



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



Université Amar Thelidji- Laghouat

FACULTE : GENIE CIVIL ET ARCHITECTURE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

MEMOIRE DE LICENCE (MCIL)

Présenté par :

Ben moussa Fatima Zohra

Boudraa Chaimaa

DOMAINE : Sciences et Technologies

FILIERE : Génie Civil

OPTION : Constructions Civiles et Environnement

Thème

Calcul d'un bâtiment d'habitation (R+1) Implanté à EL bayadh

Soutenu le :

Jury de soutenance :

Nom et Prénom	Grade	Qualité
Me Z. Kouidri	M A A	Président
Me M. Gotteicha	M A A	Examinateur
Me M. ben miloud	M A A	Encadreur

Année Universitaire 2023-2024

REMERCIEMENT:

Nous tenons tout d'abord à exprimer notre profonde gratitude envers Dieu Tout-Puissant qui nous a accordé la santé, la volonté, le courage et la patience nécessaires pour mener à bien notre formation et ce travail simple.

Nous souhaitons remercier nos parents qui nous ont soutenus et encouragés tout au long de notre vie, et qui nous inspireront la force et le soutien dans les projets à venir, ainsi que tous les membres de la famille qui ont contribué de différentes manières à nous encourager et à nous soutenir dans ce projet et dans d'autres projets.

Nous tenons à témoigner notre profonde gratitude envers notre honorable superviseur, Mdm : BEN MILOUD MERYEM, pour ses conseils, sa supervision, sa patience, sa confiance et sa gentillesse tout au long du développement de ce projet. Nous remercions également Monsieur : MARAH AHMED et Monsieur : BEN GUIT AMAR pour leurs précieuses directives.

Nous sommes heureux d'exprimer notre gratitude et notre appréciation envers Monsieur : SAKOUM MOHAMED, chef du département du génie civil, et à tous les membres du corps professoral et du personnel administratif du département.

-En conclusion, nous tenons à remercier tous les membres du comité d'évaluation pour leur contribution à la critique constructive et à l'évaluation de ce travail avec tout le respect et la confiance.

DIDICASE:

Après un long chemin de don de soi, d'efforts et de défis, émane de mon cœur une profonde réflexion et gratitude envers Allah Le Très Haut, qui a béni mon parcours et m'a donné la force de surmonter toutes les difficultés et d'arriver là où je suis aujourd'hui. Je veux célébrer ce moment pour exprimer ma gratitude et mon appréciation envers mes proches dans ce monde, ceux qui ont construit ma vie et l'ont parfumée de leur présence, ils ont tout mon respect et ma reconnaissance.

Il y a des mots qui touchent profondément mon cœur et qui s'adressent à ma chère mère, qui a été un pilier solide pour moi et une flamme qui illumine ma vie, que Dieu la protège et lui accorde longue vie. À mon cher père, qui a été un soutien inébranlable et un encouragement sincère pour moi, je prie Dieu de le protéger et de lui accorder santé et bien-être. Et à ma merveilleuse grand-mère, qui a été une main secourable avec son grand amour, je présente mes salutations affectueuses à mon cher grand-père qui est parti vers la miséricorde de Dieu, que Dieu ait son âme en paix.

À mes chers frères et sœurs, qui ont été à mes côtés dans toutes les étapes et les défis, je veux qu'ils sachent que je leur suis reconnaissant et que je les aime profondément. Je souhaite également exprimer ma profonde reconnaissance à mes chers amis et compagnons de route, qui ont été un soutien et une source d'inspiration pour moi.

Nous demandons à Dieu de les protéger tous et de les préserver de tout mal, et de leur accorder le bonheur et la réussite dans leur vie. Ô Dieu, exauce notre prière. Nous demandons également à Dieu de soutenir nos frères et sœurs à Gaza, de les protéger et de leur accorder la victoire, la sécurité et la paix. Amen.

BOUDRAA CHAIMA

DIDICASE

Grâce à Dieu le tout-puissant, le jour tant attendu est enfin arrivé. Je souhaite dédier ce modeste travail A ma très chère mère, qui me donne toujours l'espoir de vivre et qui n'a jamais cessé de prier pour moi.

A mon très cher père, pour ses encouragements, son soutien, surtout pour son amour et son sacrifice afin que rien n'entrave le déroulement de mes études.

à mes chères parentes, à mon cher frère Yacine à ma chère sœur Halima à toute ma famille, à tous mes amis de promotion, et à toutes les personnes que j'ai rencontrées durant mon parcours d'études.

BEN MOUSSA FATIMA

ملخص

الهدف من هذه الدراسة هو دراسة هيكل مبنى من الخرسانة المسلحة، يتكون من طابق أرضي وطابق علوي، والذي من المقرر بناؤه في منطقة البيض في الجزائر، مصنف وفقًا للتشريعات الزلزالية الحالية. تعتبر منطقة البيض منطقة زلزالية ذات نشاط منخفض، وتم ضمان قوة هذا المبنى من خلال نظام هيكلي مرن يتكون من أعمدة وعوارض محددة، مع حساب التسليح لجميع العناصر الرئيسية والثانوية، بما في ذلك الأساسات، وفقًا للمعايير والتشريعات السارية، بما في ذلك قواعد التصميم والحساب للهياكل من الخرسانة المسلحة لعام 1993 والتشريعات الزلزالية الجزائرية لنسخة 2003 لعام 1999.

RÉSUMÉ:

L'objectif de cette étude est d'examiner la structure d'un bâtiment en béton armé, composé d'un rez-de-chaussée et d'un étage supérieur, qui devrait être construit dans la région d'El Bayadh en Algérie, classée selon les règles parasismiques en vigueur. La région d'El Bayadh est une zone sismique à faible activité, et la résistance de ce bâtiment a été assurée par un système de structure résistante comprenant des poteaux et des poutres de dimensions spécifiées, avec le calcul de l'armature pour toutes les éléments principaux et secondaires, y compris les fondations, selon les normes et règles applicables, y compris les règles de conception et de calcul des structures en béton armé de 1993 et les règles parasismiques algériennes de 1999 version 2003.

Mots clés : bâtiment, béton armé, structures, fondations.

