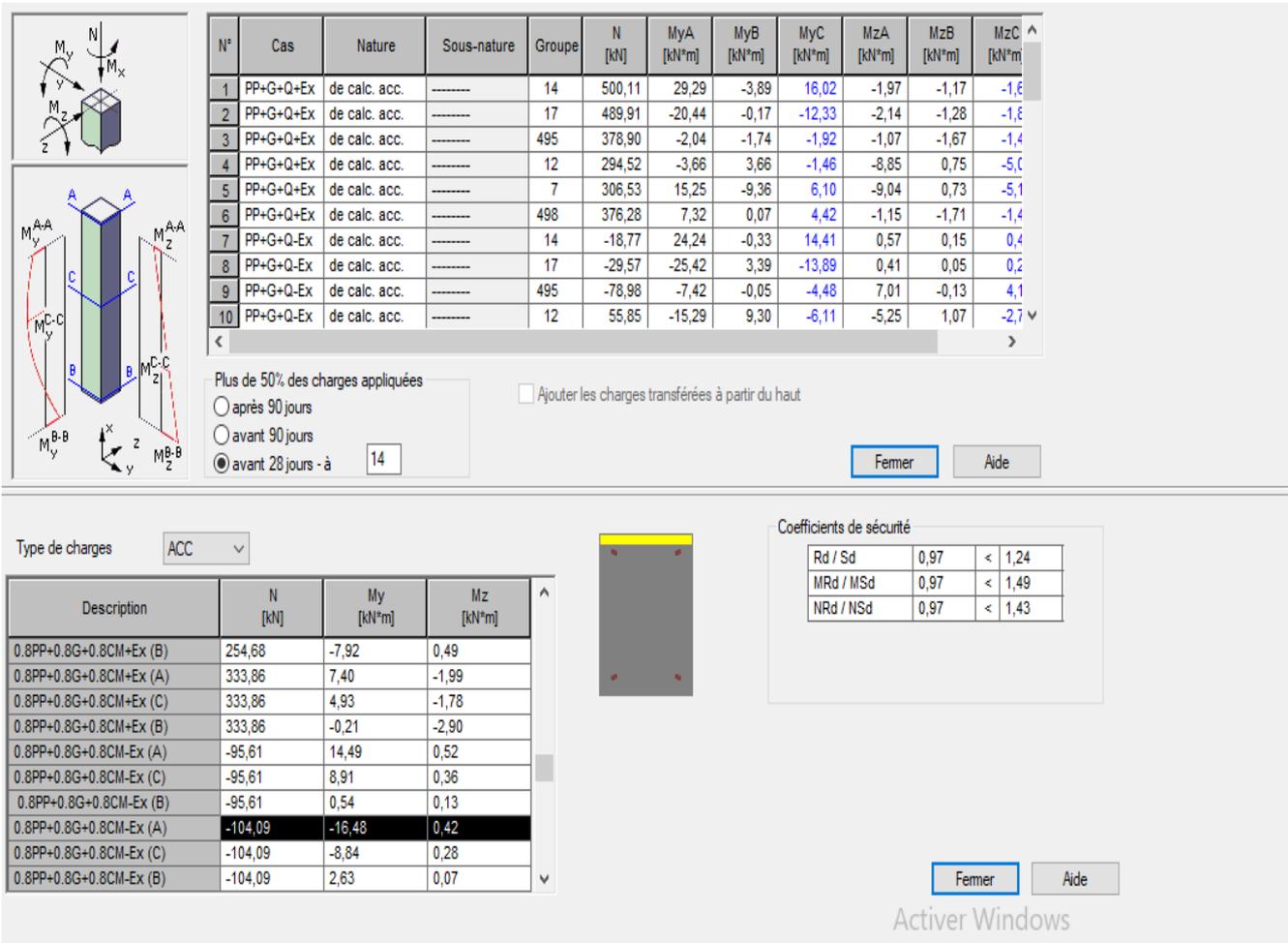


Figure V.14. Moments max et les force normale des poteaux par ROBOT 2014.

Tableau V.7. Moments max et les force normale des poteaux

	Combinaison	N (KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)
RDC, Etage 1	ELU	330.29	38.38	0.91
Étage 2	ACC	-104.09	16.48	0.42
Étage 3,Étage 4 ,	ELU	212.24	42.55	5.27
Étage 5	ACC	11.59	41.65	0.52

V-3-2-1-ferrailage longitudinal

Calcul ferrailage des poteaux à l'aide de logiciel EXPERT2010

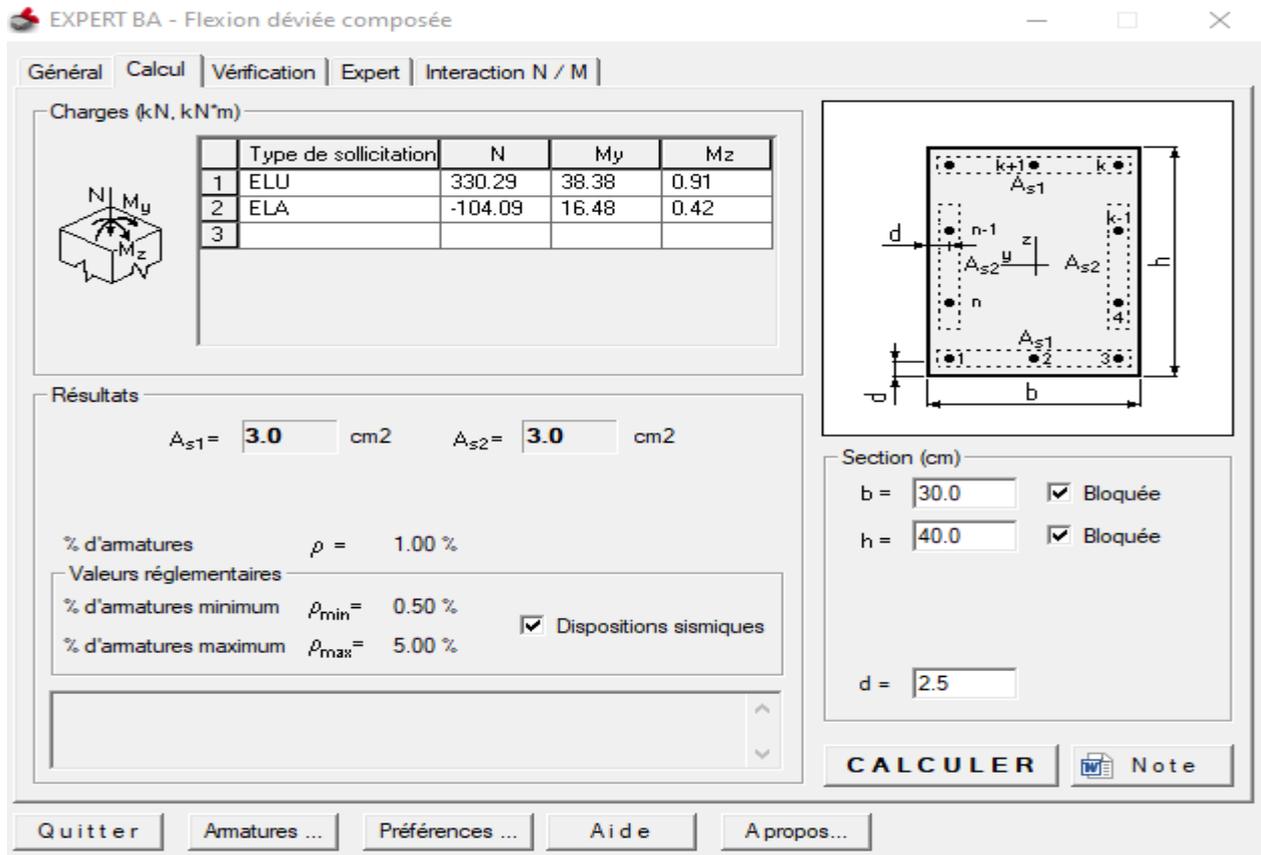


Figure V.15. Ferrailage des poteaux (30×40) a logiciel EXPERT 2010 (RDC+ Etage 1+Étage 2).

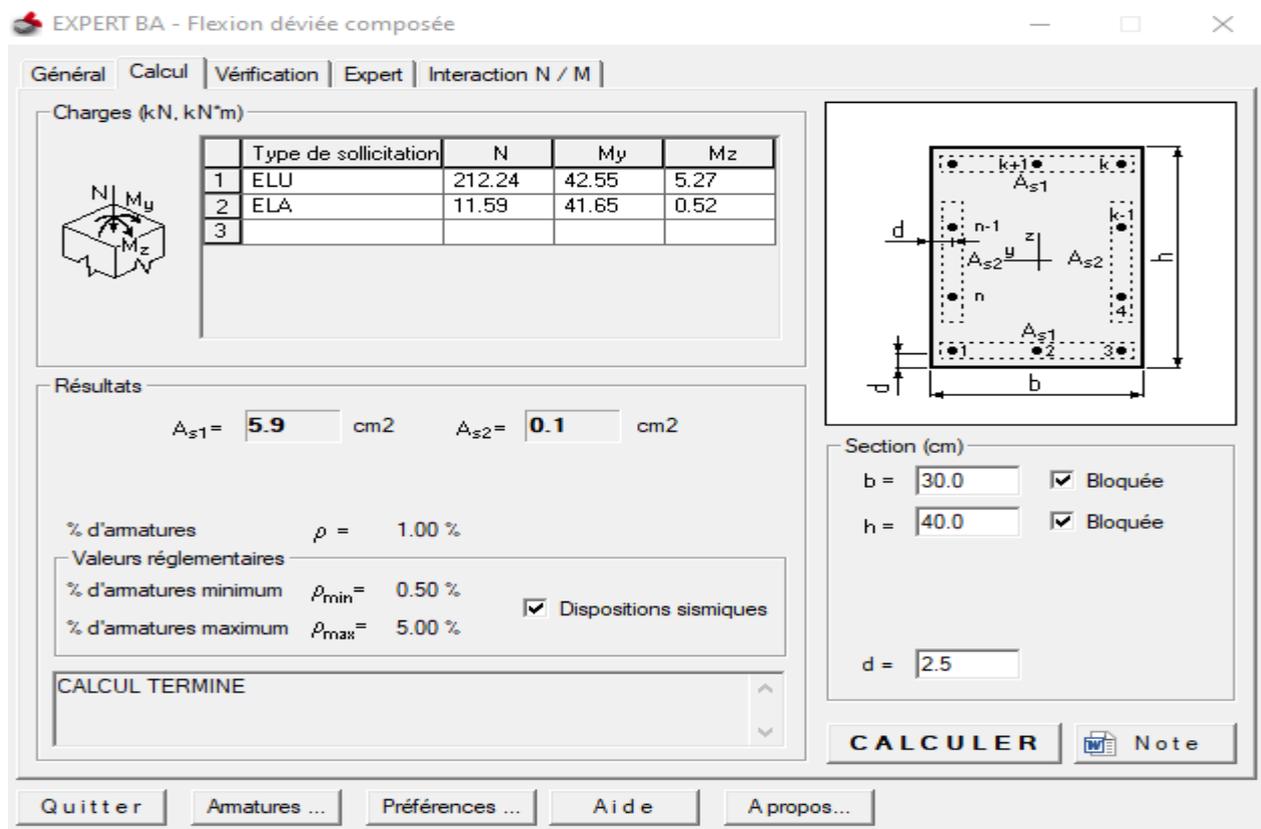


Figure V.16. Ferrailage des poteaux (30×40) a logiciel EXPERT 2010 (Etage 3+ Etage 4+Étage 5).

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 37 \times 2.1/400 = 1.34 \text{ cm}^2$$

Tableau V.8. Ferrailage longitudinal des poteaux

	$A_{calculer}$	A_{min}	A_{RPA}	A_{adopte}	
RDC, Etage 1 Étage 2	6 cm ²	1.34 cm ²	9.6 cm ²	4HA14+4HA12	10.68 cm²
Étage 3,Étage 4 , Étage 5	6 cm ²	1.34 cm ²	9.6 cm ²	4HA14+4HA12	10.68 cm²

V-3-2-2-Ferrailage transversale

Le calcul du ferrailage transversal consiste à la détermination des armatures d'âme des Poteaux en nombre et dimension suffisantes, pour leur donner une résistance transversal Conséquente face aux sollicitations de cisaillement, ainsi pour qu'ils assurent une liaison Convenable entre les barres longitudinales et les maintient stables lors des différentes fasses de réalisation des poteaux.

Selon l'article 7.4.2.2 des règles RPA99 version 2003, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des à 135° ayant une longueur droite De 10 Ø minimum

- ✓ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombres et diamètre suffisants (Ø cheminées >12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux
- ✓ t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur maximale est fixée comme suit :

La zone nodale : $t \leq \text{Min} \left\{ \begin{matrix} 10\phi_1 \\ l.15 \end{matrix} \right.$ cm en zone IIa on opte t = 10cm

- la zone courante: $t' \leq 15\phi$ en zone IIa on opte $t' = 15\text{cm}$

Avec ϕ_1 : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

V-3-2-3-Calcul de contrainte de cisaillement τ_u et sa valeur limite τ_u

La contrainte tangente dans les poteaux τ_u est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{330.29 \times 10^3}{300 \times 370} = 2.97 \text{ Mpa}$$

$$\tau'_u = \min \left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma}; 5 \text{MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa} \text{ Situation durable}$$

$$\tau'_u = 3,33 \geq \tau_u = 2.97 \text{ MPa}$$

RPA.99 version 2003 [Art 7.4.3.2]

$$\tau_u = \rho d. f_{c28} \quad \rho d = 0.075 \quad \text{si } \lambda \geq 5 \rho d$$

Élancement λ : Pour une section rectangulaire de hauteur h, l'élancement a pour valeur.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ et } i = \sqrt{\frac{I}{B}}; \quad I = 0.3 \times 0.4^3 / 12 = 0.0016 \text{ m}^4; \quad B = 0.3 \times 0.4 = 0.12 \text{ m}^2$$

$$i = 0.12 \text{ m}^2 ; l_f = 0.7 \times 2.61 = 1.827 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{1.827}{0.12} = 15.22 \quad \text{Donc } \rho d = 0.075 \Rightarrow \tau_{bu} = 18.7 \text{ MPa} > 2.97 \text{ MPa}$$

Armatures transversales

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs \emptyset_t est donnée par la relation :

$$\emptyset_t \geq \frac{1}{3} \emptyset_1$$

\emptyset_1 : étant le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

$$\emptyset_t \geq \frac{1}{3} (14) = 4.66 \text{ mm on opte } \emptyset_t = 6 \text{ mm}$$

D'après le **RPA99 Art 7.4.2.2** les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho a \times V_u}{h_t \times f_e}$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρa : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

t : L'espacement des armatures transversales.

La valeur de ρd est pris égale à 2,50 si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et 3,75 dans le cas contraire.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{1.728}{0.4} = 4.32 < 5 \quad \text{Donc } \rho d = 3.75$$

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho a \times V_u}{h_t \times f_e} \Rightarrow A_t = \frac{3.75 \times 330.29 \times 15 \times 10}{40 \times 400} = 11.61 \text{ cm}^2$$

V-3-2-4-Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales

Soit la quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{t \times b} \text{ en } \% = \begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Dans notre cas $\lambda_g = 4,32 < 5$, il faut que $0,8 \% \geq \frac{A_t}{t \times b} \geq 0,3 \%$

$$\text{Application : } \frac{A_t}{t \times b} = \frac{3.06}{15 \times 30} = 0,68 \% \quad \text{Condition vérifiée}$$

V-3-2-5-Calculer de longueur de recouvrement

La longueur de recouvrement minimale est :

- 40Ø en zone IIa
- Pour Ø = 14 mm
- Lr = 40Ø = 40×1,4= 56 cm

La longueur de recouvrement est 56 cm

V-3-2-6-Vérification à L'ELS

Tableau V.9. Vérification à L'ELS

	Combinaison	N (KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ' _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ' _s (MPa)
RDC, Étage 1 Étage 2	ELS	516.40	26.77	13.60	1.70	15	2.08	400
Étage 3,Étage 4 , Étage 5	ELS	489.29	30.10	17.96	1.92	15	1..53	400

$$\sigma_s \leq \sigma'_s = f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma'_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Calcul des contraintes σ_s et σ_{bc} :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} - 15 \cdot A_s (d-y) = 0 \rightarrow \frac{30}{2} y^2 - 15 \times 10.68 \times (37-y) = 0$$

$$\Delta > 0 ; y_1 = -23.73 \text{ cm} ; y_2 = 16.65 \text{ cm}$$

La racine positive donne y = 16.65 cm

$$M_{ser} = 30.10 \text{ KN.m.}$$

$$l = 2.61 \text{ m.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{l} \cdot y = 1.92 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = 1.92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{l} \cdot (d - y) = 1.53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$M_{ser} = 26.77 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{l} \cdot y = 1.70 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = 1.70 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{l} \cdot (d - y) = 2.08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

V-3-2-7-Vérification spécifiques

✓ Sollicitations normales

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : Effort normale obtenue par logiciel robot $N = 516.40$ KN

$$V = \frac{516.40 \times 10^3}{12 \times 10^4 \times 25} = 0.17 \leq 0.3 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

V-3-2-8-Vérification au flambement

On doit vérifier que les poteaux ayant un élancement $\lambda < 70$

$$\text{D'où : } \lambda = \frac{l_f}{i}$$

Avec : L_f : étant la longueur de flambement

$$L_f = 0.7 \times L_0$$

I : rayant de giration de la section dans le plan de flambement : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

B : l'aire de section.

Tableau V.10. Vérification au flambement

<i>élément</i>	<i>L (m)</i>	<i>L_f (m)</i>	<i>i (m)</i>	<i>λ</i>	<i>λ < 70</i>
30×40	3.06	2.142	0.115	18.55	CV

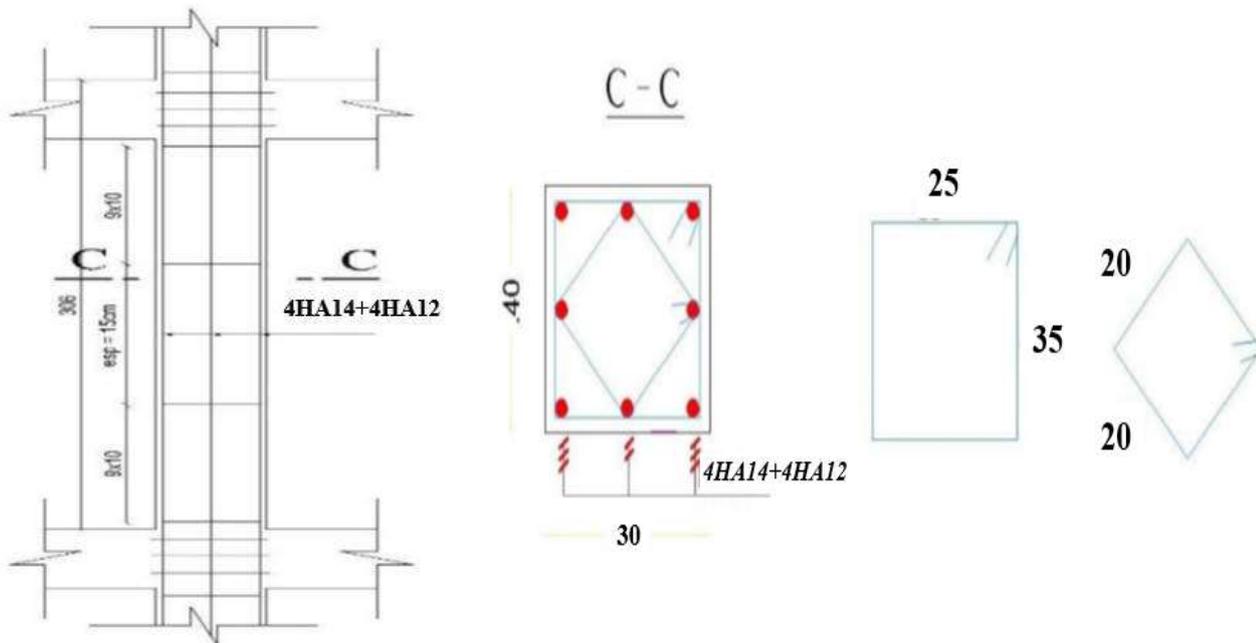


Figure V.17. Schéma ferrailage Poteaux

V-3-3- Ferrailage des voiles

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003. Sous l'action des forces horizontales (séisme, vents) ainsi que les forces du aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqué par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge Sismique.

V-3-3-1- Voiles pleins

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

A. Des aciers verticaux : la disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le **RPA99/version 2003** : L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement). à chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur d tel que :

$$d \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_e}{2} \\ \frac{2 \times L'}{3} \end{array} \right.$$

Avec :

L' : étant la largeur de la zone comprimée.

h_e : étant la hauteur entre nue de planchers du trumeau (voile) considéré.

Dans le calcul de ferrailage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile à cause de la symétrie.

B. Des aciers horizontaux : les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile. Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de 10Φ .

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$S \geq 1.5 \times e$ Avec : e : Épaisseur du voile.

$S \geq 30$ cm

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre Φ_t des épingles est :

$\Phi_t = 6$ mm Lorsque $\Phi_v \leq 20$ mm

$\Phi_t = 8$ mm Lorsque $\Phi_v \leq 20$ mm

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

$40 \times \Phi$: pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.

$20 \times \Phi$: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

V-3-3-2-Méthode de calcul

On détermine les contraintes par la formule de NAVIER- BERNOULLI :

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{S} \pm M \times \frac{Y}{I} \text{ mm}$$

Avec :

N : effort normal agissant sur le refond considéré.

M : moment de flexion agissant sur le refond considéré.

I : moment d'inertie du refond considéré.

Y : centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

Remarque

Si σ_a et σ_b sont des signe négatif on aura une section entièrement tendue (SET).

Si σ_a et σ_b sont des signe positif on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si σ_a et σ_b sont des signes contraires on aura une section partiellement comprimée (SPC).

A-Section partiellement comprimée (tendue) :

pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendu : $[\mu]$ en utilisant les triangles semblables :

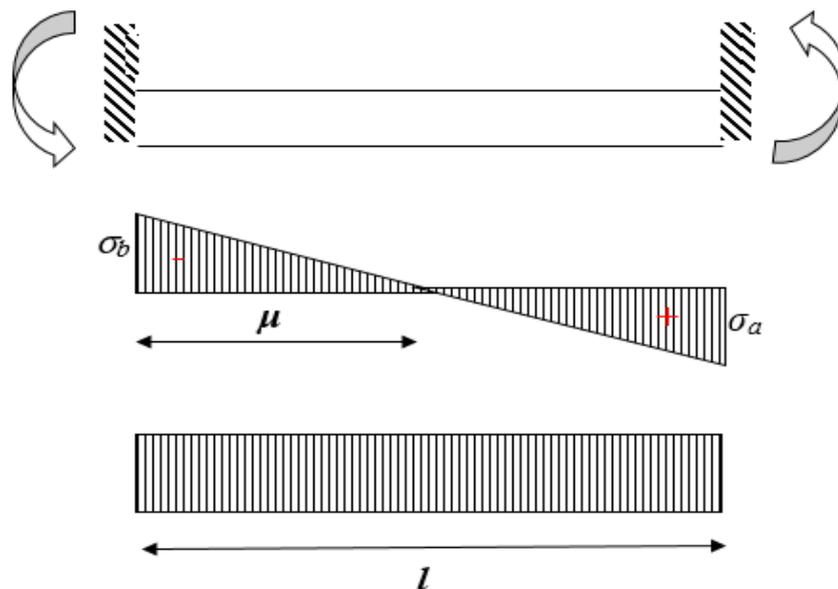


Figure V.18. Section partiellement comprimée

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_a}{L-\mu} = \frac{\sigma_b}{\mu} \rightarrow \mu = \frac{L}{\left[\frac{\sigma_a}{\sigma_b} + 1\right]}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = \frac{(\sigma \times \mu \times b)}{2}$$

La section d'acier nécessaire est donnée par : $As = \frac{T}{\left[\frac{fe}{\gamma_s}\right]}$

B- Section entièrement tendue

Dans le cas on a deux contraintes de traction longueur tendue $[\mu]$ est égale à (L) l'effort de traction est égale à : $T = (\sigma_b \times \sigma_a \times \mu \times b) / 2$

La section d'armature est : $A_s = \frac{T}{\left[\frac{f_e}{\gamma_s}\right]}$

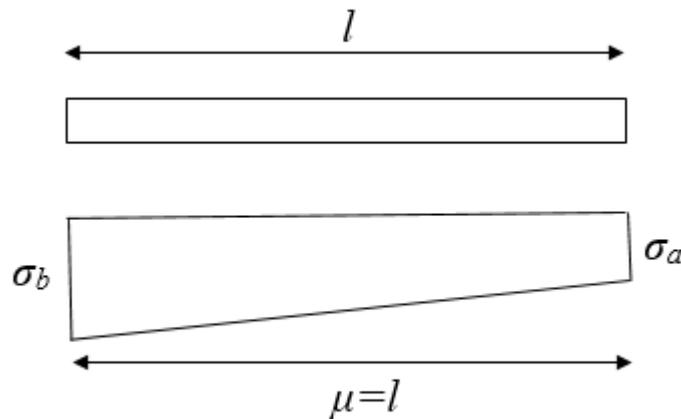


Figure V.19. Section entièrement tendue

C- Section entièrement comprimée

dans ce cas on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferrailage minimum).

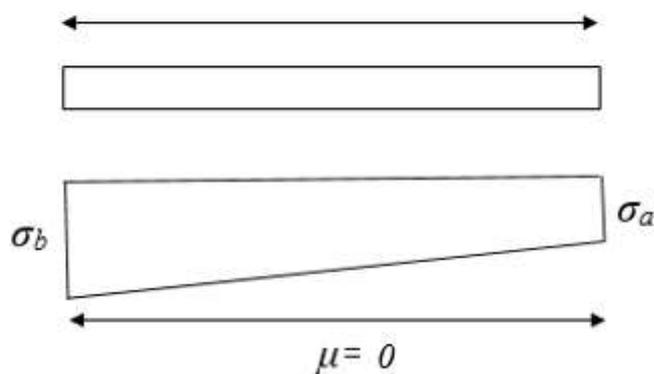


Figure V.20. Section entièrement comprimée

V-3-3-3- Recommandations réglementaires

Armatures verticales : l'acier choisi est de type haut adhérence Fe 400.

Selon le CBA 93

$$0.1\% \leq \frac{A}{a \times b} \leq 5\%$$

Avec :

a = l'épaisseur du voile

b = la largeur de la zone tendue Condition de non fragilité.

Selon le RPA 99(V2003)

$A_v = 0.20 \% B$ Dans la section tendue du voile.

$A_v = 0.15 \% B$ Dans la section globale du voile.

$A_v = 0.10 \% B$ Dans la section courante.

Avec :

B : section du voile.

A : épaisseur du voile.

φ_v ver : Diamètre vertical.

Armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

Selon le CBA 93:

$$\text{Diamètre minimal : } \varphi_v \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{35} \\ \frac{a}{10} \end{array} \right.$$

$$\text{Espacement des armatures horizontales : } S_h \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0.9 \times d \\ 40 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$S_h \leq \frac{A_h \times f_{eh}}{0.4 \times a}$$

$$S_h \leq \frac{A_h \times 0.9 \times f_{eh}}{\gamma_s \times a \times \tau_b}$$

Selon le RPA 99 V(2003)

$$\varphi_v \leq \frac{a}{10}$$

$$S_h \leq \frac{A \times h}{0.003}$$

$$S_h \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 1.5 \times a \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Armatures transversales

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance Fe E235, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

Les résultats de calcul du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.11. Les résultats de ferrailage longitudinal des voiles (sens x-x)

<i>Voile</i>	RDC	Etage 1	Etage 2	Etage 3	Etage 4	Etage 5
M (KN.m)	211.74	112.69	16.97	261.12	70.45	68.39
N (KN)	85.68	39.09	-7.19	-43.09	-69.84	-66.25
L (m)	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2
e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
I (m)	0.55376	0.55376	0.55376	0.55376	0.55376	0.55376
S (m²)	0.64	0.64	0.64	0.64	0.64	0.64
Y (m)	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6
σ_a (KN/m²)	745.665	386.678	37.7978	687.137	94.4293	94.0866
σ_b (KN/m²)	-477.91	-264.52	-60.267	-821.79	-312.68	-301.12
μ (m)	1.24988	1.29986	1.9666	1.74278	2.45776	2.43817
T (KN)	59.7336	34.3842	11.852	143.221	76.849	73.4178
As (cm²)	1.49334	0.85961	0.2963	3.58052	1.92122	1.83544
ARPA (cm²)	4.99952	5.19945	7.86638	6.97113	9.83103	9.75269
AcBA (cm²)	9.6	9.6	9.6	9.6	9.6	9.6
As adoptée	9.6	9.6	9.6	9.6	9.83103	9.75269
As fin	9HA12	9HA12	9HA12	9HA12	9HA12	9HA12
Section (cm²)	10.17	10.17	10.17	10.17	10.17	10.17

Tableau V.12. les résultats de ferrailage longitudinal des voiles (sens y-y)

Voile	RDC	1-1	2-2	3-3	4-4	5-5
M (KN.m)	1736.19	1188.16	711.7	375.46	190.24	127.11
N (KN)	-305.36	-330.49	-337.37	-311.2	-240.03	-131.71
L (m)	4.7	4.7	4.7	4.7	4.7	4.7
e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
I (m)	1.73801	1.73801	1.73801	1.73801	1.73801	1.73801
S (m²)	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94
Y (m)	2.35	2.35	2.35	2.35	2.35	2.35
σ_a (KN/m²)	2022.69	1254.95	603.401	176.604	1.87662	31.7512
σ_b (KN/m²)	-2672.4	-1958.1	-1321.2	-838.73	-512.58	-311.99
μ (m)	2.67519	2.86429	3.22646	3.8825	4.68286	4.26586
T (KN)	714.916	560.863	426.283	325.637	240.033	133.088
A_s (cm²)	17.8729	14.0216	10.6571	8.14093	6.00083	3.32721
ARPA (cm²)	10.7008	11.4572	12.9059	15.53	18.7314	17.0634
ACBA (cm²)	14.1	14.1	14.1	14.1	14.1	14.1
A_s adoptée	17.8729	14.1	14.1	15.53	18.7314	17.0634
A_s fin	13HA14	13HA14	13HA14	13HA14	13HA14	13HA14
Section (cm²)	20.02	20.02	20.02	20.02	20.02	20.02

Espacement des armatures verticales

À chaque extrémité des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile ; cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

b) Aciers horizontaux

Voile (x-x)

$$A_t = \frac{A_v}{4} = \frac{10.17}{4} = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} (\text{RPA}) = 0.15 \% \times 3.2 \times 0.2 = 9.6 \text{ cm}^2 \text{ (Pour les deux faces)}$$

$$A_t = \mathbf{13HA10} = \mathbf{10.205 \text{ cm}^2} / \text{nappe avec un espacement de 15 cm}$$

$$S_t = \min \begin{cases} 1.5 \times a \\ 30 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$ pour la zone courante

V-3-3-4- Vérification des contraintes de cisaillement (ELU)

- Selon l'RPA99v2003 :

Suivant l'article 7.7.2, on doit vérifier que :

Où :

$$\tau_u = \frac{1.4 T_{calcul}}{b \times d}$$

$$d = 0.9 \times h \dots \dots \dots (\text{BAEL}) \rightarrow 0.9 \times 3200 = 2880 \text{ mm}$$

b_0 : Épaisseur du voile ($b_0 = e = 20 \text{ cm} = 200 \text{ mm}$)

$$\tau_u = \frac{1.4 \times 143.222 \times 10^3}{200 \times 2880} = 0.35 \text{ MPa} \leq \tau'_u = 25 \times 0.2 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau'_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Selon BAEL91 mod99

$$\tau_u = \frac{246.69}{200 \times 2880} = 0.42 \text{ MPa} \leq \tau'_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 7 \text{ MPa} \right) = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_b \leq \tau'_b \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Voile (y-y)

$$A_t = \frac{A_v}{4} = \frac{20.02}{4} = 5.005 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} (\text{RPA}) = 0.15 \% \times 4.7 \times 0.2 = 14.1 \text{ cm}^2 \text{ (Pour les deux faces)}$$

$$A_t = \mathbf{18HA10} = \mathbf{14.13 \text{ cm}^2} / \text{nappe avec un espacement de 15 cm}$$

$$S_t = \min \begin{cases} 1.5 \times a \\ 30 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$ pour la zone courante

V-3-3-4- Vérification des contraintes de cisaillement (ELU)

- Selon l'RPA99v2003

Suivant l'article 7.7.2, on doit vérifier que :

Où :

$$\tau_u = \frac{1.4 T_{calcul}}{b \times d}$$

$$d = 0.9 \times h \dots \dots \dots (\text{BAEL}) \rightarrow 0.9 \times 4700 = 4230 \text{ mm}$$

b : Épaisseur du voile ($b = e = 20 \text{ cm} = 200 \text{ mm}$)

$$\tau_u = \frac{1.4 \times 714.916 \times 10^3}{200 \times 4230} = 1.183 \text{ MPa} \leq \tau'_u = 25 \times 0.2 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau'_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Selon BAEL91 mod 99

$$\tau_u = \frac{340.09}{200 \times 4230} = 0.41 \text{ MPa} \leq \tau'_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 7 \text{ MPa} \right) = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_b \leq \tau'_b \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V-3-3-5- Schéma ferrailage des voiles

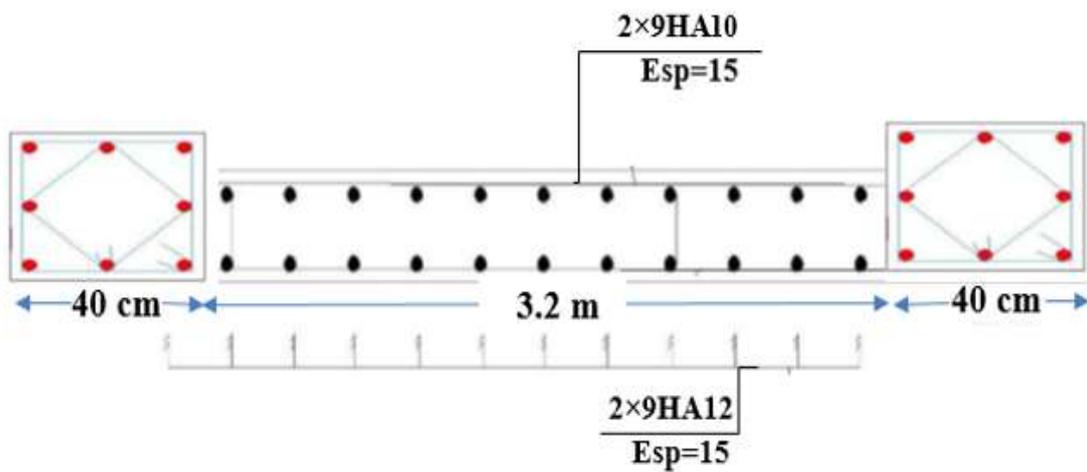


Figure V.21. Schéma ferrailage des voiles (x-x)

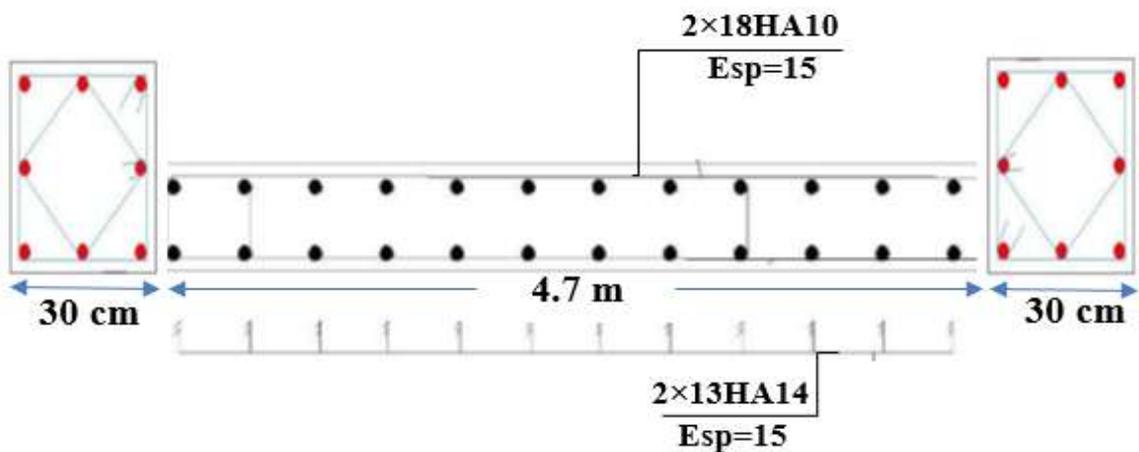
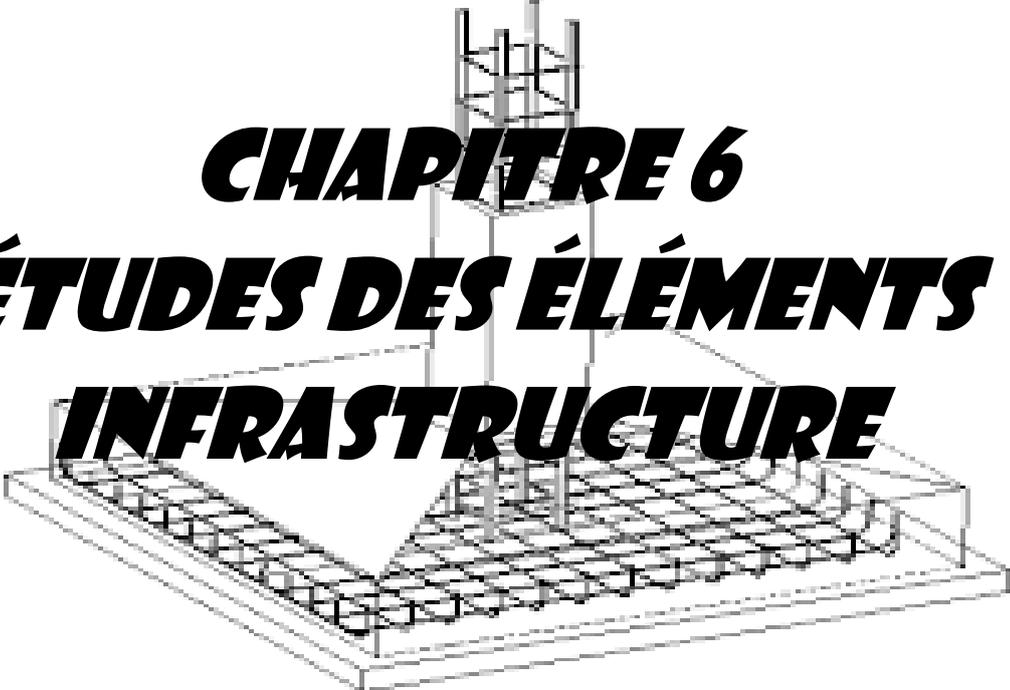


Figure V.22. Schéma ferrailage des voiles (y-y)

CHAPITRE 6
ÉTUDES DES ÉLÉMENTS
INFRASTRUCTURE



VI -1- Introduction

On appelle une fondation, la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le sol et qui a pour rôle transmettre à celui-ci toutes les charges et les surcharges supportées par cet ouvrage.

VI -2- les fondations

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

VI -2-1- Stabilité des fondations

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- ✦ Des sollicitations dues à la superstructure qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion
- ✦ Des sollicitations dues au sol qui sont : des forces verticales ascendantes ou Descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais...).

VI -2-2- Types de fondations

Pour les fondations, on distingue :

A- Les semelles isolées : Dont les dimensions en plan **B** et **L** sont toutes deux au plus de quelques mètres, cette catégorie inclut les semelles carrées ($B/L=1$) et les semelles Circulaires (de diamètre **B**).

B- Les semelles filantes : Généralement de largeur **B** modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur **L** : ($L/B > 10$).

C- Les radiers ou dallages : de dimensions **B** et **L** importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.

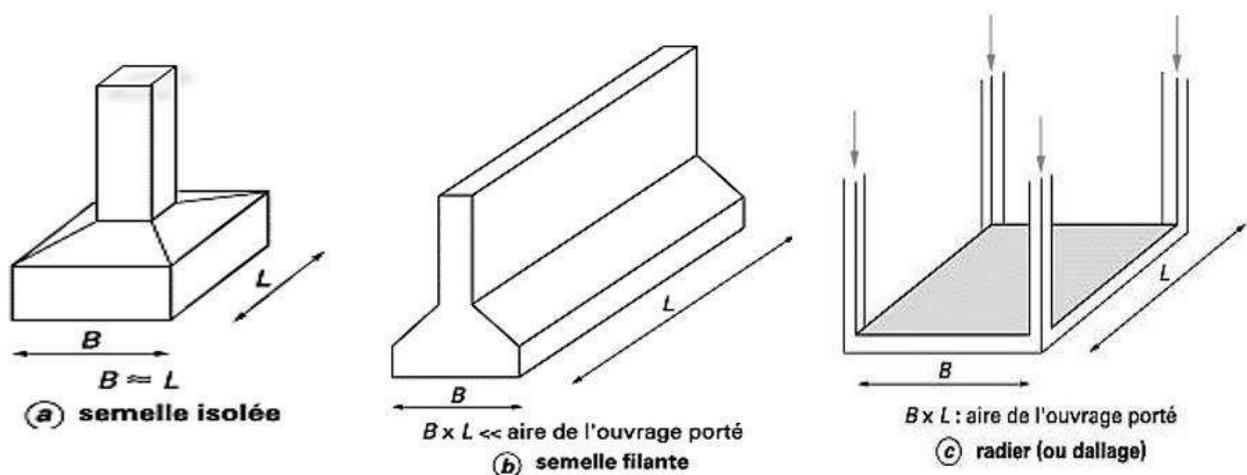


Figure VI.1. Types de fondation superficielle.

VI -2-3- Connaissance du lieu et du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante $\sigma_s = 2.4$ bars avec un ancrage

VI -3- Calcul des fondations

VI -3-1- Semelle isolée : Méthode de calcul : méthode des bielles

Cette semelle assez rigide .suppose que les charges sont transmises au sol, à travers des bielles de béton comprimé. Les armatures donc ce cas joué le rôle de tirant équilibre la composante horizontale. Des efforts de compression dans les bielles de béton inclinent.

VI -3-1-1- Étapes de calcul

Calcul à L'ELS puis vérifie à l'ELU :

Dimensionner A et B choix homothétique : $\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$ $A \times B = \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Si $e_0 \leq \frac{B}{6}$ $\rightarrow A \times B \geq (1 + \frac{3 \times e_0}{B}) \times \frac{N}{\sigma'_{sol}}$ c'est-à-dire charge de sol trapézoïdale.

Si $e_0 \geq \frac{B}{6}$ $\rightarrow \frac{2 \times N}{(3 \times A (\frac{B}{2} e_0))} \leq 1.33 \times \sigma_{sol}$ c'est-à-dire charge de sol trapézoïdale.

On a semelle rigide donc $c + \frac{A-a}{4} \leq h \leq \frac{B-b}{4} + c$

c : enrobage égale 5 cm

★ Calcul les armatures

Si $e_0 \leq \frac{B}{6}$ $\rightarrow \begin{cases} A_y = \frac{N_u \times (1 + \frac{3 \times e_0}{B}) (A-a) \times \gamma_s}{8 \times d_A \times f_e} \\ B_x = \frac{N_u \times (1 + \frac{3 \times e_0}{B}) (B-a) \times \gamma_s}{8 \times d_B \times f_e} \end{cases}$

Si $e_0 \geq \frac{B}{6}$

Sens de moment $A_x = \frac{M_1 \times \gamma_s}{d_B \times f_e}$

$M_1 = (\frac{B}{2} - 0.35 \times b)^2 \times (1 + \frac{4 \times e_0}{B} + \frac{1.4 \times e_0 \times b}{2 \times B}) \frac{N_u}{2 \times B}$ Si $e_0 \leq \frac{B}{6}$

$M_1 = (4 + B + 0.35 \times b - 9 \times e_0) \times (\frac{\frac{B}{2} \times 0.35 \times b}{\frac{B}{2} \times e_0}) \frac{N_u}{27}$ Si $e_0 \geq \frac{B}{6}$

Le tableau ci – dessous récapitule les efforts appliqués à la semelle, ils sont déduits de la sollicitation appliquée à la base de poteau surmontant ces semelles.

Tableau VI.1. Les efforts appliqués et les moments sur la base par ROBOT (semelles)

N° des semelles	a×b (cm)	A×B (m)	ELU		ELS		ELA	
			Nu (KN)	Mu (KN.m)	Ns (KN)	Ms (KN.m)	Nacc (KN)	Macc (KN.m)
1	30×40	2.5×2.5	964,61	2,37	701,86	1,70	742,99	17,69
2	30×40	2.5×2.5	881,71	-0,05	642,70	-0,05	648,22	11,37
3	30×40	2.5×2.5	878,04	0,01	640,01	-0,00	645,62	14,39
4	30×40	2.5×2.5	955,47	2,38	695,10	1,71	736,15	8,83
5	30×40	2.5×2.5	314,40	-1,53	230,67	-1,13	478,83	14,35
6	30×40	2.5×2.5	972,41	-0,21	705,71	-0,16	761,90	16,38
7	30×40	2.5×2.5	<u>1405,69</u>	-6,76	1016,40	-4,84	1049,27	13,73
8	30×40	2.5×2.5	1396,00	-6,94	1009,43	-4,97	1042,06	10,10
9	30×40	2.5×2.5	970,64	-0,18	704,43	-0,13	760,67	8,47
10	30×40	2.5×2.5	298,96	-0,81	219,19	-0,59	469,95	6,80
11	30×40	2.5×2.5	348,64	0,40	254,80	0,31	821,16	10,43
12	30×40	2.5×2.5	1263,63	<u>20,82</u>	913,91	14,94	921,94	20,31
13	30×40	2.5×2.5	1241,59	20,01	897,83	14,38	905,11	7,77
14	30×40	2.5×2.5	344,93	0,51	252,10	0,38	818,90	13,36
15	30×40	2.5×2.5	368,77	1,83	270,04	1,34	857,08	14,76
16	30×40	2.5×2.5	436,53	-1,06	319,94	-0,79	349,52	14,68
17	30×40	2.5×2.5	419,78	-1,01	307,53	-0,75	337,27	8,18
18	30×40	2.5×2.5	370,49	1,14	271,25	0,84	864,85	8,87

$$N_{max} = 1405.69 \text{ KN}$$

$$M_{max} = 20.82 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier que

La surface totale de semelle doit être inférieure 50% de la surface totale de bâtiment ($S_s/S_b < 50\%$)

La surface des semelles est donnée par la formule suivante : $S_s = \frac{N_s}{\sigma_s}$

D'après logiciel « robot structural analyses Professional 2014 »

$$S_s = \frac{1405.69 \text{ kN}}{240 \text{ kN/m}^2} = 5.86 \text{ m}^2$$

La surface globale de bâtiment est : $22.5 \times 8.90 = 200.25 \text{ m}^2$

$$Ss / Sb = 2.93\%$$

Donc : La surface totale de semelle doit être inférieure 50% de la surface totale de bâtiment
($Ss/Sb < 50\%$)

VI -3-1-2- Vérification de contrainte de sol

$$e_0 \leq \frac{B}{6} \rightarrow e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{4.84}{1016.40} = 0.0048 \text{ m} \leq \frac{B}{6} = \frac{2.5}{6} = 0.42 \text{ m} \rightarrow \text{CV}$$

Condition de non fragilité

$$d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A-a}{4} \\ \frac{B-b}{4} \end{array} \right. \rightarrow d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{2.5-0.4}{4} \\ \frac{2.5-0.3}{4} \end{array} \right. \rightarrow \max \left\{ \begin{array}{l} 0.53 \text{ m} \\ 0.55 \text{ m} \end{array} \right. \rightarrow d = 55 \text{ cm} \rightarrow h = 60 \text{ cm}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s + p \cdot p_{semelle}}{A \times B} \leq \sigma'_{sol}$$

$$\text{Poids propres de semelle} = P.P.semelle = 2.5 \times 2.5 \times 0.6 \times 25 = 93.75 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s + p \cdot p_{semelle}}{A \times B} \leq \sigma'_{sol}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{1405.69 + 93.75}{2.5 \times 2.5} = 239.91 \text{ KN/m}^2 = 2.39 \text{ bar} \leq \sigma'_{sol} = 2.4 \text{ bar}$$

VI -3-1-2- Vérification du NON-Poinçonnement

$$N'_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h' \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$N'_u = N_u \left[1 - \frac{(a+2h)(b+2h)}{A \times B} \right] = 1405.69 \left[1 - \frac{(0.3+2 \times 0.6)(0.4+2 \times 0.6)}{2.5 \times 2.5} \right] = 865.91 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2(a+b+2 \times h) = 2(0.4+0.3+2 \times 0.6) = 3.9 \text{ m}^3$$

$$h' = h/2 = 30 \text{ cm}$$

$$N'_u = 865910 \text{ N} \leq 0.045 \times 3900 \times 300 \times \frac{25}{1.5} = 877500 \text{ N} \rightarrow \text{CV}$$

VI -3-1-3- Ferrailage :

D'après logiciel *EXPERT V.10* nous avons obtenu le ferrailage ci-dessous

Tableau VI.2. Ferrailage de semelle isolé

Semelle	Dimensionnement		h (cm)	Ferrailage (cm ²)		Ferrailage adopté (cm ²)		St (cm)
	A(m)	B(m)		Ax (cm ²)	Ay (cm ²)	Ax (cm ²)	Ay (cm ²)	
S1	2.5	2.5	60	19.29	19.29	13HA14	13HA14	

ELS

$$N_s = 1016.40 \text{ KN}$$

$$A_{S//A,B} = \frac{N_s(A-a)}{8 \times d \times f^e / \gamma_s} = \frac{1016.40 \times 10^3 (2.5-0.4)}{8 \times 0.55 \times 400 / 1.15} = 1394.66 \text{ mm}^2 = 13.95 \text{ cm}^2$$

ELU

$$A_{S//A,B} = \frac{N_u(A-a)}{8 \times d \times f^e / \gamma_s} = \frac{1405.69 \times 10^3 (2.5-0.4)}{8 \times 0.55 \times 400 / 1.15} = 1928.83.66 \text{ mm}^2 = 19.29 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'espacement

$$S_{tx}=S_{ty} \leq \frac{A-2 \times c}{Nb-1}$$

$$S_{tx}=S_{ty} \leq \frac{250-2 \times 5}{13-1} = 20 \text{ cm} \rightarrow S_{tx}=S_{ty} = 15 \text{ cm}$$

VI -3-1-4-Contrainte d'adhérence

$$\tau_{sx} = \tau_{sx} = \frac{N_u(B-b) \times 1}{2 \times B \times Nb \times d \times \phi_x \times \pi} = \frac{1405.69 \times 10^3 (2.5-0.3) \times 10^3 \times 1}{2 \times 2.5 \times 13 \times 0.55 \times 14 \times 3.14 \times 10^6} = 1.97 \text{ MPa}$$

Ancrage des barres adhérence limite $\tau' = 1.35 \times f_{t28} \times 0.8$

$$\tau_{sx} = \tau_{sx} = 1.97 \text{ MPa} \leq \tau' = 2.268 \text{ MPa}$$

Crochets nécessaires

VI -3-1-5-Hauteur de patin

$$e \geq \max \begin{cases} 12 \times \phi + 6 \text{ cm} (\text{barre avec crochets}) \\ 0.6 \times \phi + 6 \text{ cm} (\text{barre sans crochets}) \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$$

$$e = 12 \times 1.4 + 6 \text{ cm} = 22.8 \text{ cm} \rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

VI -3-1-6-Vérification de cisaillement

La condition suivante nous dispense des armateurs transversaux

$$V' = \frac{N \times (A-a \times \frac{5 \times h}{3})}{2(A-2 \times e_x)} = \frac{1405.69 \times (2.5-0.4 \times \frac{5 \times 0.6}{3})}{2(2.5-2 \times 0.25)} = 737.98 \text{ KN}$$

$$\tau'' = \frac{V'}{B \times d} = \frac{737.98 \times 10^3}{2500 \times 550} = 0.54 \text{ MPa} \leq \tau_{limite} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

VI -3-1-7-Vérification a le renversement : $0.8 \times G \pm E$

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

$$\frac{20.31}{1049.27} = 0.019 \text{ m} \leq \frac{2.5}{4} = 0.62 \text{ m}$$

$$\frac{M}{N} = 0.019 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = 0.62 \text{ m} \rightarrow \text{CV}$$

VI -3-1-8-Schéma ferrailage

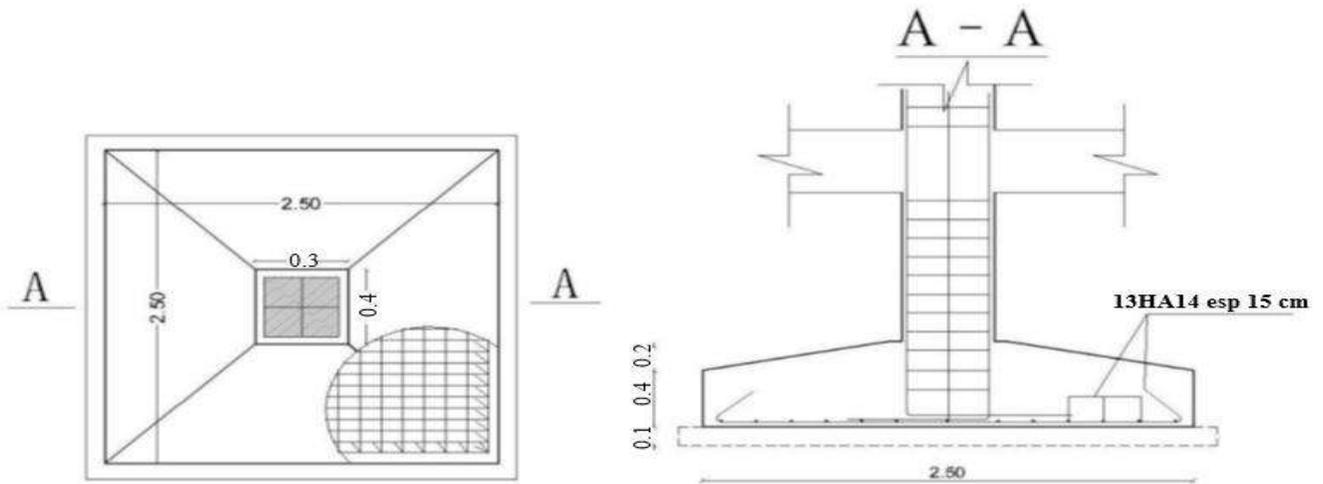


Figure VI.2. Ferrailage de semelle isolé

VI -3-2- semelle filante : (type semelle rectangulaire sous deux poteaux et voile).

VI -3-2-1- Dimensionnement semelle filante 1

Longueur de semelle L

$$L = l_0 + \text{débord} + (a + b) \quad ; \quad (a;b) : \text{Largeur de poteaux extrêmes}$$

En supposant par exemple le débord égal 0.5 m, on peut déterminer L

$$l_0 = 4.7 + 0.3 = 5m \quad \text{sens } (y - y)$$

$$\text{Alors } L = 5 + 2 \times 0.50 + (0.4 + 0.3) = 6.7 m$$

Largeur de semelle B

$$N_{max} = 745.39 \text{ KN} \quad ; \quad M_{max} = 13.85 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M_{max}}{N_{max}} = \frac{13.85}{745.39} = 0.0186 \rightarrow e = 0.0186 \text{ m} \leq \frac{N}{4 \times \sigma_{sol}} = \frac{745.39}{4 \times 240} = 0.78 \text{ m}$$

$$B = \frac{N}{2 \times \sigma_{sol} \times l} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{12 \times e \times \sigma_{sol} \times l}{N}} \right] = \frac{745.39}{2 \times 240 \times 6.7} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{12 \times 0.0186 \times 240 \times 6.7}{745.39}} \right] = 1.29 \text{ m}$$

On prend $B = 2 \text{ m}$.

