



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Amar Thelidji- Laghouat

**FACULTE DE GENIE CIVIL ET D'ARCHITECTURE
DEPARTEMENT GENIE CIVIL**

MEMOIRE DE LICENSE (MCIL)

Présenté par : BENSAID Ahmed Rami & CHAACHOU Abdelbaqi

DOMAINE SCIENCES ET TECHNOLOGIES

Filière Génie Civil

Option : Construction Civil et Environnement (CCE)

Thème

Calcul d'un Bâtiment d'habitation (R+2)

Implanté à Ain-Defla

Jurys de soutenance :

Nom et Prénom	Grade	Qualité
Mr. ROUGHY Mustapha	M.A.B	Président
Mme. DAMENE Zineb	M.C.A	Examinatrice
Mr. BELAIDI Akram Salah Eddine	Pr.	Rapporteur

Promotion : Juin - 2024

الملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز بناية سكنية ذات طابقين الواقعة في مدينة عين الدفلى المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية IIB حسب تصنيف القانون الجزائري المضاد للزلازل (RPA99/version2003).

كما يهدف الى دراسة مختلف الحمولات العمودية والأفقية بواسطة العارضات و الأعمدة لضمان استقرارها .

وقياس و تسليح مختلف العناصر الأساسية مصمم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها حسب مقياس دراسة هندسة الزلازل الجزائري المعدل بعد زلزال 21ماي2003(RPA99/version2003) و مقياسالخرسانة المسلحة (BAEL 91 modifié 99).

Résumé

Ce projet est une étude technique étudiée un bâtiment en R+2 à usage d'habitation. Il est implanté dans la wilaya de AIN DEFLA . Cette région est classée en zone sismique IIB selon le RPA-99 /version 2003.

Il vise également à étudier diverses charges utiles verticales et horizontales pour assurer leur stabilité.

Et Calcul de la mesure et de l'armement de divers éléments essentiels selon les normes et lois applicables selon l'échelle d'étude sismique algérienne modifiée après le séisme de 21Mia2003 (RPA99/version2003) et l'échelle de béton armé (BAEL 91 modifié 99).

Abstract

This project is a technical study to complete a two-storey residential building located in the city of Ain el-Dufly, classified under the seismic zone IIB according to the classification of the Algerian earthquake law (RPA99/version2003).

It also aims to study various vertical and horizontal payloads by models and columns to ensure their stability.

Calculation of the measurement and arming of various essential elements according to applicable standards and laws according to the scale of Algerian seismic study modified after the earthquake of 21Mai2003 (RPA99/version2003) and reinforced concrete ladder (BAEL 91 modified 99).

Table des matières

<i>المُلخَص</i>	<i>iv</i>
Résumé	iv
Abstract	v
Remerciements	<i>Erreur ! Signet non défini.</i>
Introduction générale	1
Chapitre 1 . Présentation de l'ouvrage	3
1.1 Introduction	3
1.2 Présentation du projet	3
1.3 Description de structure	3
1.1.1 Dimensions	3
1.1.2 Ossature de la structure	7
1.1.3 Classification du bâtiment	7
1.1.4 Planchers	7
1.1.5 Maçonnerie.....	7
1.1.6 Escaliers	7
1.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux	8
1.1.7 Béton	8
1.1.8 Résistance du béton	9
1.1.9 Module de Déformation longitudinale	10
1.1.10 Coefficient de Poisson.....	10
1.1.11 Poids volumique.....	10
1.1.12 Contraintes limites de calcul	11
1.1.13 Contraintes limites à l'état limites ultime (ELU)	11
1.1.14 Acier	12
1.5 Hypothèses de calcul	14
Chapitre 2 . Pré dimensionnement des éléments	16
2.1 Introduction	16
2.2 Pré-dimensionnement des dalles	16
2.1.1 Plancher en corps creux.....	16
2.1.2 Evaluation des charges	17

2.3	L'acrotère	18
2.1.3	Introduction.....	18
2.4	Calcul du balcon.....	19
2.1.4	Définition	19
2.1.5	Pré dimensionnement des portiques	20
Chapitre 3 . Calcul des éléments secondaires		27
3.1	Acrotère	27
3.1.1	Introduction.....	27
3.2	Calcul des dalles pleines pour les balcons	30
3.1.2	Définitions :.....	30
3.1.3	Descentes des charges :.....	31
3.1.4	Calcul du moment.....	31
3.1.5	Calcul d'effort tranchant.....	31
3.1.6	Combinaison des moments	31
3.1.7	Calcul de ferrailage	32
3.1.8	L'espacement :.....	32
3.1.9	Vérification de l'effort tranchant :.....	32
3.1.10	Armatures de répartitions :	33
3.1.11	Vérification de la flèche	33
3.3	Escalier	34
3.1.12	Définition	34
3.1.13	Calcul des sollicitations	36
3.1.14	Ferrailage du paillasse :.....	37
3.1.15	Poutre palière	40
Chapitre 4 . Etude des éléments structuraux.....		43
4.1	Plancher	43
4.1.1	Introduction.....	43
4.1.2	Ferrailage des poutres	48
4.1.3	Calcul du ferrailage des poteaux :.....	53
4.2	Les Fondations.....	57
4.1.4	Introduction.....	57
4.1.5	Etude du sol.....	57
Conclusion Générale		60
Annexes.....		62
Références bibliographiques		61

Liste des Figures

Figure 1.1. Plan de RDC	4
Figure 1.2. Plan de 1 ^{er} Etage.....	5
Figure 1.3. Plan de terrasse.	6
Figure 1.4. Diagramme Contraintes Déformations du béton à l'ELU.	12
Figure 1.5. Diagramme contrainte déformations du béton à l'ELS.	12
Figure 1.6. Diagramme contrainte-déformation d'acier.....	13
Figure 2.1. Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.....	17
Figure 2.2. Coupe verticale du plancher étage courant à corps creux.....	17
Figure 2.3. Dimensions de l'acrotère.....	18
Figure 2.4. Dimension du balcon.....	19
Figure 2.5. Coupe verticale décrivant la maçonnerie.....	20
Figure 2.6. Vue de dessus d'une poutre principale.....	21
Figure 2.7. Représentation d'un poteau centrale.....	23
Figure 2.8. La surface d'impact pour le poteau le plus sollicité.....	23
Figure 2.9. Coupe de la décente de charge du poteau central.....	24
Figure 3.1. Dimensions de l'acrotère et les force exercés.....	27
Figure 3.2. Représentation des armatures pour l'acrotère.....	30
Figure 3.3. Les charges de Balcon.....	31
Figure 3.4. Ferrailage de Balcon.....	33
Figure 3.5. Les différents éléments d'escalier.....	34
Figure 3.6. Les dimensions d'escalier.....	35
Figure 3.7. Schéma de paillasse.....	37
Figure 3.8. Ferrailage de pallier.....	40
Figure 3.9. Ferrailage de l'escalier.....	42
Figure 4.1. Dimensionnement des poutrelles.....	44
Figure 4.2. Diagramme de moment de poutrelle ELU.....	44
Figure 4.3. Diagramme de moment de poutrelle ELU.....	45
Figure 4.4. Diagramme de l'effort tranchant à ELU.....	46
Figure 4.5. Diagramme de l'effort tranchant à ELS.....	47
Figure 4.6. Disposition des armatures dans la poutrelle (Appui ; travée).....	47
Figure 4.7. Diagramme ELU : $1,35G+1,5Q$	48
Figure 4.8. Diagramme ELS : $G+Q$	49
Figure 4.9. Ferrailage de poteau.....	55
Figure 4.10. Ferrailage général de Poteau.....	56

Liste des Tableaux

<i>Tableau 1.1. Caractéristiques des Aciers.</i>	13
<i>Tableau 2.1. Charges permanente du plancher terrasse.</i>	17
<i>Tableau 2.2. Charges permanente du plancher étage courant.</i>	18
<i>Tableau 2.3. Sections finales des poutres.</i>	22
<i>Tableau 2.4. Les efforts internes pour le poteaux plus sollicités.</i>	25
<i>Tableau 3.1. Les résultats de ferrailage de balcon.</i>	32
<i>Tableau 3.2. Vérification a L'ELS des contraintes du balcon.</i>	33
<i>Tableau 3.3. Ferrailage du paillasse (Travée et Appui).</i>	38
<i>Tableau 3.4. Tableau des armatures de répartitions.</i>	38
<i>Tableau 3.5. Vérification des contraintes à L'ELS de paillasse (En Travée).</i>	38
<i>Tableau 3.6. Vérification des contraintes à L'ELS de Paillasse (En Appui).</i>	38
<i>Tableau 3.7. Résultats de ferrailage du palier.</i>	39
<i>Tableau 3.8. Les armatures de répartitions de palier</i>	39
<i>Tableau 3.9. Vérification des contrainte à L'ELS de palier</i>	39
<i>Tableau 3.10. résultats de ferrailage de la poutre palière</i>	41
<i>Tableau 3.11. Vérification de poutre palière a L'ELS</i>	42
<i>Tableau 4.1. Vérification des contraintes à L'ELS des poutre principale (Travée)</i>	50
<i>Tableau 4.2. Vérification des contraintes à L'ELS (Appui)</i>	51
<i>Tableau 4.3. Résultats de ferrailage de Poteau</i>	55
<i>Tableau 4.3. Vérification des contraintes à L'ELS</i>	56

Introduction générale

Le fait de construire a été toujours un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, sujet de beaucoup de questions axées principalement sur le choix du type d'ouvrage et la détermination dans chaque cas de la structure la mieux adaptée parmi celles qui existent.

Il est donc, nécessaire d'une part de connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs suggestions particulières, leurs limites, leur coût et d'autre part, de recenser et d'évaluer les contraintes le plus précisément possible, pour ne pas s'exposer à des imprévus pendant les exécutions. Ainsi pendant le service.

Le calcul de structure vise trois objectifs qui sont :

Premièrement : la structure doit être en sécurité toute personne exige à ce que la structure qu'elle occupe soit en menace pas d'effondrement (sécurité adéquate)

Deuxièmement : la structure doit pouvoir répondre aux besoins pour lesquelles elle a été conçue ceci pour toute sa durée de vie (économie adéquate)

Troisièmement : la structure doit être économique, que ce soit du point de vue cout de construction ou de maintenance dans le temps (économie adéquate).

Pour satisfaire les exigences énoncent ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs approprient et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considérer, au stade de la conception, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui propres à chaque pays

Dans le cadre de ce projet, nous procédé au calcul de ferrailage des éléments résistant et secondaire d'une centre d'affaire dans une zone moyenne sismicité, comportant un rez-de –chassée plus deux étages

Notre étude est constituée des chapitres suivants :

-le premier chapitre consiste à la présentation complète de centre, la définition des différents éléments et le choix des matériaux a utilisés.

- le deuxième chapitre présente le pré-dimensionnement des éléments structuraux

- le troisième chapitre pour l'objet du calcul des éléments secondaires.
- le quatrième chapitre pour Etudes des éléments structuraux et on termine par conclusion générale.

Chapitre 1 . Présentation de l'ouvrage

1.1 Introduction

Dans le présent chapitre, nous allons présenter une description générale de notre étude, concernant les éléments composants, leurs types et leurs dimensions, les matériaux constructifs notamment le béton et l'acier, leurs définitions et leurs caractéristiques.

1.2 Présentation du projet

Le projet étudié, est une structure en béton armé et en maçonnerie, composé d'un rez de chaussé et deux étages à usage d'habitation occupe une surface de 152.53 m², implanté dans la wilaya de Ain Defla à Miliana, qui est classé dans la zone sismique IIB où la sismicité est élevée, selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version .2003).

1.3 Description de structure

1.1.1 Dimensions

1.1.1.1 Dimensions en élévation

- Hauteur de chaque étage ..03,06 m.
- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère.....9,18 m.
- Hauteur totale du bâtiment avec acrotère10.13m.

1.1.1.2 Dimensions en plan

- La Longueur totale suivant (y-y) :.....13,68m.
- La Largeur totale suivant (x -x) :11,15m.

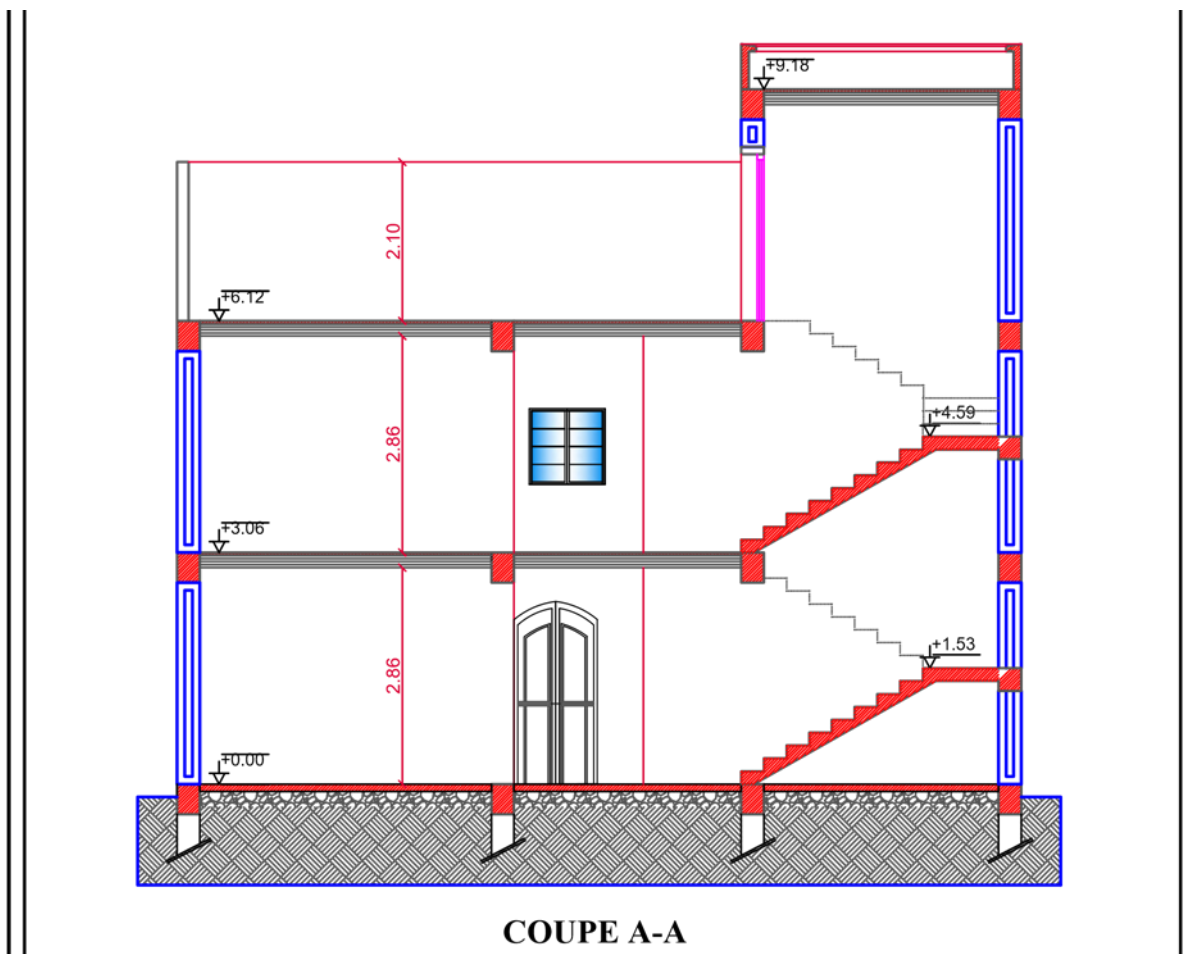
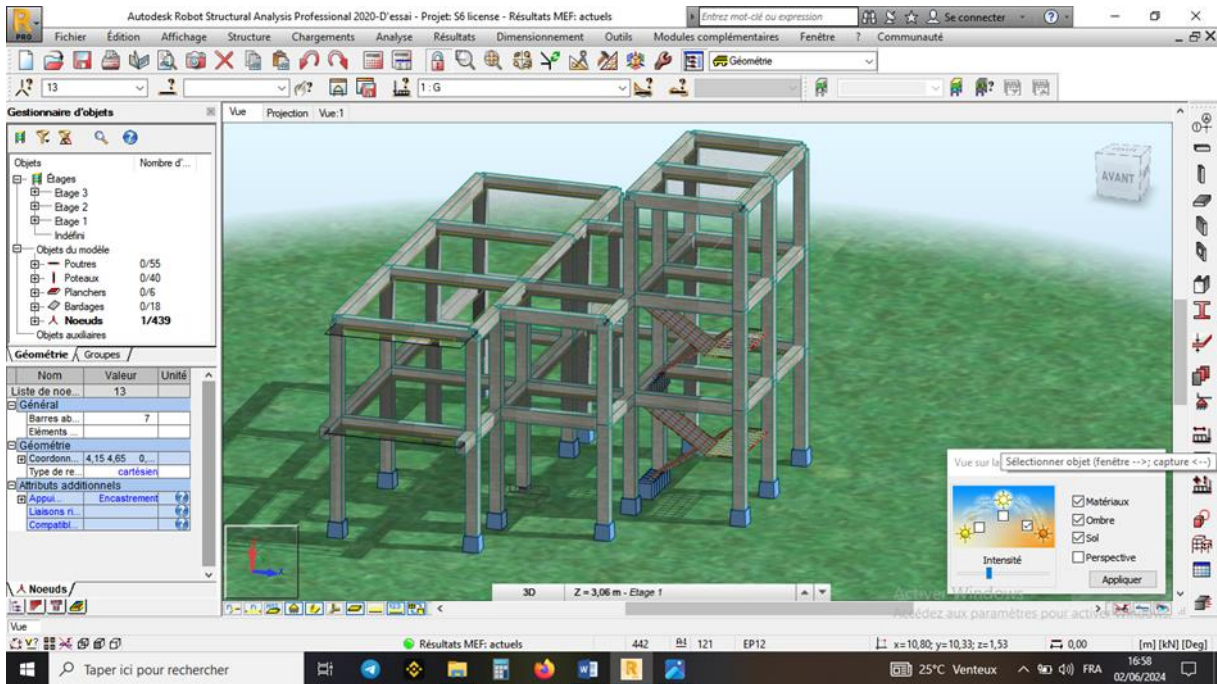