ABSTRACT:

The objective of this study is to examine the structure of a reinforced concrete building, consisting of a ground floor and an upper floor, which is to be constructed in the El Bayadh region in Algeria, classified according to the current seismic regulations. The El Bayadh region is a seismic zone with low activity, and the strength of this building has been ensured by a resilient structural system consisting of specified columns and beams, with the calculation of reinforcement for all main and secondary elements, including foundations, according to applicable standards and regulations, including the design and calculation rules for reinforced concrete structures of 1993 and Algerian seismic regulations of 1999 version 2003.

Keywords: building, reinforced concrete, structures, foundations.

SOMMAIRE

INTRODUCTION:	11
Chapitre 01 : Présentation de L'ouvrage Et caractéristiques Des matériaux	12
1-1) INTRODUCTION :	13
1-2) situation de l'ouvrage :	13
1-3) caractéristiques Géométriques :	13
a) Dimension en élévation :	13
b) Dimension en plan :	13
c) Ossature :	13
d) Plancher :	13
f) cage d'escalier :	13
J) Maçonnerie :	13
h) Revêtement :	14
1-4) Caractéristique mécanique :	14
1-4-1) le béton :	14
1-4-2) Acier :	17
1-5) Actions et combinaisons de calcul :	19
1-6) Sollicitations de calcul :	19
1-6-1) Sollicitations de calcul vis-à-vis ELU (résistance et la stabilité de forme) :	19
1-6-2) Sollicitations de calcul vis-à-vis ELS :	20
1-7) Matériaux utilisés :	Error! Bookmark not defined.
1-8) Normes et règlement utilisé :	Error! Bookmark not defined.
Chapitre 02 : Pré-dimensionnement,Descente De charge et Calculs ét Secondaires	23
2-1) INTRODUCTION :	24
2-2) Détermination des charge et surcharges (DTRB.C.2-2) :	24
2.2.1) Charges permanentes :	24
a) planchers terrasse :	24
2-3) pré-dimensionnement des éléments structuraux :	25
2.3.1 Pré- dimensionnement des planchers :	25
2.3.2 pré-dimensionnement des poutres :	26
2-4) Pré-dimensionnement des poteaux :	29
Chapitre 03: Calcul des éléments Secondaires	35
3-1) Introduction:	36

3-2) L'acrotère :	36
3-2-1) Evaluation des charges et Surcharges :	36
3-3) Balcons :	42
3-3-1) Evaluation des charges et surcharges :	42
3-4) Plancher à corps creux :	48
a. La dalle de compression :	48
3-4-2-a. Détermination du chargement à l'ELU (q_u) et à l'ELS (q_s) revenant sur poutrelle	50
3-1-2-b. Détermination du ferrailage :	50
3-5) Les escaliers :	55
3-5-1 Dimensionnement des escaliers :	55
Chapitre 04 : Calcul des éléments structuraux et l'infrastructure	63
4-1) Introduction :	64
4-2) Les Poutres :	64
4-2-1) Ferrailage des poutres :	64
4-3) Les Poteaux :	69
4.4. Ferrailage des Poteau :	69
.Système de fondation :	75
2. Fondations profondes :	75
4. 3. Calcul des efforts revenants aux semelles isolées :	77
4.4. Ferrailage des semelles :	78

LISTE DES FIGURES

<i>Figure 1.2. Diagramme contraintes-déformation de béton à ELU.....</i>	<i>17</i>
<i>Figure 1.3. Diagramme contraintes-déformations déformations d'aciers.....</i>	<i>20</i>
Figure 2.1 : Dalle en corps creux.....	26
Figure2.2 : Dalle pleine en béton armé.....	26
Figure 2.3 : Section d'une poutre en béton.....	27
Figure 2.4 : Surface d'influence pour le poteau le plus sollicité.....	31
<i>Figure 3.1 : schéma statique de l'acrotère.....</i>	<i>36</i>
<i>Figure 3.2 : Ferrailage de l'acrotère.....</i>	<i>41</i>
<i>Figure : 3.3 : Coupe réelle d'un balcon.....</i>	<i>42</i>
<i>Figure : 3.4 : Vue en plan de balcon</i>	<i>42</i>
<i>Figure : 3.5 : schéma de balcon</i>	<i>43</i>
<i>Figure : 3.6 : Ferrailage de Balcon.....</i>	<i>47</i>
<i>Figure 3.7 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....</i>	<i>48</i>
<i>Figure 3.8 : Dimensions de poutrelle.....</i>	<i>49</i>
Figure 3.9:Récapitulation des résultats des poutrelles	50
<i>Figure 3.10 : Ferrailage des poutrelles.....</i>	<i>54</i>
<i>Figure 3 .11 : Schéma d'un escalier</i>	<i>55</i>
<i>Figure 3.12: Schéma des escaliers.....</i>	<i>56</i>
<i>Figure 3.13 : Sollicitation a' l'état limite ultime de résistance.....</i>	<i>58</i>
<i>Figure 3.14 : Ferrailage de l'escalier.....</i>	<i>62</i>
<i>Figure 4.1: Le diagramme des moments des poutres à ELU.....</i>	<i>66</i>
<i>Figure 4.2: Le diagramme des moments des poutres à ELS.....</i>	<i>66</i>
Figure 4.3:Vue en plan	77
Figure 4 .3 : Résultats des moments et efforts tranchants donnés par robot (2018).....	82

LISTE DES TABLEAUX

<i>Tableau.1.1 : Nuance et limite d'élasticité des aciers.....</i>	<i>18</i>
<i>Tableau1.2. Coefficients $\varphi_{0i}, \varphi_{11}, \varphi_{2i}$ selon les règles BAEL [1 – 6].....</i>	<i>21</i>
<i>Tableau 3.1 : Récapitulation des résultats de l'acrotère</i>	<i>39</i>
<i>Tableau 3.2 : Chargement des composants de balcon</i>	<i>41</i>
<i>Tableau 3.3 : charge concentrer de garde-corps.....</i>	<i>42</i>
<i>Tableau 3.4 : Descente des charges du palier.....</i>	<i>56</i>
<i>Tableau 3.5 : Descente des charges de volé.....</i>	<i>56</i>
<i>Tableau 3.6 : Combinaison de charges</i>	<i>57</i>
<i>Tableau 4 .1: Résultants obtenus par l'Auto desk Robot structural 2018.....</i>	<i>78</i>
<i>Tableau 4.2: Dimensionnement des semelles.....</i>	<i>78</i>
<i>Tableau 4.3 : Récapitulation du ferrailage des semelles.....</i>	<i>68</i>