Vérification de contrainte de sol :

$$e_0 = \frac{B}{6} \rightarrow e_0 = \frac{200}{6} = 33.3 \text{ cm} \quad \text{donc} \quad e = 19 \text{ cm} < e_0 = 33.3 \text{ cm}$$

Condition de non fragilité :

$$d \geq (B - b)/4 \rightarrow d = 43 \text{ cm} \rightarrow h = d + 5 = 43 + 5 = 48 \text{ cm}.$$

Ferrailage :

On considère notre semelle comme une poutre inversée uniformément chargée avec :

$$q = \sigma_m \times B \times L \quad ; \quad \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B \times L} \left(1 + \frac{6 \times e}{B} \right) \rightarrow \sigma_{max} = 185.79 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B \times L} \left(1 - \frac{6 \times e}{B} \right) \rightarrow \sigma_{min} = 74.54 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Alors } \sigma_m = \frac{3 \times 185.79 - 74.54}{4} = 120.70 \text{ KN/m}^2 \leq 1.33 \times \sigma_s = 319.2 \text{ KN/m}^2$$

Donc : $q = 120.70 \times 2 \times 6.7 = 1617.38 \text{ KN}$.

$$A_s = \frac{q \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{1617.38 \times (2 - 0.3)}{8 \times 0.43 \times 240} = 0.0033 \text{ m}^2 = 33 \text{ cm}^2$$

On adopte une section de : $A_{\text{adopte}} = \mathbf{30HA12} = 33.9 \text{ cm}^2$

$$\text{Sens y-y : } A_y = \frac{A_s}{4} = 8.25 \text{ cm}^2$$

On adopte une section de $A_{\text{adopté}} = \mathbf{8HA12} = 9.04 \text{ cm}^2$

Vérification de la stabilité et renversement :

Stabilité : $N = 466.8 \text{ KN}$ (combinaison ELS)

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_s \rightarrow \frac{466.8}{6.7 \times 2} = 34.84 \text{ KN/m}^2 = 0.39 \text{ bar} < \sigma_s = 2.4 \text{ bar.}$$

Renversement

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \quad (\text{combinaison } 0.8G \pm E)$$

$N = 914.45 \text{ KN}$; $M = 22.6 \text{ KN.m}$

$$e = \frac{22.6}{914.45} = 0.024 \text{ m} \leq \frac{2}{4} = 0.5 \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification des cisaillements

Cette vérification est pour définir la nécessité des cadres A l'abscisse (5h/6) on trouve :

$$V' = \frac{N \times (A - a \times \frac{5 \times h}{3})}{2(A - 2 \times e)} = \frac{914.45 \times (6.7 - 0.4 \times \frac{5 \times 0.48}{3})}{2(6.7 - 2 \times 0.024)} = 438.53 \text{ KN}$$

$$\tau' = \frac{V'}{B \times d} = \frac{438.53 \times 10^3}{2000 \times 430} = 0.51 \text{ MPa} \leq \tau_{\text{limite}} = \frac{0.07 \times ft28}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Tableau VI.3. Les données Sf₁, Sf₂

	Semele	Longueur L(m)	Largeur B(m)	ex (m) < B/6	d(m)	h(m)
Sens y-y	Sf₁	6.7	2	0.024 < 0.5	0.43	0.48
Sens x-x	Sf₂	5.3	1.8	0.022 < 0.45	0.38	0.43

Ferraillage

Tableau VI.4. Ferraillage de Sf₁, Sf₂

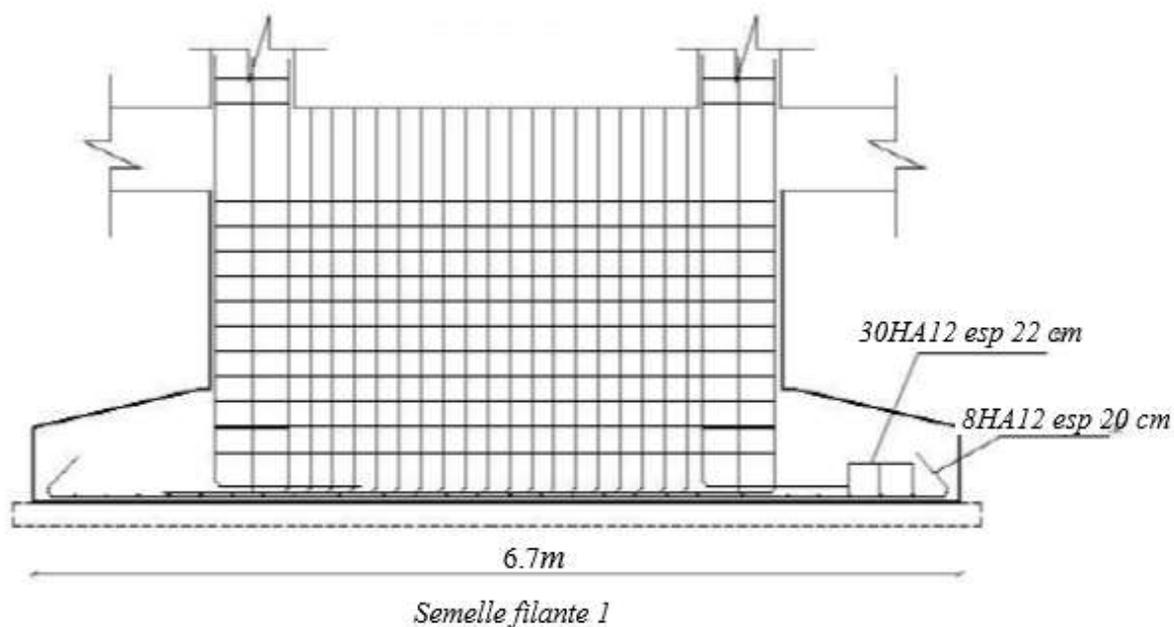
Semele	N (KN)	M (KN.m)	σ_{max} (KN/m ²)	σ_{min} (KN/m ²)	σ_m (KN.m ²)	q (KN)	A _s (cm ²)	A _{ad}	A _Y (cm ²)	A _Y
Sf ₁	745.39	11.85	185.79	74.54	120.70	1617 .38	33	30HA12	8.25	8HA12
Sf ₂	522.13	18.54	86.48	74.66	83.50	541. 08	21	19HA12	5.25	6HA12

Vérification de la stabilité et renversement

Tableau VI.5. Vérification du cisaillement

	Semele	N(KN)	M(KN.m)	N/S(KN/m ²)	σ_s (bar)	τ' (MPa)	τ_{limite} (MPa)	e(m)	B/4 (m)	
Sens y-y	Sf₁	914.45	22.6	34.84	2.4	0.51	1.16	0.024	0.5	CV
Sens x-x	Sf₂	623.22	15.60	65.32	2.4	0.36	1.16	0.022	0.45	CV

VI -3-2-3- Schéma ferraillage



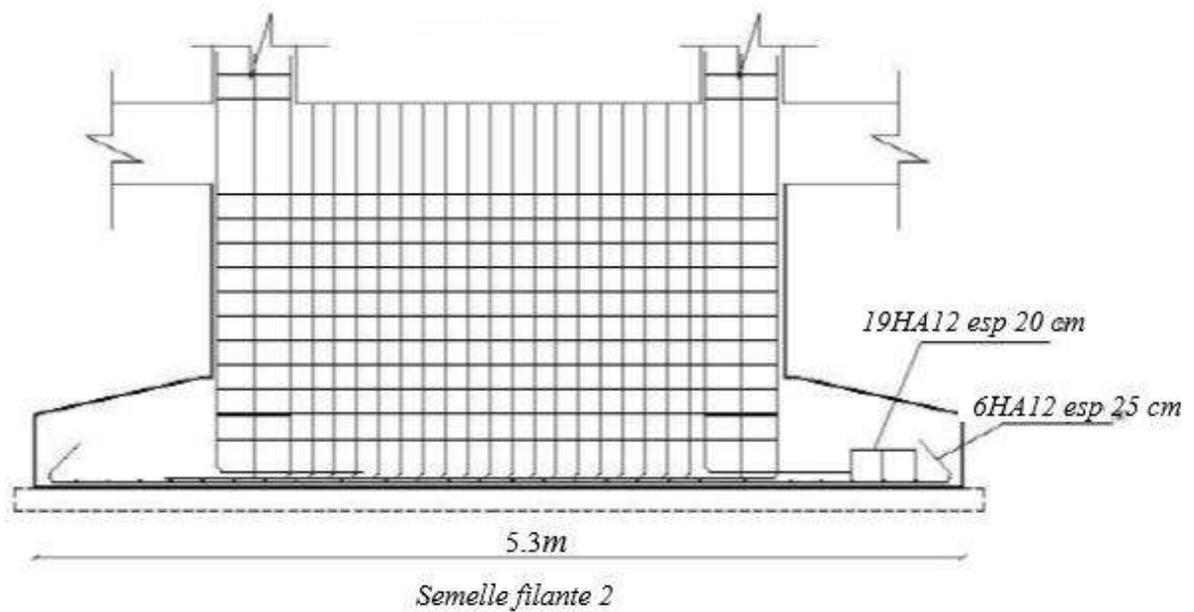


Figure VI.3. Ferrailage de semelles filantes 1, 2

VI -3-3- Calcul des longrines

Toutes les semelles seront chaînées par des longrines qui sont calculées pour résister à la traction d'une force égale à : $F = N/\alpha \geq 20 \text{ KN}$ (RPA 99 / V 2003)

Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidaires par un réseau bi – directionnel de longrines on tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

- 25 cm × 30cm : Site de catégorie S2 et S3
- 30 cm × 30cm : Site de catégorie S4

- α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré : $\alpha = 15$

$$F = \frac{1405.69}{15} = 93.71 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

On prend une section des longrines de $(40 \times 30) \text{ cm}^2$

- Le ferrailage minimum doit être de 0,6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au $\min (20 \text{ cm} ; 15 \times \phi_1)$.

$$A_{\min} = 0.6\% \times b \times h \Rightarrow A_{\min} = 0.006 \times 30 \times 40 = 7.2 \text{ cm}^2$$

On prend **6HA14** avec $A_{\min} = 9.24 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales

Elles doivent être telles que :

$$\Phi_1 \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_i)$$

$$\Phi_1 \leq \min (11.42 ; 30 ; 14) = 11.42 \text{ mm}$$

On prend $T_1 = 8 \text{ mm}$

- Elles sont constituées par des cadres de **4T8**
- L'espace entre les armatures transversales est :

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm} ; 15\Phi) = \min (20 \text{ cm} ; 21 \text{ cm}).$$

On adopte un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$ a toute les longueurs

Schéma ferrailage

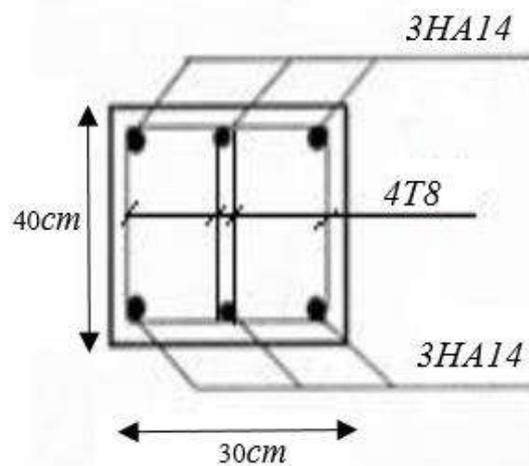


Figure VI.4. Ferrailage de coupe de longrine.

ANNEXE

(Calcul des éléments de la structure avec logicielle ROBOT.)

1. Calcul poutre principale (45*30)

1 Niveau:

- Nom :
- Cote de niveau : ---
- Tenue au feu : 0 h
- Fissuration : peu préjudiciable
- Milieu : non agressif

2 Poutre: Poutre468...469

Nombre: 1

2.1 Caractéristiques des matériaux:

- Béton : $f_{c28} = 25.00$ (MPa) Densité = 2549.29 (kg/m³)
- Aciers longitudinaux : type HA 400 $f_e = 400.00$ (MPa)
- Armature transversale : type RL 235 $f_e = 235.00$ (MPa)

2.2 Géométrie:

2.2.1	Désignation	Position	APG (m)	L (m)	APD (m)
	P1	Travée	0.40	4.60	0.40

Section de 0.00 à 4.60 (m)
30.0 x 45.0 (cm)
Pas de plancher gauche
Pas de plancher droit

2.2.2	Désignation	Position	APG (m)	L (m)	APD (m)
	P2	Travée	0.40	3.20	0.40

Section de 0.00 à 3.20 (m)
30.0 x 45.0 (cm)
Pas de plancher gauche
Pas de plancher droit

2.3 Hypothèses de calcul:

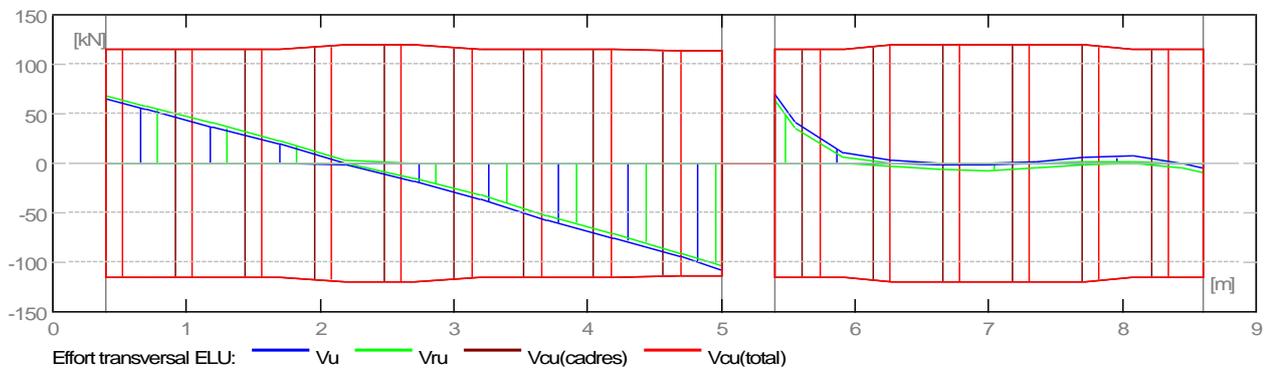
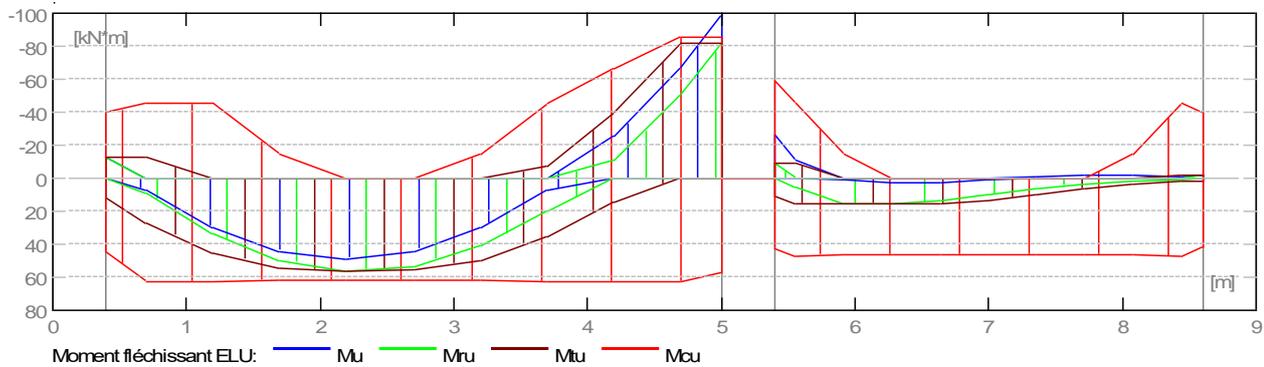
- Règlement de la combinaison : BAEL 91
- Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
- Dispositions sismiques : non
- Poutres préfabriquées : non
- Enrobage : Aciers inférieurs $c = 3.0$ (cm)
: latéral $c_1 = 3.0$ (cm)
: supérieur $c_2 = 3.0$ (cm)
- Tenue au feu : forfaitaire
- Coefficient de redistribution des moments sur appui : 0.80
- Ancrage du ferrailage inférieur:
 - appuis de rive (gauche) : Auto
 - appuis de rive (droite) : Auto
 - appuis intermédiaires (gauche) : Auto
 - appuis intermédiaires (droite) : Auto

2.4 Chargements:

2.5 Résultats théoriques:

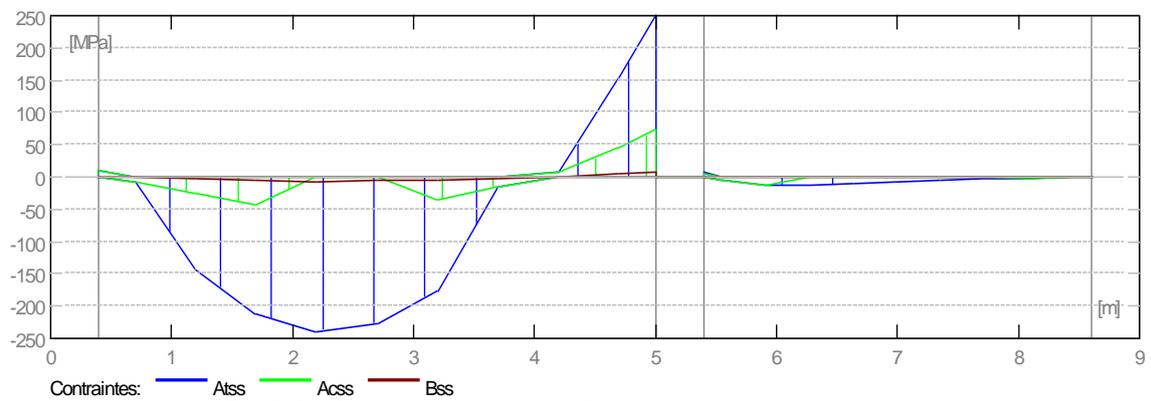
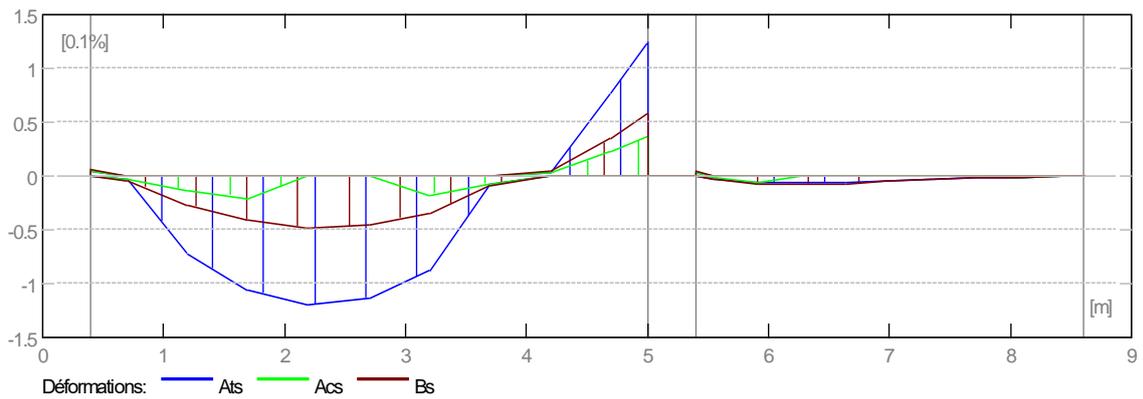
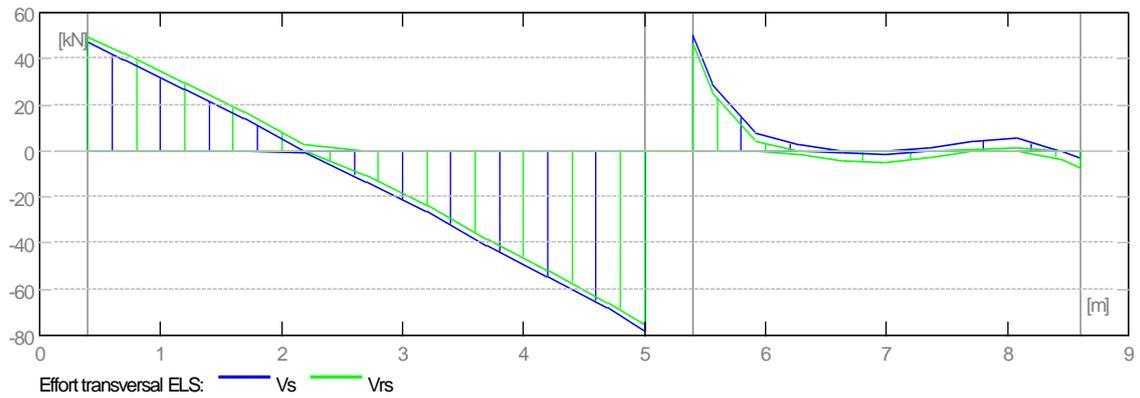
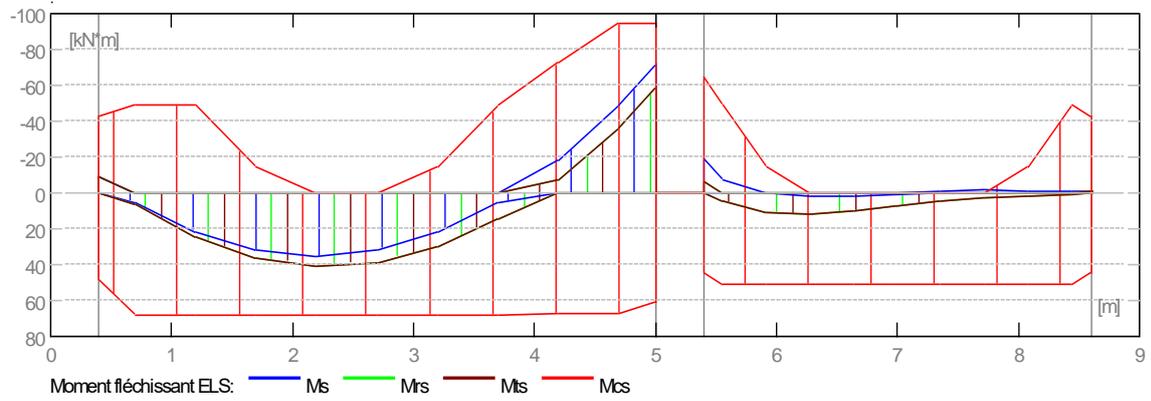
2.5.1 Sollicitations ELU

Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (kN)	Vd (kN)
P1	56.05	-7.55	-13.06	-81.90	64.94	-107.46
P2	15.60	-0.00	10.98	1.61	69.56	-4.55



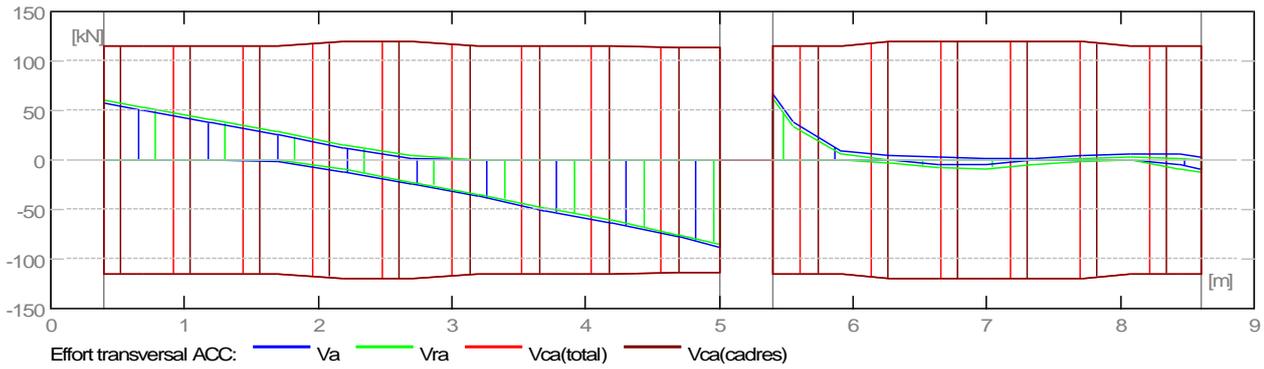
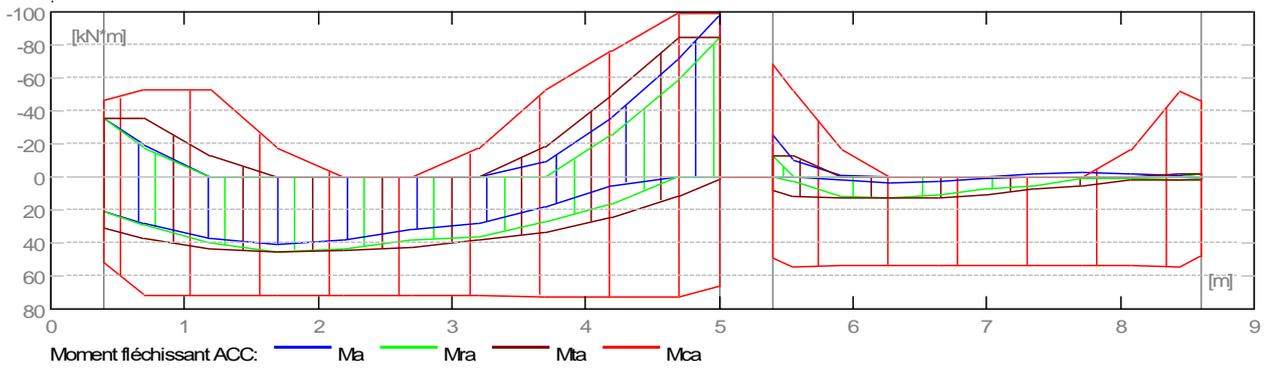
2.5.2 Sollicitations ELS

Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (kN)	Vd (kN)
P1	40.63	0.00	-8.96	-58.85	46.97	-77.68
P2	11.51	0.00	-6.26	-1.06	50.26	-3.26



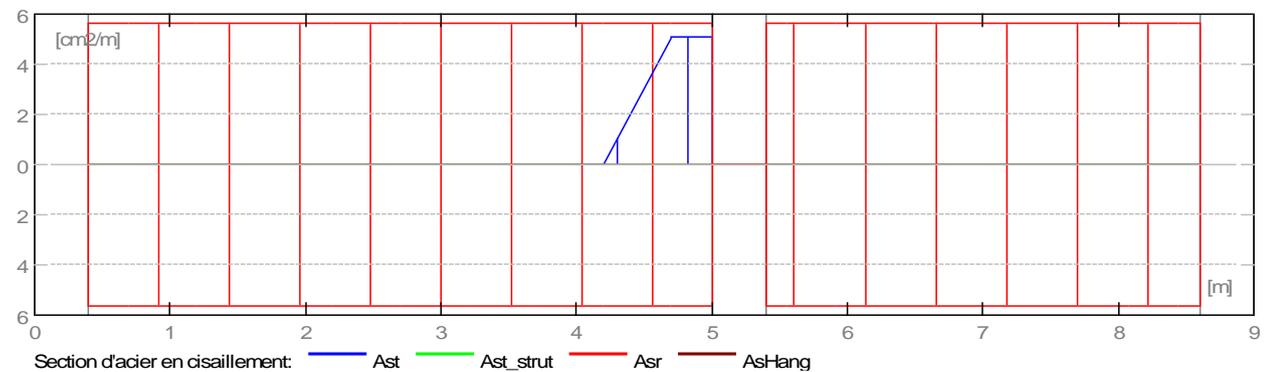
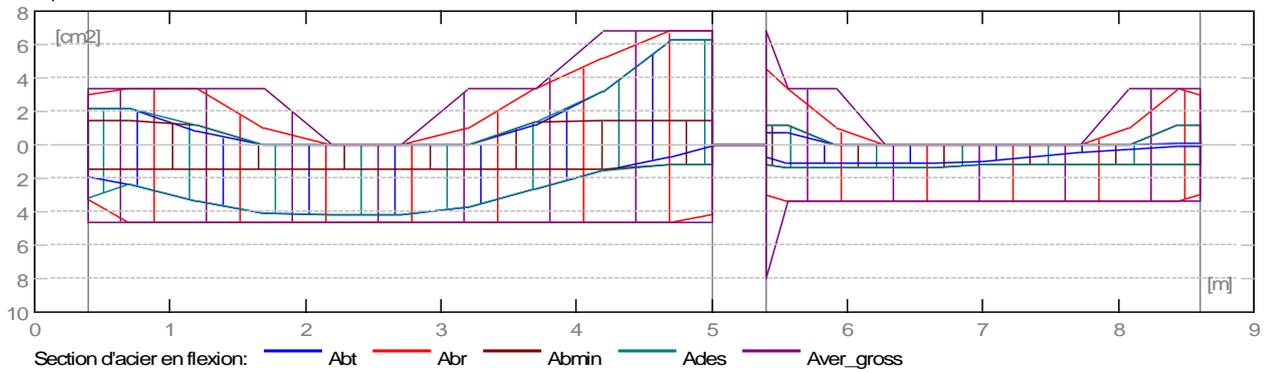
Sollicitations ELU - combinaison rare

Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (kN)	Vd (kN)
P1	45.31	-18.36	-35.38	-84.83	57.98	-87.73
P2	12.99	-0.00	-12.35	-2.08	66.75	-8.47



2.5.4 Sections Théoriques d'Acier

Désignation	Travée (cm ²)		Appui gauche (cm ²)		Appui droit (cm ²)	
	inf.	sup.	inf.	sup.	inf.	sup.
P1	4.21	0.00	1.91	2.21	0.12	6.29
P2	1.13	0.00	0.75	0.74	0.11	0.12

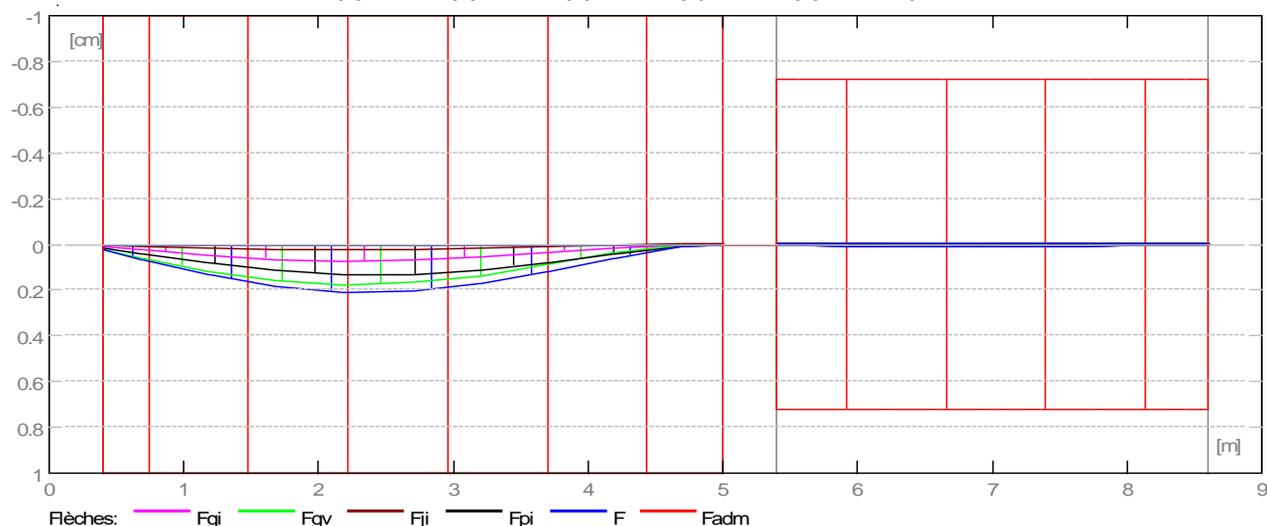


2.5.5 Flèches

- Fgi - flèche due aux charges permanentes totales
- Fgv - flèche de longue durée due aux charges permanentes

F_{ji} - flèche due aux charges permanentes à la pose des cloisons
 F_{pi} - flèche due aux charges permanentes et d'exploitation
 ΔF_t - part de la flèche totale comparable à la flèche admissible
 F_{adm} - flèche admissible

Travée	F _{gi} (cm)	F _{gv} (cm)	F _{ji} (cm)	F _{pi} (cm)	ΔF _t (cm)	F _{adm} (cm)
P1	0.1	0.2	0.0	0.1	0.2	1.0
P2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7



2.5.6 Contrainte dans la bielle comprimée

Valeur admissible: 13.33 (MPa)

	a/add (m)	σ _{bc} A (MPa)	A _{theor} (cm ²)	A _r (cm ²)
Travée P1 <u>Appui gauche</u> V _u = 64.94(kN) Bielle inférieure	0.35	1.24	3.18	3.23
Travée P1 <u>Appui droit</u> V _u = 107.46(kN) Bielle inférieure	0.36	1.99	0.00	4.17
Travée P2 <u>Appui gauche</u> V _u = 69.56(kN) Bielle inférieure	0.36	1.29	0.00	3.01
Travée P2 <u>Appui droit</u> V _u = 8.47(kN) Bielle inférieure	0.35	0.16	0.41	2.97

2.6 Résultats théoriques - détaillés:

2.6.1 P1 : Travée de 0.40 à 5.00 (m)

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.		A chapeau (cm ²)	A travée (cm ²)	A compr. (cm ²)
	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)			
0.40	12.05	-13.06	0.00	-8.96	30.69	-35.38	2.21	1.91	0.00
0.70	26.91	-13.06	6.61	0.00	37.32	-35.38	2.21	2.33	0.00
1.20	45.16	-0.00	24.54	0.00	43.94	-12.48	0.78	3.36	0.00
1.70	54.23	-0.00	35.92	0.00	45.31	-0.00	0.00	4.07	0.00
2.20	56.05	-0.00	40.63	0.00	44.92	-0.00	0.00	4.21	0.00
2.70	55.27	-0.00	38.66	0.00	42.40	-0.00	0.00	4.15	0.00
3.20	49.94	-0.00	30.07	0.00	37.91	-0.00	0.00	3.73	0.00
3.70	35.43	-7.55	14.85	0.00	33.87	-18.36	1.15	2.59	0.00