Figure 1.1. Plan de RDC

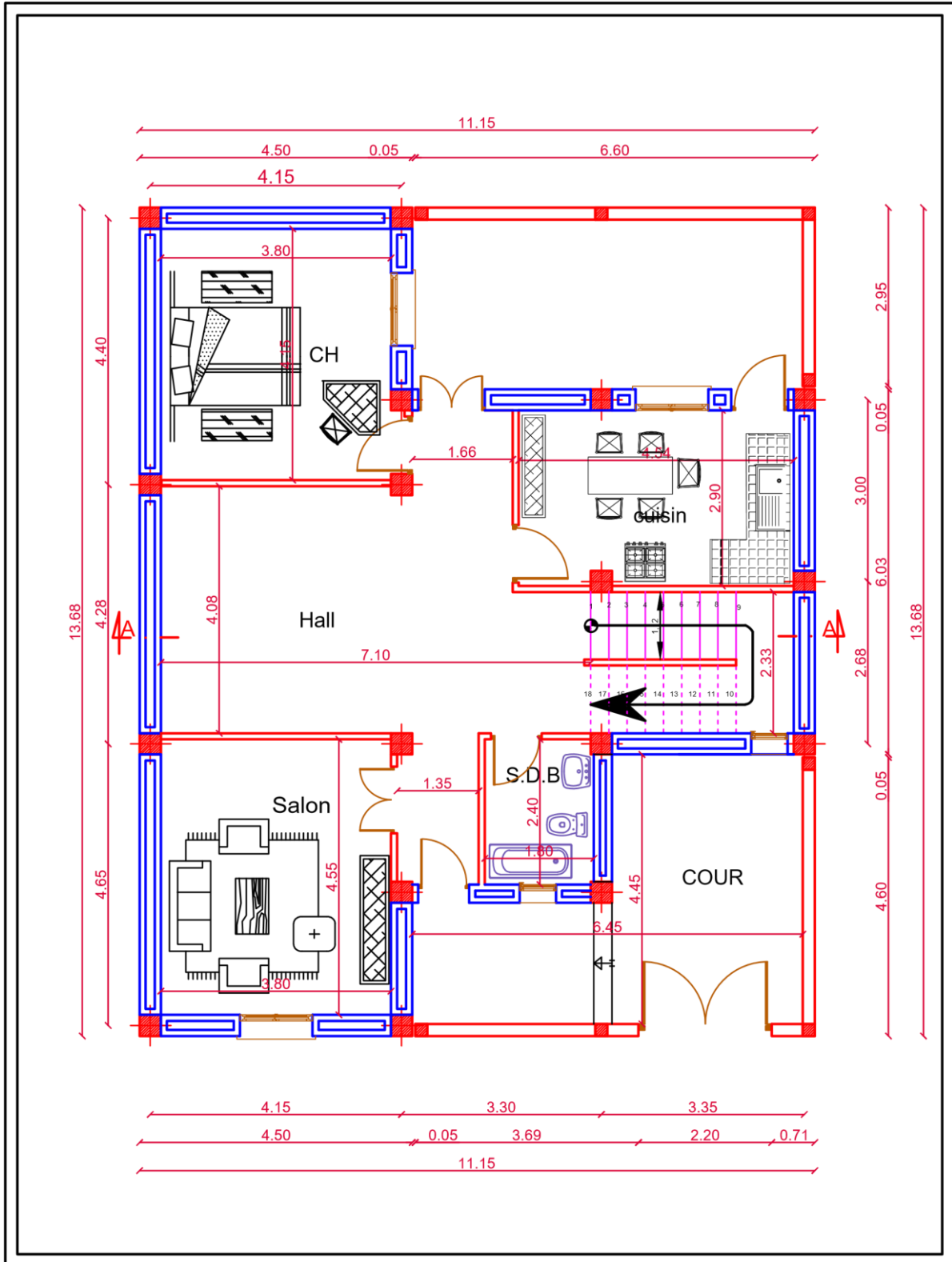


Figure 1.2. Plan de 1^{er} Etage.

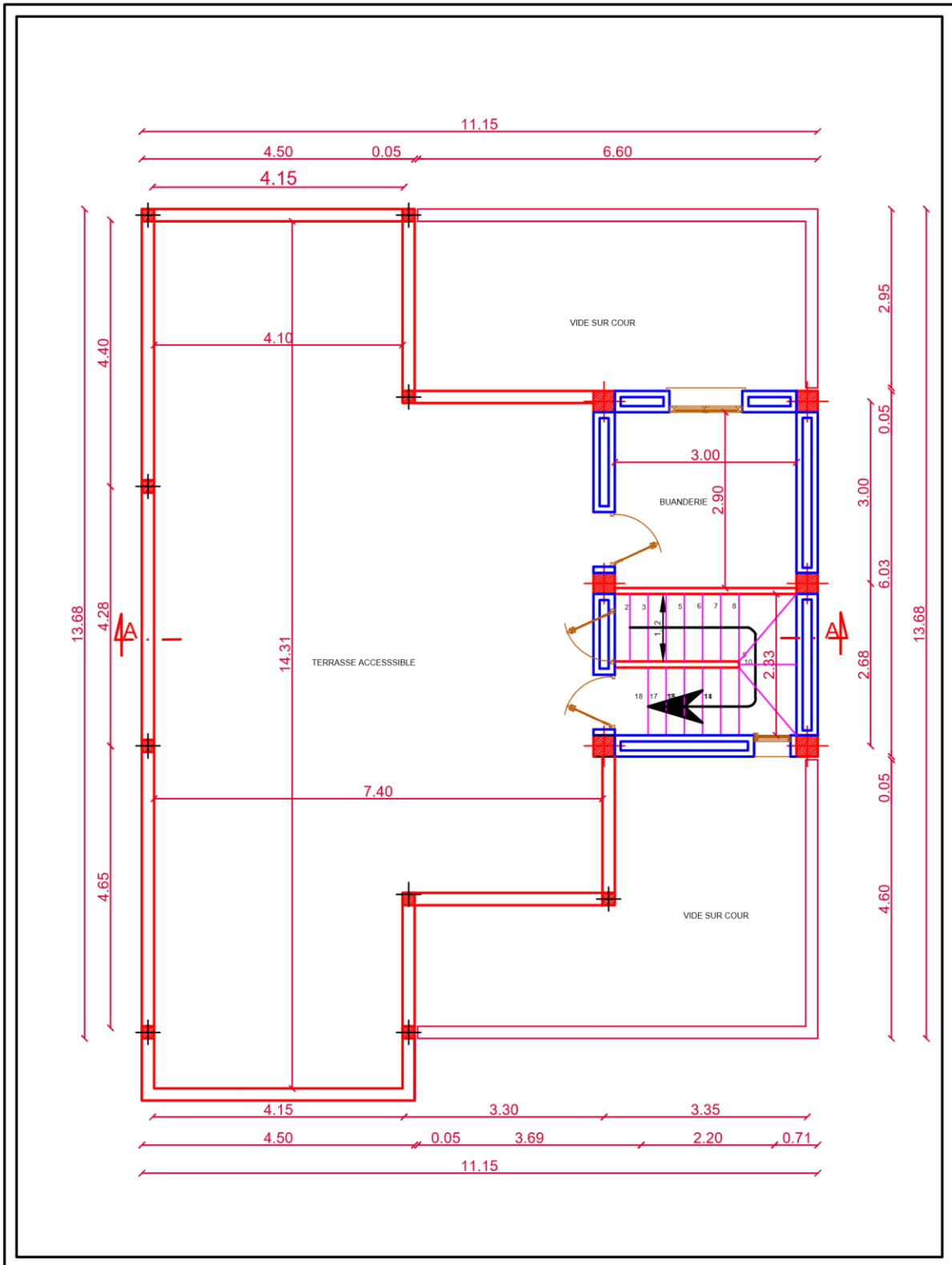


Figure 1.3. Plan de terrasse.

1.1.2 Ossature de la structure

Le système de contreventement de la structure est assuré par un ensemble de portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide.

1.1.3 Classification du bâtiment

Puisque le type d'ouvrage n'entraîne pas dans les classes 1A, 1B et 3, et Comme le projet est une villa à usage d'habitation avec sa hauteur qui ne dépasse pas 15 m, L'ouvrage de bâtiment est classé dans le groupe 2, ouvrages courants ou d'importances moyennes, selon le (RPA 99 version .2003).

1.1.4 Planchers

Les planchers sont constitués par des planchers en corps creux (19,20 m×12,05 m) moins le vide d'escalier pour chaque étage.

1.1.5 Maçonnerie

Au sens de construction, la construction en maçonnerie résulte de la juxtaposition de matériaux solides : pierres, briques ou agglomérés, liés entre eux, et formant un ensemble stable, de forme et de dimensions déterminées. Dans une construction, l'ensemble des matériaux d'un ouvrage doit se comporter comme s'il constituait un seul bloc, c'est-à-dire que ses éléments doivent être en équilibre stable sous l'action des différentes forces qui les sollicitent. La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs constitué d'une double paroi en briques (10 cm et 15 cm d'épaisseur), séparée par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur

1.1.6 Escaliers

Ils Comportent une cage d'escalier du rez-de-chaussée au 2^{ème} étage, l'escalier était constitué de deux volées droits et un palier, donc le type est (escaliers droits avec paliers), réalisés en béton armé, servent à relier les planchers de tous les étages, afin d'assurer la bonne circulation d'usages.

1.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91) tous les règlements applicables en Algérie, nous allons dans le suivant Indiquer les caractéristiques du béton et des aciers telles qu'elles sont nécessaires pour l'application de ses règles de calcul.

1.1.7 Béton

Le béton est un matériau hétérogène composite constitué de granulats durs de diverse dimension (sable + gravier), des constituants minéraux actifs sont les liants hydrauliques (le Ciment), d'eau, et éventuellement des adjuvants pour améliorer certaines caractéristiques à l'état frais qu'à l'état durci, selon des proportions bien déterminées. Le béton résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

1.1.7.1 Composition du béton

- **Granulats** : pour un béton normal les dimensions des granulats sont compris entre $0,2\text{mm} < C_g < 25\text{mm}$.
- **Liants** : le liant le plus couramment utilisé pour un béton normal est le ciment portland artificiel de classe 42,5 (CEM II 42,5).
- **L'eau** : l'eau utilisée dans le béton doit être une eau potable filtrée de toute impureté de matière organique.

1.1.7.2 b. Dosage du béton :

Le dosage d'un mètre cube de béton normal est de :

- 1) 400 kg de ciment.
- 2) 800 kg de graviers.
- 3) 400 kg de sables.
- 4) 175 litres d'eau
- 5) $E/C = 0,5$

1.1.8 Résistance du béton

1.1.8.1 Résistance à la compression

Le béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (spécifiée). Celle-ci, notée f_{c28} , est choisie a priori, compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte. La résistance caractéristique est déterminée à partir d'essais effectués sur des éprouvettes cylindriques de diamètre $\varphi = 16$ cm et de hauteur $h = 32$ cm. L'essai est un écrasement en compression centrée. La plus grosse dimension des granulats $c_g \leq 40$ mm (Si $c_g > 40$, alors $\varphi > 25 \sqrt{c_g}$). On peut évaluer la valeur de f_{cj} où ($j \neq 28$ jour) par les formules suivantes [1]:

Si $j \leq 28$ jours :

$$f_{cj} = (j \times f_{c28}) / (4.76 + 0.83 j) \quad \text{Pour : } f_{c28} < 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = (j \times f_{c28}) / (1.40 + 0.95 j) \quad \text{Pour : } f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$$

Si $28 < j < 60$ jours :

$$f_{cj} = (j \times f_{c28}) / (4.76 + 0.83 j) \quad \text{Pour : } f_{c28} < 40 \text{ Mpa}$$

Si $j \rightarrow +\infty$ ($j > 60$ jours) :

$$f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$$

Pour le cas de notre étude f_{c28} est égale à : 25 MPa.

1.1.8.2 Résistance à la traction

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

- Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
- Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).

La résistance à la traction est notée par « f_{ij} ». Elle est définie conventionnellement pour les valeurs de $f_{cj} < 40$ Mpa à l'âge j jours par:

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06.f_{cj}$$

Pour le cas de notre étude f_{ij} est égale à : 2,1 MPa.

1.1.9 Module de Déformation longitudinale

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou module de déformation longitudinale il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

1.1.9.1 Module d'élasticité instantanée (< 24 h)

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \xi$) d'un test de courte durée, il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel [1].

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad (f_{cj}; E_{ij} : \text{en MPa})$$

1.1.9.2 Module d'élasticité différée (très longue durée)

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \xi$) d'un test de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire [1].

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

$$f_{cj} = f_{c28} = 25MPa \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164,20MPa \\ E_{vj} = 10721,40MPa \end{cases}$$

Pour notre cas:

1.1.10 Coefficient de Poisson

On appelle coefficient de Poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative [1].

$\nu = 0,20 \longrightarrow$ pour le calcul des déformations (E.L.S).

$\nu = 0 \longrightarrow$ pour le calcul des sollicitations (E.L.U).

1.1.11 Poids volumique

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

1.1.12 Contraintes limites de calcul

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas). On distingue deux sortes d'état limite

Etat limite ultime ELU L'état limite ultime ELU correspondant à :

- La perte de l'équilibre statique de la construction (basculement)
- La perte de la résistance de l'un des matériaux (rupture)
- La perte de la stabilité de forme (flambement)

Etats limite de service ELS L'état limite de service définit les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés. Il se traduit par les états limites suivantes :

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation.

1.1.13 Contraintes limites à l'état limites ultime (ELU)

La contrainte limite ultime du béton en compression est donner par :

$$F_{bu} = (0.85 \times f_{C28}) / \gamma_b$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que :

$\gamma_b = 1,5$ pour les situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$ pour les situations accidentelles.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

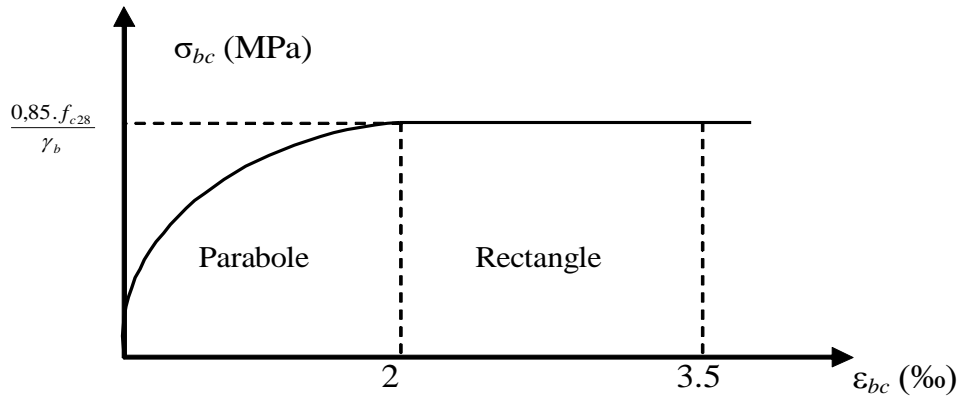


Figure 1.4. Diagramme Contraintes Déformations du béton à l'ELU.

1.1.13.1 Contraintes limites à l'état limites de services (ELS)

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0.60 \times f_{c28}$

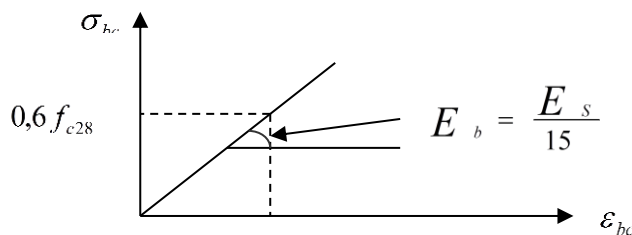


Figure 1.5. Diagramme contrainte déformations du béton à l'ELS.

1.1.14 Acier

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, nous utilisons généralement les types d'aciers suivants pour les travaux :

- Barres à haute adhérences (HA) : FeE400

Treillis soudés (TS) : TLE52 $\varnothing = 6 \text{ mm}$ pour les dalles

1.1.14.1 Module d'élasticité des aciers :

Le module d'élasticité de l'acier sera pris égale à : $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$.

1.1.14.2 Limite d'élasticité de l'acier

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité (f_e) cette valeur est donnée par le tableau suivant :

Tableau 1.1. Caractéristiques des Aciers.

Type	Désignation	Limite élastique (MPa)	Allongement	Contrainte de Rupture (MPa)
Barre à haute adhérence	FeE400	400	14	490
Fils très filés lisse	Ø>6mm	500	14	580

1.1.14.3 Contrainte limite de l'acier

1.1.14.3.1 Contraintes limites à l'état Limite Ultime (ELU)

On adopte les diagrammes contraintes déformations suivant :

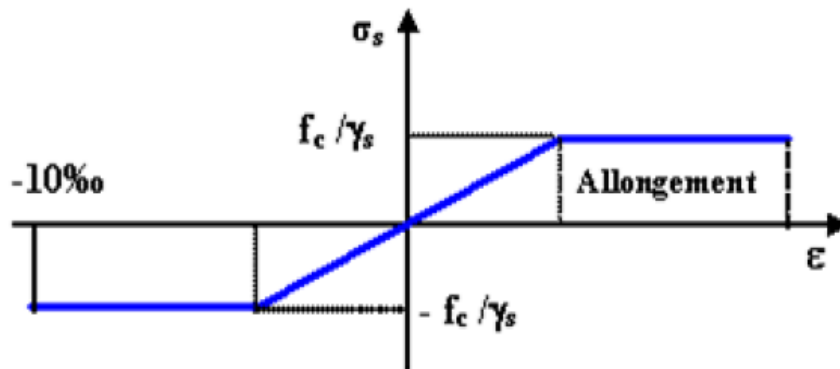


Figure 1.6. Diagramme contrainte-déformation d'acier.

f_e : Contrainte limite élastique.