LISTE DES NOTATIONS

A	Aire d'une section d'acier
A'	Section d'aciers comprimés
A_{ser}	section d'aciers pour l'ELS
B	Section d'aciers pour l'ELU
Br	Section réduite
ELS	Etat limite de service
ELU	Etat limite ultime
F	Force ou action générale
G	Action permanente
I	Moment d'inertie
L	Longueur ou portée
M	Moment en général
M_u	Moment de calcul ultime
M_{ser}	Moment de calcul de service
N	Effort normal
N_u	Effort normal d'ultime
N_{SER}	Effort normal en service
Q	Action ou charge variable
S	Section
T	Effort tranchant
A	Une dimension transversale
b	Une dimension longitudinale
b_0	Epaisseur brute de l'arme d'une section
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
f_{cj}	Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours

f_{tj}	Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de j jour
f_{c28}	Résistance à la compression du béton calculé à 28 jours
f_{t28}	Résistance de la traction du béton calculé à 28 jours.
h_0	Epaisseur d'une membrure de béton
H	Hauteur totale d'une section de béton armé
J	Nombre de jours
k	Coefficient en général
l_f	Longueur de flambement
α	Angle en général, coefficient
γ	Coefficient de poisson
θ	Coefficient
μ	Coefficient
Σ	Contrainte normale
σ_b	Contrainte de compression du béton
σ_s	Contrainte de traction de l'acier
τ	Contrainte tangente
E_{tj}	Le module de déformation instantanée

INTRODUCTION:

La principale préoccupation d'un ingénieur civil est de concevoir et de construire une structure capable de résister à tous les mouvements qui l'exigent. Pour y parvenir, les experts du bâtiment ont mis en évidence des règles et des normes qui réglementent le comportement des bâtiments et protègent la vie des utilisateurs. Les objectifs de chaque étude de projet de construction incluent la sécurité : pour assurer la stabilité de l'emploi, l'économie : pour contrôler les coûts du projet et le confort. Dans le cadre de ce projet, nous avons effectué des calculs d'un bâtiment résidentiel en béton armé situé dans une zone de faible activité sismique, cette structure est composée d'un RDC plus un seul étage. Le travail est divisé en quatre chapitres, à savoir

- *Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.*
- *Chapitre 2 : Pré-dimensionnement disant de charge*
- *Chapitre 3: Calcul des éléments Secondaires*
- *Chapitre 4: Calcul des éléments structuraux et l'infrastructure*

CHAPITRE 01 :

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

1-1) INTRODUCTION :

Dans ce travail, nous allons étudier une structure composite structure composé d'un sous-sol et Réez de chaussée avec un seule étage (R+1) a usage d'habitation.

1-2) situation de l'ouvrage :

Notre projet sera implanté dans la wilaya d'EL BAYADH qui est classé selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99. Version 2003) zone 1.

1-3) caractéristiques Géométriques :

a) Dimension en élévation :

**Hauteur du sous-sol 2,80m*

**Hauteur du RDC3,06m*

**Hauteur du étage 3,06m*

**Hauteur totale de la structure 6,12m*

b) Dimension en plan :

**Largeur totale13,89 m*

**longueur totale.....14,4 m*

1-4) Présentation de l'ouvrage :

c) Ossature :

Pour assurer la stabilité de structure, nous avons choisi un système structure en portique (poteaux, poutre).

d) Plancher :

Il Ya deux type de plancher ont été utilisés :

**plancher à corps creuse.*

**plancher à dalle pleine.*

f) cage d'escalier :

Il y a deux types d'escaliers :

**type 01 : composé de un volée et palier de repos.*

**type 02 : composé de deux volées et palier de repos.*

J) Maçonnerie :

Elles sont réalisées en brique creuse selon deux types

- Murs extérieure :

- Brique creuse de 15 cm
- L'âme d'air de 5cm
- Brique creuse de 10 cm

-Murs intérieure :

- Brique creuse de 10 cm

h) Revetment :

- Céramique recouvrant les murs dans les salles d'eaux.
- Carrelage de 2cm pour différents planchers et escalier.
- Enduit de plâtre de 2 cm pour les cloisons et plafonds.
- Mortier de ciment pour les crépissages des façades.

1-5) Caractéristique mécanique des matériaux :

1-5-1) le béton :

a) définition :

Le béton est un fabriqué un mélangeant du ciment, du gravier, du sable et de l'eau selon des proportions précises. Il peut être utilisé en grande quantité, mais est le plus souvent de l'acier pour former ce qu'on appelle le « béton armé », car en général. Le béton seul généralement une faible résistance à la traction et se fissure dans les zones soumises à des contraint dues au poids propre et aux charges d'exploitation.

Ciment :Le CEM est liant le plus couramment utilisé , il sert à assurer une bonne liaison de granulats entre eux .

Granulats : Deux types granulats seront utilisés :

- sable de dimension ($0 \leq D_s \leq 5$)*
- Graviers de dimension ($8 \leq D_g \leq 15$) et ($15 \leq D_g \leq 25$)*

L'eau de gâchage :Elle met en réaction le ciment en provoquant son en hydratation , elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton

b) Composition du béton :

- 350 kg /m²de ciment de classe CPA 325.
- 400 litres de sable de diamètre 0 à 5.
- 800 litres de gravier de diamètre 15 à 25.
- 175 litres d'eau gâchage.

c) Résistance à la compression :

D'un point de vue mécanique, le béton est caractérisé par ses deux résistances principales (la résistance à la compression et la résistance à la traction).

Résistance caractéristique à la compression : du béton est définie par sa capacité à résister à la compression après 28 jours de durcissement, notée f_{cj} . Elle est déterminée en soumettant des échantillons normalisés (16x32) à une compression axiale après 28 jours. Pour un béton ayant moins de 28 jours, sa résistance à la compression est calculée selon la norme (CBA93Art A-2-1-1) :

- Pour $j < 28$ f_{c28} du béton non traité thermiquement est :

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{(4,76 + 0,83j)} \quad \text{si : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{(1,40 + 0,95j)} \quad \text{si : } f_{c28} > 40 \text{ MPA}$$

- Pour $j > 28$: on a $f_{cj} = f_{c28}$

d) Résistance à la traction : (Art2-3-3-1BAEL91) :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours notée f_{tj} est conventionnellement définie par formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$$

e) Contraintes limites :

En fixant les contraintes à γ_b (résistances de compression ultime) et en appliquant les coefficients de sécurité sur les matériaux, on aboutit à ce qui suit :

- **à l'état limite ultime (ELU) :** Les calculs à l'ELU se basent sur la modélisation du comportement réel du béton à l'aide d'une loi parabole-rectangle sur un diagramme contrainte-déformations tel que présenté sur la figure 1.1. En l'occurrence, on retrouve sur cette figure 1.1 :

$\epsilon_{bc} = 2\%$: limite de déformation du béton soumise à la compression simple.