4.20	14.56	-39.64	0.00	-7.30	24.41	-49.94	3.19	1.54	0.00
4.70	0.00	-81.90	0.00	-36.51	11.48	-84.83	6.29	0.72	0.00
5.00	0.00	-81.90	0.00	-58.85	1.91	-84.83	6.29	0.12	0.00

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.				
	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)			
0.40	64.94	68.55	46.97	49.67	57.98	60.65			
0.70	54.57	58.22	39.44	42.14	50.16	52.86			
1.20	37.06	40.70	26.76	29.46	37.65	40.35			
1.70	19.49	23.13	14.05	16.75	25.42	28.12			
2.20	-0.97	3.63	-0.49	2.41	-12.54	14.49			
2.70	-18.43	-14.79	-13.32	-10.62	-24.79	-22.10			
3.20	-36.22	-32.57	-26.18	-23.48	-37.06	-34.36			
3.70	-56.84	-53.19	-41.03	-38.33	-51.09	-48.39			
4.20	-75.08	-71.44	-54.23	-51.53	-63.83	-61.13			
4.70	-94.50	-90.85	-68.29	-65.59	-77.86	-75.16			
5.00	-107.46	-103.77	-77.68	-74.99	-87.73	-85.00			

Abscisse (m)	ϵ_α	$\epsilon_{\alpha\chi}$	ϵ_β	σ_α (MPa)	$\sigma_{\alpha\chi}$ (MPa)	σ_β^* (MPa)			
0.40	0.05	0.00	0.06	9.44	0.00	0.79			
0.70	-0.03	0.00	-0.04	-6.67	0.00	-0.57			
1.20	-0.72	0.00	-0.27	-144.68	0.00	-3.54			
1.70	-1.06	0.00	-0.41	-211.70	0.00	-5.49			
2.20	-1.20	0.00	-0.48	-239.45	0.00	-6.37			
2.70	-1.14	0.00	-0.45	-227.87	0.00	-6.06			
3.20	-0.89	0.00	-0.34	-177.26	0.00	-4.60			
3.70	-0.07	0.00	-0.10	-14.98	0.00	-1.27			
4.20	0.04	0.00	0.05	7.30	0.00	0.60			
4.70	0.77	0.00	0.35	154.65	0.00	4.65			
5.00	1.25	0.00	0.57	249.41	0.00	7.59			

2.6.2 P2 : Travée de 5.40 à 8.60 (m)

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.		A chapeau (cm ²)	A travée (cm ²)	A compr. (cm ²)
	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)			
5.40	10.98	-9.11	0.00	-6.26	7.81	-12.35	0.74	0.75	0.00
5.56	15.20	-9.11	4.42	0.00	12.18	-12.35	0.75	1.07	0.00
5.92	15.60	-0.00	11.24	0.00	12.99	-0.00	0.00	1.13	0.00
6.28	15.60	-0.00	11.51	0.00	12.99	-0.00	0.00	1.13	0.00
6.64	15.60	-0.00	10.02	0.00	12.99	-0.00	0.00	1.13	0.00
7.00	13.58	-0.00	7.46	0.00	11.15	-0.00	0.00	0.99	0.00
7.36	10.09	-0.00	4.48	0.00	7.63	-0.00	0.00	0.73	0.00
7.72	6.01	-0.00	2.41	0.00	5.55	-0.00	0.00	0.43	0.00
8.08	3.21	-0.00	1.47	0.00	1.38	-0.00	0.00	0.23	0.00
8.44	1.96	-1.46	0.88	0.00	1.38	-2.08	0.12	0.13	0.00
8.60	1.61	-1.46	0.00	-1.06	1.38	-2.08	0.12	0.11	0.00

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.				
	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)			
5.40	69.56	64.32	50.26	46.51	66.75	62.82			
5.56	40.21	35.15	29.07	25.32	37.58	33.83			
5.92	11.02	5.96	8.00	4.25	9.07	5.32			
6.28	3.33	-2.88	2.44	-1.57	4.02	-3.20			
6.64	-0.88	-5.94	-0.59	-4.34	-4.10	-7.85			
7.00	-2.12	-7.18	-1.54	-5.29	-4.89	-8.64			
7.36	1.40	-4.33	0.99	-2.98	2.13	-4.17			
7.72	6.02	-1.50	4.37	0.62	5.02	1.27			
8.08	7.21	2.15	5.24	1.49	6.06	2.31			
8.44	0.34	-4.82	0.25	-3.50	5.57	-8.83			
8.60	-4.55	-9.61	-3.26	-7.01	-8.47	-12.22			

Abscisse (m)	ϵ_α	$\epsilon_{\alpha\chi}$	ϵ_β	σ_α (MPa)	$\sigma_{\alpha\chi}$ (MPa)	σ_β^* (MPa)			
5.40	0.03	0.00	0.04	6.61	0.00	0.53			
5.56	-0.02	0.00	-0.03	-4.64	0.00	-0.38			
5.92	-0.06	0.00	-0.08	-12.01	0.00	-1.04			
6.28	-0.06	0.00	-0.08	-12.37	0.00	-1.09			
6.64	-0.05	0.00	-0.07	-10.77	0.00	-0.95			
7.00	-0.04	0.00	-0.05	-8.03	0.00	-0.71			
7.36	-0.02	0.00	-0.03	-4.81	0.00	-0.42			
7.72	-0.01	0.00	-0.02	-2.60	0.00	-0.23			
8.08	-0.01	0.00	-0.01	-1.57	0.00	-0.14			
8.44	-0.00	0.00	-0.01	-0.92	0.00	-0.08			
8.60	0.01	0.00	0.01	1.13	0.00	0.09			

*- contraintes dans ELS, déformations en ELS

2.7 Ferrailage:

2.7.1 P1 : Travée de 0.40 à 5.00 (m)

Ferrailage longitudinal:

- Aciers inférieurs
3 HA 400 14 l = 5.39 de 0.05 à 5.45
- Aciers de montage (haut)
3 HA 400 12 l = 5.14 de 0.03 à 5.17
- Chapeaux
3 HA 400 12 l = 1.79 de 0.03 à 1.82
3 HA 400 12 l = 2.96 de 3.08 à 6.04
3 HA 400 12 l = 1.56 de 3.98 à 5.54

Armature transversale:

- 23 RL 235 6 l = 1.37
e = 1*0.10 + 22*0.20 (m)
- 23 RL 235 6 l = 0.90
e = 1*0.10 + 22*0.20 (m)

2.7.2 P2 : Travée de 5.40 à 8.60 (m)

Ferrailage longitudinal:

- Aciers inférieurs
3 HA 400 12 l = 3.94 de 5.03 à 8.97
- Aciers de montage (haut)
3 HA 400 12 l = 3.74 de 5.23 à 8.97
- Chapeaux
3 HA 400 12 l = 1.01 de 7.96 à 8.97

Armature transversale:

- 16 RL 235 6 l = 1.37
e = 1*0.10 + 15*0.20 (m)
- 16 RL 235 6 l = 0.90
e = 1*0.10 + 15*0.20 (m)

3 Quantitatif:

- Volume de Béton = 1.22 (m3)
- Surface de Coffrage = 10.71 (m2)

- Acier HA 400
 - Poids total = 73.22 (kG)
 - Densité = 60.27 (kG/m3)
 - Diamètre moyen = 12.4 (mm)
 - Liste par diamètres:

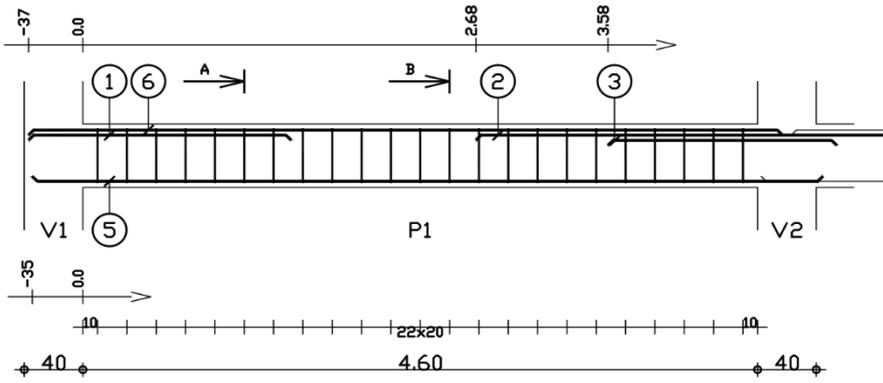
Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
12	60.43	53.67
14	16.17	19.55

- Acier RL 235
 - Poids total = 19.67 (kG)
 - Densité = 16.19 (kG/m3)
 - Diamètre moyen = 6.0 (mm)
 - Liste par diamètres:

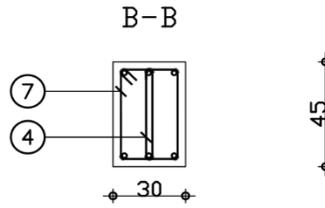
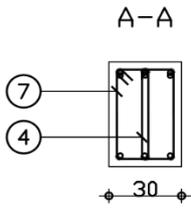
Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
6	88.58	19.67

								Poutre468...469		
		A = 1.79		3	0	12	HA 400	principale supérieure	1	1
		A = 3.74		3	0	12	HA 400	supérieure de construction	10	2
C = 0.24	B = 0.39	A = 0.24	1*5.50 + 15*0.20	16	31	6	RL 235	transversale principale	11	3
			1*5.50 + 15*0.20	16		6	RL 235	transversale principale	12	4
		A = 2.96		3	0	12	HA 400	principale supérieure	2	5
		A = 1.56		3	0	12	HA 400	principale supérieure	3	6
			1*0.50 + 22*0.20	23		6	RL 235	transversale principale	4	7
		A = 5.39		3	0	14	HA 400	principale inférieure	5	8
		A = 5.14		3	0	12	HA 400	supérieure de construction	6	9
C = 0.24	B = 0.39	A = 0.24	1*0.50 + 22*0.20	23	31	6	RL 235	transversale principale	7	10
		A = 1.01		3	0	12	HA 400	principale supérieure	8	11
		A = 3.94		3	0	12	HA 400	principale inférieure	9	12

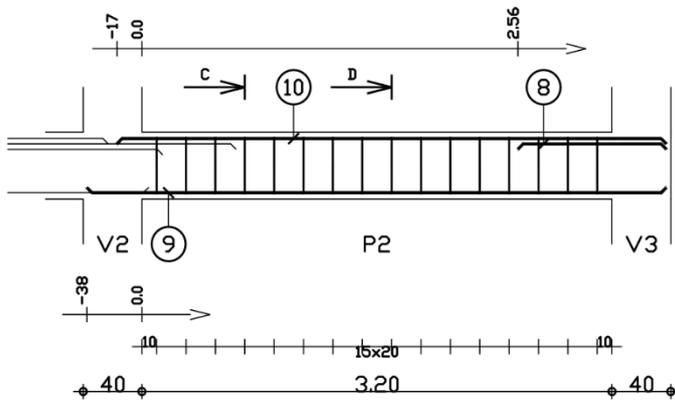
		A = 1.79	3	0	12	HA 400	principale supérieure	1	1
		A = 3.74	3	0	12	HA 400	supérieure de construction	10	2
C = 0.24	B = 0.39	A = 0.24	16	31	6	RL 235	transversale principale	11	3
			16		6	RL 235	transversale principale	12	4
		A = 2.96	3	0	12	HA 400	principale supérieure	2	5
		A = 1.56	3	0	12	HA 400	principale supérieure	3	6
			23		6	RL 235	transversale principale	4	7
		A = 5.39	3	0	14	HA 400	principale inférieure	5	8
		A = 5.14	3	0	12	HA 400	supérieure de construction	6	9
C = 0.24	B = 0.39	A = 0.24	23	31	6	RL 235	transversale principale	7	10
		A = 1.01	3	0	12	HA 400	principale supérieure	8	11
		A = 3.94	3	0	12	HA 400	principale inférieure	9	12



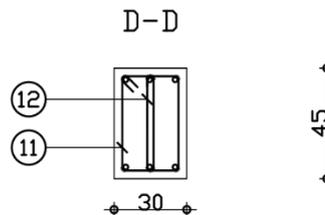
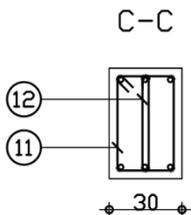
Pos.	Armature	Code	Forme
①	3HA12l=1.79	00	1.79
②	3HA 12l=2.96	00	2.96
③	3HA12l=1.56	00	1.56
④	23RL6 l=90		90 23
⑤	3HA14l=5.39	00	5.39
⑥	3HA12l=5.14	00	5.14
⑦	23RL6l=1.38	31	24 23



Tél.		Fax		Béton : BETON25 = 0.702 m3		Acier HA 400 = 50 kg	
Tenue au feu 0h		Fissuration peu préjudiciable		Reprise de bétonnage : Non		Acier RL 235 = 11.6 kg	
HAMZA BELMAHDI		Poutre468...469 : P1		Nombre 1		Surface du coffrage = 619 m2	
		Section 30x45				Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm	
				Densité = 67.75 kg/ m3		Echelle pour la vue 1/33	
				Diamètre moyen = 9.26mm		Echelle pour la section 1/20	
						Page 1/2	



Pos.	Armature	Code	Forme
⑧	3HA12 l=1.01	00	1.01
⑨	3HA12l=3.95	00	3.95
⑩	3HA12l=3.74	00	3.74
⑪	16RL6l=1.37	31	24 16
⑫	16RL6 l=90		90 16



Tél.		Fax		Béton : BETON25 = 0.513 m3		Acier HA 400 = 23.2 kg	
Tenue au feu 0h		Fissuration peu préjudiciable		Reprise de bétonnage : Non		Acier RL 235 = 8.06 kg	
HAMZA BELMAHDI		Poutre468...469 : P2		Nombre 1		Surface du coffrage = 4.52 m2	
		Section 30x45				Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm	
				Densité = 60.82 kg/ m3		Echelle pour la vue 1/33	
				Diamètre moyen = 8.51mm		Echelle pour la section 1/20	
						Page 2/2	

2. Calcul poutre secondaire (40*30)

1 Niveau:

- Nom :
- Cote de niveau : ---
- Tenue au feu : 0 h
- Fissuration : peu préjudiciable
- Milieu : non agressif

2 Poutre: Poutre403...405

Nombre: 1

2.1 Caractéristiques des matériaux:

- Béton : $f_{c28} = 25.00$ (MPa) Densité = 2549.29 (kG/m³)
- Aciers longitudinaux : type HA 400 $f_e = 400.00$ (MPa)
- Armature transversale : type RL 235 $f_e = 235.00$ (MPa)

2.2 Géométrie:

2.2.1	Désignation	Position	APG (m)	L (m)	APD (m)
	P1	Travée	0.30	3.30	0.30

Section de 0.00 à 3.30 (m)
30.0 x 40.0 (cm)
Pas de plancher gauche
Pas de plancher droit

2.2.2	Désignation	Position	APG (m)	L (m)	APD (m)
	P2	Travée	0.30	4.70	0.30

Section de 0.00 à 4.70 (m)
30.0 x 40.0 (cm)
Pas de plancher gauche
Pas de plancher droit

2.2.3	Désignation	Position	APG (m)	L (m)	APD (m)
	P3	Console D	0.30	0.70	----

Section de 0.00 à 0.70 (m)
30.0 x 40.0 (cm)
Pas de plancher gauche
Pas de plancher droit

2.3 Hypothèses de calcul:

- Règlement de la combinaison : BAEL 91
- Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
- Dispositions sismiques : non
- Poutres préfabriquées : non
- Enrobage : Aciers inférieurs $c = 3.0$ (cm)
: latéral $c_1 = 3.0$ (cm)
: supérieur $c_2 = 3.0$ (cm)
- Tenue au feu : forfaitaire

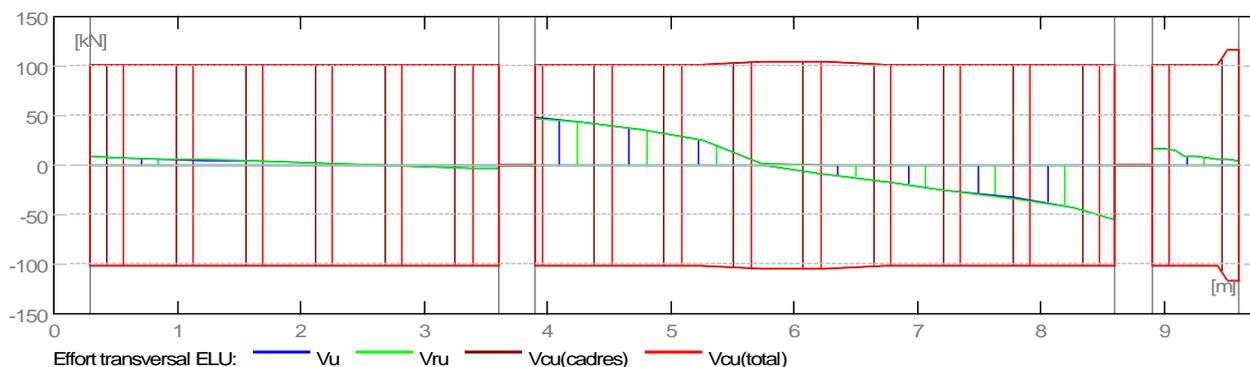
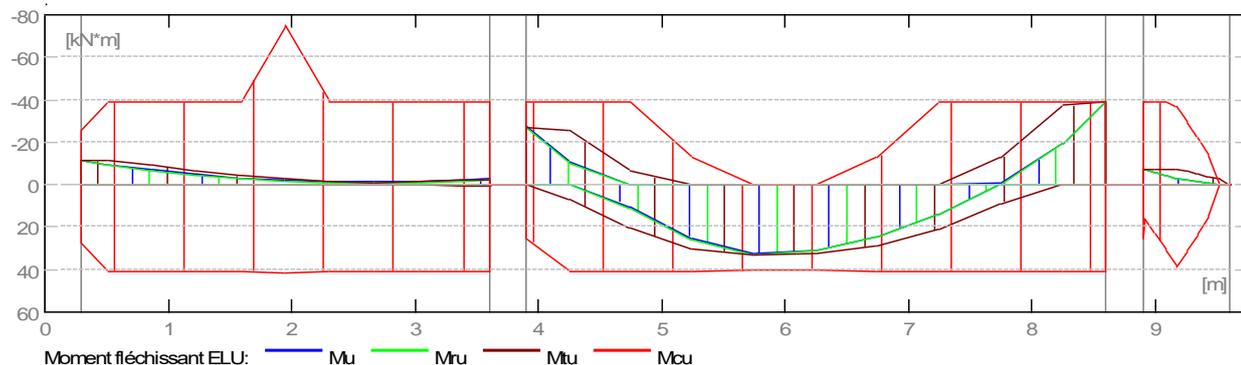
- Coefficient de redistribution des moments sur appui : 0.80
- Ancrage du ferrailage inférieur:
 - appuis de rive (gauche) : Auto
 - appuis de rive (droite) : Auto
 - appuis intermédiaires (gauche) : Auto
 - appuis intermédiaires (droite) : Auto

2.4 Chargements:

2.5 Résultats théoriques:

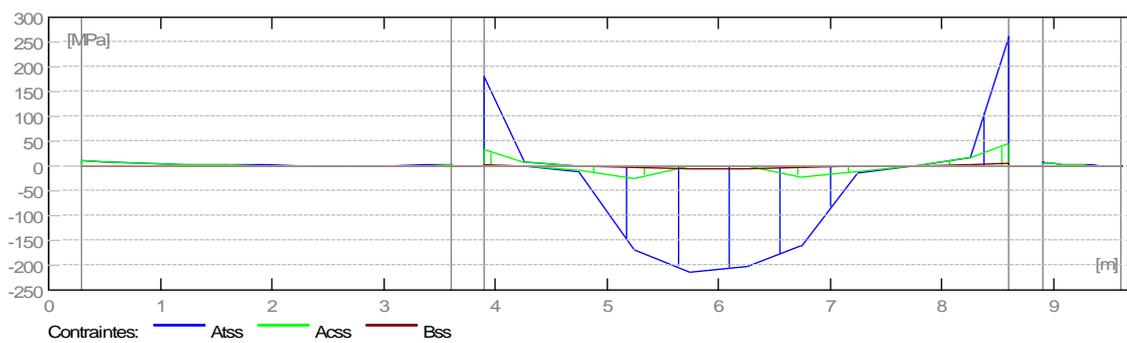
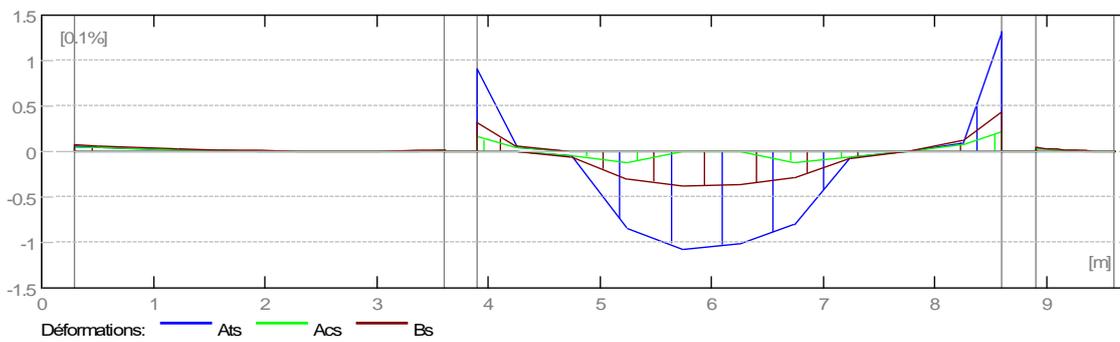
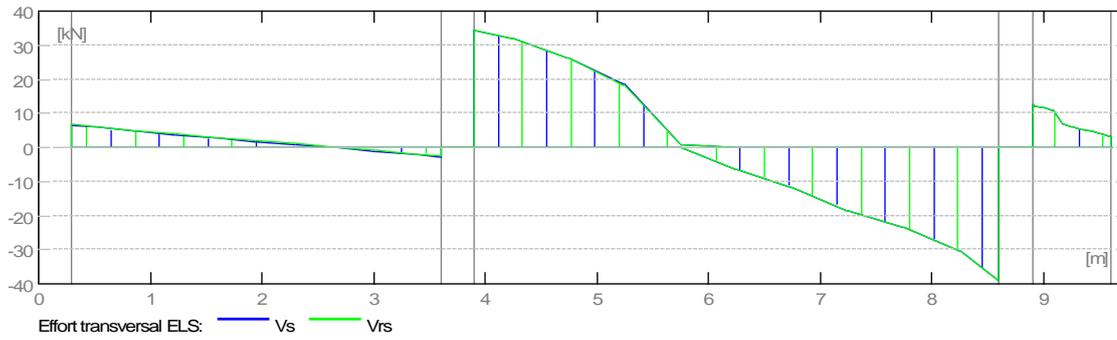
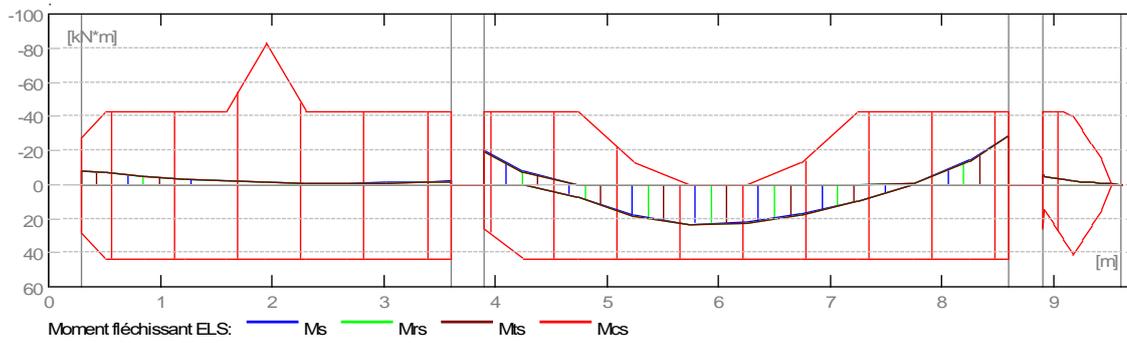
2.5.1 Sollicitations ELU

Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (kN)	Vd (kN)
P1	0.80	-6.47	-11.32	-2.10	8.93	-3.43
P2	32.88	-0.25	-26.79	-38.95	47.86	-54.68
P3	0.09	-7.26	-7.26	0.09	17.21	4.53



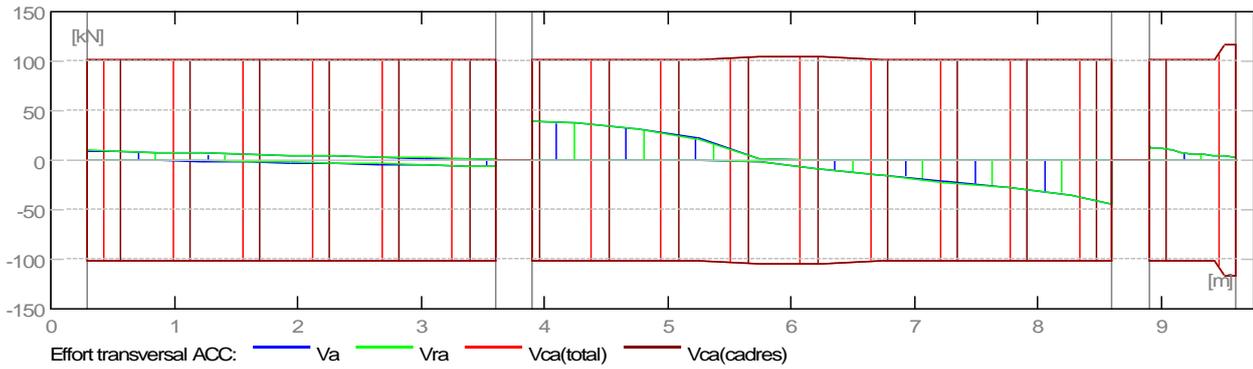
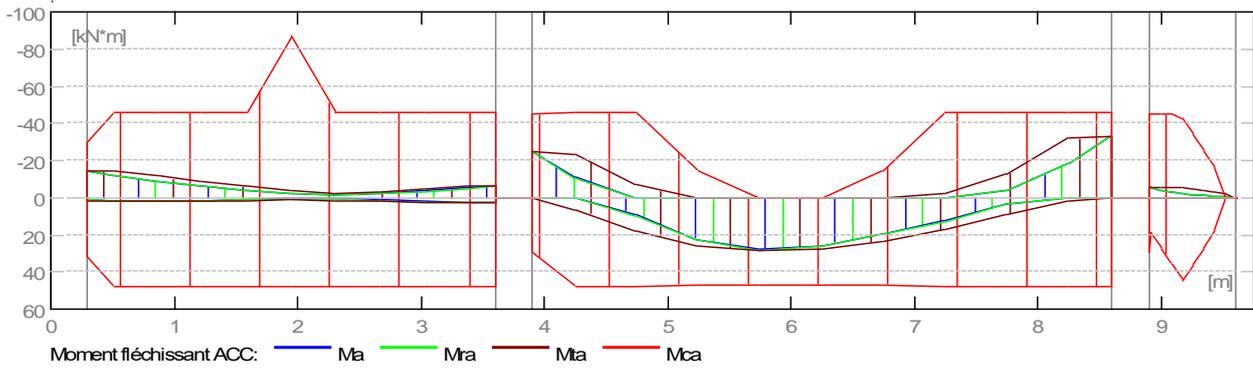
2.5.2 Sollicitations ELS

Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (kN)	Vd (kN)
P1	0.59	-3.20	-8.13	-1.60	6.52	-2.64
P2	23.61	0.00	-19.26	-27.94	34.42	-39.23
P3	0.07	-3.02	-5.24	0.07	12.47	3.21



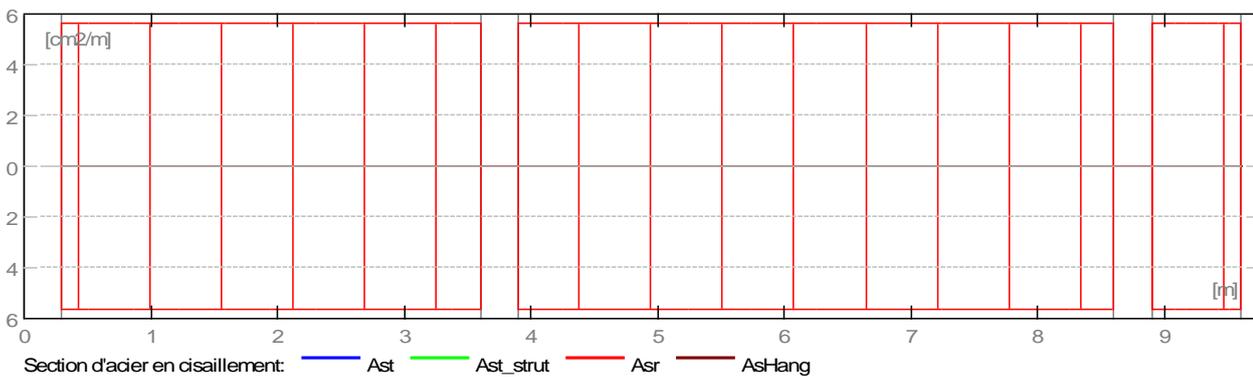
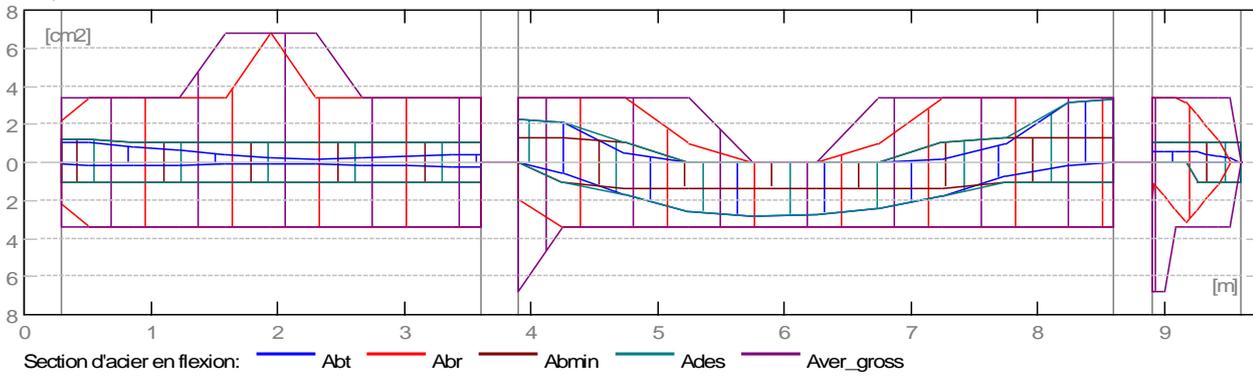
2.5.3 Sollicitations ELU - combinaison rare

Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (kN)	Vd (kN)
P1	3.00	-8.64	-14.13	-6.07	9.78	-6.16
P2	28.31	-2.31	-24.51	-33.28	39.53	-44.15
P3	0.12	-5.46	-5.46	0.12	12.94	3.52



2.5.4 Sections Théoriques d'Acier

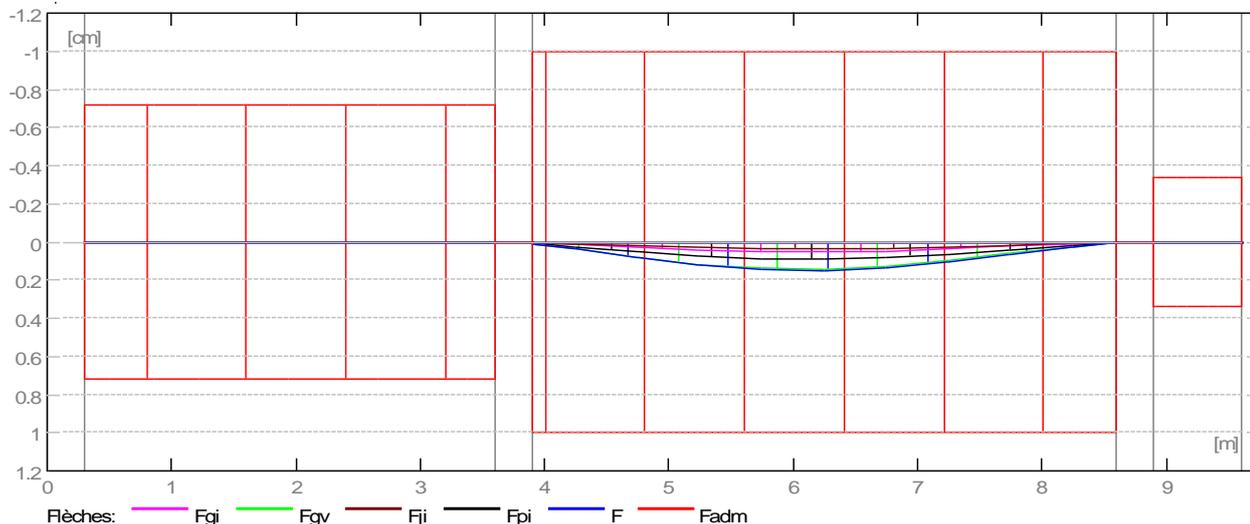
Désignation	Travée (cm ²)		Appui gauche (cm ²)		Appui droit (cm ²)	
	inf.	sup.	inf.	sup.	inf.	sup.
P1	0.21	0.00	0.12	1.01	0.21	0.42
P2	2.79	0.00	0.00	2.26	0.00	3.33
P3	0.01	0.00	0.00	0.60	0.01	0.00



2.5.5 Flèches

Fgi - flèche due aux charges permanentes totales
 Fgv - flèche de longue durée due aux charges permanentes
 Fji - flèche due aux charges permanentes à la pose des cloisons
 Fpi - flèche due aux charges permanentes et d'exploitation
 ΔFt - part de la flèche totale comparable à la flèche admissible
 Fadm - flèche admissible

Travée	Fgi (cm)	Fgv (cm)	Fji (cm)	Fpi (cm)	ΔFt (cm)	Fadm (cm)
P1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7
P2	0.1	0.1	0.0	0.1	0.1	1.0
P3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.3



2.5.6 Contrainte dans la bielle comprimée

Valeur admissible: 13.33 (MPa)

	a/add (m)	σbc A (MPa)	Atheor (cm ²)	Ar (cm ²)
Travée P1 - Appui gauche Vu = 9.78(kN) Bielle inférieure	0.25	0.26	0.48	2.16
Travée P1 - Appui droit Vu = 6.16(kN) Bielle inférieure	0.26	0.16	0.00	3.39
Travée P2 - Appui gauche Vu = 47.86(kN) Bielle inférieure	0.26	1.23	0.00	1.95
Travée P2 - Appui droit Vu = 54.68(kN) Bielle inférieure	0.26	1.40	0.00	3.39
Travée P3 - Appui gauche Vu = 17.21(kN) Bielle inférieure	0.26	0.44	0.00	1.95

2.6 Résultats théoriques - détaillés:

2.6.1 P1 : Travée de 0.30 à 3.60 (m)

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.		A chapeau (cm ²)	A travée (cm ²)	A compr. (cm ²)
	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)			

0.30	0.00	-11.32	0.00	-8.13	1.68	-14.13	1.01	0.12	0.00
0.51	0.00	-11.32	0.00	-6.73	1.79	-14.13	1.01	0.13	0.00
0.87	0.00	-9.10	0.00	-4.77	1.81	-11.70	0.84	0.13	0.00
1.23	0.00	-6.47	0.00	-3.20	1.80	-8.64	0.61	0.13	0.00
1.59	0.00	-4.36	0.00	-1.99	1.68	-5.98	0.42	0.12	0.00
1.95	0.00	-2.74	0.00	-1.14	1.28	-3.69	0.26	0.09	0.00
2.31	0.00	-1.60	0.00	-0.63	1.42	-1.88	0.13	0.10	0.00
2.67	0.00	-0.92	0.00	-0.45	2.20	-3.07	0.21	0.15	0.00
3.03	0.00	-1.38	0.00	-0.61	2.77	-4.69	0.32	0.19	0.00
3.39	0.80	-2.10	0.00	-1.10	3.00	-6.07	0.42	0.21	0.00
3.60	0.80	-2.10	0.59	-1.60	3.00	-6.07	0.42	0.21	0.00

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.					
	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)				
0.30	8.93	9.15	6.52	6.69	9.78	9.95				
0.51	8.04	8.27	5.86	6.03	9.10	9.27				
0.87	6.58	6.81	4.78	4.95	7.97	8.14				
1.23	5.18	5.42	3.75	3.92	6.91	7.08				
1.59	3.84	4.07	2.76	2.93	5.90	6.08				
1.95	2.53	2.77	1.79	1.96	4.94	5.12				
2.31	1.25	1.49	0.84	1.01	4.02	4.19				
2.67	-0.01	0.23	-0.10	0.17	-3.96	-3.78				
3.03	-1.27	-1.04	-1.04	-0.86	-4.79	-4.62				
3.39	-2.60	-2.36	-2.02	-1.85	-5.66	-5.49				
3.60	-3.43	-3.20	-2.64	-2.47	-6.16	-5.99				

Abscisse (m)	ϵ_α	$\epsilon_{\alpha\chi}$	ϵ_β	σ_α (MPa)	$\sigma_{\alpha\chi}$ (MPa)	σ_β^* (MPa)
0.30	0.05	0.00	0.07	10.93	0.00	0.93
0.51	0.04	0.00	0.06	8.62	0.00	0.74
0.87	0.03	0.00	0.04	6.12	0.00	0.52
1.23	0.02	0.00	0.03	4.10	0.00	0.35
1.59	0.01	0.00	0.02	2.55	0.00	0.22
1.95	0.01	0.00	0.01	1.43	0.00	0.11
2.31	0.00	0.00	0.01	0.81	0.00	0.07
2.67	0.00	0.00	0.00	0.58	0.00	0.05
3.03	0.00	0.00	0.01	0.78	0.00	0.07
3.39	0.01	0.00	0.01	1.41	0.00	0.12
3.60	0.01	0.00	0.01	2.05	0.00	0.17

2.6.2 P2 : Travée de 3.90 à 8.60 (m)

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.		A chapeau (cm ²)	A travée (cm ²)	A compr. (cm ²)
	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)			
3.90	0.00	-26.79	0.00	-19.26	0.00	-24.51	2.26	0.00	0.00
4.25	7.02	-25.34	0.00	-7.11	6.32	-23.33	2.11	0.57	0.00
4.75	20.68	-6.33	7.87	0.00	18.24	-6.83	0.51	1.71	0.00
5.25	30.46	-0.00	18.78	0.00	26.38	-0.00	0.00	2.58	0.00
5.75	32.88	-0.00	23.61	0.00	28.31	-0.00	0.00	2.79	0.00
6.25	32.33	-0.00	22.51	0.00	27.55	-0.00	0.00	2.74	0.00
6.75	28.93	-0.00	17.69	0.00	23.92	-0.00	0.00	2.45	0.00
7.25	20.80	-0.25	10.02	0.00	17.29	-2.31	0.16	1.74	0.00
7.75	8.93	-12.56	0.00	-0.28	9.29	-12.82	1.00	0.71	0.00
8.25	0.02	-37.27	0.00	-13.92	2.04	-31.97	3.18	0.15	0.00
8.60	0.03	-38.95	0.02	-27.94	0.02	-33.28	3.33	0.00	0.00

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.	
	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)
3.90	47.86	47.68	34.42	34.29	39.53	39.40
4.25	44.53	44.37	32.01	31.89	37.63	37.50
4.75	36.78	36.62	26.43	26.31	31.64	31.52
5.25	25.71	25.54	18.47	18.34	21.98	21.85
5.75	1.15	0.98	0.84	0.71	2.26	2.13
6.25	-8.85	-9.02	-6.36	-6.48	-9.15	-9.27
6.75	-16.07	-16.24	-11.55	-11.67	-14.82	-14.95
7.25	-25.84	-26.01	-18.53	-18.65	-21.91	-22.04
7.75	-32.46	-32.62	-23.28	-23.41	-26.78	-26.90
8.25	-42.16	-42.33	-30.25	-30.38	-34.24	-34.37
8.60	-54.68	-54.84	-39.23	-39.35	-44.15	-44.28

Abscisse (m)	ϵ_α	$\epsilon_{\alpha\chi}$	ϵ_β	σ_α (MPa)	$\sigma_{\alpha\chi}$ (MPa)	σ_β^* (MPa)
3.90	0.90	0.00	0.31	180.69	0.00	4.15
4.25	0.05	0.00	0.06	9.11	0.00	0.78
4.75	-0.05	0.00	-0.06	-10.08	0.00	-0.86

5.25	-0.85	0.00	-0.30	-170.26	0.00	-3.98
5.75	-1.07	0.00	-0.38	-213.80	0.00	-5.12
6.25	-1.02	0.00	-0.37	-203.78	0.00	-4.88
6.75	-0.80	0.00	-0.28	-160.39	0.00	-3.75
7.25	-0.06	0.00	-0.08	-12.84	0.00	-1.10
7.75	0.00	0.00	0.00	0.36	0.00	0.03
8.25	0.09	0.00	0.11	17.84	0.00	1.52
8.60	1.31	0.00	0.43	262.24	0.00	5.78

2.6.3 P3 : Console D de 8.90 à 9.60 (m)

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.		A chapeau (cm ²)	A travée (cm ²)	A compr. (cm ²)
	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)			
8.90	0.00	-7.26	0.00	-5.24	0.00	-5.46	0.60	0.00	0.00
8.92	0.00	-7.26	0.00	-4.99	0.00	-5.46	0.60	0.00	0.00
9.01	0.00	-7.26	0.00	-3.97	0.00	-5.46	0.60	0.00	0.00
9.09	0.00	-7.26	0.00	-3.02	0.00	-5.46	0.60	0.00	0.00
9.18	0.00	-7.26	0.00	-2.06	0.00	-5.46	0.60	0.00	0.00
9.26	0.07	-6.58	0.00	-1.51	0.09	-4.95	0.54	0.01	0.00
9.35	0.09	-5.20	0.00	-1.03	0.12	-3.93	0.43	0.01	0.00
9.43	0.09	-3.88	0.00	-0.60	0.12	-2.97	0.32	0.01	0.00
9.52	0.09	-2.69	0.00	-0.24	0.12	-2.11	0.22	0.01	0.00
9.60	0.09	0.00	0.07	0.00	0.12	-0.02	0.00	0.01	0.00

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.	
	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)
8.90	17.21	17.20	12.47	12.47	12.94	12.93
8.92	16.98	16.98	12.30	12.30	12.77	12.77
9.01	16.01	16.01	11.58	11.58	12.05	12.05
9.09	15.04	15.04	10.86	10.86	11.33	11.33
9.18	9.39	9.39	6.81	6.81	7.11	7.11
9.26	8.42	8.42	6.09	6.09	6.39	6.39
9.35	7.45	7.45	5.37	5.37	5.67	5.67
9.43	6.48	6.48	4.65	4.65	4.95	4.95
9.52	5.51	5.51	3.93	3.93	4.24	4.24
9.60	4.53	4.53	3.21	3.21	3.52	3.52

Abscisse (m)	ϵ_{α}		ϵ_{β}	σ_{α}		σ_{β}^*
	$\epsilon_{\alpha\chi}$			(MPa)	(MPa)	
8.90	0.04	0.00	0.04	7.03	0.00	0.58
8.92	0.03	0.00	0.04	6.88	0.00	0.56
9.01	0.03	0.00	0.03	5.36	0.00	0.44
9.09	0.02	0.00	0.03	3.98	0.00	0.33
9.18	0.01	0.00	0.02	2.67	0.00	0.23
9.26	0.01	0.00	0.01	2.01	0.00	0.17
9.35	0.01	0.00	0.01	1.40	0.00	0.12
9.43	0.00	0.00	0.01	0.84	0.00	0.07
9.52	-0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.03
9.60	-0.00	0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.01

*- contraintes dans ELS, déformations en ELS

2.7 Ferrailage:

2.7.1 P1 : Travée de 0.30 à 3.60 (m)

Ferrailage longitudinal:

- Aciers inférieurs
3 HA 400 12 l = 3.99 de 0.03 à 4.02
- Aciers de montage (haut)
3 HA 400 12 l = 3.69 de 0.03 à 3.72
- Chapeaux
3 HA 400 12 l = 2.34 de 0.03 à 2.37
3 HA 400 12 l = 3.84 de 1.53 à 5.37

Armature transversale:

- 17 RL 235 6 l = 1.27
e = 1*0.05 + 16*0.20 (m)
- 17 RL 235 6 l = 0.80
e = 1*0.05 + 16*0.20 (m)

2.7.2 P2 : Travée de 3.90 à 8.60 (m)

Ferrailage longitudinal:

- Aciers inférieurs
3 HA 400 12 l = 5.24 de 3.78 à 9.02

- Aciers de montage (haut)
3 HA 400 12 l = 4.94 de 3.78 à 8.72
 - Chapeaux
3 HA 400 12 l = 2.94 de 6.63 à 9.57
- Armature transversale:**
24 RL 235 6 l = 1.27
e = 1*0.05 + 23*0.20 (m)
24 RL 235 6 l = 0.80
e = 1*0.05 + 23*0.20 (m)

2.7.3 P3 : Console D de 8.90 à 9.60 (m)

Ferraillage longitudinal:

- Aciers inférieurs
3 HA 400 12 l = 0.79 de 8.78 à 9.57

Armature transversale:

- 4 RL 235 6 l = 1.25
e = 1*0.05 + 3*0.20 (m)
- 4 RL 235 6 l = 0.77
e = 1*0.05 + 3*0.20 (m)

3 Quantitatif:

- Volume de Béton = 1.15 (m3)
- Surface de Coffrage = 10.53 (m2)

- Acier HA 400
 - Poids total = 74.02 (kG)
 - Densité = 64.26 (kG/m3)
 - Diamètre moyen = 12.0 (mm)
 - Liste par diamètres:

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
12	83.35	74.02

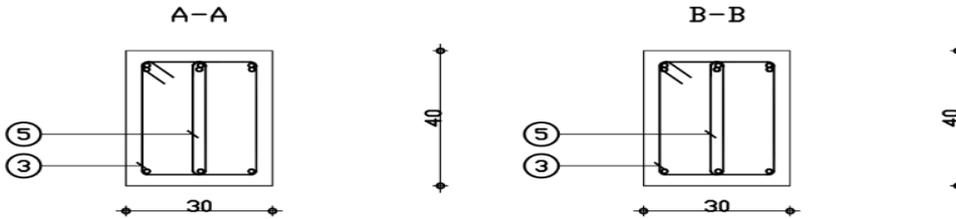
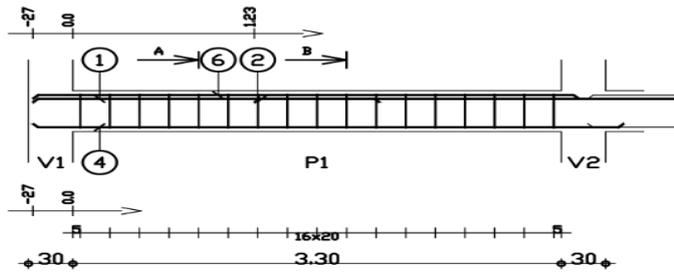
- Acier RL 235
 - Poids total = 20.67 (kG)
 - Densité = 17.94 (kG/m3)
 - Diamètre moyen = 6.0 (mm)
 - Liste par diamètres:

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
6	93.09	20.67

							Poutre403...405			
		A = 2.34		3	0	12	HA 400	principale supérieure	1	1
		A = 4.94		3	0	12	HA 400	supérieure de construction	10	2
			1*3.95 + 23*0.20	24		6	RL 235	transversale principale	11	3
C = 0.24	B = 0.33	A = 0.24	1*8.95 + 3*0.20	4	31	6	RL 235	transversale principale	12	4
		A = 0.79		3	0	12	HA 400	principale inférieure	13	5
			1*8.95 + 3*0.20	4		6	RL 235	transversale principale	14	6
		A = 3.84		3	0	12	HA 400	principale supérieure	2	7
C = 0.24	B = 0.34	A = 0.24	1*0.35 + 16*0.20	17	31	6	RL 235	transversale principale	3	8
		A = 3.99		3	0	12	HA 400	principale inférieure	4	9
			1*0.35 + 16*0.20	17		6	RL 235	transversale principale	5	10
		A = 3.69		3	0	12	HA 400	supérieure de construction	6	11
C = 0.24	B = 0.34	A = 0.24	1*3.95 + 23*0.20	24	31	6	RL 235	transversale principale	7	12
		A = 2.94		3	0	12	HA 400	principale supérieure	8	13
		A = 5.24		3	0	12	HA 400	principale inférieure	9	14

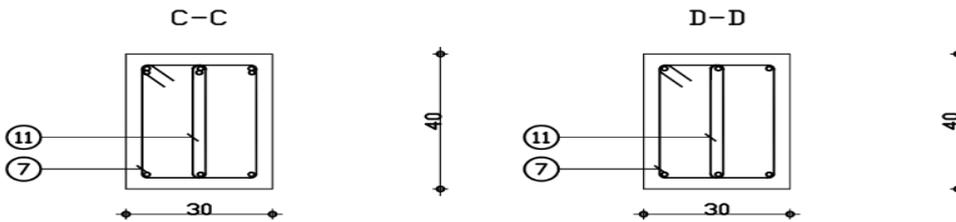
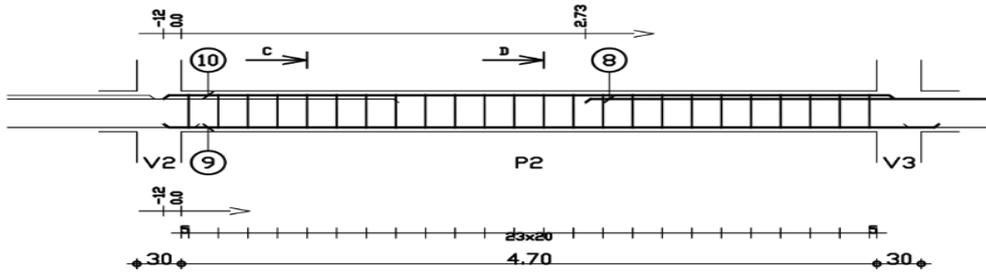
		A = 2.34	3	0	12	HA 400	principale supérieure	1	1
		A = 3.84	3	0	12	HA 400	principale supérieure	2	2
C = 0.24	B = 0.34	A = 0.24	17	31	6	RL 235	transversale principale	3	3
		A = 3.99	3	0	12	HA 400	principale inférieure	4	4
			17		6	RL 235	transversale principale	5	5
		A = 3.69	3	0	12	HA 400	supérieure de construction	6	6
C = 0.24	B = 0.34	A = 0.24	24	31	6	RL 235	transversale principale	7	7
		A = 2.94	3	0	12	HA 400	principale supérieure	8	8
		A = 5.24	3	0	12	HA 400	principale inférieure	9	9
		A = 4.94	3	0	12	HA 400	supérieure de construction	10	10
			24		6	RL 235	transversale principale	11	11
C = 0.24	B = 0.33	A = 0.24	4	31	6	RL 235	transversale principale	12	12
		A = 0.79	3	0	12	HA 400	principale inférieure	13	13
			4		6	RL 235	transversale principale	14	14

Pos.	Armature	Code	Forme
①	3HA12l=2.34	00	2.34
②	3HA12l=3.84	00	3.84
③	17RL6l=1.28	31	
④	3HA12l=3.99	00	3.99
⑤	17RL6 l=80		
⑥	3HA12l=3.69	00	3.69



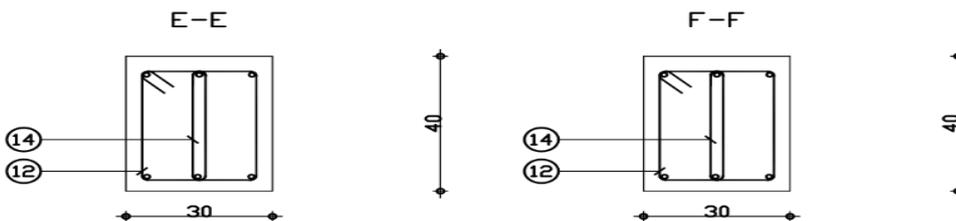
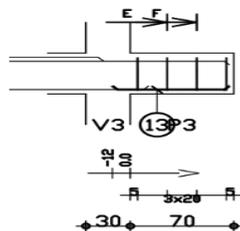
Tél.		Fax		Béton : BETONS = 0.45 m ³		Acier HA 400 = 36.9 kg	
Tenue au feu 0h		Fissuration peu préjudiciable		Reprise de bétonnage : Non		Acier RL 235 = 7.82 kg	
HAMZA BELMAHDI		Poutre403...405 : P1		Nombre 1		Surface du coffrage = 16x20	
		Section 30x40		Densité = 99.56 kg/ m ³		Enrobage inférieur 3 cm	
				Diamètre moyen = 9.25mm		Enrobage supérieur 3 cm	
						Enrobage latéral 3 cm	
						Echelle pour la vue 1/33	
						Echelle pour la section 1/10	
						Page 1/3	

Pos.	Armature	Code	Forme
⑦	24RL6l=1.28	31	
⑧	3HA12l=2.94	00	2.94
⑨	3HA12l=5.24	00	5.24
⑩	3HA12l=4.94	00	4.94
⑪	24RL6 l=80		



Tél.		Fax		Béton : BETONS = 0.6 m ³		Acier HA 400 = 35 kg	
Tenue au feu 0h		Fissuration peu préjudiciable		Reprise de bétonnage : Non		Acier RL 235 = 11 kg	
HAMZA BELMAHDI		Poutre403...405 : P2		Nombre 1		Surface du coffrage = 5x20	
		Section 30x40		Densité = 76.67 kg/ m ³		Enrobage inférieur 3 cm	
				Diamètre moyen = 8.65mm		Enrobage supérieur 3 cm	
						Enrobage latéral 3 cm	
						Echelle pour la vue 1/33	
						Echelle pour la section 1/10	
						Page 2/3	

Pos.	Armature	Code	Forme
⑫	4RL6 l=1.25	31	
⑬	3HA12 l=79	00	79
⑭	4RL6 l=78		



Tél.		Fax		Béton : BETONS = 0.182 m ³		Acier HA 400 = 2.1 kg	
Tenue au feu 0h		Fissuration peu préjudiciable		Reprise de bétonnage : Non		Acier RL 235 = 1.8 kg	
HAMZA BELMAHDI		Poutre403...405 : P3		Nombre 1		Surface du coffrage = 1.81 m ²	
		Section 30x40		Densité = 38.24 kg/ m ³		Enrobage inférieur 3 cm	
				Diamètre moyen = 7.26mm		Enrobage supérieur 3 cm	
						Enrobage latéral 3 cm	
						Echelle pour la vue 1/33	
						Echelle pour la section 1/10	
						Page 3/3	

3. Calcul poteau (40*30)

1 Niveau:

- Nom :
- Cote de niveau : 0.00 (m)
- Tenue au feu : 0 h
- Fissuration : peu préjudiciable
- Milieu : non agressif

2 Poteau: Poteau14..498

Nombre: 6

2.1 Caractéristiques des matériaux:

- Béton : $f_{c28} = 25.00$ (MPa) Poids volumique = 2549.29 (kg/m³)
- Aciers longitudinaux : type HA 400 $f_e = 400.00$ (MPa)
- Armature transversale : type RL 235 $f_e = 235.00$ (MPa)

2.2 Géométrie:

- 2.2.1 Rectangle 30.0 x 40.0 (cm)
- 2.2.2 Epaisseur de la dalle = 0.20 (m)
- 2.2.3 Sous dalle = 2.99 (m)
- 2.2.4 Sous poutre = 2.74 (m)
- 2.2.5 Enrobage = 3.0 (cm)

2.3 Hypothèses de calcul:

- Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
- Dispositions sismiques : non
- Poteau préfabriqué : non
- Tenue au feu : forfaitaire
- Prédimensionnement : non
- Prise en compte de l'élanement : oui
- Compression : avec flexion
- Cadres arrêtés : sous plancher
- Plus de 50% des charges appliquées: : après 90 jours

2.4 Chargements:

Cas	Nature	Groupe	N (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	My (kN*m)	Mz (kN*m)
PP+G+CM+Q		cal.ELS	14	240.67	0.50	64.47	26.77 -0.70
PP+G+CM+Q		cal.ELS	17	230.17	0.66	-55.74	-22.93 -0.87
PP+G+CM+Q		cal.ELS	495	149.96	-10.12	-14.71	-4.73 2.97
PP+G+CM+Q		cal.ELS	12	175.18	20.80	-7.83	-9.47 -7.05
PP+G+CM+Q		cal.ELS	7	186.42	21.20	7.65	9.42 -7.23
PP+G+CM+Q		cal.ELS	498	147.92	-9.97	14.48	4.64 2.93
1.35PP+1.35G+1.35CM+1.5Q		de calcul	14	330.29	0.64	88.97	36.96 -0.91
1.35PP+1.35G+1.35CM+1.5Q		de calcul	17	316.07	0.86	-77.16	-31.77 -1.14
1.35PP+1.35G+1.35CM+1.5Q		de calcul	495	204.84	-13.82	-20.11	-6.47 4.06
1.35PP+1.35G+1.35CM+1.5Q		de calcul	12	239.23	28.32	-10.84	-13.12 -9.59
1.35PP+1.35G+1.35CM+1.5Q		de calcul	7	254.40	28.86	10.60	13.05 -9.84
1.35PP+1.35G+1.35CM+1.5Q		de calcul	498	202.10	-13.61	19.80	6.34 4.00
PP+G+Q+Ex		de calc. acc.		14	500.11	-1.10	60.54 29.29
-1.97							
PP+G+Q+Ex		de calc. acc.		17	489.91	-0.95	-59.58 -20.44
-2.14							
PP+G+Q+Ex		de calc. acc.		495	378.90	-22.69	-22.28 -2.04
-1.07ext.							

2.5 Résultats théoriques:

Les exigences pour la méthode utilisée n'ont pas été satisfaites :

Excentrement $e_0 < 0.1h$

Attention: Effort de traction dans le poteau !