σ_s : Contrainte de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier il a pour valeur :

1,15 cas des situations durables ou transitoires.

1,0 cas des situations accidentelles.

ε_s : allongement relatif de l'acier : $\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$, $\xi_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$

1.1.14.3.2 État Limite service (ELS)

Fissuration peu nuisible, pas de vérification

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, \max (240 \text{MPa}; 110\eta) \right)$$

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e, \max (200; 150.\eta) \right)$$

Fissuration très préjudiciable :

Avec :

η : Coefficient de fissuration tels que :

$\eta = 1,0$ pour des aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour des aciers de H.A.

1.5 Hypothèses de calcul

Dans la plupart des structures, certaines parties sont soumises à des contraintes de Compression et d'autres à des contraintes de traction. Or le béton est un matériau qui résiste fort bien en compression mais très mal en traction, alors que l'acier y résiste très bien. D'où l'idée de placer des barres d'acier dans les zones où se produisent des efforts de traction dirigés dans le sens de ces efforts, on pourra donc voir apparaître dans ces zones des microfissures du béton sous l'effet des contraintes de traction mais les aciers empêcheront les fissures de s'ouvrir et prendront seuls à leur compte les efforts de traction. Le béton armé travaille en étant fissurer.

Ce qui caractérise les BAEL par rapport aux règlements de béton armé c'est le fait que la notion de sécurité a évolué et on cherche à intégrer des facteurs d'insécurité tels que :

- La valeur la plus probable des charges permanentes.
- La valeur des charges variables avec une probabilité de dépassement.
- L'aspect défavorable ou favorable de ces charges.
- L'approximation du calcul des sollicitations.
- Les défauts géométriques.
- La fissuration plus ou moins préjudiciable.

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

➤ État limite ultime (ELU)

- 1) Les sections planes restent planes après déformation (Hypothèse de BERNOUILLI).

- 2) Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.
- 3) Le béton tendu est négligé dans le calcul de résistance, à cause de sa faible résistance en traction.
- 4) Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 pour mille (‰) en flexion simple ou composée et à 2 pour mille (‰) dans le cas de compression simple.
- 5) L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10 pour mille (‰).

➤ **État limite de service (ELS)**

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

- 1) Conservation des sections planes.

2) Par convention, le coefficient d'équivalence est :
$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

- 3) La résistance du béton à la traction est négligeable.
- 4) Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

Chapitre 2 . Pré dimensionnement des éléments

2.1 Introduction

Le pré-dimensionnement des éléments porteurs (poteaux et poutres) d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment le "BAEL 91", le "RPA99 version 2003" et "CBA 93" qui mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

2.2 Pré-dimensionnement des dalles

Les dalles déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

Leur épaisseur dépend, le plus souvent des conditions d'utilisations

2.1.1 Plancher en corps creux

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

e : Epaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L_x : La distance maximale de la poutre $L_x \text{ max} = 4.15 \text{ m}$

$$16,6\text{cm} \leq e \leq 20.75\text{cm}$$

On adopte un plancher de **20cm** :

- Hauteur de corps creux = **16cm**.
- Hauteur de la dalle de compression = **4cm**.

2.1.2 Evaluation des charges

2.1.2.1 Charges permanentes :

$$\rho \text{ (KN/m}^3\text{)} \times \text{épaisseur (m)} = G \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

- Plancher de terrasse (accessible).

Tableau 2.1. Charges permanente du plancher terrasse.

Couche	G (kN)
Protection en gravillon	0.5
Étanchéité multicouche	0.12
Protection de l'étanchéité	0.5
Forme de pente	2.2
Isolation thermique	0.2
Film par vapeur	0.05
Film polyane	0.05
Dalle en corps creux	2.85
Enduit en plâtre (2cm)	0.24
G=6.95 kN /m²	

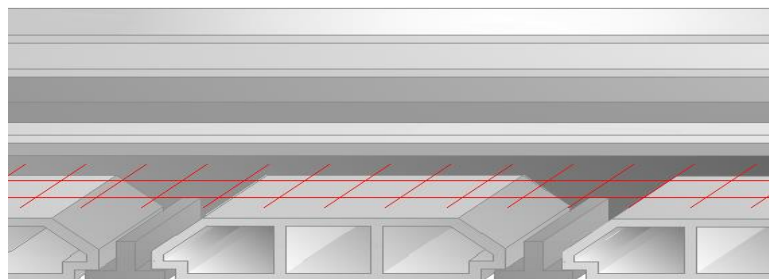


Figure 2.1. Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.

➤ Plancher étage courant

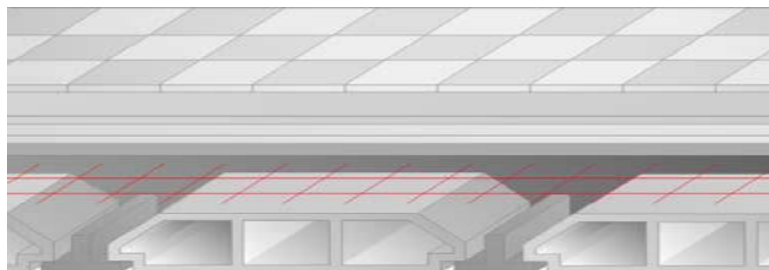


Figure 2.2. Coupe verticale du plancher étage courant à corps creux.

Tableau 2.2. Charges permanente du plancher étage courant.

Matériaux	G (kN)
Carrelage (2cm)	0.44
Mortier de pose (2cm)	0.4
Lit de sable (5cm)	0.75
Cloison légère	0.75
Isolation phonique	0.1
Plancher (16+4)	2.85
Enduit en pâte (2cm)	0.24
G=5.53 kN /m²	

2.3 L'acrotère

2.1.3 Introduction

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.

Une force horizontale due à une main courante $Q=1kN/ml$.

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

Largeur $b=100cm$

Hauteur $H=60cm$

Epaisseur $e=10cm$

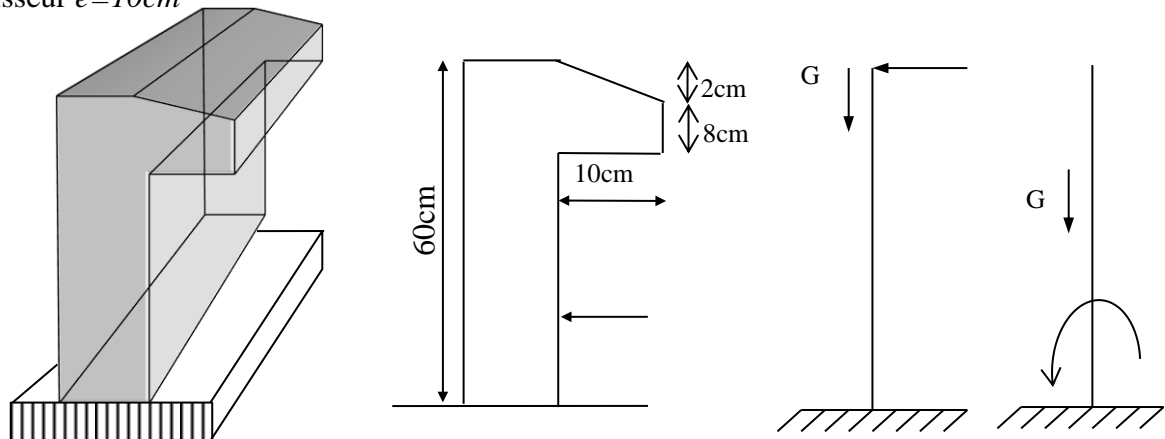


Figure 2.3. Dimensions de l'acrotère.

➤ **Evaluation des charges:**

Charges permanentes :

Surface de l'acrotère :

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,08 \times 0,10) + \left(\frac{0,02 \times 0,10}{2} \right) = 0,069m^2$$

Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times s = 25 \times 0,069 = 1,72kN/ml$$

$$G=1,72 \text{ kN /ml}$$

Revêtement en ciment (e=2cm ; $\rho=18 \text{ kN/m}^3$)

$$G = \rho_{ci} \times e \times p_{ci} = 18 \times 0,02 \times (60 + 10) \times 0,02 = 0,504 \text{ kN/ml}$$

$$G t = 2,224 \text{ kN/ ml}$$

Charge d'exploitation :

$$Q=1,00kN/ml$$

2.4 Calcul du balcon

2.1.4 Définition

Le balcon est un élément décoratif dans les constructions à usage d'habitation, ainsi il donne une belle image à la construction. Notre projet comporte un seul type de balcon dans tous les étages, il est intégré au plancher, comme il est indiqué sur la figure si dessous.

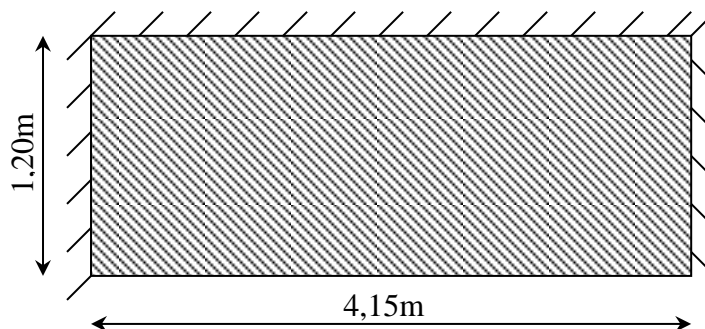


Figure 2.4. Dimension du balcon.

2.1.4.1 Rapport d'élanement

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{120}{415} = 0,289 < 0,4 \quad \text{Donc la dalle travaille dans un seul sens.}$$

➤ **Maçonnerie**

○ **Mur extérieur à double cloison**

Pour le remplissage on a utilisées un double mur en brique séparer par un âme l'air.



Figure 2.5. Coupe verticale décrivant la maçonnerie.

2.1.4.1.1 Charges d'exploitation

La charge d'exploitation est variée en fonction de la nature d'usage et leurs planchers, donc distingue les charges d'exploitation suivantes :

2.1.5 **Pré dimensionnement des portiques**

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

2.1.5.1 Les poutres

Le pré-dimensionnement des poutres se fait généralement en deux étapes :

- Premièrement le choix des sections selon les formules empiriques données par le « **BAEL 91 Modifié 99** » et vérifié selon « **RPA 99 version 2003** ».
- Deuxièmement la vérification de la flèche pour la section choisie.

2.1.5.1.1 Poutres principales :

➤ **Détermination de la hauteur h :**

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante : $h = L/m$

Avec :

L : la portée de la poutre (entre nus).

m : coefficient qui dépend de la charge sur la poutre, donné selon le tableau ci-dessous.

$L_{\max} = 4,65\text{m}$

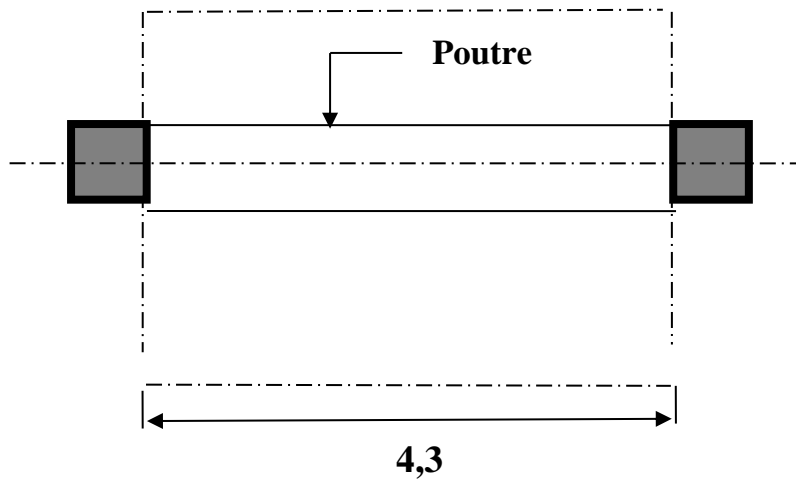


Figure 2.6. Vue de dessus d'une poutre principale.

On prend :

$m = 10 ; 15$

$L = 4,30\text{m}$

$$\frac{L}{m} \leq h \leq \frac{L}{m}$$

$$\frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10}$$

$$* 28.67\text{cm} \leq h \leq 43\text{cm}$$

On prend : $h = 40\text{cm}$.

- **La largeur**

La largeur « b » et comprise entre 0.3h et 0.7h

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$$0,3 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40$$

$$* 12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$$

On prend : $b = 30$ cm.

Vérification des conditions exigées par R.P.A.99

$$b \geq 30 \text{ cm} \quad (\text{c.v.})$$

$$h \geq 40 \text{ cm} \quad (\text{c.v.})$$

$$h / b = 40/30 = 1,33 < 4 \text{ cm} \quad (\text{c.v.})$$

Selon le règlement R.P.A.99, on prend la section de poutre principale **(30x40) cm²**.

2.1.5.1.2 Poutre secondaire

Puisque la poutre secondaire est. Non porteuse, la charge revenant à cette poutre est légère, donc on prend la section de poutre secondaire **(30x35) cm²**.

Vérification des conditions exigées par R.P.A.99

$$b \geq 30 \text{ cm} \quad (\text{c.v.})$$

$$h \geq 35 \text{ cm} \quad (\text{c.v.})$$

$$h / b = 35/30 = 1.16 < 4 \text{ cm} \quad (\text{c.v.})$$

Selon le règlement R.P.A.99, on prend la section de poutre secondaire **(30x35)cm²**.

➤ **Les sections finales des poutres**

Tableau 2.3. Sections finales des poutres.

	La section (cm ²)	
	Plancher terrasse	Plancher courant
Poutres principales	(30 x 40)	(30 x 40)
Poutres secondaires	(30 x 35)	(30 x 35)

2.1.5.2 Les poteaux

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait à la compression simple sur le poteau qui supporte la charge la plus défavorable.

La détermination des surcharges supportées par le poteau se fait par **la loi de dégression des charges d'exploitation.**

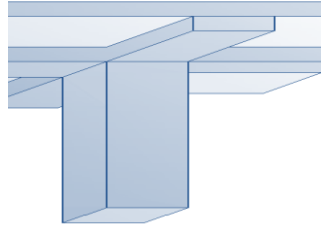


Figure 2.7. Représentation d'un poteau centrale.

2.1.5.2.1 Pré-dimensionnement des poteaux

Le pré-dimensionnement s'effectue d'après le B.A.E.L91, selon la condition de stabilité de forme et on même temps on vérifie les exigences données par le règlement R.P.A.99. (Article 7.4.1)

- $\min (b_1 ; h_1) \geq 30 \text{ cm. en zones IIb et III}$
- $\min (b_1 ; h_1) \geq h_0 / 20$
- $1 / 4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$

➤ **Descente de charge**

○ **Principe**

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

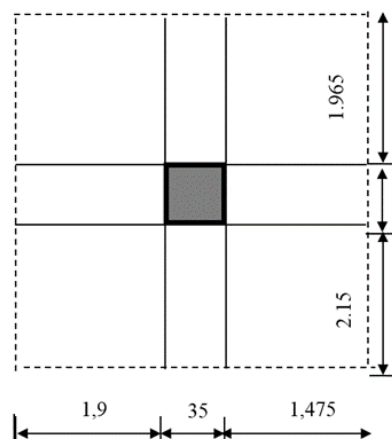


Figure 2.8. La surface d'impact pour le poteau le plus sollicité.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge on appliquera la loi de dégression.

La surface du plancher revenant au poteau (35×35) cm²

$$S = (1,9 + 1,475) \cdot (2,15 + 1,965) = 13,88m^2$$

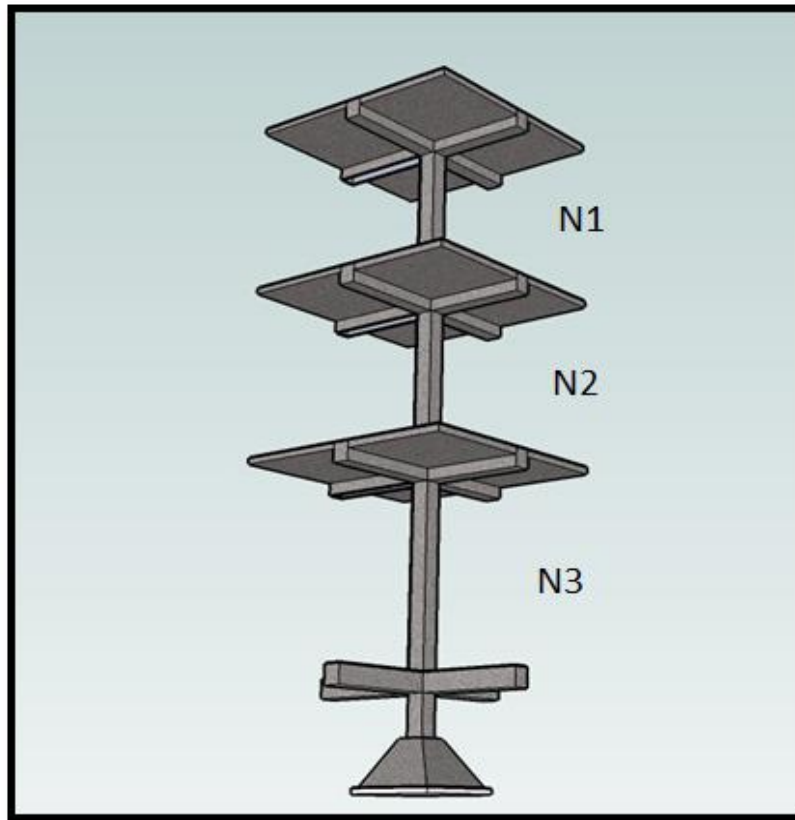


Figure 2.9. Coupe de la descente de charge du poteau central.