$\epsilon_{bc} = 3.5\%$: limite de déformation du béton soumise à la flexion.

-La contrainte ultime du béton en compression :

$$\sigma_b = \frac{(0,85 \times f_{c28})}{(\theta \times \gamma_b)}$$

γ_b : coefficient de sécurité du béton

$$\gamma_b \begin{cases} 1,5 : \text{situation normale} \\ 1,15 : \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

θ : est coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$\theta = 1$ si la durée est supérieure 24h.

$\theta = 0,9$ si la durée est inférieure à 1h.

→ Le coefficient de Minoration 0,85 : pour couvrir l'erreur fait en négligeant le fluage du béton.

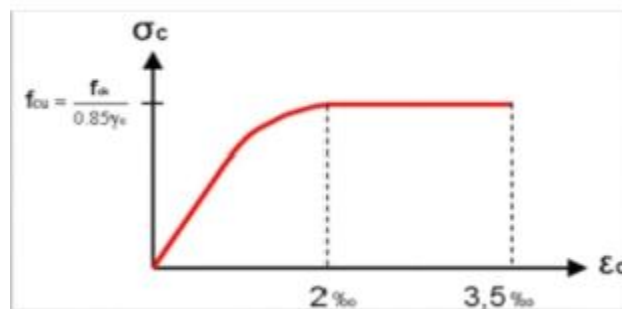


Figure 1.1 Diagramme contraintes-déformation de béton à ELU

Contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = V_{ub0} \times d$$

Avec:

V_u : L'effort tranchant ultime agissant sur la section cisailée.

b_0 : largeur de la section

d : hauteur utile de la poutre.

On vérifie par suite que:

Si la fissuration est peu nuisible:

$$\tau_u \leq \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

- **à l'état limite de service :** Les déformations requises pour atteindre l'ELS sont relativement faibles, ce qui suppose que le béton reste dans son domaine élastique. Ainsi, la loi de Hooke de l'élasticité est adoptée pour décrire le comportement du béton à l'ELS, avec des charges de longue durée $E_v = E_{vj}$ et $U = 0,2$. La résistance mécanique du béton en tension est négligée. De plus, une valeur forfaitaire est généralement adoptée pour le module d'Young du béton, équivalant à 1/15 de celui de l'acier.

En ce qui concerne la contrainte limite de service : $\bar{\sigma} = 0,6 f_{c28}$

f) Déformation du béton:**Module d'élasticité longitudinal :**

Le module d'élasticité est défini comme le rapport entre la contrainte normale et la déformation engendrée. Il existe deux types de modules en fonction de la durée d'application de contrainte :

f-1) Module d'élasticité instantané :

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de

Déformation longitudinale instantané du béton âge de (j) jours noté E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 110000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (BAEL91 Art 2.3.3.2)}$$

Dans notre cas : $E_{ij} = 32164,2 \text{ MPA}$

f-2) Module d'élasticité différée :

On admet que sous contraintes de longue durée d'application, et à fin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égale :

$$E_{vi} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (BAEL93 Art 2.3.3.2)}$$

Dans notre cas : $E_{vi} = 10721,1 \text{ MPA}$

g) Coefficient de poisson :

Le Coefficient de poisson Correspond au rapport entre la déformation latérale et la déformation longitudinale.

$\mu = 0$ aux états limites ultimes (béton fissuré)

$\mu = 0,2$ aux états limites de services (béton non-fissuré)

h) Retrait:

Pendant son processus de durcissement, le béton présente des variations dimensionnelles spontanées qui se manifestent par une réduction de ses dimensions initiales, phénomène connu sous le nom de retrait.

i) Fluage :

Le fluage est un phénomène de déformation qui se produit sous l'effet d'une charge appliquée de manière continue.

1-4-2) Acier :

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible proportion, qui se distingue par sa capacité de résistance à la traction. Les armatures utilisées dans le béton armé sont fabriquées à partir d'aciers ayant des nuances et une surface spécifiques

Les caractéristiques de l'acier utilisé sont :

Module d'élasticité : $E = 2 \times 10^5 \text{MPa}$

Limite d'élasticité selon le type.

Tableau.1.1 : Nuance et limite d'élasticité des aciers

Type d'aciers	Désignation (nuance)	Limites d'élasticité $f_e(\text{MPa})$
Ronds lisses	Fe E235	235
Barres à hautes adhérence	Fe E 400	400

Les aciers utilisés sont :

- Ronds lisses Fe E 235 pour les armatures transversales.
- Aciers à haute adhérence Fe E 400 « H.A » pour les armatures longitudinales.
- Treilles soudés ($150 \times 150 \text{ mm}^2$) avec $\varnothing \leq 6 \text{ mm}$.

a) Les contraintes limites :

➤ Etat limites ultime :

La contrainte de l'acier : $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Le coefficient de sécurité de l'acier est :

$\gamma_s=1$: Situation accidentelle.

$\gamma_s=1,15$: Situation durable.

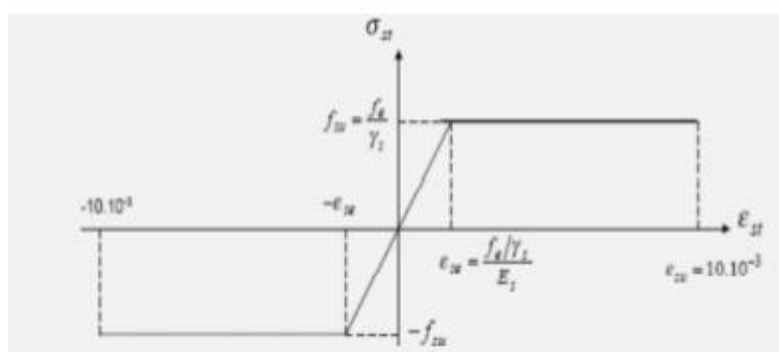


Figure 1.2. Diagramme contraintes-déformations d'aciers

➤ Etat limite de service:

Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire.

Fissuration préjudiciable : il faut que

$$\bar{\sigma}_s = \min [2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}].$$

Fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min[0.5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}]$$

Avec :

η : coefficient d fissuration .