2.5.1 Analyse à l'ELU

Combinaison défavorable: PP+G+Q-1.2Ex (A)

Efforts sectionnels:

Nsd = -81.52 (kN) Msd_y = -25.91 (kN*m) Msd_z = 0.67 (kN*m)

Efforts de dimensionnement:

noeud supérieur

N = -81.52 (kN) N*etotz = -25.91 (kN*m) N*etoty = 0.67 (kN*m)

Excentrement:	ez (My/N)	ey (Mz/N)
statique	e0: 31.8 (cm)	-0.8 (cm)
due au montage	ea: 0.0 (cm)	0.0 (cm)
II genre	e2: 0.0 (cm)	0.0 (cm)
total	etot: 31.8 (cm)	-0.8 (cm)

2.5.1.1. Analyse détaillée-Direction Y:

2.5.1.1.1 Analyse de l'Elancement

Structure sans possibilité de translation

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
3.06	3.06	0.00	25.00	Poteau peu élancé

$\lambda < \lambda_{lim}$

0.00 < 25.00 Poteau peu élancé

$$\lambda_{lim} = \max \left\{ 25; \frac{15}{\sqrt{v_u}} \right\} \quad v_u = \frac{|N_{sd}|}{A_c \cdot f_{cd}} \quad 4.3.5.3.5(2)$$

2.5.1.1.2 Analyse de flambement

M2 = 3.75 (kN*m) M1 = -25.91 (kN*m)

Cas: section à l'extrémité du poteau (noeud supérieur), négliger l'influence de l'élancement

Msd = -25.91 (kN*m)

e0 = Msd/Nsd = 31.8 (cm)

ea = 0

etot = e0+ea = 31.8 (cm)

2.5.1.2. Analyse détaillée-Direction Z:

M2 = 0.67 (kN*m) M1 = 0.18 (kN*m)

Cas: section à l'extrémité du poteau (noeud supérieur), négliger l'influence de l'élancement

Msd = 0.67 (kN*m)

e0 = Msd/Nsd = -0.8 (cm)

ea = 0

etot = e0+ea = -0.8 (cm)

2.5.2 Ferrailage:

- Coefficients de sécurité
- global (Rd/Sd) = 1.17
- section d'acier réelle A = 6.79 (cm²)

2.6 Ferrailage:

Barres principales:

- 6 HA 400 12 l = 3.16 (m)

Armature transversale:

- 17 Cad RL 235 6 l = 1.27 (m)
e = 3*0.17 + 14*0.17(m)
- 17 Ep RL 235 6 l = 0.35 (m)
e = 3*0.17 + 14*0.17(m)

3 Quantitatif:

- Volume de Béton = 1.97 (m3)
- Surface de Coffrage = 22.97 (m2)
- Acier HA 400
 - Poids total = 100.87 (kG)
 - Densité = 51.23 (kG/m3)
 - Diamètre moyen = 12.0 (mm)
 - Liste par diamètres:

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
12	113.58	100.87

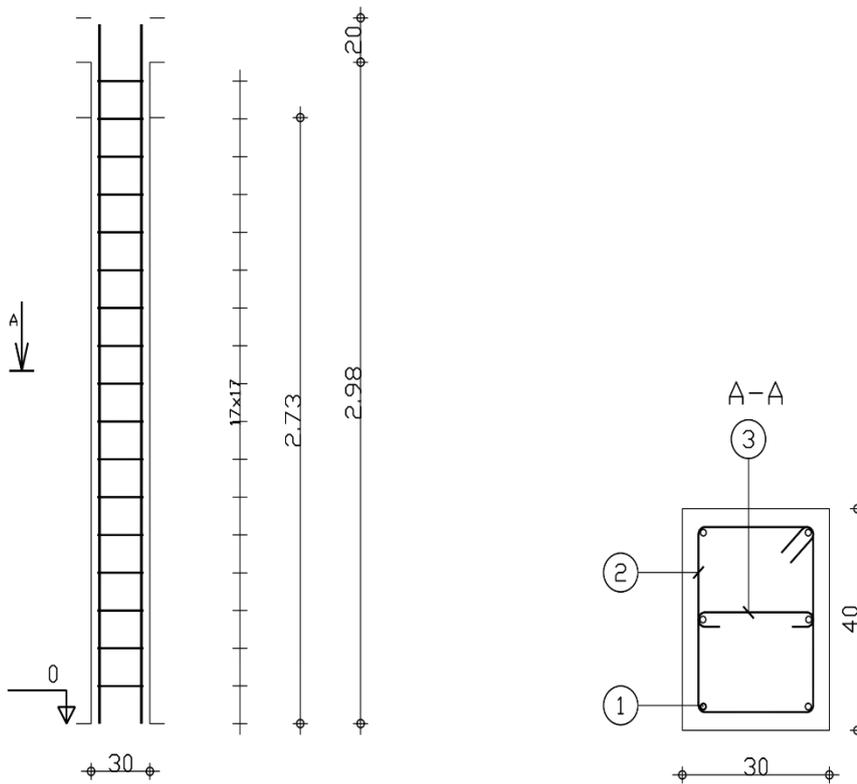
- Acier RL 235
 - Poids total = 36.78 (kG)
 - Densité = 18.68 (kG/m3)
 - Diamètre moyen = 6.0 (mm)
 - Liste par diamètres:

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
6	165.67	36.78

		A = 3.16	6	0	12	HA 400	principale	1
C = 0.24	B = 0.34	A = 0.24	17	31	6	RL 235	transversale	2
		A = 0.24	17	0	6	RL 235	transversale	3

								Poteau14..498	
		A = 3.16		6	0	12	HA 400	principale	1
C = 0.24	B = 0.34	A = 0.24	3*0.17 + 14*0.17	17	31	6	RL 235	transversale	2
		A = 0.24	3*0.17 + 14*0.17	17	0	6	RL 235	transversale	3

Pos.	Armature	Code	Forme
①	6HA12l=3.16	00	3.16
②	17RL6l=1.28	31	
③	17RL6 l=35	00	



HAMZA BELMAHDI	Tél.	Fax	Acier HA 400 = 16.8 kg	Béton : BETON25 = 0.328 m3
	Poteau14..498		Acier RL 235 = 6.13 kg	Surface du coffrage = 3.83 m2
Section 30x40		Enrobage 3 cm		
			Echelle pour la vue 1/25	Page 1/1
			Echelle pour la section 1/10	

4. Calcul les voile sans (y-y)

1 Niveau:

- Nom :
- Cote de niveau : supérieur 0.00 (m)
- Position de l'étage : intermédiaire
- Milieu : non agressif

2 Voile: Voile608

2.1 Caractéristiques des matériaux:

- Béton : $f_{c28} = 25.00$ (MPa) Densité = 2549.29 (kG/m3)
- Aciers longitudinaux : type HA 400 $f_e = 400.00$ (MPa)
- Armature transversale : type HA 400 $f_e = 400.00$ (MPa)
- Age du béton au chargement : 28
- Coefficient de comportement: $q = 2.50$

2.2 Géométrie:

Nom: P1

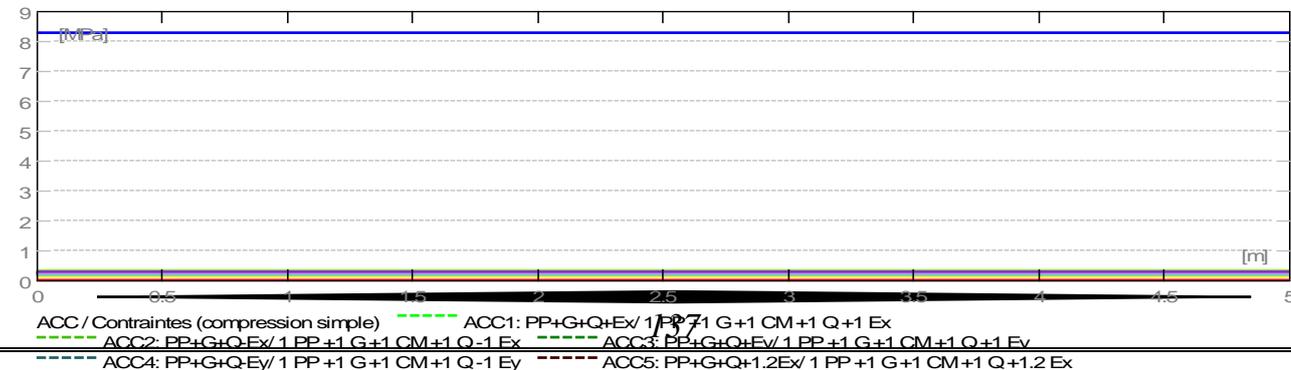
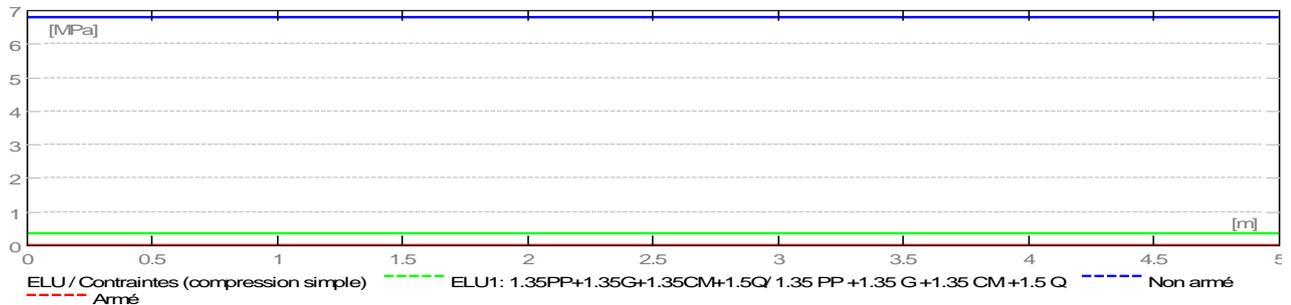
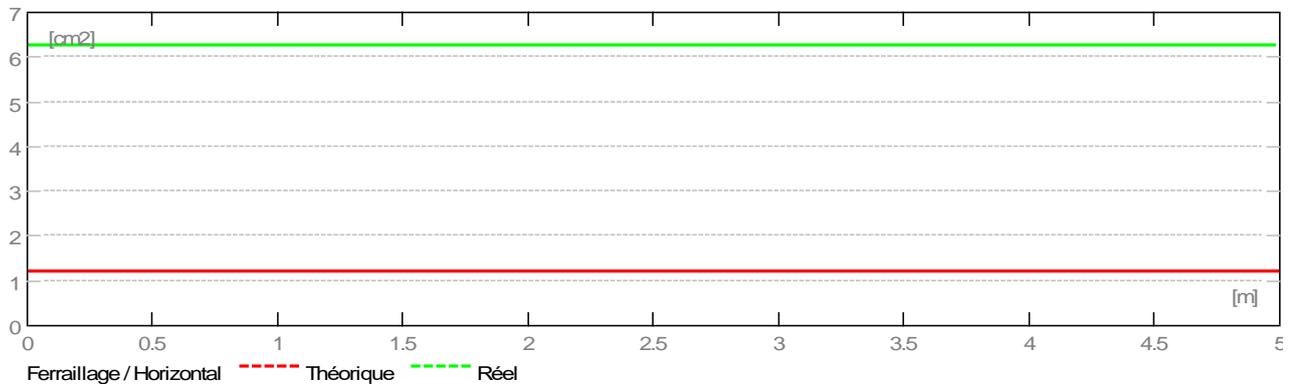
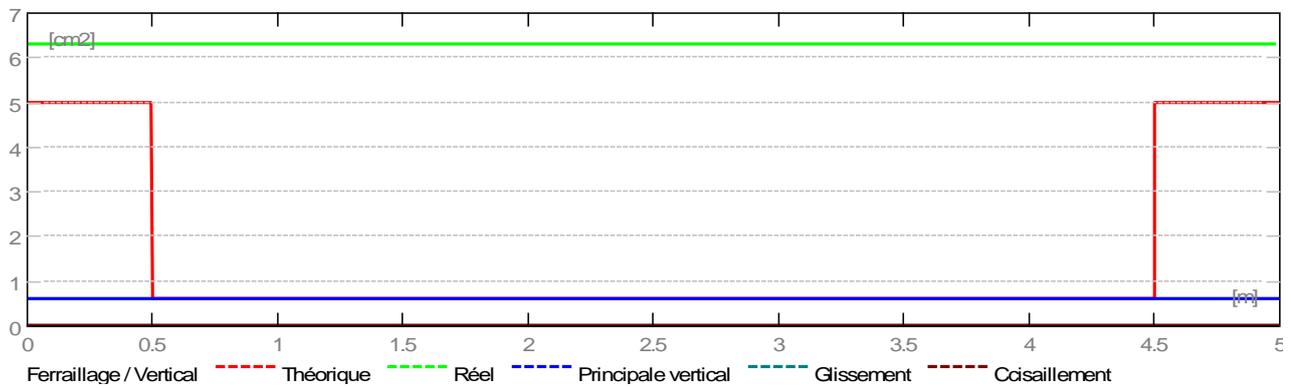
Longueur: 5.00 (m)
 Epaisseur: 0.20 (m)
 Hauteur: 3.06 (m)
 Hauteur de la couronne: 0.00 (m)
 Appui vertical: -----
 Conditions aux appuis : plancher aboutissant de deux côtés

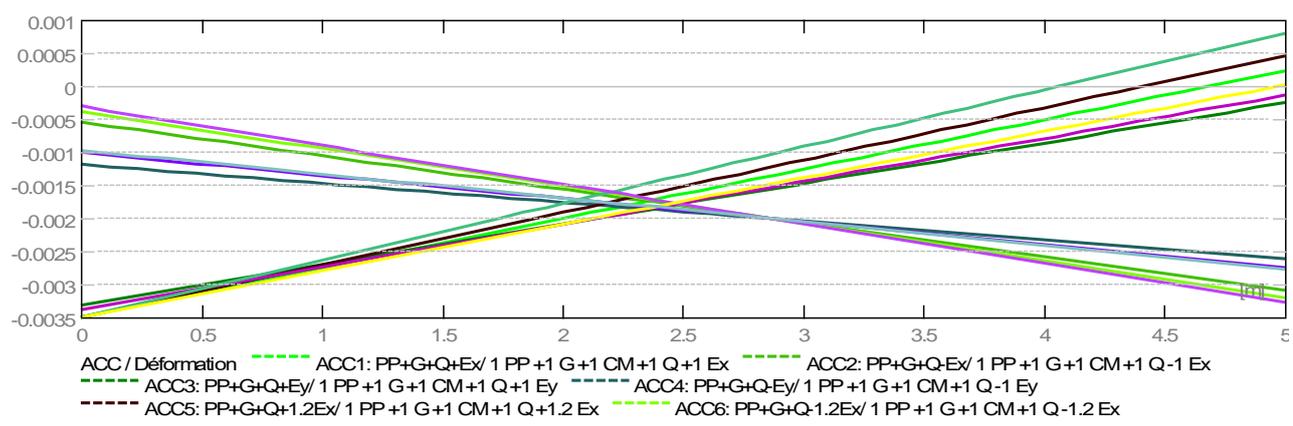
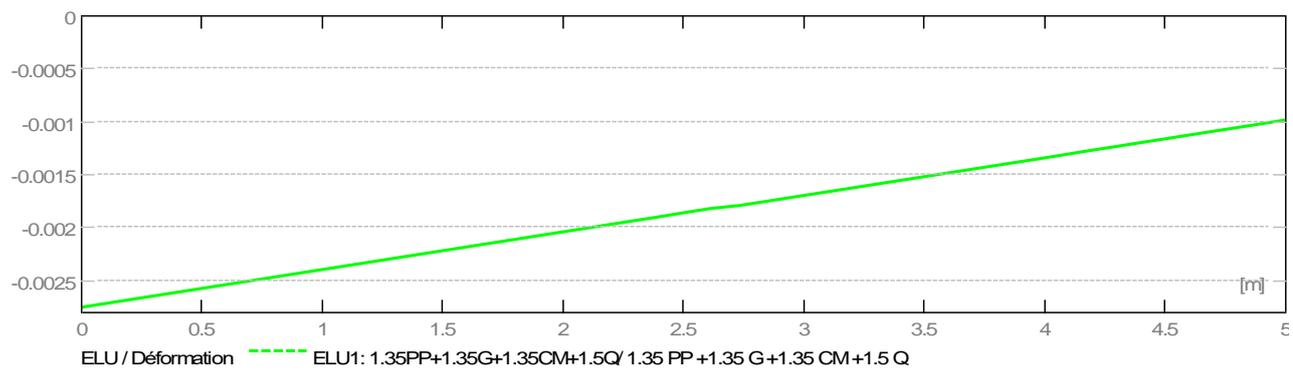
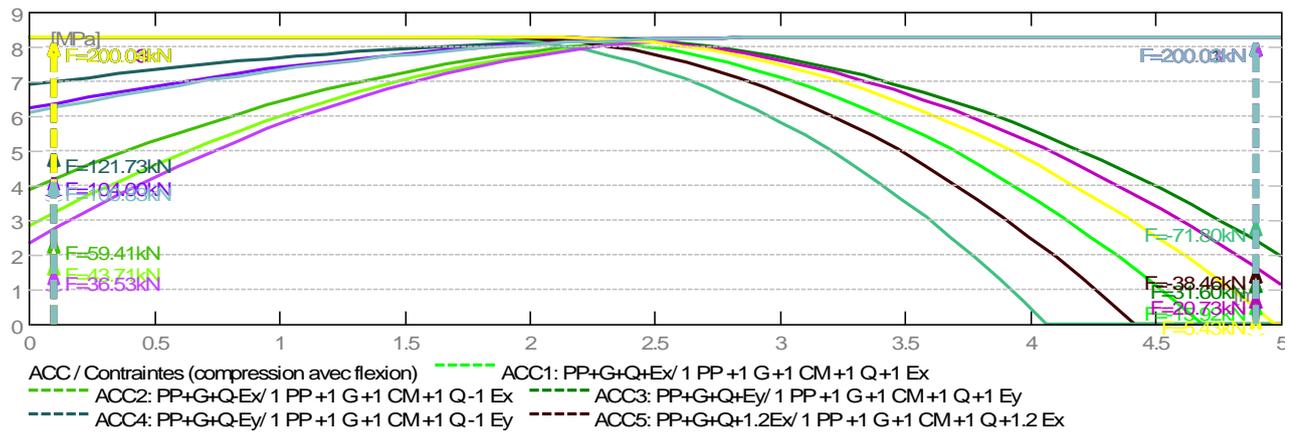
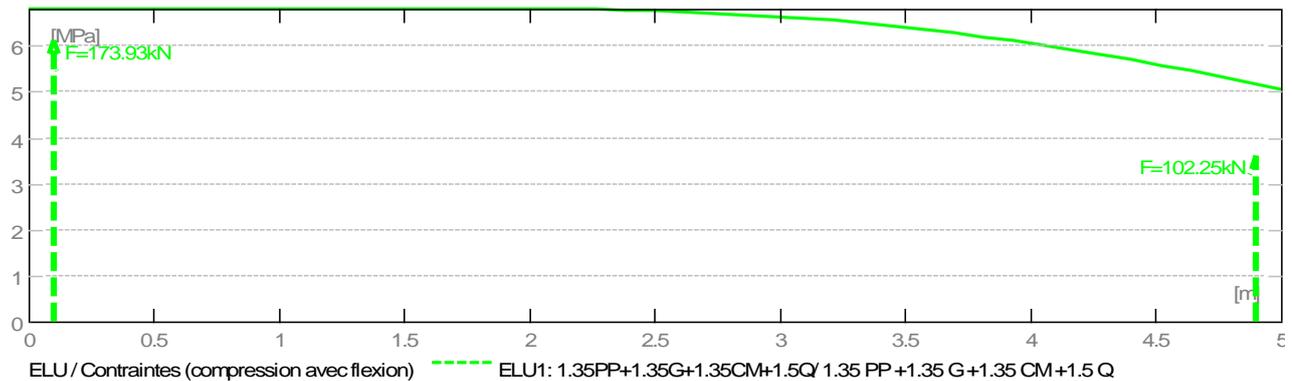
2.3 Hypothèses de calcul:

Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
 Enrobage : 1.0 (cm)

2.4 Résultats théoriques:

2.4.1 Diagrammes





2.4.2 Résultats théoriques - détaillés:

2.4.2.1 Combinaisons

2.4.2.1.1 Sollicitations ELU

ELU.1 - 1.35PP+1.35G+1.35CM+1.5Q / 1.35 PP +1.35 G +1.35 CM +1.5 Q

2.4.2.1.2 Interactions en ACC

ACC.1	-	PP+G+Q+Ex/ 1 PP +1 G +1 CM +1 Q +1 Ex
ACC.2	-	PP+G+Q-Ex/ 1 PP +1 G +1 CM +1 Q -1 Ex
ACC.3	-	PP+G+Q+Ey/ 1 PP +1 G +1 CM +1 Q +1 Ey
ACC.4	-	PP+G+Q-Ey/ 1 PP +1 G +1 CM +1 Q -1 Ey
ACC.5	-	PP+G+Q+1.2Ex/ 1 PP +1 G +1 CM +1 Q +1.2 Ex
ACC.6	-	PP+G+Q-1.2Ex/ 1 PP +1 G +1 CM +1 Q -1.2 Ex
ACC.7	-	PP+G+Q+1.2Ey/ 1 PP +1 G +1 CM +1 Q +1.2 Ey
ACC.8	-	PP+G+Q-1.2Ey/ 1 PP +1 G +1 CM +1 Q -1.2 Ey
ACC.9	-	0.8PP+0.8G+0.8CM+Ex/ 0.8 PP +0.8 G +0.8 CM +1 Ex
ACC.10	-	0.8PP+0.8G+0.8CM-Ex/ 0.8 PP +0.8 G +0.8 CM -1 Ex
ACC.11	-	0.8PP+0.8G+0.8CM+Ey/ 0.8 PP +0.8 G +0.8 CM +1 Ey
ACC.12	-	0.8PP+0.8G+0.8CM-Ey/ 0.8 PP +0.8 G +0.8 CM -1 Ey

2.4.2.2 Longueur de flambement

$L_f = 2.60$ (m)
 $L_{f_rnf} = 2.45$ (m)
 $L_f = 2.60$ (m)
 $L_{f_rnf} = 2.45$ (m)

2.4.2.3 Elancement

$\lambda = 45.05$
 $\lambda_{rnf} = 42.40$
 $\lambda_{seism} = 50.06$
 $\lambda_{seism_rnf} = 47.11$

2.4.2.4 Coefficient α

$\alpha/\alpha_1 = 1,1$ (Age du béton au chargement :28)
 $\alpha = 0.41$
 $\alpha_{rnf} = 0.60$
 $\alpha_{seism} = 0.38$
 $\alpha_{seism_rnf} = 0.57$

2.4.2.5 Résistance du voile non armé

$\sigma_{ulim} = 6.79$ (MPa)
 $\sigma_{ulim_seism} = 8.25$ (MPa)

2.4.2.6 Armatures réparties

Combinaison dimensionnante: ELU 1

$N_{umax} = 67.78$ (kN/m)
 $\sigma_{umax} = 0.34$ (MPa)
 $N_{ulim} = 1357.46$ (kN/m)
 $\sigma_{ulim} = 6.79$ (MPa)

$N_{umax} < N_{ulim} \Rightarrow$ Voile non armé
 67.78 (kN/m) < 1357.46 (kN/m)

Combinaison dimensionnante: ACC 6

$N_{umax} = 59.74$ (kN/m)
 $\sigma_{umax} = 0.30$ (MPa)
 $N_{ulim} = 1650.28$ (kN/m)
 $\sigma_{ulim} = 8.25$ (MPa)

$N_{umax} < N_{ulim} \Rightarrow$ Voile non armé
 59.74 (kN/m) < 1650.28 (kN/m)

2.4.2.7 Armatures de bord

2.4.2.7.1 Bord gauche

2.4.2.7.1.1 Raidisseur en flexion composé

Af L = 5.00 (cm²)

Combinaison dimensionnante: ACC 1

2.4.2.7.1.2 Armatures minimales (PS92 11.821.2)

Combinaison dimensionnante: ACC 1

$\rho = 0,001 * q * \sigma_i / \sigma_{ulim}$

$\sigma_i = 8.25$ (MPa)

$\sigma_{ulim} = 8.25$ (MPa)

$b_f = 1.00$ (m)

AfL min = 5.00 (cm²)

2.4.2.7.1.3 Potelets minimaux (PS92 11.821.4)

Largeur: d':

Combinaison dimensionnante: ACC 1

$\sigma_i = 8.25$ (MPa)
 $\sigma_{ulim} = 8.25$ (MPa)
 $d' = 0.50$ (m)

2.4.2.7.2 Bord droit

2.4.2.7.2.1 Raidisseur en flexion composé

Af R= 5.00 (cm²)

Combinaison dimensionnante: ACC 2

2.4.2.7.2.2 Armatures minimales (PS92 11.821.2)

Combinaison dimensionnante: ACC 2

$\rho = 0,001 * q * \sigma_i / \sigma_{ulim}$

$\sigma_i = 8.25$ (MPa)
 $\sigma_{ulim} = 8.25$ (MPa)
 $bf = 1.00$ (m)
AfRmin = 5.00 (cm²)

2.4.2.7.2.4 Potelets minimaux (PS92 11.821.4)

Largeur: d'

Combinaison dimensionnante: ACC 2

$\sigma_i = 8.25$ (MPa)
 $\sigma_{ulim} = 8.25$ (MPa)
 $d' = 0.50$ (m)

2.4.2.8 Cisaillement (BAEL91 A5.1,23) (PS92 11.821.3)

Armatures horizontales

Combinaison dimensionnante-ELU: ELU 1

$V_u = 13.32$ (kN)
 $\tau = 0.01$ (MPa)
 $A_h = 0.00$ (cm²/m)

Combinaison dimensionnante-ACC: ---

$V_u = 0.00$ (kN)
 $V^* = 0.00$ (kN)
 $\tau^* = 0.00$ (MPa)
 $\tau_{lim} = 0.00$ (MPa)
 $\alpha V = 0.00$
 $A_{th} = 0.00$ (cm²/m)

Armatures verticales

Combinaison dimensionnante: ACC 7

$V_u = 123.29$ (kN)
 $V^* = 215.76$ (kN)
 $\tau^* = 0.23$ (MPa)
 $\tau_{lim} = 1.17$ (MPa)
 $\alpha V = 0.08$
 $A_{tv} = 0.00$ (cm²/m)

2.4.2.9 Glissement (PS92 11.821.3)

Combinaison dimensionnante: ACC 4

$V_u = 84.61$ (kN)
 $V^* = 148.06$ (kN)
 $x = 5.00$ (m)
 $\alpha R = 0.53$
 $F_b = \alpha R * x * \sigma_{ulim} * a = 4349.55$ (kN)
 $f_{tj} = 2.10$ (MPa)
 $A_t = 0.00$ (cm²/m)

2.5 Ferrailage:

Armatures verticales:

Zone	X0	X1	Nombre:	Acier	Diamètre	Longueur	Espacement
	(m)	(m)			(mm)	(m)	(m)
	0.50	4.50	34	HA 400	10.0	3.57	0.25

X0 - Début de la zone
X1 - Fin de la zone

Armatures horizontales:

Type	Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Espacement (m)	Forme
droit	26	HA 400	10.0	4.98	0.00	0.00	0.25	00

Épingles:

Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Forme
119	HA 400	10.0	0.19	0.00	0.00	00

Armature de bord (Af):

	Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Forme
Armatures longitudinales - partie gauche	8	HA 400	10.0	3.57	0.00	0.00	00
Armatures longitudinales - partie droite	8	HA 400	10.0	3.57	0.00	0.00	00
Armature transversale - partie gauche	31	HA 400	10.0	0.17	0.47	0.17	31
Armature transversale - partie droite	31	HA 400	10.0	0.17	0.47	0.17	31
Épingles - partie gauche	62	HA 400	10.0	0.17	0.00	0.00	00
Épingles - partie droite	62	HA 400	10.0	0.17	0.00	0.00	00

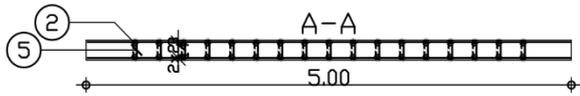
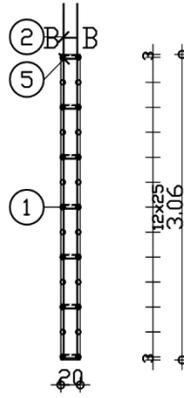
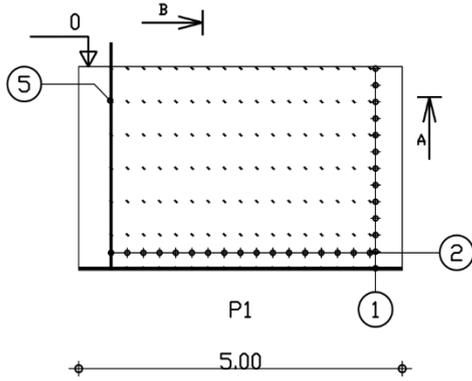
3 Quantitatif:

- Volume de Béton = 3.06 (m3)
- Surface de Coffrage = 31.82 (m2)
- Acier HA 400
 - Poids total = 303.31 (kG)
 - Densité = 99.12 (kG/m3)
 - Diamètre moyen = 10.0 (mm)

• Liste par diamètres:

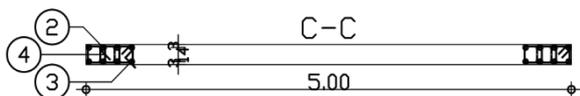
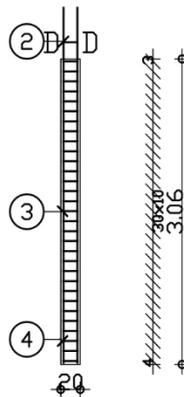
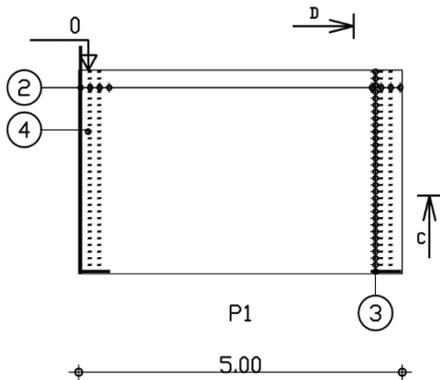
Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
10	491.79	303.31

	N°	Type d'armature	Type d'acier	Diamètre [mm]	Code de la forme	Nombre	[m]	[m]	[m]	[m]
1	5	Épingles	HA 400	10	00	119	A = 0.19			
2	4	Épingles	HA 400	10	00	124	A = 0.17			
3	3	de bord transversale	HA 400	10	31	62	A = 0.17	B = 0.47	C = 0.17	D = 0.47
4	2	<valeur différente>	HA 400	10	00	50	A = 3.57			
5	1	Principale horizontale	HA 400	10	00	26	A = 4.98			



Pos.	Armature	Code	Forme
①	26HA10l=4.98	00	4.98
②	34HA10l=3.57	00	3.57
⑤	119HA10 l=39	00	19