➤ Niveau terrasse inaccessible N₁

- plancher terrasse	$5,53 \times 13,88 = 96,46$ kN
- poutre principale:	$0,30 \times 0,40 \times 4,3 \times 25 = 12,9$ kN
- poutre secondaire	$0,30 \times 0,35 \times 3,8 \times 25 = 9,97$ kN

N₁ = 99,62 kN

➤ Niveau étage courant N₂

- plancher courant :	$13,88 \times 5,53 = 76,76$ kN
- poutre principale:	$0,30 \times 0,40 \times 4,3 \times 25 = 12,9$ kN

- poutre secondaire $0,30 \times 0,35 \times 3,8 \times 25 = 9,97 \text{ kN}$
- poids propre du poteau : $0,35 \times 0,35 \times 25 \times 3,06 = 9,37 \text{ kN}$

$$\underline{N_2 = N_1 + 108,99 = 208,61 \text{ kN}}$$

N_i : la charge permanente de chaque niveau (i)

La charge permanente a la base est $G = 208,61 \text{ kN}$

➤ **La charge d'exploitation :**

$$Q_1 = Q_0$$

$$Q = 2(Q_1 \times S) = 2 \times (1,5 \times 13,88) = 41,61 \text{ kN}$$

La charge d'exploitation a la base est : $Q = 41,61 \text{ kN}$

Sollicitations à considérer : (règles forfaitaires BAEL 99)

$$G' = G + \frac{15 G}{100} = 208,61 + \frac{15 \times 208,61}{100} = 239,90 \text{ kN}$$

$$N_U = 1,35 G' + 1,5 Q = (1,35 \times 239,90) + (1,5 \times 41,61) = 386,28 \text{ kN}$$

$$N_U = 386,28 \text{ kN}$$

Tableau 2.4. Les efforts internes pour le poteaux plus sollicités.

Barre/Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
7/ 13/ 3 (C)	381,73	6,41	-1,43	-0,04	1,61	6,64
7/ 14/ 3 (C)	369,32	6,41	-1,43	-0,04	-2,77	-12,99

Vérification du poteau $(35 \times 35) \text{ cm}^2$

$$\text{Aire de béton } B = (35 \times 35) = 1225 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aire de béton réduite } B_r = (35 - 2)^2 = 1089 \text{ cm}^2$$

$$\text{La résistance du béton majorée } \sigma_{bc} = \frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} = \frac{25}{0,9 \times 1,5} = 18,51 \text{ MPa}$$

Section d'armatures minimale

$$A_{\min} \geq \text{Max} [8\%(a+b) ; 0.2\%B]$$

$$A_{\min} \geq \text{Max} [8\%(0.35+0.35) ; 0.2\% \times 1225] .$$

$$A_{\min} = 5,6 \text{ cm}^2$$

Coefficient réducteur : pour $\lambda \leq 50$

$$a = \left(\frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\gamma}{35}\right)^2} \right) = 0,79$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\overline{N}_u = \alpha \times \left(\frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \theta \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

$$\overline{N}_u = 0,79 \times \left(\frac{1089 \times 25}{0,9 \times 1 \times 1,5} + 5,6 \times \frac{400}{1,15} \right) \times 10^{-1}$$

$$\overline{N}_u = 1747,04 \text{ kN}$$

Vérification

$$N_u \leq \overline{N}_u$$

$$N_u = 386,28 \text{ kN} \leq \overline{N}_u = 1747,04 \text{ kN} \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

Vérification les dimensions du poteau selon (R.P.A.99)

Zone IIb

$$\min(b, h) \geq 30 \text{ cm} \Leftrightarrow \min(35, 35) \geq 30 \text{ cm} \Leftrightarrow 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots \text{vérifie}$$

$$\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \Leftrightarrow \min(35, 35) \geq \frac{306}{20} \Leftrightarrow 35 \text{ cm} > 15,3 \text{ cm} \dots \text{vérifie}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \Leftrightarrow \frac{1}{4} \leq \frac{35}{35} \leq 4 \Leftrightarrow 0,25 \leq 1 \leq 4 \dots \text{vérifie}$$

Les dimensions du poteau convenable sont $(35 \times 35) \text{ cm}^2$

Chapitre 3 . Calcul des éléments secondaires

3.1 Acrotère

3.1.1 Introduction

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1kN/ml$.

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

Largeur $b=100cm$

Hauteur $H=60cm$

Epaisseur $e=10cm$

Utilisé pour : protéger les ouvriers d'entretien et protéger la couche de bouche de donnée

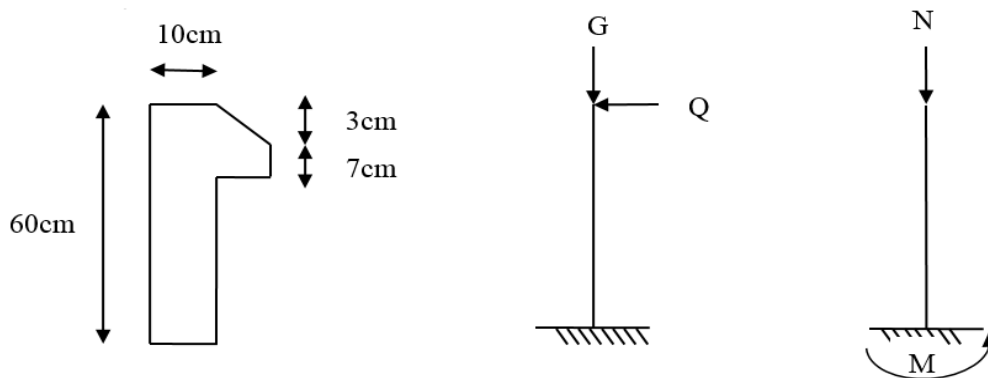


Figure 3.1. Dimensions de l'acrotère et les force exercés.

➤ Méthode de calcul

- La charge permanente G

$$g = 0.6 * 0.1 * 25 + 0.1 * 0.07 * 25 + 0.03 * \frac{0.1}{2} * 25 = 1.712 \text{ kN/ml}$$

- **Enduit ciment :**

$$g' = 20 * (0.6 + 0.1 + 0.104 + 0.07 + 0.1 + 0.5) * 0.01 = 0.294 \text{ kN/ml}$$

$$G = g + g' = 1.712 + 0.294 = 2 \text{ kN/ml}$$

- **La charge de l'exploitation :**

$$Q = 100 \text{ kg/ml} = 1 \text{ kN/ml}$$

ELU :

$$N_u = G = 2 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = 1.5 * Q * h = 1.5 * 1 * 0.6 = 0.9 \text{ kN.m}$$

$$T_u = 1.5 * Q = 1.5 * 1 = 1.5 \text{ kN}$$

ELS :

$$N_s = G = 2 \text{ kN/ml}$$

$$M_s = Q * h = 1 * 0.6 = 0.6 \text{ kN.m}$$

$$T_s = Q = 100 \text{ Kg} = 1 \text{ kN}$$

- **Calcul des armatures**

L'acrotère est un élément qui travaille dans la courbure de l'enceinte et à partir duquel on a certaines données :

$$M_u = 0.9 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 2 \text{ kN/ml}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} \leq \frac{h}{2} - d'$$

$$\frac{0.9}{2} \leq \frac{0.1}{2} - 0.03$$

$$0.45 \leq 0.02 \text{ non verifiere}$$

Remarque : La force N est une force de pression appliquée en dehors de la zone spécifiée par la militarisation, de sorte que la section Est partiellement comprimée, l'étude de la section en flexion simple est sous l'influence d'un placebo.

Le compte sera le suivant :

ELU :

$$M1 = M_u + N_u * \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0.9 + 2 * \left(\frac{0.1}{2} - 0.003\right) = 0.94 \text{ kN.m}$$

$$f_{bc} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ Mpa}$$

$$U = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{2 * 10^{-3}}{1 * 0.07^2 * 14.16} = 0.0288$$

On a $UL=0.392$

$$U \leq UL \Leftrightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2U}) = 1.25 * (\sqrt{1 - 2(0.0288)}) = 0.0365$$

$$\beta = 1 - 0.4(0.0365) = 0.9854$$

$$\varepsilon_{st} = 10\%$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{2 * 10^{-3}}{0.985 * 0.07 * 348} = 0.83 \text{ cm}^2$$

ELS :

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \min\{266.66, 201.63\} \Leftrightarrow \sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\tilde{k}_1 = \frac{\sigma_s}{156 \sigma_{bc}} = \frac{201.63}{15 * 15} = 0.896$$

$$\tilde{\alpha} = \frac{1}{1 + \tilde{k}_1} = \frac{1}{1 + 0.896} = 0.527$$

$$U_{rb} = \left(1 - \frac{\tilde{\alpha}}{3}\right) \frac{\tilde{\alpha}}{2} = \left(1 - \frac{0.527}{3}\right) * \frac{0.527}{2} = 0.217$$

$$M_{rb} = 0.217 * 100 * 7^2 * 15 = 15.94 \text{ kN.m}$$

$$0.6 < 15.94 \text{ kN} \quad \text{verifier}$$

$$U1 = \frac{0.6 * 10^{-3}}{1 * 0.07^2 * 201.63} = 6.07 * 10^{-4} = 0.000607$$

$$B1 = 0.955$$

$$A_s = \frac{0.6}{0.995 * 7^2 * 201.63} = 0.63 \text{ cm}^2$$

Condition de fragilité :

$$A_s \geq 0.23 * 100 * 7^2 * \frac{2.1}{400} = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$A_s \max\{0.1, 0.84, 0.63\} = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4\text{HA6} = 1.13\text{cm}^2$$

– **Calcul des armatures transversales**

$$A_s = \frac{A_s}{4} = \frac{1.13}{4} = 0.28\text{cm}^2$$

Choix: $A_s = 3\text{HA6} = 0.85\text{cm}^2$

La distance entre les barres

$$St = \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \frac{\phi}{10}\right\} = \min\{0.28, 10, 0.6\}$$

$St=0.28\text{ cm}$

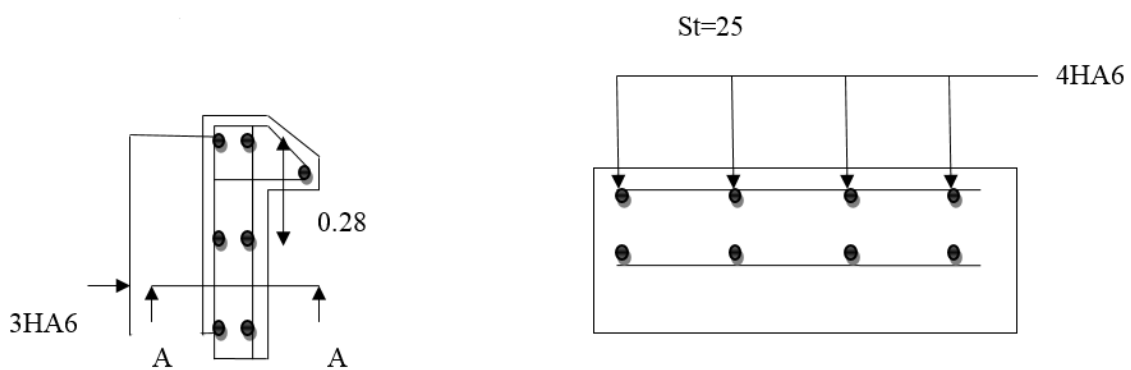


Figure 3.2. Représentation des armatures pour l'acrotère

3.2 Calcul des dalles pleines pour les balcons

3.1.2 Définitions :

Le balcon est un élément non structural qui peut avoir différentes formes d'appuis, il est généralement encastré d'un côté et libre de l'autre, donc calculé comme une console ce qui donne des fibres tendues situées à la partie supérieure de l'élément et celles qui sont comprimées se situent à la partie inférieure.

Les fissurations sont considérées préjudiciables, le garde-corps est l'ensemble d'éléments formant une barrière destinée à protéger les personnes de chute et à retenir des objets.

La charge du garde-corps pour les emplacements publics est : $G=1\text{KN/m}^2$

La hauteur du garde-corps est : $h=1,2\text{m}$

3.1.3 Descentes des charges :

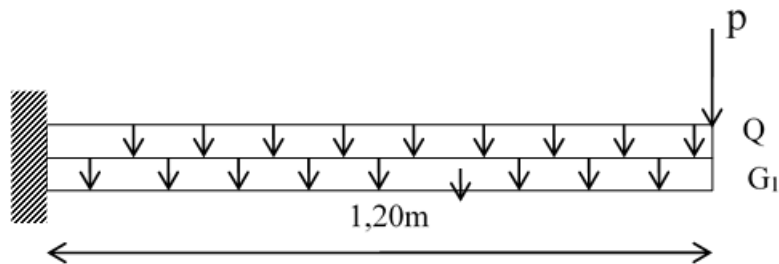


Figure 3.3. Les charges de Balcon.

Pour une bande de : $b=1\text{m}$

- Poids propre du garde-corps : $P=G \cdot h \cdot b = 1,1,2,1=1,2\text{ kN}$.
- Poids propre du plancher : $G_l=G \cdot b = 5,53 \cdot 1 = 5,53\text{ kN/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q_l=Q \cdot b = 3,5\text{ kN/ml}$

3.1.4 Calcul du moment

$$M_q = \frac{q \cdot l^2}{2} = \frac{3,5 \cdot 1,2^2}{2}$$

$$M_q = 2,52\text{ kN.m}$$

$$M_g = \frac{6,95 \cdot 1,2^2}{2}$$

$$M_g = 5,004\text{ kN.m}$$

$$M_p = p \cdot L = 1 \cdot 2 \cdot 1,2\text{ kN.m}$$

$$M_p = 2,4\text{ kN.m}$$

3.1.5 Calcul d'effort tranchant

$$V_Q = Q \cdot L = 4,2\text{ kN}$$

$$V_G = G \cdot L = 6,63\text{ kN}$$

$$V_P = P = 1,2\text{ kN}$$

3.1.6 Combinaison des moments

ELU:

$$M_u = 1,35(M_G + M_P) + 1,5(M_Q)$$

$$M_u = 24,37 \text{ kN.m}$$

ELS:

$$M_s = M_G + M_Q + M_Q$$

$$M_s = 17,37 \text{ kN.m}$$

3.1.7 Calcul de ferrailage

Pour une bande de 1m, Sollicité a la flexion simple

Calcul a L'ELU :

Tableau 3.1. Les résultats de ferrailage de balcon.

Elément	M(KN.m)	b ₀ (cm)	μ	α	β	A _{calc} (cm ²)
Travée	24,37	100	0,094	0,1236	0,951	5,62

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,094$$

$$\mu = 0,094 \leq \mu_L = 0,392$$

Donc A's = 0 mais il faut toujours mets des armatures de montage

On adopte :

$$5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

3.1.8 L'espacement :

$$St \leq \min (0,9e ; 33) \text{ cm}$$

$$\text{Donc: } St = 30 \text{ cm}$$

3.1.9 Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 1,35 (V_G + V_P) + 1,5 (V_Q)$$

$$V_u = 24,32 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_c 28}{\gamma b} ; 5 \right) \text{ MPa} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0,18 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ condition vérifiée.}$$

3.1.10 Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1,42\text{cm}^2$$

On adopte : 4HA10 = 3,14cm²



Figure 3.4. Ferrailage de Balcon.

3.1.11 Vérification de la flèche

$$\frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,079 \geq 0,0625 \quad \text{calcul vérifié.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0,0042 \rightarrow 0,0105 \quad \text{calcul vérifié.}$$

➤ **Vérification a L'ELS :**

Les données :

Mser= 17,37KN.m ; b= 1m ; d= 0,135m ; $\bar{\sigma}_{bc}$ = 15MPa ; $\bar{\sigma}_{st}$ = 266,66MPa

Tableau 3.2. Vérification a L'ELS des contraintes du balcon.

Mser (N.M)	D (cm)	E (cm ²)	Y ₁ (cm)	I (cm ²)	K (N)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)
17,37 .10 ³	0,8475	22,88	4,01	9781,97	1,77	7,12	251,95

E.L.S.C.B:

$$\sigma_{bc} = 7,12\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

E.L.S.O.F :

$$\sigma_{st} = 251,95 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 266,66 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifié}$$

3.3 Escalier

3.1.12 Définition

L'escalier est un élément qui permet de passer d'un niveau à un autre dans une structure comportant plus d'un étage. Un escalier se compose d'un certain nombre de marches de largeur « g » appelé giron et de contre marche de hauteur « h » reliant deux marches successives.

- La largeur d'un escalier est appelée emmarchement,
- La dalle inclinée supportant les marches et contres marches est appelée « paillasse ».
- La volée « V » est l'ensemble des marches réunissent deux paliers (palier de départ et palier d'arrivée).