η : 1 pour les aciers ronds lisses.

η : 1,6 pour les aciers a haute adhérence.

1-5) Actions et combinaisons de calcul :

Les actions, qui comprennent les charges permanentes, climatiques et d'exploitation appliquées sur la structure, sont combinées et calculées.

Actions permanentes (G) : sont appliquées de manière pratiquement constante pendant toute la durée de vie de l'ouvrage et comprennent le poids propre de la structure ainsi que les charges de la superstructure et des équipements fixes.

Actions variables (Q) : sont des charges dont l'intensité reste plus ou moins constante et qui sont définies par les textes réglementaires.

Actions accidentelles: comprennent les séismes, les incendies, les chocs, etc.

- **Combinaisons de calcul:**

Lorsqu'on se trouve dans une situation donnée, il est important de déterminer les combinaisons d'actions les plus critiques, car une fois la sécurité assurée pour celles-ci, elle le sera pour toutes les autres situations.

Trois types de combinaisons sont à envisager :

- Combinaisons fondamentales (ELU).
- Combinaisons accidentelles (ELU).
- Combinaisons rares (ELS) .

1-6) Sollicitations de calcul :

Pour une combinaison d'actions donnée, les sollicitations sont calculées, comprenant le moment de flexion, le moment de torsion, l'effort normal et l'effort tranchant, en utilisant des méthodes de la résistance des matériaux ou d'autres méthodes appropriées.

1-6-1) Sollicitations de calcul vis-à-vis ELU (résistance et la stabilité de forme) :

a) Combinaison fondamentale :

$$S_D = 1,35 \times G_{max} + G_{min} + \gamma_{Qi} \times Q_1 + \sum 1,3 \times \varphi_{Qi} \times Q_i$$

Avec :

G_{max} : Ensemble (somme) des actions permanentes défavorables.

G_{min} : Ensemble (somme) des actions permanentes favorables.

Q_1 : Action variable dite de base.

Q_i : Autres actions variables dites d'accompagnement avec leur coefficient Ψ_{0i}

b) Combinaison accidentelle :

$$G_{max} + G_{min} + FA + \varphi_{11} Q_1 + \sum \varphi_{2i} Q_i$$

Avec :

- FA : valeur nominale de l'action accidentelle.

- $\varphi_{11} Q_1$: valeur fréquente d'une action variable.

- $\varphi_{2i} Q_i$: valeur quasi permanente d'une action variable.

1-6-2) Sollicitations de calcul vis-à-vis ELS :

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

Tableau1.2. Coefficients $\varphi_{0i}, \varphi_{11}, \varphi_{2i}$ selon les règles BAEL [1 – 6]

		Combinaison fondamentale	Combinaison accidentelle	
Nature des charges		φ_{0i}	φ_{11}	φ_{2i}
Charge d'exploitation	Archives	0,90	0,90	0,80
	Pars de stationnement	0,90	0,75	0,65
	Salles de renions -à places assises -à places debout	0,77 0,77	0,65 0,75	0,4 0,25
	Salles d'exploitation-Halles divers	0,77	0,75	0,25
	Autres locaux	0,77	0,75	0,65
Charge climatique	Vent(W)	0,77	0,20	0
	Neige (Sn) -altitude $\leq$ à 500m -altitude $>$ à 500 m	0,77 0,77	0,15 0,30	0 0,1
	Variation de températures	0,6	0,5	0

CHAPITRE 02 :

PRÉ-DIMENSIONNEMENT,

DESCENTE DE CHARGE

2-1) INTRODUCTION :

L'objectif du pré dimensionnement est de déterminer les dimensions des différents éléments de la structure conformément aux normes RPA99V2003 et BAEL91. Cette étape consiste à évaluer les charges et surcharges pour déterminer la répartition des charges entre les différents éléments porteurs de tous les niveaux jusqu'à la fondation. Les résultats obtenus ne sont pas finaux et peuvent être ajustés lors de la phase de dimensionnement ultérieure. Nous débutons par le pré-dimensionnement en partant du sommet vers la base du bâtiment :

1. Les poutres ;
2. Les planchers ;
3. Les poteaux.

2-2) Détermination des charge et surcharges (DTRB.C.2-2) :

Avant de dimensionner les éléments structuraux tels que les planchers, les poteaux et les poutres, il est essentiel de calculer la charge en fonction des normes en vigueur.

2.2.1) Charges permanentes :

a) planchers terrasse :

Protection en gravillon (5cm)	$0,05 \times 10 = 0,05 \text{ KN/m}^2$
Etanchéité multicouche (2cm)	$0,12 \text{ KN/m}^2$
Protection de l'étanchéité par papier Kraft	$0,50 \text{ KN/m}^2$
Forme de pente Film par vapeur	$0,10 \times 22 = 2,20 \text{ KN/m}^2$
Isolation thermique (liège)	$0,20 \text{ KN/m}^2$
Film par vapeur	$0,05 \text{ KN/m}^2$
Film ployane	$0,05 \text{ KN/m}^2$
Dalle en corps creux (16+4)	$2,85 \text{ KN/m}^2$
Enduit en plâtre (2cm)	$0,24 \text{ KN/m}^2$
	$G = 6,95 \text{ KN/m}^2$

b) Planchers étage:

1) planchers en corps creux :

Carrelage (2cm)	$0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
Mortier de pose (2cm)	$0,22 \times 20 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
Lite de sable (5cm)	$0,05 \times 15 = 0,75 \text{ KN/m}^2$
Cloison légère	$0,75 \text{ KN/m}^2$
Isolation phonique	$0,10 \text{ KN/m}^2$
Planche (16+4)	$2,85 \text{ KN/m}^2$
Enduit en plâtre (2cm)	$0,02 \times 12 = 0,24 \text{ KN/m}^2$
	$5,53 \text{ KN/m}^2$

2) planchers en dalle plain :

Carrelage (2cm)	$0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
Mortier de pose (2cm)	$0,22 \times 20 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
Lite de sable (5cm)	$0,05 \times 15 = 0,75 \text{ KN/m}^2$
Cloison légère	$0,75 \text{ KN/m}^2$
Isolation phonique	$0,10 \text{ KN/m}^2$
Dalle pleine	$6,25 \text{ KN/m}^2$
Enduit en plâtre (2cm)	$0,02 \times 12 = 0,24 \text{ KN/m}^2$
	$G = 8,93 \text{ KN/m}^2$

a) Maçonnerie :