Tél.		Fax		Acier HA 400 = 190 kg	
Tenue au feu 0h		Fissuration peu préjudiciable		Acier HA 400 = 113 kg	
HAMZA BELMAHDI		Voile608 : P1 Nombre 1		Béton : BETON25 = 3.06 m3	
				Surface du coffrage = 30.6 m2	
Section 20x306		Densité = 99.02 kg/ m3 Diamètre moyen = 10mm		Enrobage inférieur 1 cm	
				Enrobage latéral 1 cm	
				Echelle pour la vue 1/75	
				Echelle pour la section 1/50	
				Page 1/2	



Pos.	Armature	Code	Forme
②	16HA10 l=3.57	00	3.57
③	62HA10 l=1.48	31	1.48
④	124HA10 l=37	00	17

Tél.		Fax		Acier HA 400 = 190 kg	
Tenue au feu 0h		Fissuration peu préjudiciable		Acier HA 400 = 113 kg	
HAMZA BELMAHDI		Voile608 : P1 Nombre 1		Béton : BETON25 = 3.06 m3	
				Surface du coffrage = 30.6 m2	
Section 20x306		Densité = 99.02 kg/ m3 Diamètre moyen = 10mm		Enrobage inférieur 1 cm	
				Enrobage latéral 1 cm	
				Echelle pour la vue 1/75	
				Echelle pour la section 1/50	
				Page 2/2	

5. Calcul les voile sans (x-x)

1 Niveau:

- Nom :
- Cote de niveau : supérieur 0.00 (m)
- Position de l'étage : intermédiaire
- Milieu : non agressif

2 Voile: Voile548

2.1 Caractéristiques des matériaux:

- Béton : $f_{c28} = 25.00$ (MPa) Densité = 2549.29 (kG/m³)
- Aciers longitudinaux : type HA 400 $f_e = 400.00$ (MPa)
- Armature transversale : type HA 400 $f_e = 400.00$ (MPa)
- Age du béton au chargement : 28
- Coefficient de comportement: $q = 2.50$

2.2 Géométrie:

Nom: P1

Longueur: 3.60 (m)
Epaisseur: 0.20 (m)
Hauteur: 3.06 (m)
Hauteur de la couronne: 0.00 (m)
Appui vertical: -----
Conditions aux appuis : plancher aboutissant de deux côtés

2.3 Ouvertures:

Nom	X* (m)	Z* (m)	DX (m)	DZ (m)
H1	1.25	1.20	1.10	1.10

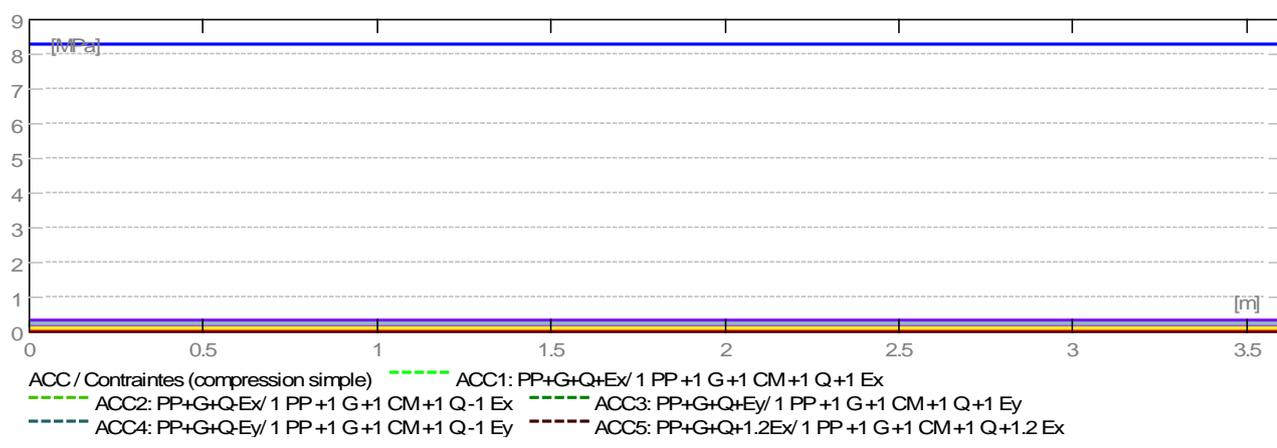
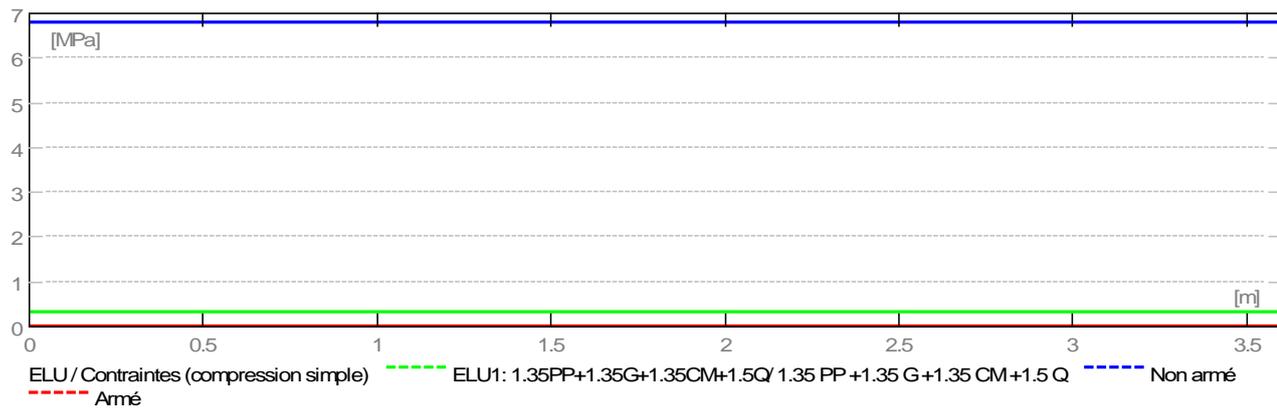
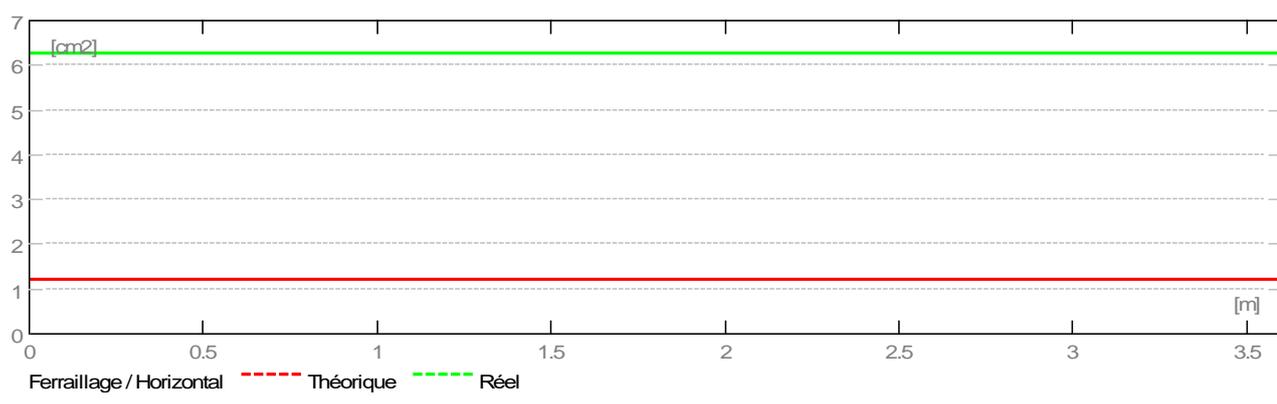
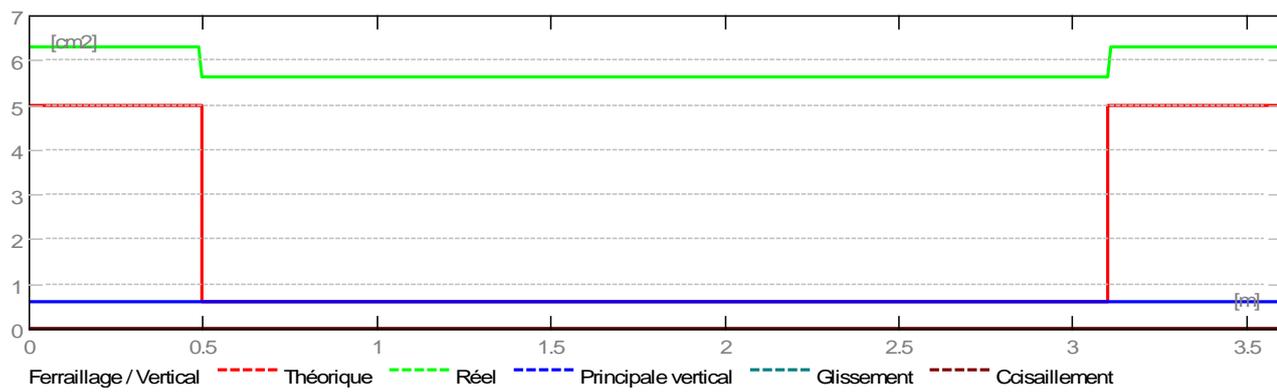
* - les coordonnées du coin gauche en bas de la réservation rectangulaire et les coordonnées du centre de la réservation circulaire sont mesurées à partir de l'origine de la travée.

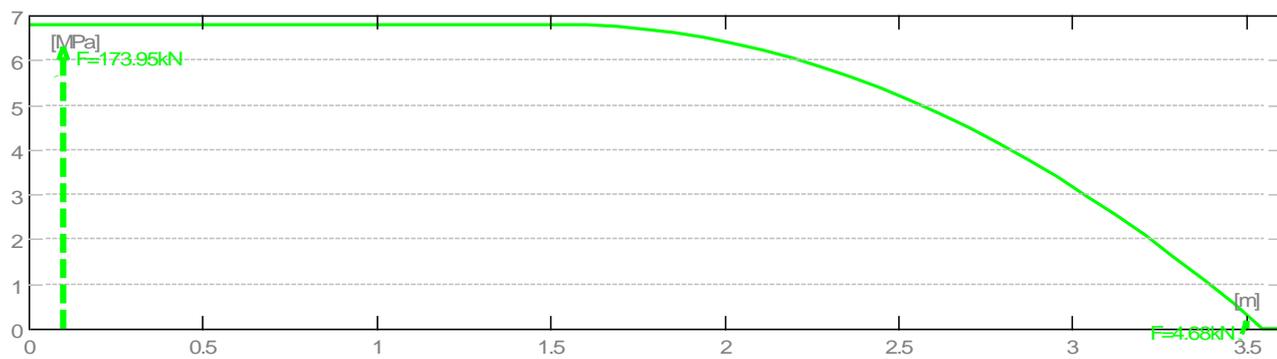
2.4 Hypothèses de calcul:

Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
Enrobage : 1.0 (cm)

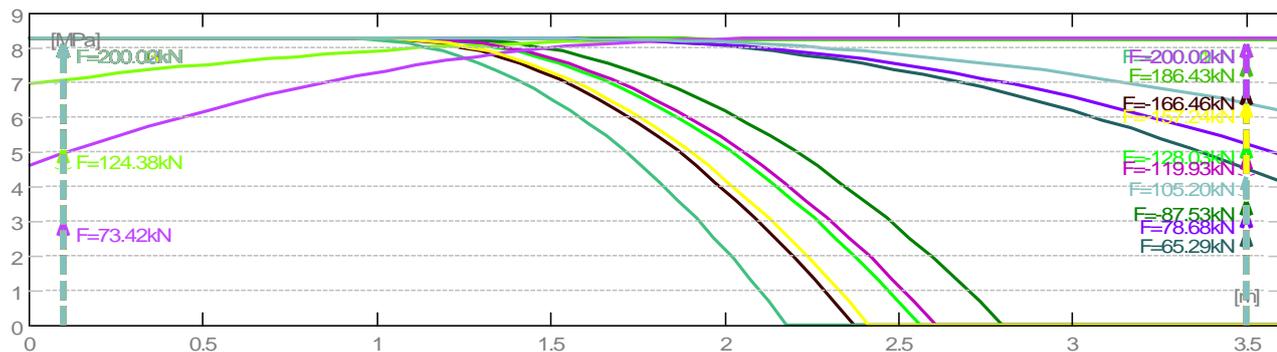
2.5 Résultats théoriques:

2.5.1 Diagrammes

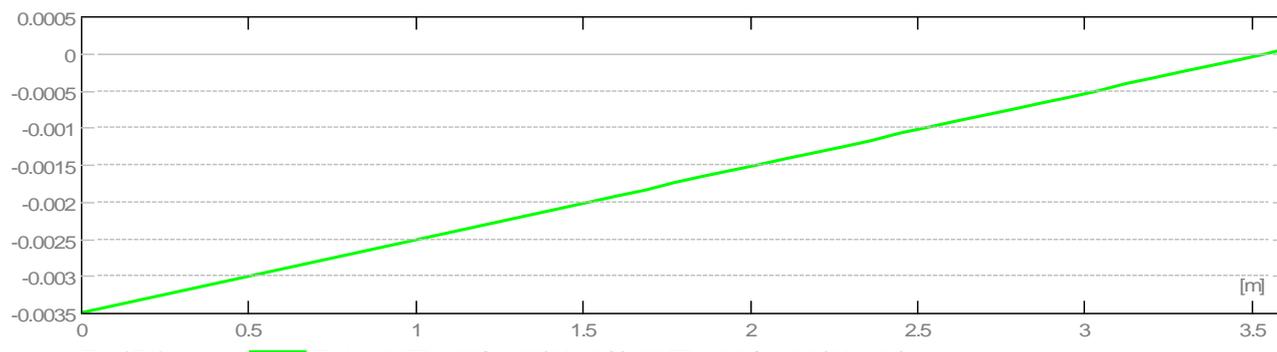




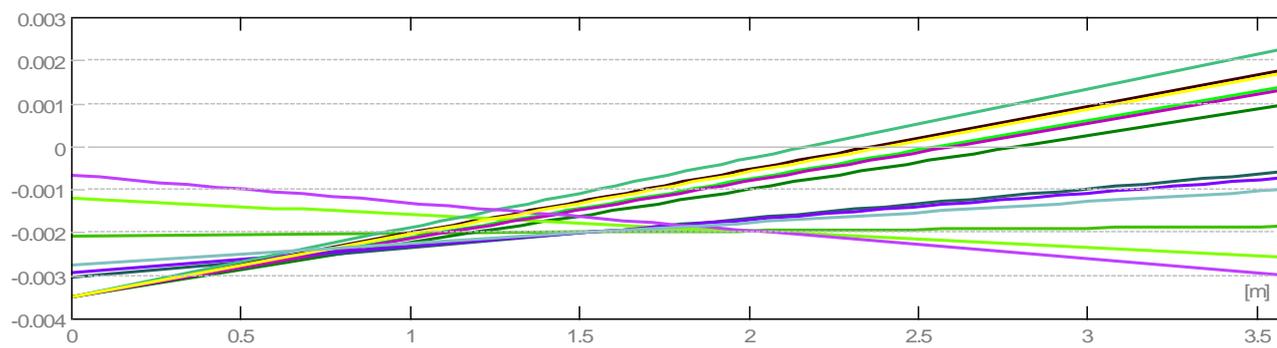
ELU / Contraintes (compression avec flexion) ELU1: 1.35PP+1.35G+1.35CM+1.5Q/ 1.35 PP +1.35 G +1.35 CM +1.5 Q



ACC / Contraintes (compression avec flexion)
 ACC1: PP+G+Q+Ex/ 1 PP +1 G +1 CM +1 Q +1 Ex
 ACC2: PP+G+Q+Ex/ 1 PP +1 G +1 CM +1 Q -1 Ex
 ACC3: PP+G+Q+Ey/ 1 PP +1 G +1 CM +1 Q +1 Ey
 ACC4: PP+G+Q+Ey/ 1 PP +1 G +1 CM +1 Q -1 Ey
 ACC5: PP+G+Q+1.2Ex/ 1 PP +1 G +1 CM +1 Q +1.2 Ex



ELU / Déformation ELU1: 1.35PP+1.35G+1.35CM+1.5Q/ 1.35 PP +1.35 G +1.35 CM +1.5 Q



ACC / Déformation
 ACC1: PP+G+Q+Ex/ 1 PP +1 G +1 CM +1 Q +1 Ex
 ACC2: PP+G+Q+Ex/ 1 PP +1 G +1 CM +1 Q -1 Ex
 ACC3: PP+G+Q+Ey/ 1 PP +1 G +1 CM +1 Q +1 Ey
 ACC4: PP+G+Q+Ey/ 1 PP +1 G +1 CM +1 Q -1 Ey
 ACC5: PP+G+Q+1.2Ex/ 1 PP +1 G +1 CM +1 Q +1.2 Ex
 ACC6: PP+G+Q+1.2Ex/ 1 PP +1 G +1 CM +1 Q -1.2 Ex

2.5.2 Résultats théoriques - détaillés:

2.5.2.1 Combinaisons

2.5.2.1.1 Sollicitations ELU

ELU.1 - 1.35PP+1.35G+1.35CM+1.5Q/ 1.35 PP +1.35 G +1.35 CM +1.5 Q

2.5.2.1.2 Interactions en ACC

ACC.1	-	PP+G+Q+Ex/ 1 PP +1 G +1 CM +1 Q +1 Ex
ACC.2	-	PP+G+Q-Ex/ 1 PP +1 G +1 CM +1 Q -1 Ex
ACC.3	-	PP+G+Q+Ey/ 1 PP +1 G +1 CM +1 Q +1 Ey
ACC.4	-	PP+G+Q-Ey/ 1 PP +1 G +1 CM +1 Q -1 Ey
ACC.5	-	PP+G+Q+1.2Ex/ 1 PP +1 G +1 CM +1 Q +1.2 Ex
ACC.6	-	PP+G+Q-1.2Ex/ 1 PP +1 G +1 CM +1 Q -1.2 Ex
ACC.7	-	PP+G+Q+1.2Ey/ 1 PP +1 G +1 CM +1 Q +1.2 Ey
ACC.8	-	PP+G+Q-1.2Ey/ 1 PP +1 G +1 CM +1 Q -1.2 Ey
ACC.9	-	0.8PP+0.8G+0.8CM+Ex/ 0.8 PP +0.8 G +0.8 CM +1 Ex
ACC.10	-	0.8PP+0.8G+0.8CM-Ex/ 0.8 PP +0.8 G +0.8 CM -1 Ex
ACC.11	-	0.8PP+0.8G+0.8CM+Ey/ 0.8 PP +0.8 G +0.8 CM +1 Ey
ACC.12	-	0.8PP+0.8G+0.8CM-Ey/ 0.8 PP +0.8 G +0.8 CM -1 Ey

2.5.2.2 Longueur de flambement

Lf' = 2.60 (m)
Lf'_rnf = 2.45 (m)
Lf = 2.60 (m)
Lf_rnf = 2.45 (m)

2.5.2.3 Elancement

$\lambda = 45.05$
 $\lambda_{rnf} = 42.40$
 $\lambda_{seism} = 50.06$
 $\lambda_{seism_rnf} = 47.11$

2.5.2.4 Coefficient α

$\alpha/\alpha_1 = 1,1$ (Age du béton au chargement :28)
 $\alpha = 0.41$
 $\alpha_{rnf} = 0.60$
 $\alpha_{seism} = 0.38$
 $\alpha_{seism_rnf} = 0.57$

2.5.2.5 Résistance du voile non armé

$\sigma_{ulim} = 6.79$ (MPa)
 $\sigma_{ulim_seism} = 8.25$ (MPa)

2.5.2.6 Armatures réparties

Combinaison dimensionnante: ELU 1

N umax= 63.59 (kN/m)
 $\sigma_{umax} = 0.32$ (MPa)
Nulim = 1357.46 (kN/m)
 $\sigma_{ulim} = 6.79$ (MPa)

Numax < Nulim => Voile non armé
63.59 (kN/m) < 1357.46 (kN/m)

Combinaison dimensionnante: ACC 8

N umax= 61.61 (kN/m)
 $\sigma_{umax} = 0.31$ (MPa)
Nulim = 1650.28 (kN/m)
 $\sigma_{ulim} = 8.25$ (MPa)

Numax < Nulim => Voile non armé
61.61 (kN/m) < 1650.28 (kN/m)

2.5.2.7 Armatures de bord

2.5.2.7.1 Bord gauche

2.5.2.7.1.1 Raidisseur en flexion composé

Af L = 5.00 (cm²)

Combinaison dimensionnante: ACC 2

2.5.2.7.1.2 Armatures minimales (PS92 11.821.2)

Combinaison dimensionnante: ACC 2

$\rho = 0,001 * q * \sigma_i / \sigma_{ulim}$

$\sigma_i = 8.25$ (MPa)

$\sigma_{ulim} = 8.25$ (MPa)

bf = 1.00 (m)

AfL min = 5.00 (cm²)

2.5.2.7.1.3 Potelets minimaux (PS92 11.821.4)

Largeur: d':
Combinaison dimensionnante: ACC 2
 $\sigma_i = 8.25$ (MPa)
 $\sigma_{ulim} = 8.25$ (MPa)
 $d' = 0.50$ (m)

2.5.2.7.2 Bord droit

2.5.2.7.2.1 Raidisseur en flexion composé

Af R= 5.00 (cm2)
Combinaison dimensionnante: ACC 6

2.5.2.7.2.2 Armatures minimales (PS92 11.821.2)

Combinaison dimensionnante: ACC 6

$\rho = 0,001 * q * \sigma_i / \sigma_{ulim}$
 $\sigma_i = 8.25$ (MPa)
 $\sigma_{ulim} = 8.25$ (MPa)
 $bf = 1.00$ (m)
 $AfRmin = 5.00$ (cm2)

2.5.2.7.2.4 Potelets minimaux (PS92 11.821.4)

Largeur: d':
Combinaison dimensionnante: ACC 6
 $\sigma_i = 8.25$ (MPa)
 $\sigma_{ulim} = 8.25$ (MPa)
 $d' = 0.50$ (m)

2.5.2.8 Cisaillement (BAEL91 A5.1,23) (PS92 11.821.3)

Armatures horizontales

Combinaison dimensionnante-ELU: ELU 1

$V_u = 106.98$ (kN)
 $\tau = 0.17$ (MPa)
 $A_h = 0.00$ (cm2/m)

Combinaison dimensionnante-ACC: ACC 12

$V_u = 4.03$ (kN)
 $V^* = 7.06$ (kN)
 $\tau^* = 0.01$ (MPa)
 $\tau_{lim} = 1.05$ (MPa)
 $\alpha V = 0.56$
 $A_{th} = 0.00$ (cm2/m)

Armatures verticales

Combinaison dimensionnante: ACC 7

$V_u = 137.31$ (kN)
 $V^* = 240.30$ (kN)
 $\tau^* = 0.36$ (MPa)
 $\tau_{lim} = 1.21$ (MPa)
 $\alpha V = 0.11$
 $A_{tv} = 0.00$ (cm2/m)

2.5.2.9 Glissement (PS92 11.821.3)

Combinaison dimensionnante: ACC 2

$V_u = 33.37$ (kN)
 $V^* = 58.40$ (kN)
 $x = 3.60$ (m)
 $\alpha R = 0.12$
 $F_b = \alpha R * x * \sigma_{ulim} * a = 703.12$ (kN)
 $ftj = 2.10$ (MPa)
 $A_t = 0.00$ (cm2/m)

2.6 Ferrailage:

Armatures verticales:

Zone	X0	X1	Nombre:	Acier	Diamètre	Longueur	Espacement
	(m)	(m)			(mm)	(m)	(m)
	0.50	3.10	10	HA 400	10.0	1.18	0.25
	0.50	3.10	10	HA 400	10.0	1.27	0.25
	0.50	3.10	12	HA 400	10.0	3.57	0.25

X0 - Début de la zone

X1 - Fin de la zone

Armatures horizontales:

Type	Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Espacement (m)	Forme
droit	20	HA 400	10.0	1.23	0.00	0.00	0.25	00
droit	16	HA 400	10.0	3.58	0.00	0.00	0.25	00

Epingles:

Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Forme
53	HA 400	10.0	0.19	0.00	0.00	00

Armature de bord (Af):

	Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Forme
Armatures longitudinales - partie gauche	8	HA 400	10.0	3.57	0.00	0.00	00
Armatures longitudinales - partie gauche	4	HA 400	10.0	3.57	0.00	0.00	00
Armatures longitudinales - partie droite	8	HA 400	10.0	3.57	0.00	0.00	00
Armatures longitudinales - partie droite	4	HA 400	10.0	3.57	0.00	0.00	00
Armature transversale - partie gauche	31	HA 400	10.0	0.17	0.47	0.17	31
Armature transversale - partie gauche	31	HA 400	10.0	0.17	0.17	0.17	31
Armature transversale - partie droite	31	HA 400	10.0	0.17	0.47	0.17	31
Armature transversale - partie droite	31	HA 400	10.0	0.17	0.17	0.17	31
Épingles - partie gauche	62	HA 400	10.0	0.17	0.00	0.00	00
Épingles - partie droite	62	HA 400	10.0	0.17	0.00	0.00	00

Réservations:

H1:

	Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Forme
Horizontale	2	HA 400	10.0	2.27	0.00	0.00	00
Horizontale	2	HA 400	10.0	2.27	0.00	0.00	00
Suspendues	4	HA 400	6.0	0.58	0.18	0.58	21
Suspendues	4	HA 400	6.0	0.58	0.18	0.58	21

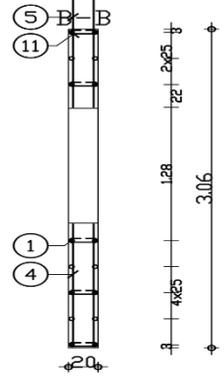
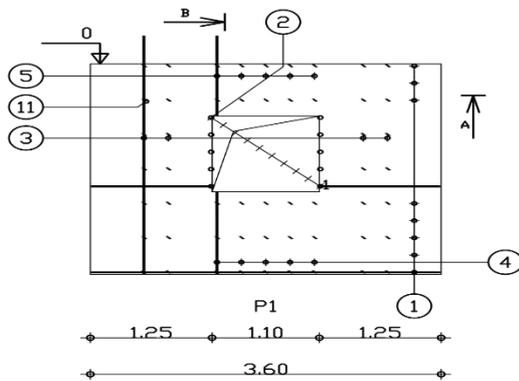
3 Quantitatif:

- Volume de Béton = 2.20 (m3)
- Surface de Coffrage = 23.26 (m2)
- Acier HA 400
 - Poids total = 275.33 (kG)
 - Densité = 124.97 (kG/m3)
 - Diamètre moyen = 9.9 (mm)

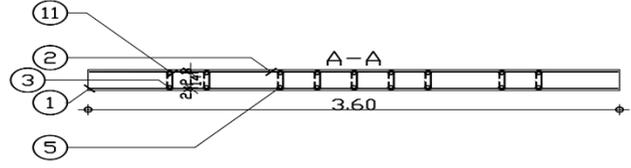
• Liste par diamètres:

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
6	10.20	2.26
10	442.75	273.07

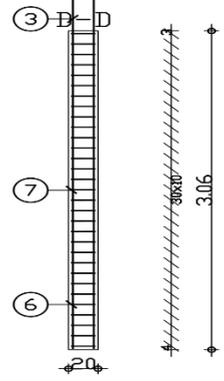
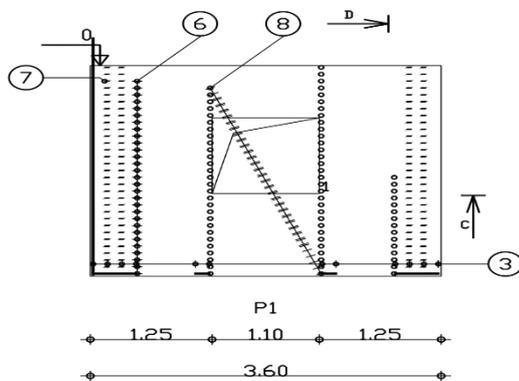
	Type d'armature	Type d'acier	Diamètre [mm]	Code de la forme	Nombre	Espacement [m]	[m]	[m]
Voile548								
1	Horizontale des ouvertures	HA 400	10	00	4		A = 2.27	
2	de bord transversale	HA 400	10	31	62		A = 0.17	B = 0.17
3	Epingles	HA 400	10	00	124	1*0.20 + 1*0.15 + 1*2.95 + 1*	A = 0.17	
4	de bord transversale	HA 400	10	31	62		A = 0.17	B = 0.47
5	Principale verticale	HA 400	10	00	10		A = 1.27	
6	Principale verticale	HA 400	10	00	10		A = 1.18	
7	<valeur différente>	HA 400	10	00	32		A = 3.57	
8	Principale horizontale	HA 400	10	00	20		A = 1.23	
9	Epingles	HA 400	10	00	53		A = 0.19	
10	Suspendue des ouvertures	HA 400	6	21	8	1*1.35 + 3*0.30	A = 0.58	B = 0.18
11	Principale horizontale	HA 400	10	00	16		A = 3.58	



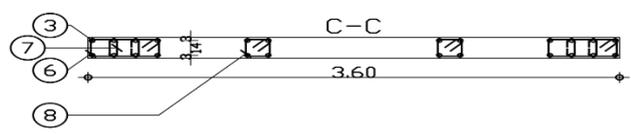
Pos.	Armature	Code	Forme
①	16HA10 l=3.58	00	3.58
②	20HA10 l=1.23	00	1.23
③	8HA10 l=3.57	00	3.57
④	10HA10 l=1.18	00	1.18
⑤	10HA10 l=1.27	00	1.27
⑪	53HA10 l=39	00	19