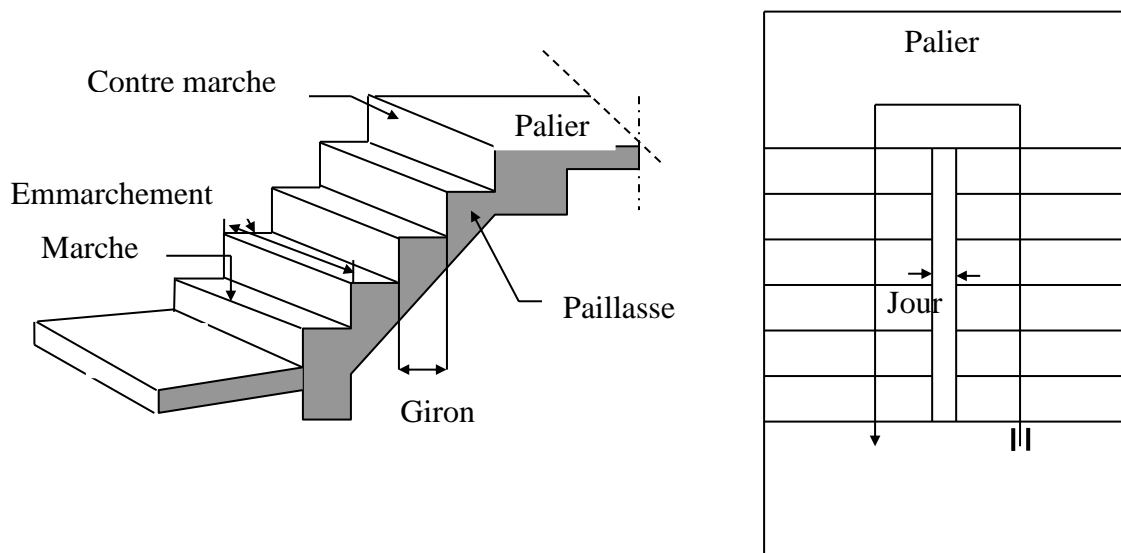


Figure 3.5. Les différents éléments d'escalier.

a. Dimensionnement d'escalier

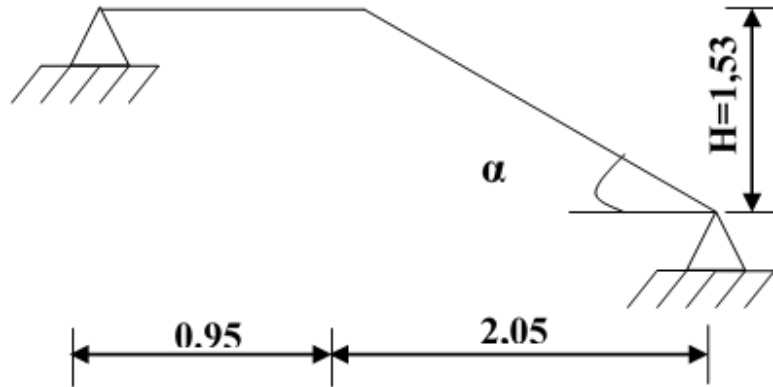


Figure 3.6. Les dimensions d'escalier.

Pour le dimensionnement de la marche « g » et la hauteur de contre marche « h », on utilise la formule de « **BLONDEL** ».

$$59 \leq g + 2h \leq 64.$$

$$H = h \times n \Rightarrow h = \frac{H}{n}$$

$$L = g(n - 1) \Rightarrow g = \frac{L}{n - 1}$$

Avec :

n : nombre de contre marches :18

n -1 : nombre de marches :17

H : hauteur à monter.

L : longueur de la foulée.

h : hauteur de la contre marche varie entre 14 à 20 cm $\Rightarrow h = 17$ cm

g : longueur de la marche

$$59 \leq \frac{2H}{n} + \frac{L}{n - 1} \leq 64$$

$$64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0$$

$$64n^2 - n(64 + 2 \times 153 + 205) + 2 \times 153 = 0$$

$$64n^2 - 575n + 306 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 502.42$$

$$n_1 = \frac{575 - 502}{2 \times 64} = 0,57$$

$$n_2 = \frac{575 + 502}{2 \times 64} = 8,51$$

On prend : $n = 9$

$$n-1 = 8$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17cm$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{205}{9-1} = 25cm$$

Vérification :

$$\bullet \quad 59 \leq 2 \times 17 + 25 \leq 64$$

$$59 \leq 59 \leq 64 \dots\dots\dots(c.v)$$

b-La longueur de l'escalier :

$$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{205} = 0,74$$

$$\Rightarrow \alpha = 36.74^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,8^\circ$$

$$L_0 = \frac{L}{\cos \alpha} \Rightarrow L = \frac{205}{0,8} = 256.25cm$$

$$L = L_0 + L_1 = 256.25 + 95 = 351.25cm$$

b. Epaisseur de la paillasse et le palier

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$$

$$\frac{351}{30} \leq ep \leq \frac{351}{20}$$

$$11.7cm \leq ep \leq 17.55cm$$

On prend : $ep = 15cm$

3.1.13 Calcul des sollicitations

3.1.13.1 descentes des charges :

$$Gv = \left(\frac{\delta_{beton} \times ep}{\cos \alpha} \right) + g(Revetement)$$

Charge permanente sur la paillasse : $Gv = 7,54 \text{ kN/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Qv = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Charge permanente sur le palier : $G_p = 3,4 \text{ kN/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q_p = 2,5 \text{ kN/m}^2$

ELU :

$$Q_{vu} = 1,35G_v \cdot 1,2 + 1,5P_v \cdot 1,2 = 16,72 \text{ kN/m}$$

$$Q_{pu} = 1,35G_p \cdot 1,2 + 1,5 Q_P \cdot 1,2 = 10,08 \text{ kN/m}$$

ELS :

$$Q_{vs} = 1205,89 \text{ kN/m}$$

$$Q_{ps} = 7,08 \text{ kN/m}$$

$$M_{uv} = \frac{qu \cdot l^2}{8} = 13,60 \text{ kN.m}$$

$$M_s = \frac{qs \cdot l^2}{8} = 9,79 \text{ kN.m}$$

$$M_{u.p} = \frac{qs \cdot l^2}{8} = 7,94 \text{ kN.m}$$

$$M_{s.p} = \frac{qs \cdot l^2}{8} = 5,62 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{Travée}} = M_{\text{max}}$$

$$M_{\text{Appui}} = 0,3 M_{\text{max}}$$

3.1.14 Ferrailage du paillasse :

En travée notre paillasse est sollicité par flexion simple.

ELU :

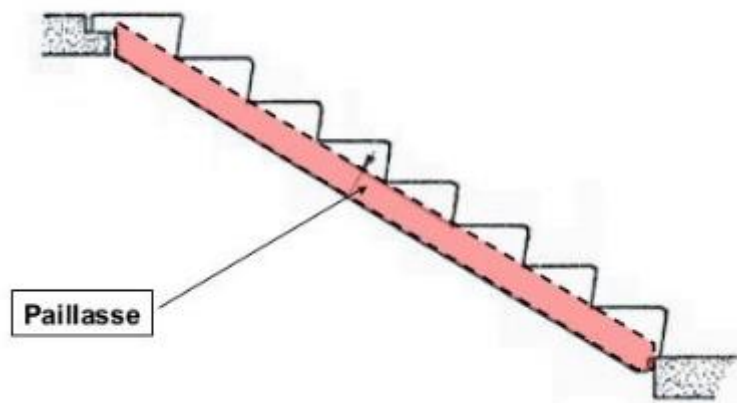


Figure 3.7. Schéma de paillasse.

$b = 150\text{cm}$; $d = 12,5\text{cm}$; $d' = 2,5\text{cm}$;

$$\mu_L = 1.739 ; \alpha_L = 0.668 ; \mu_L = 0.392 ; \beta_L = 0.733$$

$$f_{bu} = 14,66\text{MPa} ; f_{e/\gamma_s} = 347,82\text{MPa}$$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}, \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \beta = 1 - 0.4\alpha$$

Tableau 3.3. Ferrailage du paillasse (Travée et Appui).

Elément	M(kN.m)	b ₀ (cm)	μ	α	β	A _{calc} (cm ²)
Appuis	4,08	120	0,0256	0,0330	0,987	1,25
Travée	13,60	120	0,89	0,1154	0,954	4,31

En appui :

$$\mu = 0,0256 \leq \mu_L = 0,392 \text{ donc } A's = 0$$

$$A_{\text{scalé}} = 1,25 \text{ cm}^2 \text{ donc on adopte :}$$

$$\mathbf{3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2}$$

En travée :

$$\mu = 0,89 \leq \mu_L = 0,392 \text{ donc } A's = 0$$

$$A_{\text{scalé}} = 4,31\text{cm}^2 \text{ donc On adopte :}$$

$$\mathbf{3HA14 = 4,62\text{cm}^2.}$$

Tableau 3.4. Tableau des armatures de répartitions.

	A (cm ²)	On adopte (cm ²)
En Travée	$\frac{A_s}{4} = 1,155$	5 HA 8 = 2,51
En appuis	$\frac{A_s}{4} = 0,377$	3 HA 8 = 1,51

Tableau 3.5. Vérification des contraintes à L'ELS de paillasse (En Travée).

b (cm)	D (cm)	E (cm ²)	Y ₁ (cm)	I (cm ²)	K (N)	σ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)
9,79x 10 ³	0,577	10,97	2,78	3988,86	2,45	6,811	246,96

E.L.S.C.B:

$$\sigma_{bc} = 6,811\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

E.L.S.O.F :

$$\sigma_{st} = 246,96\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 400\text{MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Tableau 3.6. Vérification des contraintes à L'ELS de Paillasse (En Appui).

Mser (N.m)	D (cm)	E (cm ²)	Y1 (cm)	I (cm ²)	K (N)	σ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)
3 x 10 ³	0,188	3,59	1,72	1574,49	1,93	3,33	225,231

3.1.14.1 Ferrailage du palier

ELU :

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}, \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \beta = 1 - 0.4\alpha$$

Tableau 3.7. Résultats de ferrailage du palier.

Elément	M(kN.m)	b ₀ (cm)	μ	α	β	A _{calc} (cm ²)
Travée	7,94	120	0,091	0,1209	0,952	2,52

$\mu = 0,091 \leq \mu_L = 0,392$ donc A's = 0

On adopte :

3HA12 qui égale 3,39 cm²

Tableau 3.8. Les armatures de répartitions de palier

	A (cm ²)	On adopte cm ²
En travée	$\frac{As}{4} = 0,98$	3HA8 = 1,51

Tableau 3.9. Vérification des contraintes à L'ELS de palier

Mser (N.m)	D (cm)	E (cm ²)	Y1 (cm)	I (cm ²)	K (N)	σ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)
5,62.10 ³	0,270	5,139	2,012	3361,57	1,67	3,36	187,57

E.L.S.C.B:

$\sigma_{bc} = 3,36 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

E.L.S.O.F :

$\sigma_{st} = 187,57 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$ condition vérifiée.



Figure 3.8. Ferrailage de pallier.

3.1.15 Poutre palière

3.1.15.1 Pré dimensionnement :

$$L=2.33\text{m}$$

$$15.53 \leq h \leq 23.3$$

Selon R.P.A :

$$h = 35\text{cm}$$

$$9 \leq b \leq 21$$

Selon R.P.A :

$$b = 30 \text{ cm}$$

Mais on doit prends $h = 35\text{cm}$ donc notre poutre soit un rectangle, et soit cohérent avec les autres poutres.

Poutre palière (30x35)cm²

3.1.15.2 Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre : $0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,25\text{kN/ml}$
- Poids propre de la maçonnerie : $3,77 \times 2 = 7,54\text{kN/ml}$
- Réactions des volées : $R_u = 26,89$; $R_{ser} = 19,35\text{kN}$.

$$\begin{aligned} \text{Donc : } P_u &= (2,25 + 7,54) \times 1,35 + 26,89 \\ &= 40,1\text{kN/ml} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{ser} &= 2,25 + 7,54 + 19,35 \\ &= 29,14\text{kN/ml} \end{aligned}$$

$$M_{\text{max appui}} : M_a = M_b = \frac{pl^2}{12} = 21,22\text{kN.m}$$

$$M_{\max} \text{ Travée : } \frac{pl^2}{24} = 10,61 \text{ kN.m}$$

1- Calcul de ferrailage :

Poutre sollicité par flexion simple

$$M_u = 10,61 \text{ kN.m ; } b = 30 \text{ cm ; } d = 27,5 ; d' = 2,5 \text{ cm ; } f_{c28} = 25 \text{ MPa ; } f_{bu} = 14,66 \text{ MPa ;}$$

$$f_e/\gamma_s = 347,82 \text{ MPa ; } \mu_L = 0,733 ; \alpha_L = 0,668 ; \mu_L = 0,392$$

Tableau 3.10. résultats de ferrailage de la poutre palière

Elément	M(kN.m)	b0 (cm)	μ	α	B	A _{calc} (cm ²)
Travée	10,61	30	0,0087	0,668	0,996	1,11

$$\mu = 0,0087 \leq \mu_L = 0,392 \text{ donc } A's = 0$$

On adopte :

$$3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2, \text{ Le même choix est appliqué pour les appuis.}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{vu}{b_0 \cdot d} = 0,612 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{calcul vérifiée.}$$

Vérification des armatures longitudinal :

$$A_t = 3,39 \text{ cm}^2 \geq 0,145 \quad \text{calcul vérifié.}$$

Vérification de compression dans la bielle du béton :

$$V_u = 50,52 \text{ kN} \leq 495 \text{ kN} \quad \text{calcul vérifié.}$$

Armatures Transversales :

$$\emptyset \leq \min \left(\frac{30}{35} = 8,75 ; \frac{b_0}{10} = 30 ; 12 \right) \text{ mm}$$

$$\emptyset = 8 \text{ mm}$$

$A_t = a_t \times n_t$ avec a_t : Section d'armature primaire. et n_t : Nombre des barres.

$$A_t = 2,0096$$

On adopte : 4HA8 = 2,01 cm²

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,26 \text{ cm}^2$$

Selon RPA :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} = 7,5 \text{ cm ; } 12 \emptyset L \right)$$

$$S_t = 7,5 \text{ cm}$$

$A_{t_{min}} = 0,675\text{cm}^2 \leq 2,01\text{cm}^2$ condition vérifiée.

Tableau 3.11. Vérification de poutre palière a L'ELS

M.ser (N.M)	D (cm)	E (cm ²)	Y1 (cm)	I (cm ²)	K (N)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)
$15,42 \cdot 10^3$	1,695	93,225	8,1	24452,31	0,61	5,1	183,33

E.L.S.C.B:

$\sigma_{bc} = 5,1 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

E.L.S.O.F :

$\sigma_{st} = 183,33 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

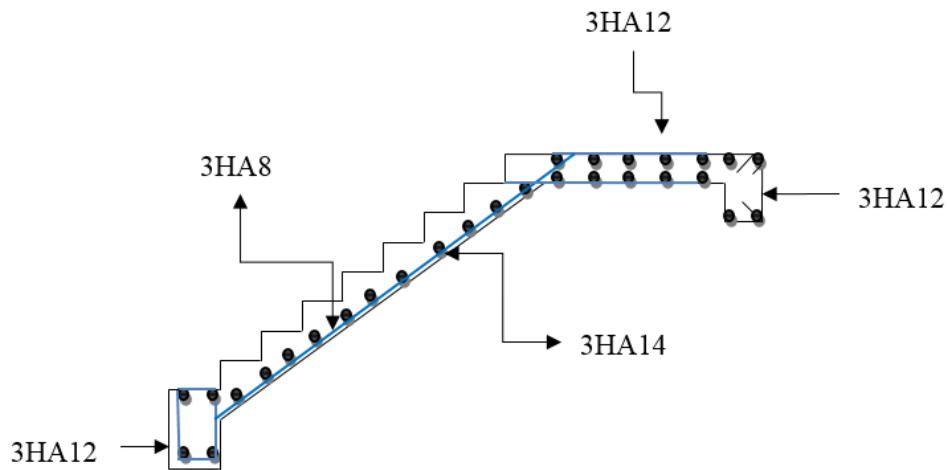


Figure 3.9. Ferrailage de l'escalier.

Chapitre 4 . Etude des éléments structuraux

4.1 Plancher

4.1.1 Introduction

Le plancher est une aire horizontale séparant deux niveaux, il assure les fonctions suivantes :

- Porte les charges et les surcharges du bâtiment.
- Assure l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- Participe à la résistance des ossatures aux efforts horizontaux.
- Assurer l'étanchéité dans les salles d'eau.

Le choix de plancher à corps creux est favorable pour les bâtiments à usage d'habitation car il répond aux conditions suivantes.