Enduit ciment	$0,18 \text{ KN/m}^2$
Brique creuse (10+5)	$3,35 \text{ KN/m}^2$
Enduit en plâtre	$0,24 \text{ KN/m}^2$
	$G = 3,77 \text{ KN/m}^2$

2-3) pré-dimensionnement des éléments structuraux :

2.3.1 Pré- dimensionnement des planchers :

a) planchers en corps creux :

Le plancher en corps creux est une structure horizontale plane qui sépare les étages et possède une faible épaisseur en comparaison de sa dimension en plan. L'assemblage du plancher est influencé par l'épaisseur des poutrelles, tandis que le dimensionnement initial repose sur l'utilisation de formules empiriques conçues pour limiter la flèche. L'évaluation du dimensionnement se fait en veillant à respecter les critères de déformation.

$$h_t \geq \frac{I_{\max}}{22,5}$$

$I_{\max}$: la portée entre nus d'appuis des poutres principales.

$$h_t \geq \frac{380}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 16 \text{ cm}$$

On prend $h_t = (16 + 4) \text{ cm} = 20 \text{ cm}$

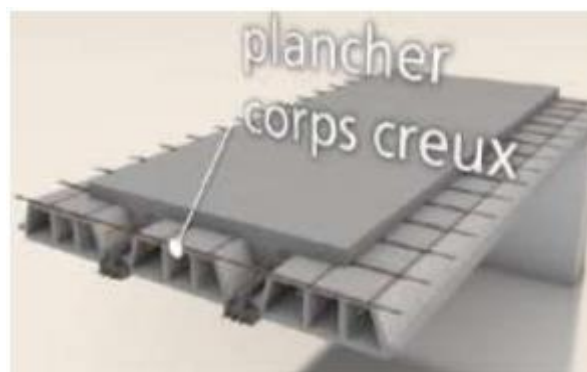


Figure 2.1 : Dalle en corps creux.

b) planchers à dalle pleine :

Il s'agit de la dalle du radier, des escaliers et des balcons. Leurs épaisseurs dépendent d'une part des conditions de résistance à la flexion : $L/30$ à $L/35$ de la portée pour une dalle reposant sur deux appuis : $L/40$ à $L/50$ pour une dalle reposant sur trois ou quatre cotés. D'autre part, elles dépendent aussi de la condition d'isolation acoustique (loi de masse) soit

$$h_0 = 14\text{cm}$$

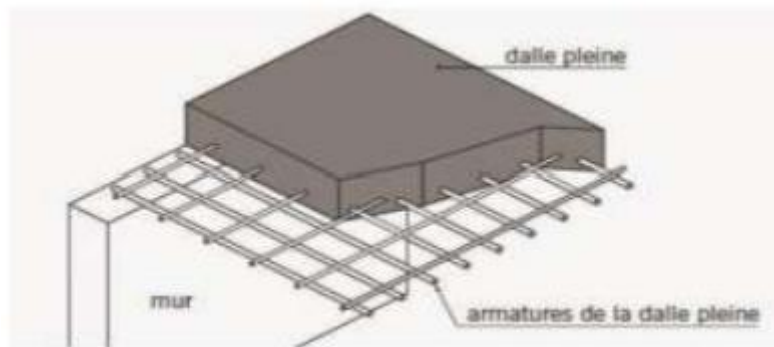


Figure 2.2 : Dalle pleine en béton armé

2.3.2 pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux, dont la section peut avoir différentes formes, leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux. Les poutres sont dimensionnées par rapport aux conditions de la flèche admissible et sont vérifiées par rapport aux prescriptions du RPA 99 Version 2003[1].

a) Détermination de h et b :

Le pré dimensionnement des poutres a pour le choix et la vérification des dimensions (hauteur et largeurs) de ces derniers dans le plan d'architecture. Pour cela, nos calculs seront basés sur les règles suivantes : RPA99 V2003 [1] et CBA93 [3].

✓ La hauteur de la poutre est déterminée par l'expression suivante (figure 2.3) :

$$\frac{l_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{\max}}{10}$$

$l_{\max}$: Longueur de la portée maximale de la poutre entre nus d'appuis (figure 2.3)

h : Hauteur de la poutre.

✓ La largeur de la poutre est en fonction de sa hauteur, est donnée comme suit :

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

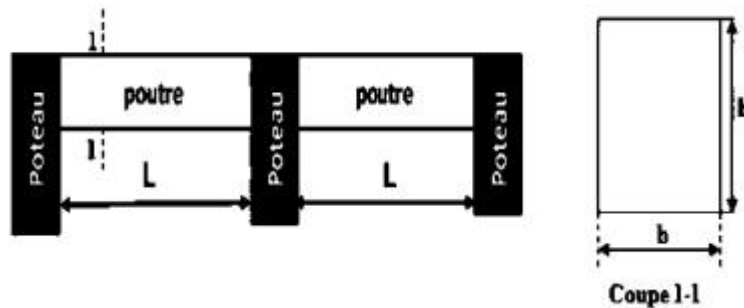


Figure 2.3 : Section d'une poutre en béton.

➤ La hauteur de la poutre est déterminée par l'expression suivante (figure 2.3) :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

: Longueur de la portée maximale de la poutre entre nus d'appuis (figure 2.3)

h : Hauteur de la poutre.

La largeur de la poutre est en fonction de sa hauteur, est donnée comme suit :

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

Dimensionnement des poutres principales : L=5,02 m

$$\frac{502}{15} \leq h \leq \frac{502}{10}$$

$$33,47 \text{ cm} \leq h \leq 50,02 \text{ cm}$$

$$h \leq \frac{502}{12,5}$$

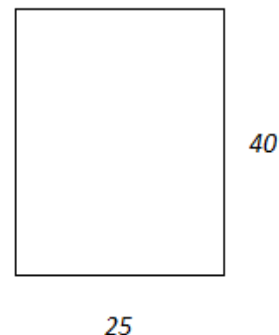
$$h \leq 40,16 \text{ cm}$$

Nous choisissons : h=40 cm

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

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

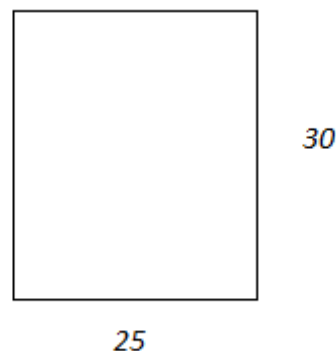
Nous choisissons : b = 25 cm



Dimensionnement des poutres secondaires (chinages) : L=3,8 cm

$$\frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{15}$$

$$25,33 \text{ cm} \leq h \leq 38 \text{ cm}$$



CHAPITRE 02 PRE DIMENSIONNEMENT DESCENTE DE CHARGE

$$h \leq \frac{380}{12,5}$$

$$h \leq 30,4 \text{ cm}$$

Nous choisissons : $h = 30 \text{ cm}$

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

$$9 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Nous choisissons : $b = 25 \text{ cm}$