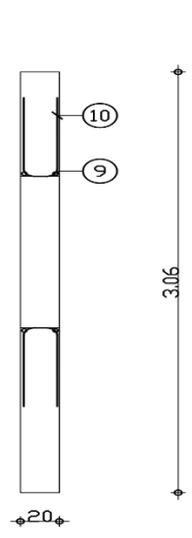
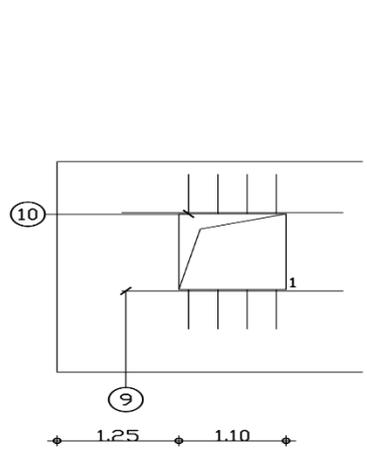
Tél.		Fax	
Tenue au feu 0h	Fissuration peu préjudiciable	Béton : BETON25 = 2.2 m3	Acier HA 400 = 136 kg
HAMZA BELMAHDI	Voile548 : P1 Nombre 1	Surface du coffrage = 22 m2	Acier HA 400 = 131 kg
	Section 20x306	Densité = 121.4 kg/ m3	Enrobage inférieur 1 cm
		Diamètre moyen = 10mm	Enrobage latéral 1 cm
			Echelle pour la vue 1/33
			Page 1/3



Pos.	Armature	Code	Forme
③	24HA10 l=3.57	00	3.57
⑥	62HA10 l=1.48	31	1.48
⑦	124HA10 l=37	00	17
⑧	62HA10 l=88	31	1.48



Tél.		Fax	
Tenue au feu 0h	Fissuration peu préjudiciable	Béton : BETON25 = 2.2 m3	Acier HA 400 = 136 kg
HAMZA BELMAHDI	Voile548 : P1 Nombre 1	Surface du coffrage = 22 m2	Acier HA 400 = 131 kg
	Section 20x306	Densité = 121.4 kg/ m3	Enrobage inférieur 1 cm
		Diamètre moyen = 10mm	Enrobage latéral 1 cm
			Echelle pour la vue 1/33
			Page 2/3



Pos.	Armature	Code	Forme
⑨	4HA10 l=2.27	00	2.27
⑩	8HA6 l=1.28	21	1.28

Tél.		Fax	
Tenue au feu 0h	Fissuration peu préjudiciable		Acier HA 400 = 7.86 kg
HAMZA BELMAHDI	Voile548 Nombre 1		Enrobage inférieur 1 cm
	Section 20x306		Enrobage latéral 1 cm
		Diamètre moyen = 7.86mm	Echelle pour la vue 1/50
			Echelle pour la section 1/25
			Page 3/3

6. Calcul Les balcons

1. Dalle: Dalle34...35 - panneau n° 34

1.1. Ferrailage:

- Type : Coque BA
- Direction armatures principales : 0°
- Classe armatures principales : HA 400; résistance caractéristique = 400.00 MPa
- Diamètres des barres
inférieures d1 = 1.2 (cm) d2 = 1.2 (cm)
supérieures d1 = 1.2 (cm) d2 = 1.2 (cm)
- Enrobage
inférieur c1 = 3.0 (cm)
supérieur c2 = 3.0 (cm)

1.2. Béton

- Classe : BETON; résistance caractéristique = 25.00 MPa
- Densité : 2501.36 (kG/m3)

1.3. Hypothèses

- Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
- Méthode de calcul de la section d'acier : Analytique
- Fissuration
- lit supérieur : peu préjudiciable
- lit inférieur : peu préjudiciable
- Flèche admissible : 3.0 (cm)
- Vérification du poinçonnement : oui
- Tenue au feu : 0 h
 - Type de calcul : flexion + compression/traction

1.4. Géométrie de la dalle

Epaisseur 0.15 (m)

Contour:

bord	début		fin		longueur (m)
	x1	y1	x2	y2	
1	0.00	-5.00	0.85	-5.00	0.85
2	0.85	-5.00	0.85	0.00	5.00
3	0.85	0.00	0.00	0.00	0.85
4	0.00	0.00	0.00	-5.00	5.00

Appui:

n°	Nom	dimensions (m)	coordonnées		bord
			x	y	
28	ponctuel	0.40 / 0.30	0.85	-5.00	—
28	linéaire	5.00 / 0.30	0.85	-2.50	—
28	linéaire	0.30 / 0.85	0.43	-5.00	—
28	ponctuel	0.40 / 0.30	0.85	-5.00	—
30	ponctuel	0.40 / 0.30	0.85	0.00	—
30	linéaire	0.30 / 0.85	0.43	0.00	—
30	ponctuel	0.40 / 0.30	0.85	0.00	—

* - présence du chapiteau

1.5. Résultats des calculs:

1.5.1. Moments maximaux + ferrailage pour la flexion, compression/traction

	Ax(+)	Ax(-)	Ay(+)	Ay(-)
Ferrailage réelle (cm2/m):	5.24	5.24	5.24	5.24
Ferrailage théorique modifié (cm2/m):	1.00	0.68	2.80	1.44
Ferrailage théorique primaire (cm2/m):	1.00	0.68	2.80	1.44
Coordonnées (m):	0.85;-4.62	-0.00;-3.46	0.85;-5.00	-0.00;-2.31

1.5.2. Moments maximaux + ferrailage pour la flexion, compression/traction

	Ax(+)	Ax(-)	Ay(+)	Ay(-)
Symboles: section théorique/section réelle				
Ax(+) (cm2/m)	1.00/5.24	0.68/5.24	1.00/5.24	0.68/5.24
Ax(-) (cm2/m)	0.00/0.00	0.68/5.24	0.00/0.00	0.68/5.24
Ay(+) (cm2/m)	2.80/5.24	0.00/5.24	2.80/5.24	0.00/5.24
Ay(-) (cm2/m)	0.00/5.24	1.08/5.24	0.00/0.00	1.44/5.24
ELS				
Mxx (kN*m/m)	3.18	-0.03	2.54	-0.05
Myy (kN*m/m)	5.52	-2.07	8.13	-4.50
Mxy (kN*m/m)	-0.30	-0.23	-0.85	0.35
Nxx (kN/m)	-0.00	-0.00	-0.00	0.00
Nyy (kN/m)	-0.00	0.00	-0.00	0.00
Nxy (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00
ELU				
Mxx (kN*m/m)	4.41	-0.04	3.52	-0.07
Myy (kN*m/m)	7.64	-2.88	11.25	-6.24
Mxy (kN*m/m)	-0.43	-0.33	-1.18	0.50
Nxx (kN/m)	-0.00	-0.00	-0.00	0.00
Nyy (kN/m)	-0.00	0.00	-0.00	0.00
Nxy (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00
ELU - comb. acc.				
Mxx (kN*m/m)	4.07	-0.04	2.98	-0.05
Myy (kN*m/m)	7.89	-3.22	10.79	-4.63
Mxy (kN*m/m)	-0.45	-0.30	-0.94	0.39
Nxx (kN/m)	-0.00	-0.00	-0.00	0.00
Nyy (kN/m)	-0.00	0.00	-0.00	0.00
Nxy (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00
Coordonnées (m)	0.85;-4.62	-0.00;-3.46	0.85;-5.00	-0.00;-2.31
Coordonnées* (m)	3.98;8.60;3.06	5.14;9.45;3.06	3.60;8.60;3.06	6.29;9.45;3.06
* - Coordonnées dans le repère global de la structure				

1.5.4. Flèche

|f(+)| = 0.0 (cm) <= fdop(+) = 3.0 (cm)

|f(-)| = 0.4 (cm) <= fdop(-) = 3.0 (cm)

2. Dalle: Dalle34...35 - panneau n° 35

2.1. Ferrailage:

- Type : Coque BA
- Direction armatures principales : 0°
- Classe armatures principales : HA 400; résistance caractéristique = 400.00 MPa
- Diamètres des barres

inférieures	d1 = 1.2 (cm)	d2 = 1.2 (cm)
supérieures	d1 = 1.2 (cm)	d2 = 1.2 (cm)

- Enrobage inférieur c1 = 3.0 (cm)
supérieur c2 = 3.0 (cm)

2.2. Béton

- Classe : BETON; résistance caractéristique = 25.00 MPa
- Densité : 2501.36 (kG/m3)

2.3. Hypothèses

- Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
- Méthode de calcul de la section d'acier : Analytique
- Fissuration
 - lit supérieur : peu préjudiciable
 - lit inférieur : peu préjudiciable
- Flèche admissible : 3.0 (cm)
- Vérification du poinçonnement : oui
- Tenue au feu : 0 h
 - Type de calcul : flexion + compression/traction

2.4. Géométrie de la dalle

Epaisseur 0.15 (m)

Contour:

bord	début		fin		longueur (m)
	x1	y1	x2	y2	
1	0.00	4.90	0.85	4.90	0.85
2	0.85	4.90	0.85	9.90	5.00
3	0.85	9.90	0.00	9.90	0.85
4	0.00	9.90	0.00	4.90	5.00

Appui:

n°	Nom	dimensions (m)	coordonnées		bord
			x	y	
32	ponctuel	0.40 / 0.30	0.85	4.90	—
32	linéaire	5.00 / 0.30	0.85	7.40	—
32	linéaire	0.30 / 0.85	0.43	4.90	—
32	ponctuel	0.40 / 0.30	0.85	4.90	—
34	ponctuel	0.40 / 0.30	0.85	9.90	—
34	linéaire	0.30 / 0.85	0.43	9.90	—
34	ponctuel	0.40 / 0.30	0.85	9.90	—

* - présence du chapiteau

2.5. Résultats des calculs:

2.5.1. Moments maximaux + ferrailage pour la flexion, compression/traction

	Ax(+)	Ax(-)	Ay(+)	Ay(-)
Ferrailage réelle (cm2/m):	5.24	5.24	5.24	5.24
Ferrailage théorique modifié (cm2/m):	0.91	0.68	2.31	1.19
Ferrailage théorique primaire (cm2/m):	0.91	0.68	2.31	1.19
Coordonnées (m):	0.85;9.52	-0.00;6.44	0.85;9.90	-0.00;7.21

2.5.2. Moments maximaux + ferrailage pour la flexion, compression/traction

	Ax(+)	Ax(-)	Ay(+)	Ay(-)
Symboles: section théorique/section réelle				
Ax(+) (cm2/m)	0.91/5.24	0.68/5.24	0.91/5.24	0.68/5.24
Ax(-) (cm2/m)	0.00/0.00	0.68/5.24	0.00/0.00	0.68/5.24
Ay(+) (cm2/m)	2.31/5.24	0.00/5.24	2.31/5.24	0.00/5.24
Ay(-) (cm2/m)	0.00/5.24	1.16/5.24	0.00/0.00	1.19/5.24
ELS				
Mxx (kN*m/m)	2.88	-0.04	2.22	-0.05
Myy (kN*m/m)	4.61	-2.92	6.70	-3.68
Mxy (kN*m/m)	0.27	-0.87	0.71	-0.42
Nxx (kN/m)	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
Nyy (kN/m)	-0.00	0.00	-0.00	0.00
Nxy (kN/m)	-0.00	0.00	-0.00	0.00
ELU				
Mxx (kN*m/m)	4.00	-0.06	3.08	-0.07
Myy (kN*m/m)	6.41	-4.07	9.32	-5.13
Mxy (kN*m/m)	0.38	-1.22	1.00	-0.60
Nxx (kN/m)	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
Nyy (kN/m)	-0.00	0.00	-0.00	0.00
Nxy (kN/m)	-0.00	0.00	-0.00	0.00
ELU - comb. acc.				
Mxx (kN*m/m)	3.77	-0.05	2.65	-0.05
Myy (kN*m/m)	6.98	-3.87	9.36	-3.80
Mxy (kN*m/m)	0.43	-0.91	0.80	-0.45
Nxx (kN/m)	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
Nyy (kN/m)	-0.00	-0.00	-0.00	0.00
Nxy (kN/m)	-0.00	0.00	-0.00	0.00
Coordonnées (m)	0.85;9.52	-0.00;6.44	0.85;9.90	-0.00;7.21
Coordonnées* (m)	18.12;8.60;3.06	15.04;9.45;3.06	18.50;8.60;3.06	15.81;9.45;3.06
	* - Coordonnées dans le repère global de la structure			

2.5.4. Flèche

$$|f(+)| = 0.0 \text{ (cm)} \leq f_{dop(+)} = 3.0 \text{ (cm)}$$

$$|f(-)| = 0.2 \text{ (cm)} \leq f_{dop(-)} = 3.0 \text{ (cm)}$$

3. Chargements:

Cas	Type	Liste	Valeur
1	poids propre	2A5 7A12 14A17 19A37 40A49P3	
4	charge trapézoïdale (2p)		PZ2=-3.75[kN/m] PZ1=-3.75[kN/m]
		X2=1.00 X1=0.0 global non projetés relatives ...ext	

Combinaison / Composante	Définition
ELS/6	(1+2+3+4)*1.00
ELU/7	(1+2+3)*1.35+4*1.50
ACC/10	(1+2+3+4+8)*1.00
ACC/11	(1+2+3+4)*1.00+8*-1.00
ACC/12	(1+2+3+4+9)*1.00
ACC/13	(1+2+3+4)*1.00+9*-1.00
ACC/14	(1+2+3+4)*1.00+8*1.20
ACC/15	(1+2+3+4)*1.00+8*-1.20
ACC/16	(1+2+3+4)*1.00+9*1.20
ACC/17	(1+2+3+4)*1.00+9*-1.20
ACC/18	(1+2+3)*0.80+8*1.00
ACC/19	(1+2+3)*0.80+8*-1.00
ACC/20	(1+2+3)*0.80+9*1.00

4. Résultats théoriques - disposition des armatures

Liste de solutions:

Ferraillage par barres

Solution n°	Armatures Diamètre / Poids	Poids total (kG)
1	-	139.80
2	-	170.55
3	-	170.55
4	-	170.55
5	-	170.55
6	-	201.31
7	-	206.90
8	-	206.90
9	-	274.00

Résultats pour la solution n° 1

Zones de ferraillage

Ferraillage inférieur

Nom	coordonnées				Armatures adoptées φ [mm] / [cm]	At [cm ² /m]	Ar
	x1 [cm ² /m]	y1	x2	y2			
1/1- Ax Principal	0.00	-5.00	0.85	0.00	10.0 / 15.0	0.68 <	5.24
2/2- Ax Principal	0.00	4.90	0.85	9.90	10.0 / 15.0	0.68 <	5.24
1/3- Ay Perpendiculaire	0.00	-5.00	0.85	0.00	10.0 / 15.0	1.44 <	5.24
2/4- Ay Perpendiculaire	0.00	4.90	0.85	9.90	10.0 / 15.0	1.19 <	5.24

Ferraillage supérieur

Nom	coordonnées				Armatures adoptées φ [mm] / [cm]	At [cm ² /m]	Ar
	x1 [cm ² /m]	y1	x2	y2			
1/1+ Ax Principal	0.00	-5.00	0.85	0.00	10.0 / 15.0	1.00 <	5.24
2/2+(1/1+) Ax Principal	0.00	4.90	0.85	9.90	10.0 / 15.0	0.91 <	5.24
1/3+ Ay Perpendiculaire	0.00	-5.00	0.85	0.00	0.00	10.0 / 15.0	2.80
<	5.24						
2/4+(1/3+) Ay Perpendiculaire	0.00	4.90	0.85	9.90	10.0 / 15.0	2.31	
<	5.24						

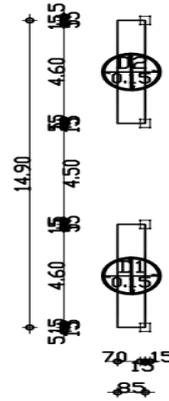
5. Quantitatif

- Volume de Béton = 1.28 (m³)
- Surface de Coffrage = 8.50 (m²)
- Périmètre de la dalle = 11.70 (m)
- Superficie des réservations = 0.00 (m²)

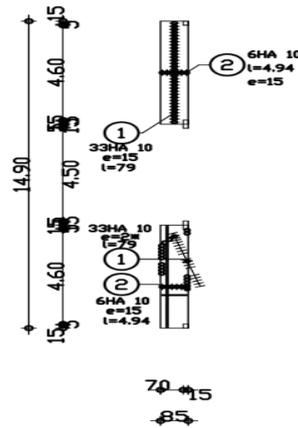
- Acier HA 400
- Poids total = 137.44 (kG)
- Densité = 107.79 (kG/m³)
- Diamètre moyen = 10.0 (mm)
- Liste par diamètres:

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
10	222.84	137.44

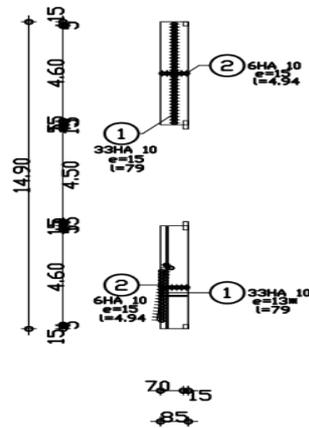
	Type d'armature	Type d'acier	Diamètre [mm]	Code de la forme	Nombre	[m]
1	<valeur différente>	HA 400	10	00	132	A = 0.79
2	<valeur différente>	HA 400	10	00	24	A = 4.94



Sujet: HAMZA BELMAHDI	Tel. Fax	Béton : BETON = 1.27 m3	Enrobage supérieur = 3 cm
	Elément: Dalle34...35 Dessin: COFFRAGE DE LA DALLE	Surface du coffrage = 8.5 m2 Echelle : 1/150 Date : 27/05/22	Inférieur = 3 cm Page 1/4



Sujet: HAMZA BELMAHDI	Tel. Fax	Béton : BETON = 1.27 m3	Enrobage supérieur = 3 cm
	Elément: Dalle34...35 Dessin: FERRAILLAGE INFÉRIEUR	Ferrailage : HA 400 = 137 kg Echelle : 1/150 Date : 27/05/22	Inférieur = 3 cm Page 2/4



Sujet: HAMZA BELMAHDI	Tel. Fax	Béton : BETON = 1.27 m3	Enrobage supérieur = 3 cm
	Elément: Dalle34...35 Dessin: FERRAILLAGE SUPÉRIEUR	Ferrailage : HA 400 = 137 kg Echelle : 1/150 Date : 27/05/22	Inférieur = 3 cm Page 3/4

7. Calcul Les escaliers

1. Dalle: Dalle95 - panneau n° 95

1.1. Ferrailage:

- Type : Coque BA
- Direction armatures principales : 0°
- Classe armatures principales : HA 400; résistance caractéristique = 400.00 MPa
- Diamètres des barres
inférieures d1 = 1.2 (cm) d2 = 1.2 (cm)
supérieures d1 = 1.2 (cm) d2 = 1.2 (cm)
- Enrobage
inférieur c1 = 3.0 (cm)
supérieur c2 = 3.0 (cm)

1.2. Béton

- Classe : BETON; résistance caractéristique = 25.00 MPa
- Densité : 2501.36 (kG/m3)

1.3. Hypothèses

- Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
- Méthode de calcul de la section d'acier : Analytique
- Fissuration
- lit supérieur : peu préjudiciable
- lit inférieur : peu préjudiciable
- Flèche admissible : 3.0 (cm)
- Vérification du poinçonnement : non
- Tenue au feu : 0 h
- Type de calcul : flexion + compression/traction

1.4. Géométrie de la dalle

Epaisseur 0.15 (m)

Contour:

bord	début		fin		longueur (m)
	x1	y1	x2	y2	
1	0.00	-2.85	1.20	-2.85	1.20
2	1.20	-2.85	1.20	0.00	2.85
3	1.20	0.00	0.00	0.00	1.20
4	0.00	0.00	0.00	-2.85	2.85

Appui:

n°	Nom	dimensions (m)	coordonnées		bord
			x	y	
0	linéaire	0.15 / 1.20	0.60	0.00	—

* - présence du chapiteau

1.5. Résultats des calculs:

1.5.1. Moments maximaux + ferrailage pour la flexion, compression/traction

	Ax(+)	Ax(-)	Ay(+)	Ay(-)
Ferrailage réelle (cm2/m):	5.24	5.24	5.61	5.24
Ferrailage théorique modifié (cm2/m):	1.75	0.80	4.97	2.99

Ferrailage théorique primaire (cm2/m):	1.75	0.80	4.97	2.99
Coordonnées (m):	0.00;-0.00	0.40;-0.71	0.00;-2.85	1.20;-0.71

1.5.2. Moments maximaux + ferrailage pour la flexion, compression/traction

	Ax(+)	Ax(-)	Ay(+)	Ay(-)
Symboles: section théorique/section réelle				
Ax(+) (cm2/m)	1.75/5.24	0.07/5.24	1.25/5.24	0.68/5.24
Ax(-) (cm2/m)	0.52/5.24	0.80/5.24	0.68/5.24	0.68/5.24
Ay(+) (cm2/m)	0.61/5.61	0.00/5.61	4.97/5.61	0.00/5.61
Ay(-) (cm2/m)	0.92/5.24	0.54/5.24	0.00/0.00	2.99/5.24
ELS				
Mxx (kN*m/m)	6.61	-0.06	2.89	-0.05
Myy (kN*m/m)	-5.38	-5.21	14.45	-5.16
Mxy (kN*m/m)	-1.74	-0.69	0.42	-0.34
Nxx (kN/m)	-114.73	-4.63	-11.52	3.58
Nyy (kN/m)	-340.18	-84.82	-68.00	57.15
Nxy (kN/m)	104.32	24.89	1.11	-1.56
ELU				
Mxx (kN*m/m)	9.17	-0.09	4.02	-0.08
Myy (kN*m/m)	-7.56	-7.26	20.10	-7.19
Mxy (kN*m/m)	-2.41	-0.96	0.59	-0.48
Nxx (kN/m)	-159.40	-6.44	-16.10	4.98
Nyy (kN/m)	-472.74	-117.80	-94.96	79.69
Nxy (kN/m)	144.96	34.54	1.51	-2.17
ELU - comb. acc.				
Mxx (kN*m/m)	9.21	-0.13	3.16	-0.13
Myy (kN*m/m)	-7.51	-5.84	15.81	-5.90
Mxy (kN*m/m)	-2.61	-0.94	0.55	-0.62
Nxx (kN/m)	-173.99	-5.85	-52.70	7.24
Nyy (kN/m)	-427.00	-90.15	-257.53	73.56
Nxy (kN/m)	146.14	52.45	20.74	-3.56
Coordonnées (m)	0.00;-0.00	0.40;-0.71	0.00;-2.85	1.20;-0.71
Coordonnées* (m)	11.20;7.65;1.53	11.60;7.05;1.15	11.20;5.25;0.00	12.40;7.05;1.15

* - Coordonnées dans le repère global de la structure

1.5.4. Flèche

|f(+)| = 0.0 (cm) <= fdop(+) = 3.0 (cm)

|f(-)| = 0.7 (cm) <= fdop(-) = 3.0 (cm)

2. Chargements:

Cas	Type	Liste	Valeur
1	poids propre	19A27 29 30 34 35 93A95 97 128A136	
4	charge trapézoïdale (2p)		PZ2=-3.75[kN/m] PZ1=-3.75[kN/m]

X2=1.00 X1=0.0 global non projetés relatives ...ext

Combinaison / Composante	Définition
ELS/6	(1+2+3+4)*1.00
ELU/7	(1+2+3)*1.35+4*1.50
ACC/10	(1+2+3+4+8)*1.00
ACC/11	(1+2+3+4)*1.00+8*-1.00
ACC/12	(1+2+3+4+9)*1.00
ACC/13	(1+2+3+4)*1.00+9*-1.00
ACC/14	(1+2+3+4)*1.00+8*1.20

ACC/15	$(1+2+3+4)*1.00+8*-1.20$
ACC/16	$(1+2+3+4)*1.00+9*1.20$
ACC/17	$(1+2+3+4)*1.00+9*-1.20$
ACC/18	$(1+2+3)*0.80+8*1.00$
ACC/19	$(1+2+3)*0.80+8*-1.00$
ACC/20	$(1+2+3)*0.80+9*1.00$
ACC/21	$(1+2+3)*0.80+9*-1.00$

3. Résultats théoriques - disposition des armatures

Liste de solutions:

Ferraillage par barres

Solution n°	Armatures Diamètre / Poids	Poids total (kG)
1	-	57.18
2	-	68.53
3	-	68.53
4	-	69.53
5	-	69.53
6	-	80.89
7	-	83.14
8	-	83.14
9	-	110.10

Résultats pour la solution n° 1

Zones de ferraillage

Ferraillage inférieur

Nom	coordonnées				Armatures adoptées ϕ [mm] / [cm]	At [cm ² /m]	Ar
	x1	y1	x2	y2			
1/1- Ax Principal	0.00	-2.85	1.20	0.00	10.0 / 15.0	0.80 <	5.24
1/2- Ay Perpendiculaire	0.00	-2.85	1.20	0.00	10.0 / 15.0	2.99 <	5.24

Ferraillage supérieur

Nom	coordonnées				Armatures adoptées ϕ [mm] / [cm]	At [cm ² /m]	Ar
	x1	y1	x2	y2			
1/1+ Ax Principal	0.00	-2.85	1.20	0.00	10.0 / 15.0	1.75 <	5.24
1/2+ Ay Perpendiculaire	0.00	0.00	-2.85	1.20	0.00	10.0 / 14.0	4.97
<	5.61						

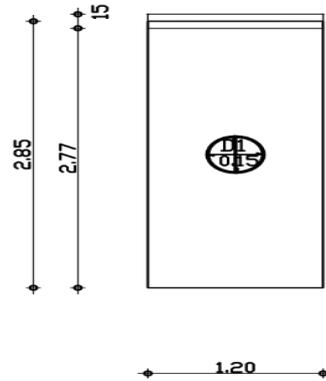
4. Quantitatif

- Volume de Béton = 0.51 (m³)
- Surface de Coffrage = 3.42 (m²)
- Périmètre de la dalle = 8.09 (m)
- Superficie des réservations = 0.00 (m²)

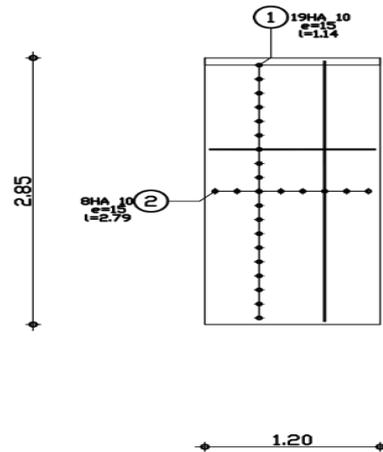
- Acier HA 400
- Poids total = 55.93 (kG)
- Densité = 109.17 (kG/m³)
- Diamètre moyen = 10.0 (mm)
- Liste par diamètres:

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
10	90.69	55.93

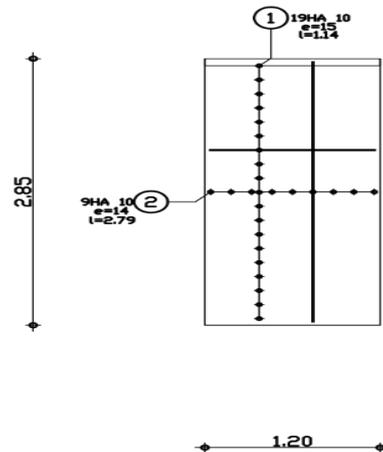
	Type d'armature	Type d'acier	Diamètre [mm]	Code de la forme	Nombre	[m]
1	<valeur différente>	HA 400	10	00	17	A = 2.79
2	<valeur différente>	HA 400	10	00	38	A = 1.14



Sujet: HAMZA BELMAHDI	Tél. Fax	Béton : BETON = 0.512 m3	Enrobage supérieur = 3 cm
	Elément: Dalle 95	Surface du coffrage = 3.42 m2	inférieur = 3 cm
	Dessin: COFFRAGE DE LA DALLE	Echelle : 1/33	Date : 27/05/22
			Page 1/4



Sujet: HAMZA BELMAHDI	Tél. Fax	Béton : BETON = 0.512 m3	Enrobage supérieur = 3 cm
	Elément: Dalle 95	Ferrillage : HA 400 = 55.9 kg	inférieur = 3 cm
	Dessin: FERRAILLAGE INFÉRIEUR	Echelle : 1/33	Date : 27/05/22
			Page 2/4



Sujet: HAMZA BELMAHDI	Tél. Fax	Béton : BETON = 0.512 m3	Enrobage supérieur = 3 cm
	Elément: Dalle 95	Ferrillage : HA 400 = 55.9 kg	inférieur = 3 cm
	Dessin: FERRAILLAGE SUPÉRIEUR	Echelle : 1/33	Date : 27/05/22
			Page 3/4

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment, et d'autre part d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude nous a permis de tirer certaines conclusions qui sont :

- ☒ La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- ☒ La bonne disposition des voiles, joue un rôle important dans la vérification de la période, ainsi que dans la justification de l'interaction voiles-portiques.
- ☒ Si la justification de l'interaction et de la période de vibration de la structure simultanément sont satisfaites, donc la rigidité de la structure est assurée.
- ☒ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrillés avec le minimum du RPA, et que ce dernier favorise la sécurité devant l'économie.
- ☒ Afin de limiter les dommages en cas de séisme, ou l'effondrement de la bâtisse, il est impérativement nécessaire de faire un bon choix du site d'implantation de la structure, Avec des fondations adaptées aux préventions et recommandations.

Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux qui à son tour garantira, avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, car il est clair que sans une mise en oeuvre de qualité de la part de l'entrepreneur, la construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et/ou de qualité d'exécution dérisoire. Raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se baser sur trois points :

- Respect de réglementation parasismique algériennes.
- Conception architecturale parasismique.
- Mise en oeuvre soignée de la construction.

REFERENCES ET BIBLIOGRAPHIE

Documents réglementaires :

- ✚ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93.
- ✚ Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003.
- ✚ Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.
- ✚ Règles BAEL 91 modifiées 99.
- ✚ Livre PRATIQUE.DU. BAEL.91.

Cours :

- ✚ Béton armés.
- ✚ Dynamique des structures.
- ✚ Résistance des matériaux.
- ✚ Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
- ✚ Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

Logicielle :

- ✚ Autodesk robot structural analyses Professional 2014.
- ✚ AutoCAD 2008.
- ✚ Expert 2010.
- ✚ Microsoft Word 2014.