- Facilité et rapidité d'exécution.
- Economique
- Plus légère que la dalle pleine

Le plancher de notre bâtiment est composé du corps creux et une dalle de compression sur des poutrelles

▪ III.2 : Dimensionnement des poutrelles

$$L = 4,65 - 0,35 = 4,3m$$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{25} = \frac{4,3}{25} = 17cm$$

On prend : $h_t = 20cm$

$$\text{Epaisseur du corps Creux : } e \geq \frac{L}{35} = \frac{4,3}{35} = 12.29cm$$

On prend : $e = 16cm$

Epaisseur de la dalle de compression :

$$h_o = h_t - e = 20 - 16 = 4cm$$

On prend : $h_o = 4cm$

Le dimensionnement des poutrelles est donné par la figure 4.1

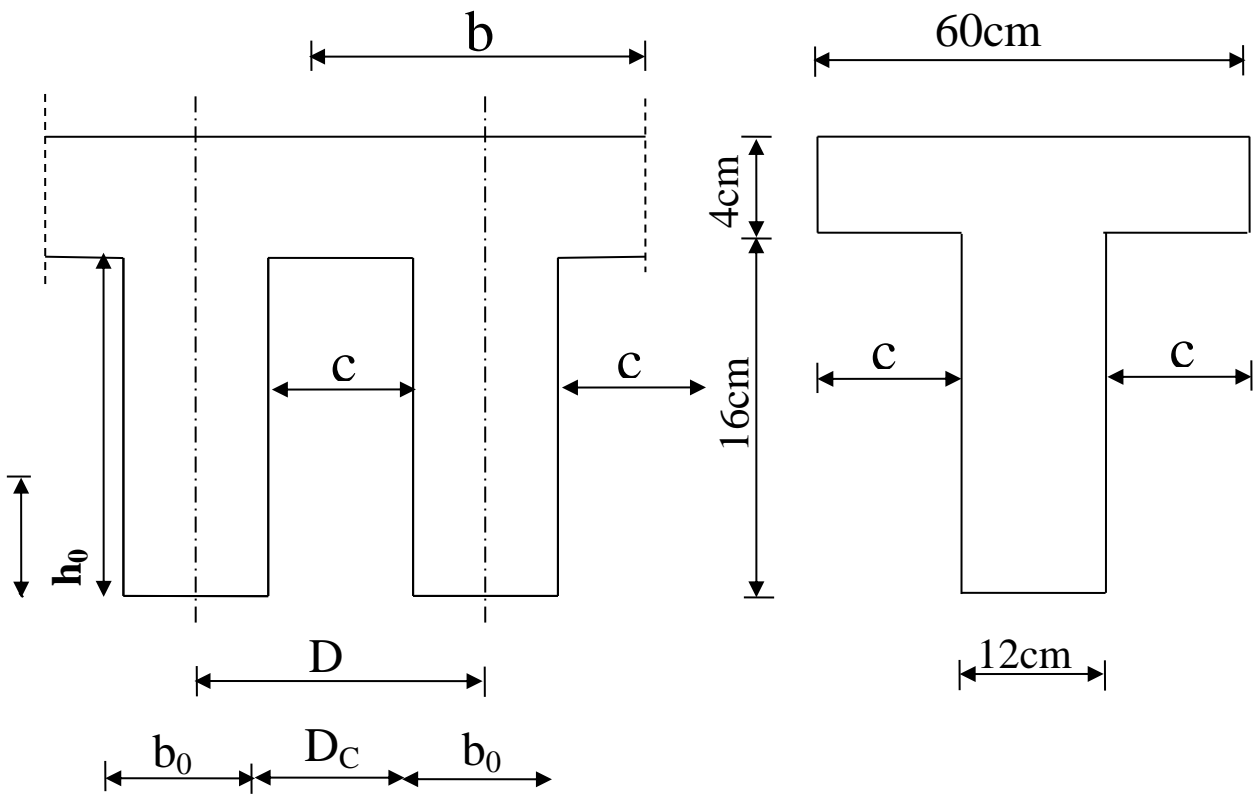


Figure 4.1. Dimensionnement des poutrelles.

-La calcul de ferrailage de poutrelles

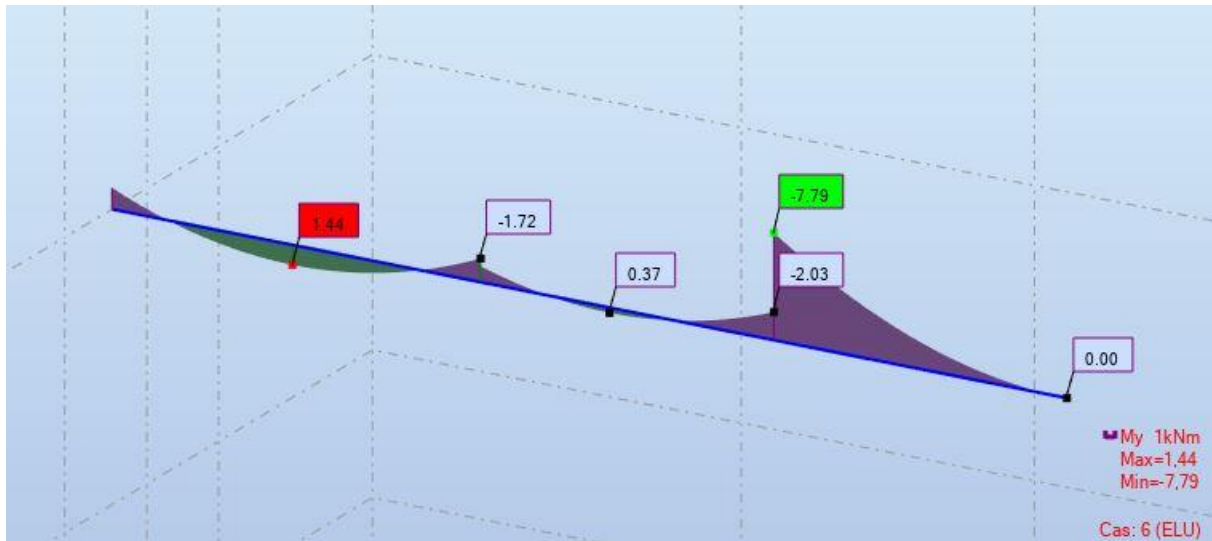


Figure 4.2. Diagramme de moment de poutrelle ELU.

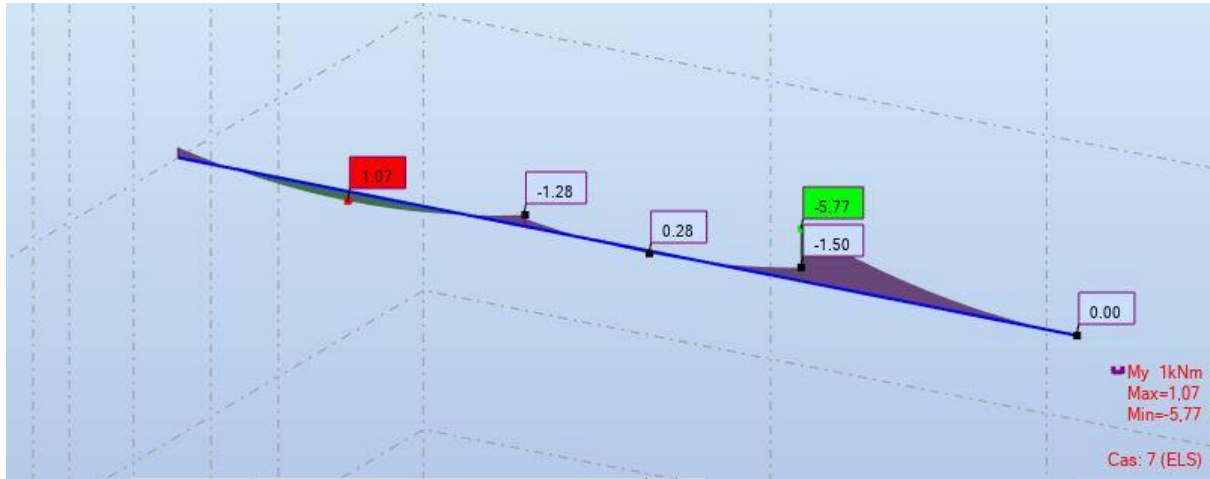


Figure 4.3. Diagramme de moment de poutrelle ELS.

$b = 60\text{cm}; b_0 = 12\text{cm}; h_0 = 4\text{cm}; d = 18\text{cm}; c = 2\text{cm}; \sigma_{bc} = 14.66\text{Mpa}$

ELU :

En travée :M=5,395 kN.m

Tableau VI.1.2 :ferraillage de poutrel en Travée :

Elément	M(KN.m)	b ₀ (cm)	μ	α	B	A _{calc} (cm ²)
Travée	5,395	12	0,0189	0,023	0,99	0,87

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{smin} = 0.23 * b * d * \frac{ft28}{fe} = 0.23 * 60 * 18 * \frac{2.1}{400} = 1.30\text{cm}^2$$

$$A = 0,87\text{cm}^2 \leq A_{min} = 1,30\text{cm}^2 \dots\dots\dots$$

On pond As = 0,87

Choix: 3HA8 = 1.51cm²

En appui :M=6,744kN.m

Elément	M(kN.m)	b ₀ (cm)	μ	α	β	A _{calc} (cm ²)
Travée	6,744	12	0,0236	1,22	0,512	2,1

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{smin} = 0.23 * b * d * \frac{ft28}{fe} = 0.23 * 60 * 18 * \frac{2.1}{400} = 1.30\text{cm}^2$$

$$A = 2,1cm^2 \geq A_{\min} = 1,30cm^2 \dots\dots\dots$$

On pond $A_s = 2,1 \quad cm^2$

Choix: 3HA10 = 2.36cm²

ELS :

que les contraintes dans le béton.

Dans ces conditions, la vérification des contraintes se simplifie comme :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec} \quad \gamma = \frac{Mu}{M_{ser}}$$

En travée :

$$Mu = 5,395 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = 3,996 \text{ kN.m}$$

$$\gamma = \frac{5,395}{3,996} = 1.35 \rightarrow \alpha \leq \frac{1.35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.425 > \alpha = 0.032 \quad \text{c.v}$$

En appui :

$$Mu = 6,744 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = 4.995 \text{ kN.m}$$

$$\gamma = \frac{6,744}{4,995} = 1.35 \rightarrow \alpha \leq \frac{1.35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 > \alpha = 0.18 \quad \text{c.v}$$

Armatures transversale :

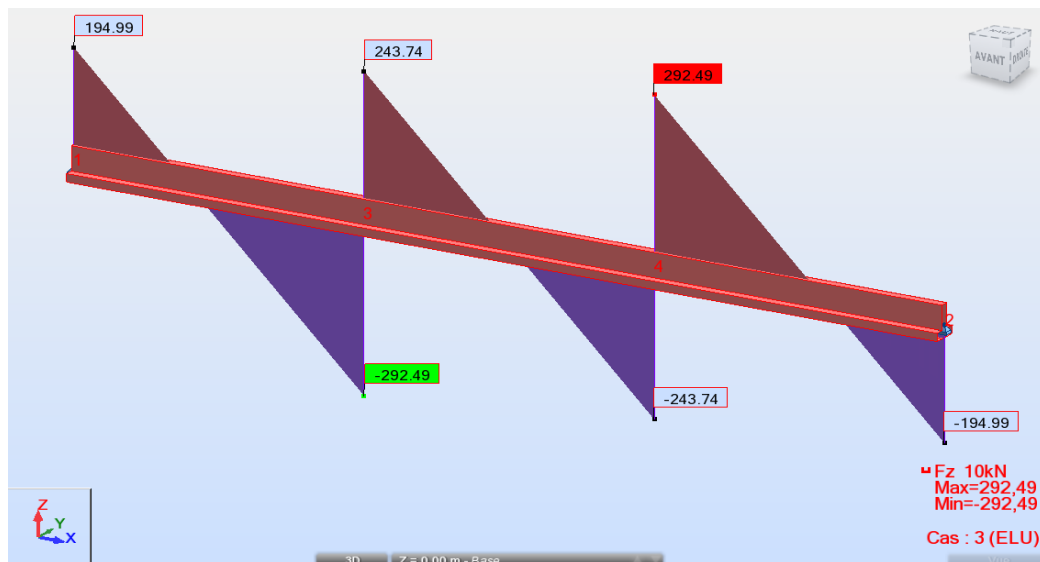


Figure 4.4. Diagramme de l'effort tranchant à ELU

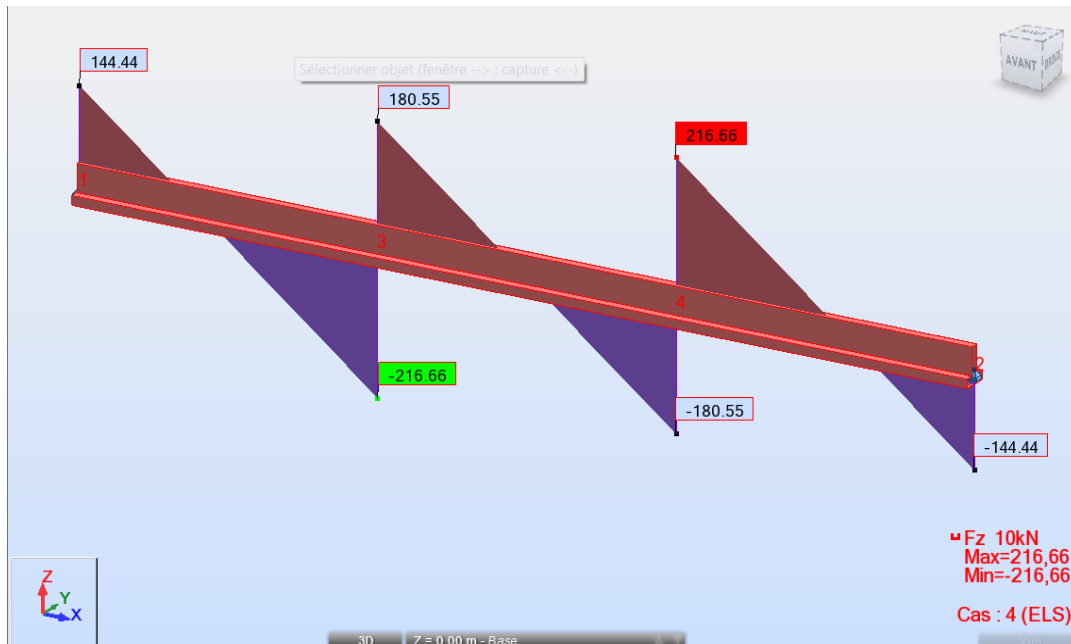


Figure 4.5. Diagramme de l'effort tranchant à ELS.

Tu= 2,16 kN

$\tau = \min(2.5; 4) = 2.5 \text{ Mpa}$

$\tau u = \frac{Tu}{b_0 \cdot d} = \frac{2,16 \cdot 10}{12 \cdot 18} = 0.1 \text{ Mpa}$

$\tau u < \tau \quad c. v$

Diamètre des Armatures transversales

$\phi t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi; \frac{b}{10}\right) = (5.7; 6; 12) = 6 \text{ mm}$

Espacement des Armatures transversales :

$St1 \leq \min(0.9 \cdot 18; 40) = 16.2 \text{ cm}$

$At = \frac{n \cdot \pi \cdot 0.6^2}{4} = \frac{2 \cdot 3.14 \cdot 0.6^2}{4} = 0.565 \text{ cm}^2$

$St2 \leq \frac{0.564 \cdot 400}{0.4 \cdot 12} = 47.1 \text{ cm}$

$St \leq \min(St1 ; St2) = 16.2 \text{ cm}$

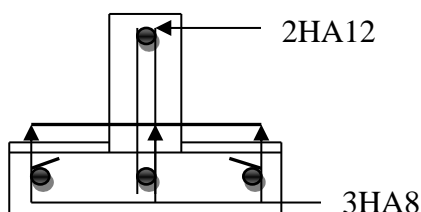


Figure 4.6. Disposition des armatures dans la poutelle (Appui ; travée)

4.1.2 Ferrailage des poutres

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple. Leurs ferrailages sont obtenus sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens. Dans notre structure on a deux type des poutres, poutre principale (30 x 40) cm² dans le sens Y et poutre secondaire (30 x 35)cm² dans le sens X.

4.1.2.1 Sollicitation de calcul :

Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2019 :

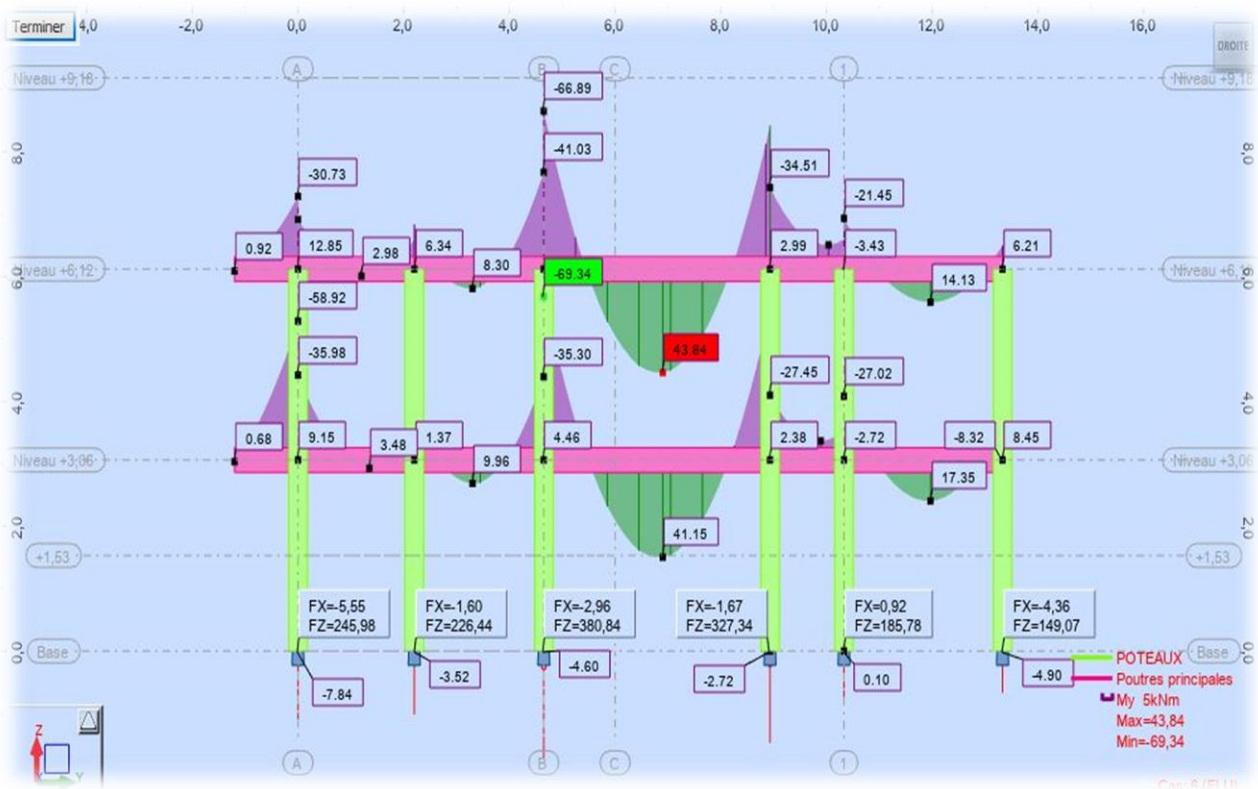


Figure 4.7. Diagramme ELU : 1,35G+1,5Q



Figure 4.8. Diagramme ELS : G+Q

4.1.2.2 Calcul de ferrailage du poutre principale (30 40) cm² - Travée :

Poutre sollicité par flexion simple

$M_u = 43,84 \text{ KN.m}$; $b = 30 \text{ cm}$; $d = 37,5$; $d' = 2,5$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bu} = 14,66 \text{ MPa}$;

$F_e/\gamma_s = 347,82 \text{ MPa}$; $e_L = 1,74$; $a_L = 0,668$; $\mu_L = 0,392$

En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{43,84 \times 10^3}{14,66 \times 30 \times 37,5^2} = 0,07$$

$$\mu_{bu} = 0,07 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot}(A)$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{43,84}{69,34} = 0,63$$

Armatures comprimés ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,07}) = 0,09$$

$$b = 1 - 0,4\alpha$$

$$b_b = 1 - 0,4 \times 0,09 = 0,964$$

$$A_u = \frac{M_u}{b \times \sigma_s \times d}$$

$$pivot(A) \Rightarrow \xi_s = 10^\circ / \infty$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ mpa}$$

$$A_u = \frac{43,84 \times 10^3}{0,964 \times 347,83 \times 37,5} = 3,49 \text{ cm}^2 \quad \mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{b_0 \times h}{1000}; 0,23 b_0 \times d \frac{f_{t28}}{FeE} \right\}$$

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{40 \times 20}{1000}; 0,23 \times 30 \times 37,5 \times \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{\min} = \max(0,8 \text{ cm}^2; 1,35 \text{ cm}^2)$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,49 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(C.V).$$

Soit :

$$A = 2T12 + 1T14 = 3,8 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des contraintes à L'ELS :**

Tableau 4.1. Vérification des contraintes à L'ELS des poutre principale (Travée)

Mser (N.m)	D (cm)	E (cm ²)	Y1 (cm)	I (cm ²)	K (N)	σ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)
31.74.10 ³	2,42	134,25	9,41	50605,94	0,627	5,9	264,19

E.L.S.C.B:

$$\sigma_{bc} = 5,9 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

E.L.S.O.F :

$$\sigma_{st} = 264,19 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **en appui**

La table est dans la zone tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire

$$(b_0 \times h) = (30 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{69,34 \times 10^3}{14,66 \times 30 \times 37,5^2} = 0,112$$

$$\mu_{bu} = 0,112 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot}(A)$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{43,84}{69,34} = 0,63$$

Armatures comprimés ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,112}) = 0,148$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times 0,148$$

$$A_u = \frac{M_u}{b \times \sigma \times d}$$

$$\text{pivot}(A) \Rightarrow \xi_s = 10^\circ / \infty$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ mpa}$$

$$A_u = \frac{69,34 \times 10^3}{0,94 \times 37,5 \times 347,82} = 5,65 \text{ cm}^2 \quad \mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{b_0 \times h}{1000}; 0,23 b_0 \times d \frac{f_{t28}}{FeE} \right\}$$

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{40 \times 20}{1000}; 0,23 \times 30 \times 37,5 \times \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{\min} = \max(0,8 \text{ cm}^2; 1,35 \text{ cm}^2)$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A = 5,65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (C.V).$$

Soit : $A = 3T16 = 6,03 \text{ cm}^2$

Vérification des contraintes à L'ELS :

Tableau 4.2. Vérification des contraintes à L'ELS (Appui)

Mser (N.m)	D (cm)	E (cm ²)	Y1 (cm)	I (cm ²)	K (N)	σbc (MPa)	σst (MPa)
50,52. 10 ³	3,5	215,25	11,58	74136,89	0,68	7,87	264,38

E.L.S.C.B:

$$\sigma_{bc} = 7,87\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

condition vérifiée.

E.L.S.O.F :

$$\sigma_{st} = 264,38\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 400\text{MPa}$$

condition vérifiée.

4.1.2.3 Calcul des armatures transversales

La fissuration et peu nuisible :

La contrainte tangente : $\tau_u = \frac{vu}{b \cdot d}$

$$\tau_u = \frac{87,26 \times 10^3}{300 \times 375} = 0,78 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5\text{Mpa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \{3,33\text{Mpa}; 5\text{MPa}\}$$

$$\tau_u = 0,78\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \dots \dots \dots (C.V).$$

Diamètre des Armatures transversales

D'après B.A.E.L91 page 112 :

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{ht}{35} = 8,75 ; \phi L = 12 ; \frac{b_0}{10} = 30 \right\} \text{mm}$$

$$\phi = 8\text{mm}.$$

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

Espacement des Armatures transversales :

$$St \leq \min (0,9d=33,75 ; 40)\text{cm}$$

$$St = 30\text{cm}$$

$$At = 4 \frac{3,14x1^2}{4} = 3,14\text{cm}^2$$

$$St2 \leq \frac{At \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} = \frac{3,14 \cdot 400}{0,4 \cdot 30} = 104,66\text{cm}$$

$$St3 \leq \frac{0,8 f_e \cdot At \cdot (\sin\alpha + \cos\alpha)}{b_0 \cdot (\tau_u - (0,3 \cdot f_t \cdot j \cdot k))} = \frac{0,8 \cdot 400 \cdot 3,14 \cdot (\sin 45 + \cos 45)}{30 \cdot (1,02 - (0,3 \cdot 2,1 \cdot 10))} = 85,88\text{cm}$$

$$St \leq \min(St1; St2; St3) = 33,75\text{cm}$$

$$\frac{St}{2} = \frac{33,75}{2} = 16,87\text{cm}$$

Vérification de compression dans la bielle du béton :

$$v_u \leq 0.267 * b_0 * a * f_{c28} \text{ avec } a = 0.9 * d$$

$$V_u = 106,96 \text{KN} \leq 225,28 \text{KN} \quad \text{calcul vérifié}$$

4.1.3 Calcul du ferrailage des poteaux :

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 calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

- Situation durable : $\gamma_s = 1,15 ; \gamma_b = 1,5$
- Situation accidentelle : $\gamma_s = 1 ; \gamma_b = 1,15$

Le ferrailage des poteaux s'effectue suivant trois cas suivants :

- 1er cas : N_{max} et M correspondant
- 2ème cas : N_{min} et M correspondant
- 3ème cas : M_{max} et N correspondant

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- Selon CBA.93 ELU = $1,35 G + 1,5 Q$; ELS = $G + Q$
- selon RPA 99 (situation accidentelle) : $G + Q \pm E$; $0,8G \pm E$

4.1.3.1 Recommandation du RPA 99/Version 2003**Armatures longitudinales :**

- Leur pourcentage minimal est de 0,8% (zonal).
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40Φ (zonal).
- La distance entre les barres verticales dans une face ne doit pas dépasser 25cm

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

Armatures transversales :

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante RPA99/V2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \cdot T}{h \cdot f_e}$$

- T : effort tranchant de calcul

- h : hauteur totale de la section brute
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- ρ : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort

D'après le calcul à l'aide de Robot nous avons les sollicitations suivantes :

4.1.3.2 Ferraillage du Poteau (35 x 35) cm² :

Notre poteau est sollicité par flexion composé

$N_u = 381,73 \text{ kN}$; $M_u = 12,99 \text{ kN.m}$; $d = 32,5 \text{ cm}$; $d' = 2,5 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;

$f_{bu} = 14,66 \text{ MPa}$; $F_e = 400 \text{ MPa}$; $F_e/\gamma_s = 347,82 \text{ MPa}$.

Depuis le diagramme de flexion composé :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot 25}{1.15} = 14.66 \text{ Mpa} \quad d' = c = 2.5$$

$$(0.337h - 0.81d')bh * f_{bu} \geq N_u(d - d') - M_1$$

$$M_1 = M_u + N_u(d - \frac{h}{2})$$

$$M_1 = 12.99 + 381.73 \left(0.325 - \frac{0.35}{2} \right) = 70.25 \text{ kN.m}$$

$$15,54 \text{ kN.m} \leq 44,27 \text{ kN.m} \quad c. v$$

Donc on a une section partiellement comprimé.

$L_f = 0,7h_0$ par ce que notre poteau n'est pas parfaitement encasté par contre encasté d'un côté et doublement appui dans l'autre.

$$L_f = 214,2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a \text{ avec : } e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 3,4 \text{ cm}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{l}{250}\right) = \max(2 \text{ cm}; 1.224 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = 5,4 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = 6,12 \text{ cm} < \max\left(15; 20 \frac{e_1}{h} = 1,94\right) = 15 \text{ cm}$$

Donc on prise en compte les effets du second ordre

$$e_2 = \frac{3 l f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \cdot \phi) \text{ avec } \alpha = 0.81 ; \phi = 2$$

$$e_2 = 1,41 \text{ cm}$$

$$e' = 3,4 + 2 + 1,41 = 6,81 \text{ cm}$$

$$N_u' = N_0 = 381,73 \text{ kN}$$

$$M_u' = N_u' \times e' = 25,99 \text{ kN.m}$$

$$M_1' = M_u' + N_u' \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1' = 83,25 \text{ kN.m}$$

Organigramme de Flexion simple :

$M_u = 83,25 \text{ kN.m}$; $b = 35 \text{ cm}$; $d = 32,5 \text{ cm}$; $d' = 2,5 \text{ cm}$; $f_{bu} = 14,66 \text{ MPa}$

$F_e/\gamma_s = 347,82 \text{ MPa}$

Tableau 4.3. Résultats de ferrailage de Poteau

Elément	M(kN.m)	b ₀ (cm)	μ	α	β	A _{calc} (cm ²)
Travée	83,25	35	0,153	0,023	0,99	7,44

$\mu = 0,153 \leq \mu_L = 0,392$ donc A's = 0

On adopte :

8HA12=9,05cm²

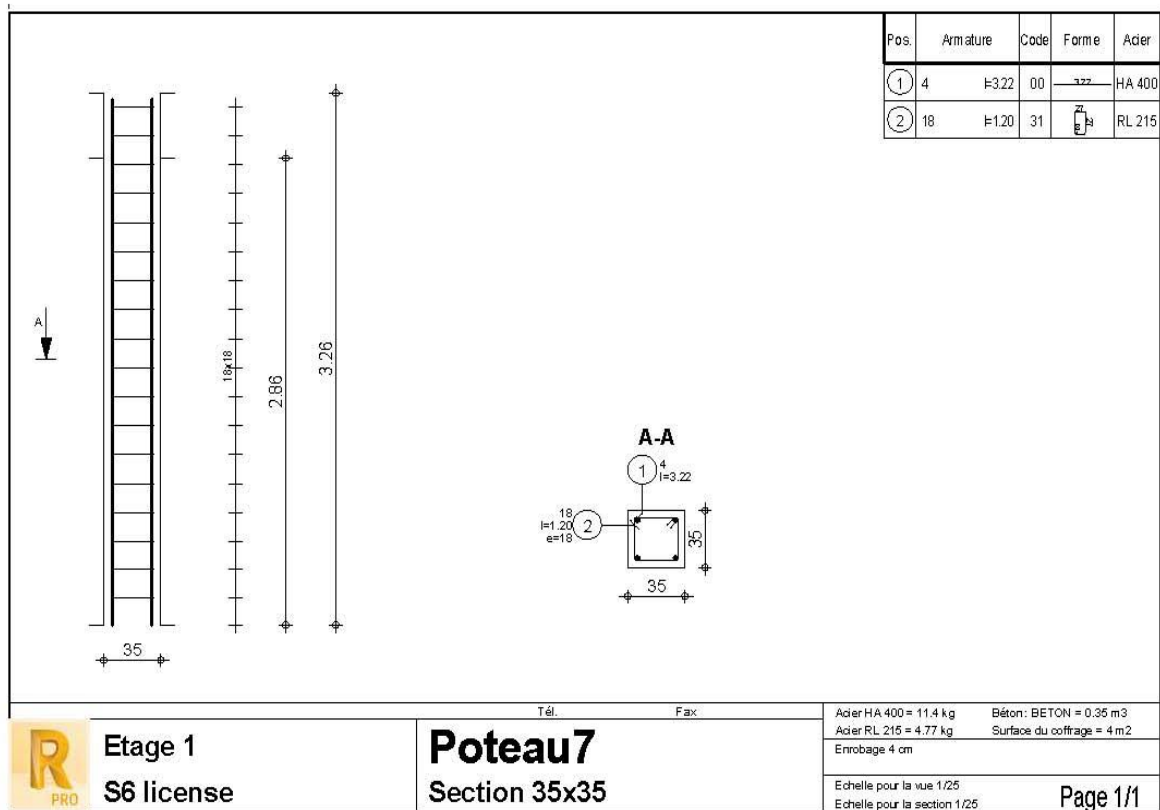


Figure 4.9. Ferrailage de poteau



Figure 4.10. Ferrailage général de Poteau

• **Vérification des contraintes à L'ELS :**

$M_{ser} = 9,45 \text{ kN.m}$

$e_0 = 3,4\text{cm} ; e_a = 2\text{cm} ; e_1 = 5,4\text{cm} ; e_2 = 1,41\text{cm} ; e' = 6,81\text{cm}$

$N_{u'} = N_0 = 381,73 \text{ kN}$

$\bar{\sigma}_{st} = 201,63\text{MPa} ; \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Tableau 4.4. Vérification des contraintes à L'ELS

Mser (N.m)	D (cm)	E (cm ²)	Y ₁ (cm)	I (cm ²)	K (N)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)
$9,45 \cdot 10^3$	3,18	207,26	11,56	66957.48	0,24	2.77	75,38

E.L.S.C.B:

$\sigma_{bc} = 2,77\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **condition vérifiée.**

E.L.S.O.F :

$\sigma_{st} = 75,38 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$ **condition vérifiée.**

4.2 Les Fondations

4.1.4 Introduction

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure qui ont pour rôle de transmettre les charges provenant de la superstructure au sol dans les meilleures conditions et sans le moindre risque d'instabilité sur le sol et sur le type de fondation qu'il faut.

4.1.5 Etude du sol

Dans une étude d'un projet de génie civil, le calcul des fondations ne peut se faire sans étude géotechnique approfondie du sol en effectuant plusieurs sondages. Dans notre cas le résultat de l'étude géotechnique nous donne la contrainte du sol qui est à égal à **2bar**.

Fondation	Nser (kN)	Groupe
A1	121,92	S1
A2	216,01	S2
A3	211,01	S2
B1	113,18	S1
B2	77,19	S1
B3	145,13	S1
B4	278,44	S2
C1	172,44	S1
C2	73,59	S1
C3	117,41	S1
C4	176,85	S1
D1	8,40	S1
D2	162,10	S1
D3	119,59	S1
D4	239,2	S2
E1	123,52	S1
E2	86,93	S1

➤ Dimensionnement de la semelle (ELS)

- Semelle 01 (groupe 01)

La surface de la semelle est donnée par :

$$Ss1 \geq \frac{N1}{\sigma_{sol}}; \text{ avec: } N1 = NG + NQ = 176,85kN$$

$$\sigma_{sol} = 0.2Mpa$$

$$Ss1 = \frac{176,85 \cdot 10^{-3}}{0.2} = 0.884m^2$$

$$\sqrt{0.884} = 0.94m \rightarrow \text{on prend: } (A = 1m; B = 1m)$$

La hauteur de la semelle :

$$Ht \geq d + 0.05m ; d \geq \max\left(\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right) = \frac{1-0.35}{4} = 0.29m \quad \text{condition de rigidite}$$

$$Ht = 0.29 + 0.05 = 0.34m \approx 0.35m$$

$$Ax = Ay = \frac{N \cdot (A-a)}{8 \cdot (h-c) \sigma_s} = \frac{176.85 \cdot (100-35)}{8 \cdot (30-5) \cdot 347.83} * 10 = 1.65cm^2$$

$$\text{Choix: } 5HA12 = 5.65cm^2$$

-Semelle 02 (groupe02) :

La surface de la semelle est donnée par :

$$Ss2 \geq \frac{N2}{\sigma_{sol}} ; \text{ avec: } N2 = 278,44kN$$

$$\sigma_{sol} = 0.2Mpa$$

$$Ss2 = \frac{278,44 \cdot 10^{-3}}{0.2} = 1.39m^2$$

$$\sqrt{1.30} = 1,17m \rightarrow \text{on prend: } (A = 1.5m; B = 1.5m)$$

La hauteur de la semelle :

$$Ht \geq d + 0.05m ; d \geq \max\left(\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right) = \frac{1.5-0.35}{4} = 0.28m \quad \text{condition de rigidite}$$

$$Ht = 0.28 + 0.05 \approx 0.35m$$

$$Ax = Ay = \frac{N \cdot (A-a)}{8 \cdot (h-c) \sigma_s} = \frac{278.44 \cdot (150-35)}{8 \cdot (30-5) \cdot 347.83} * 10 = 4.60cm^2$$

$$\text{Choix: } 5HA12 = 5.65cm^2$$

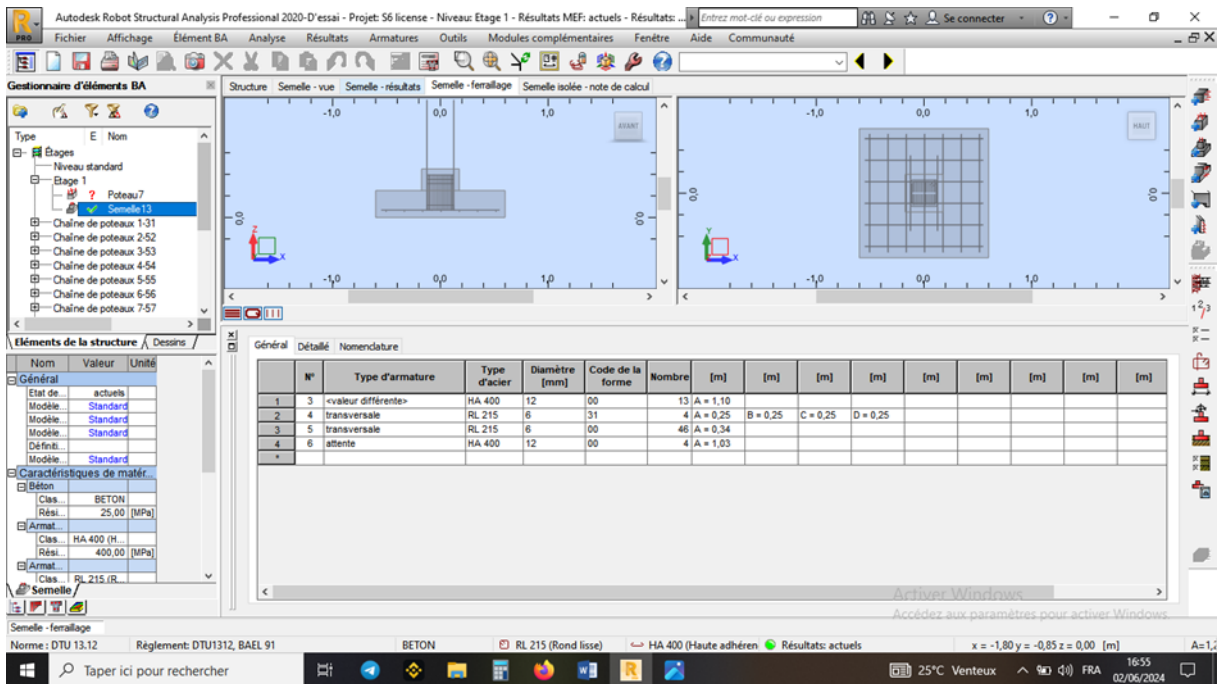
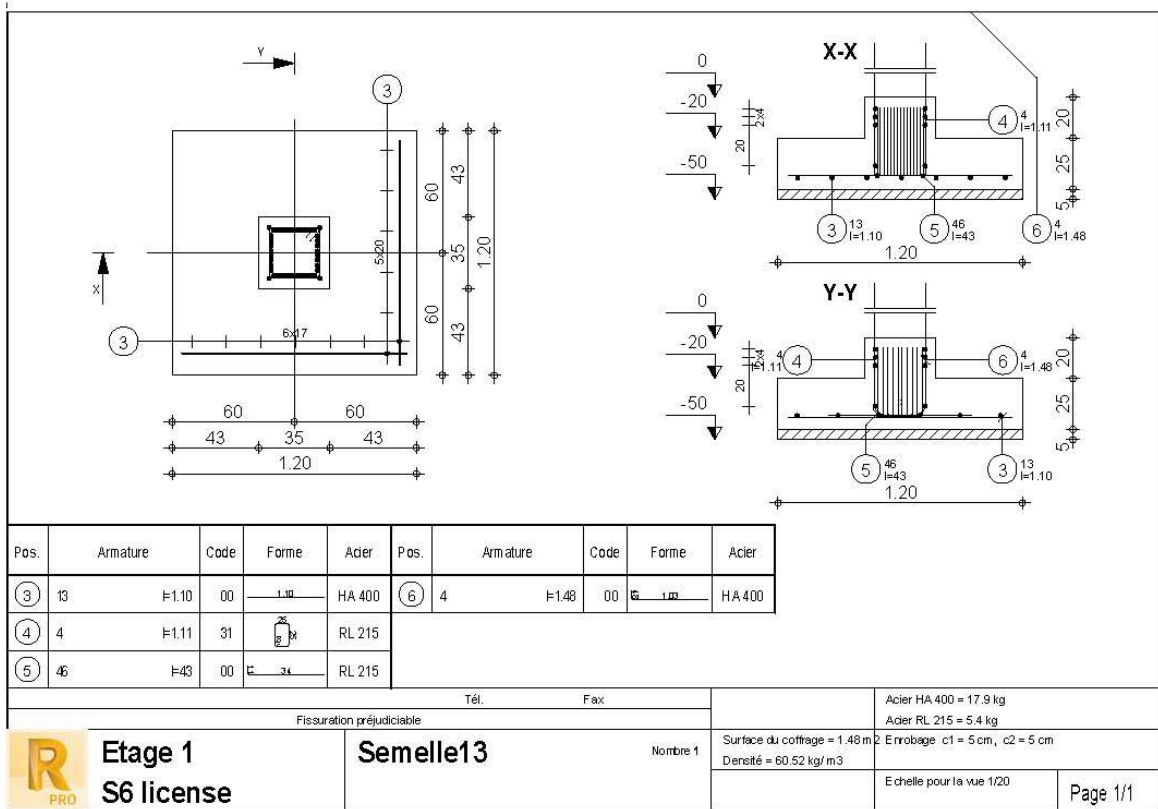


Figure 4.11. Ferrailage de fondations.

Conclusion Générale

L'étude de ce projet a été très utile pour nous ; car elle nous a donné l'occasion de développer nos connaissances dans le domaine de génie civil.

A travers les différentes parties de ce projet, nous pensons avoir maîtrisé l'utilisation et la manipulation des méthodes de calculs qui ont été l'objet de nos études supérieures.

Les explications des méthodes, des principes et des calculs ainsi que les différentes figures et schémas ont tendance à donner des meilleures idées aux lecteurs sur les multiples étapes et procédés d'études des bâtiments.

Enfin l'étude de ce projet sera la source de notre avenir et nous aidera dans notre profession qui sera ; nous vous le promettons plein de sérieux et d'intégrité pour la valeur du diplôme dont vous nous feriez l'honneur.

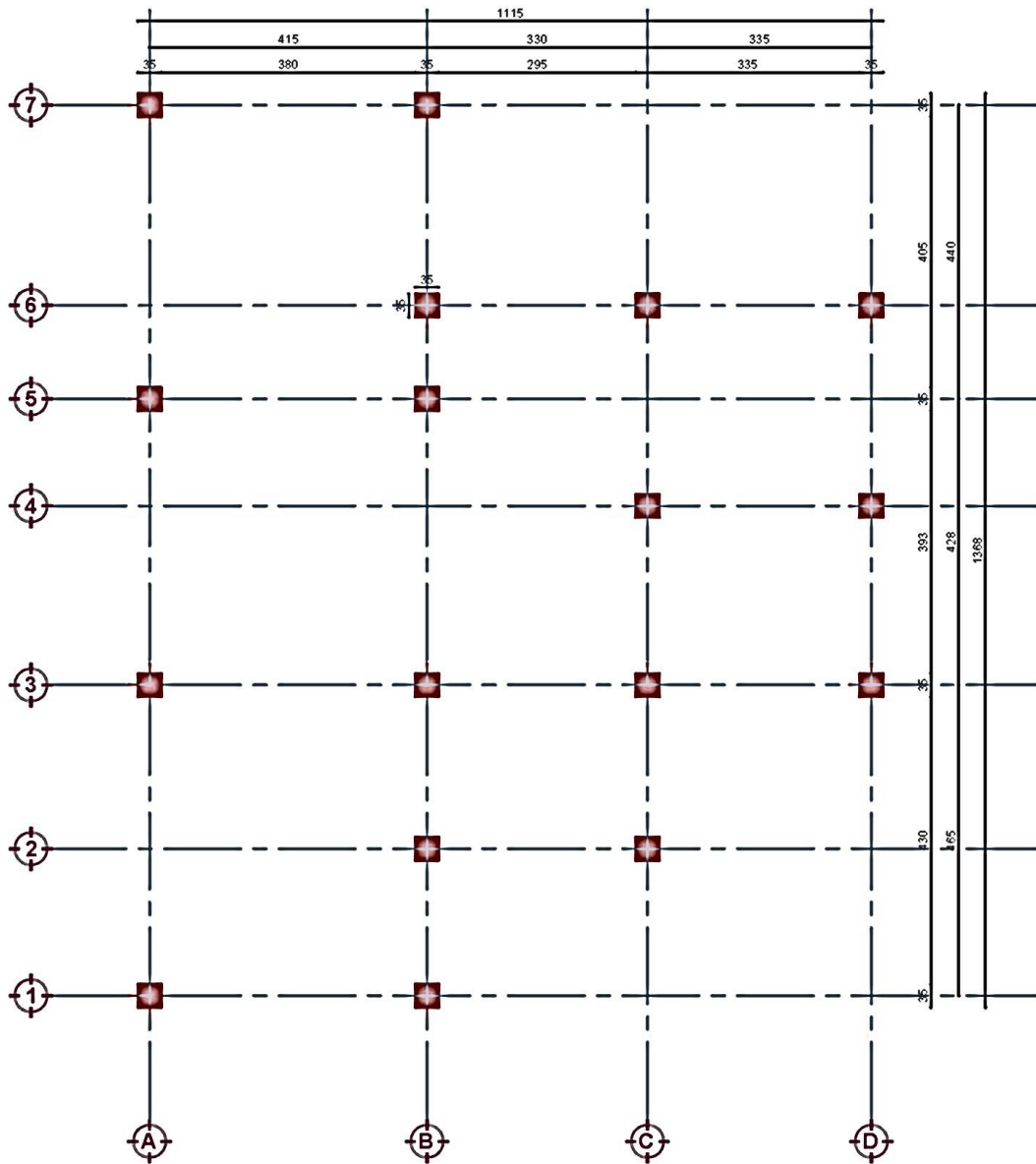
Références bibliographiques

- A.FUENTES : « Le Béton Armé Après Fissuration ».Eyrolles.Paris.1989
- D.T.R-B.C.2.2 : « Charges permanentes et charges d'exploitations »
- D.T.R-B.C.2-41 (Règles De Conception Et De Calcul Des Structures) en béton armé C.B.A 93
- D.T.R-B.C.2-48 : « Règles Parasismiques Algériennes RPA99/VERSION 2003 ».
- Guide pour la rédaction des mémoires fin d'études
- Henry, Thonier « Conception et calcul des structures de bâtiment tome 1-2- 3-4»
- Des mémoires de fin d'études « ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION (R+5) + s-sol ; 'Merabet H. ; Bouargoub N. Promo 2019-20» , « Etude de mosquée avec une structure mixte voile – portique ' Sebsi N. ; Mekechti K. Promo 2013-14».

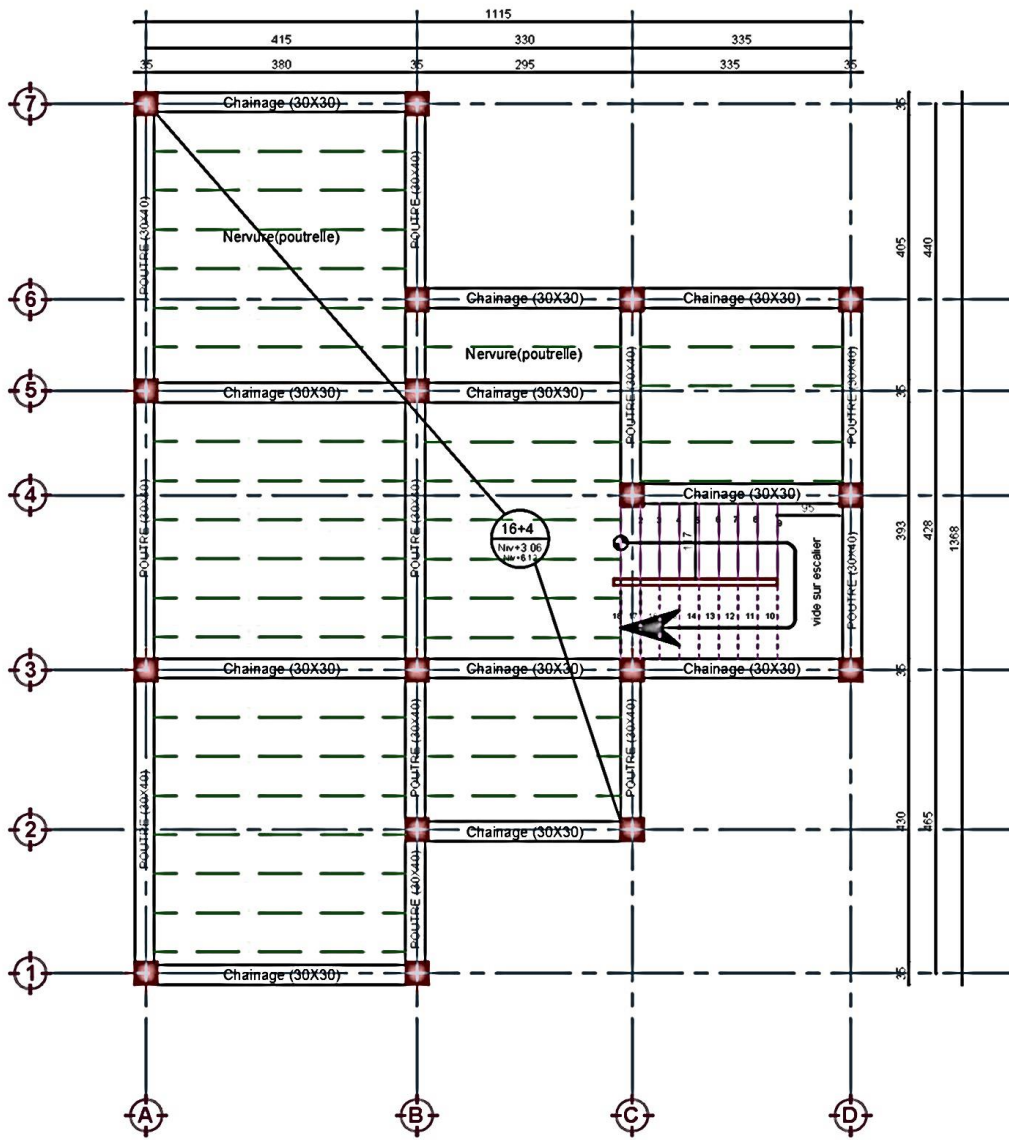
Logiciels :

- Autodesk Robot structural analyse Professional.
- Autocad.
- Microsoft Office Word.

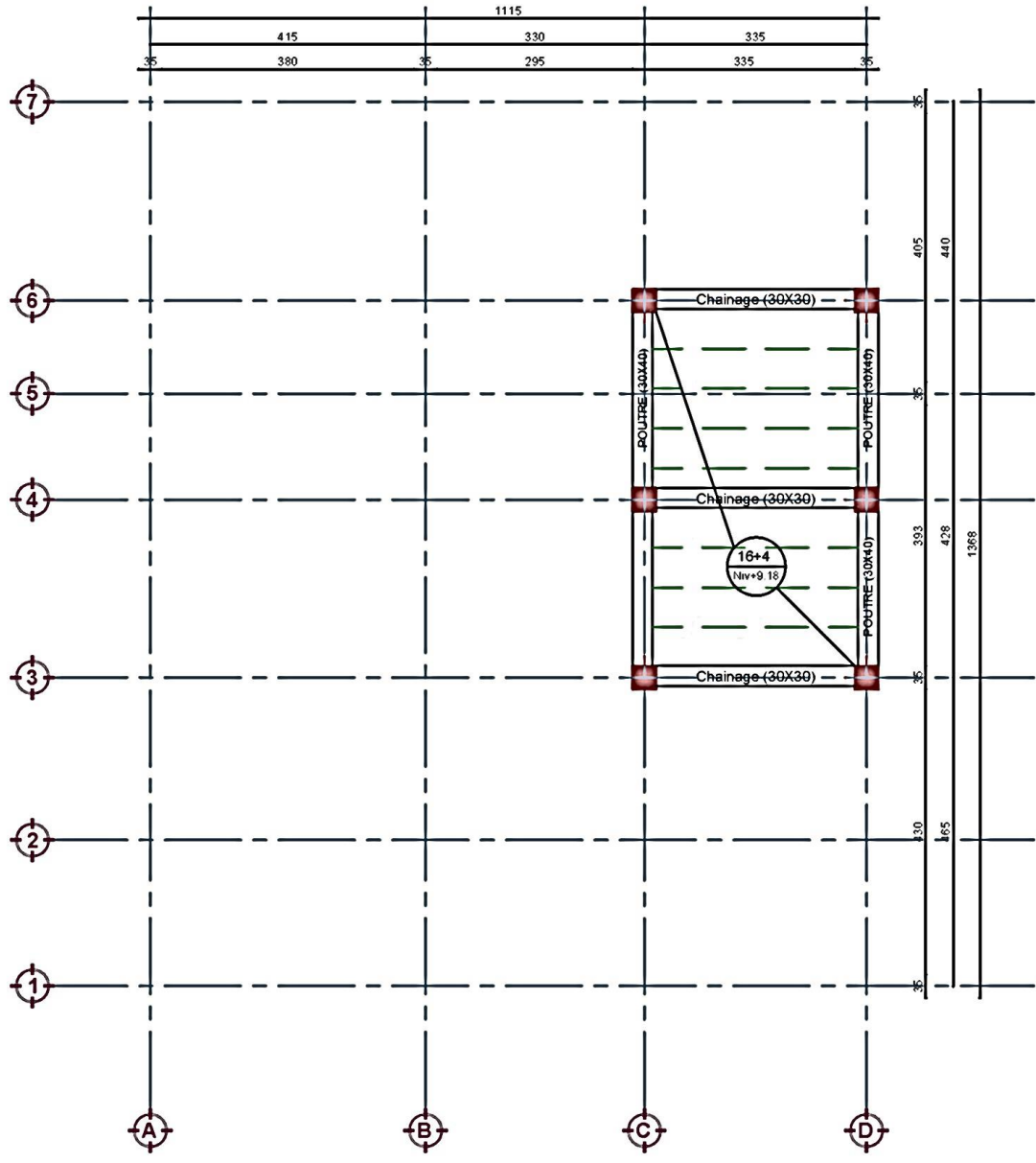
annexes



PLAN D'AXES POTEAUX Ech 1/50



COFFRAGE PLANCHER Niv=±3.06/6.12m Ech 1/50



COFFRAGE PLANCHER Niv=±9.18m Ech 1/50