Vérification selon RPA 99/V2003 pour la zone 1:

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$b \geq 20 \text{ cm et } h \geq 30 \text{ cm}$$

$$h / b \leq 4$$

$$b_{\max} \leq 1,5 h + b_1 \quad (b_1 \text{ est la plus petite dimension de la section du poteau})$$

Vérification selon de RPA 99/V 2003 (poutre principale) :

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 40 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$h / b \leq 4 \Rightarrow 1,6 \leq 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification selon de RPA 99/V 2003 (poutre chinages) :

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$h / b \leq 4 \Rightarrow 1,2 \leq 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

Le choix final des sections des poutres dépend de la vérification de la flèche qui se traduit par:

$$F_{\max} \leq \begin{cases} \bar{f} = 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{Si } L \geq 5 \text{ cm} \\ \bar{f} = \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{Si } L < 5 \text{ cm} \end{cases}$$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément répartie :

$$f_{\max} = \frac{5q.L^4}{384.EI}$$

L : la portée de la poutre.

CHAPITRE 02 PRE DIMENSIONNEMENT DESCENTE DE CHARGE

h : la hauteur de la section de la poutre.

b : la largeur de la section de la poutre.

f : la flèche maximum de la poutre.

q : la charge uniformément répartie déterminée à l'ELS ($q : G+Q$).

G : charge permanent reprise par la poutre ainsi que son poids propre.

Q : charge d'exploitation supportée par la poutre.

I : moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$

E_{vj} : module de **YOUNG** différée du béton armé.

Vérification de la flèche (Poutre principale) :

$$f_{\max} = \frac{5 \cdot q \cdot 5,02^4}{384 \cdot 55000 \cdot \frac{0,25 \cdot 0,3^3}{12}} = 0,0287 \leq \bar{f} = \frac{502}{500} = 1,004 \text{ m} \dots \text{CV}$$

Vérification de la flèche (Poutre chaînage) :

$$f_{\max} = \frac{5 \cdot q \cdot 3,8^4}{384 \cdot 55000 \cdot \frac{0,25 \cdot 0,3^3}{12}} = 0,053 \leq \bar{f} = \frac{380}{500} = 0,76 \text{ m} \dots \text{CV}$$

2-4) Pré-dimensionnement des poteaux :

Le dimensionnement initial des poteaux se base sur la vérification de la capacité de charge d'une section choisie, en tenant compte des sollicitations de calcul en compression simple selon l'Etat Limite Ultime (ELU) ($1,35G+1,5Q$). Les dimensions sont déterminées en fonction de la descente des charges du poteau le plus sollicité. Selon le CBA93 [3], l'effort normal ultime N_u agissant sur un poteau doit être égal à une valeur donnée.

$$N_u = \alpha \left(B_r \cdot \frac{f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

- B_r : section réduite des poteaux (en 2).

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

$B_r = (a - 2\text{cm})^2 \dots$ pour une section carrée.

- A : section d'aciers comprimés prise en compte dans le calcul.
- f_{c28} : Résistance à la compression du béton ;
- : limite d'élasticité de l'acier utilisé ;
- $\gamma_b = 1,5$: coefficient de sécurité du béton ;
- $\gamma_s = 1,15$: coefficient de sécurité d'acier ;
- α : coefficient réducteur, fonction de l'élancement mécanique (λ) que prend la valeur:

$$\text{Pour } \lambda \leq 50 \quad \left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = \frac{0.85}{\beta} \\ \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Pour } 50 < \lambda \leq 70 \quad \left\{ \begin{array}{l} 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 = \frac{0.85}{\beta} \\ \beta = \frac{0.85 \lambda^2}{1500} \end{array} \right.$$

- ✓ Les valeurs de λ sont à diviser par 1,10 si plus de la moitié des charges est Appliquée avant 90 jours.
- ✓ Il convient d'appliquer une réduction complémentaire lorsque la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours (on prend la contrainte f_{cj} au lieu de f_{c28} et le coefficient de réduction est de 1,20 au lieu de 1,10).

Tel que $= \frac{l_f}{i}$; l_f : Longueur de flambement :

-D'après le **CBA93 [3]** pour les bâtiments à étages qui sont contreventés par des voiles en béton armé, la longueur : $l_f = 0,7l_0$

l_0 : Hauteur libre du poteau

-D'après le **CBA93 [3]** la longueur libre l_0 d'un poteau appartenant à un bâtiment à étages multiples est comptée entre faces supérieures de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du premier plancher.

i = rayon de giration.

$$\text{Tel que : } i = \frac{\sqrt{I}}{B}$$

I : est le moment d'inertie de la section et B est l'air de la section du béton.

La section réduite du poteau est déterminé par l'expression suivante :

$$B_r \geq \frac{\beta N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \frac{A f_e}{B_r \gamma_s}}$$

Un certain nombre de choix étant libre, on peut prendre $A / B_r = 1\%$, soit :

$$B_r \geq \frac{\beta N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.0085 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

a) Surfaces afférentes de poteau plus sollicité :

$$S_{\text{Totale}} = 4,01 \times 2,85 = 11,428 \text{ m}^2$$

$$S = (4,01 - 0,25) \times (2,85)$$

$$S = 10,716 \text{ m}^2$$

b) Détermination du Nu :

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$$

La descente de charge se fait du niveau le plus haut vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (**Niveau 700**). Elle est effectuée sur le poteau le plus sollicité ; c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface d'influence (S) comme montre la figure 2.5:

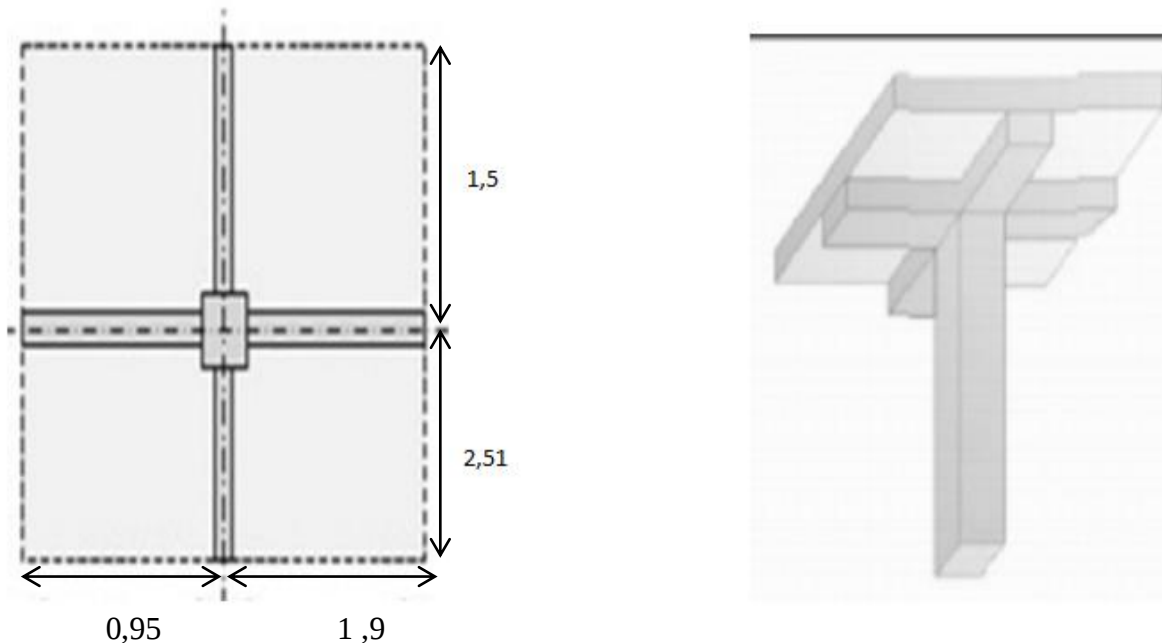


Figure 2.4 : Surface d'influence pour le poteau le plus sollicité.

- **Détermination du NG :**

La charge permanente de la structure NG est déterminée par la formule suivante :

$$N_G = G_T \cdot S + \sum \gamma_b (b \cdot h \cdot L)$$

$$N_{G1} = 6,95 \times 10,716 + 25[(0,4 \cdot 0,25 \cdot 5,02) + (0,3 \cdot 0,25 \cdot 3,8) + (0,25 \cdot 0,25 \cdot (3,06 - 0,4))]$$

$$N_{G1} = 98,307 \text{ KN}$$

$$N_{G2} = 5,53 \times 10,716 + 23,381$$

$$N_{G2} = 83,090 \text{ KN}$$

$$N_G = N_{G1} + N_{G2} = 98,307 + 83,090 = 181,397 \text{ KN}$$

- **Détermination du NQ :**

Pour les bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement plus de cinq étages, les surcharges verticales peuvent être minorées selon la loi de dégression verticale ci-après

CHAPITRE 02 PRE DIMENSIONNEMENT DESCENTE DE CHARGE

cette dégression verticale n'est pas cumulable avec les réductions pour grande surface ci-dessus.

$$N_Q = N_{QT} \cdot S + Q_{\text{étage}} \cdot S$$

$$N_Q = 1 (10,716) + 1,5 (10,716)$$

$$N_Q = 26,79 \text{ KN}$$

L'effort normal ultime N_u revenant sur le poteau le plus défavorable est donné par :

$$N_U = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1,35 \times 181,397 + 1,5 \times 26,79$$

$$\mathbf{N_u = 285,070 \text{ KN}}$$

c) Vérification du poteau vis-à-vis à la stabilité de forme : (Selon le CBA93 [3])

On doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%. Pour tenir en compte la continuité des portiques, les poteaux doivent être vérifiés à l'état limite de déformation (flambement)

$$N_U \leq \alpha \left(B_r \frac{f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_c}{\gamma_s} \right)$$

Calcul de l'élancement (λ):

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

$$l_f = 0,7 l_0 \text{ (articulé-encastéré)}$$

$$l_0 = 3,06 \text{ m} \Rightarrow 0,7 \times 3,06 = 2,14 \text{ m}$$

$$i_x = i_y = \frac{ab^2}{12} = \frac{0,25 \times 0,25^2}{12} = 3,25 \times 10^{-4} [\text{m}^4]$$

Rayon de giration : i_x ; i_y

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

Avec :

$$A = [a \times b] \text{ (Section du poteau)} \Rightarrow A = 0,0625 \text{ m}^2$$

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{3,25 \times 10^{-4}}{0,0625}} = 0,072 \text{ m}$$

Calcul de l'élancement :

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{L_f}{i_x}$$

Avec :

$$L_f = 0,7 \times l_0 \text{ (Cas générale)}$$

$$l_0 = 3,06 \text{ m}$$

$$L_f = 2,142 \text{ m}$$

$\lambda = 35 \leq 50 \rightarrow$ **Le flambement est vérifié.**

$$\text{Pour } \lambda \leq 50 \left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \\ \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 = \frac{0,85}{\beta} \\ \beta = \frac{0,85 \lambda^2}{1500} \end{array} \right.$$

$$\alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,708$$

$$\lambda = \lambda = \frac{\sqrt{12} L_f}{a} \Rightarrow 35 = \frac{\sqrt{12} \times 2,142}{a}$$

$$a = \frac{\sqrt{12} \times 2,142}{35} = 0,121 \text{ m} = 21 \text{ cm}$$

$$\beta = 1$$

d) La section réduite du Poteau est déterminée par l'expression suivante:

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_B} + \frac{f_e}{100 \gamma_S} \right]}$$

Un certain nombre de choix étant libre, on peut prendre :

$$\frac{A}{B_r} = 1\% \quad \Rightarrow \quad A = B_r \times 1\%$$

Calcul section réduite :

$$N_U \leq \alpha \left(B_r \frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

CHAPITRE 02 PRE DIMENSIONNEMENT DESCENTE DE CHARGE

$$\frac{N_U}{B_r} \leq 0,7 \left(\frac{25}{0,9 \times 1,5} + 0,01 \times \frac{400}{1,15} \right)$$

$$\frac{N_U}{B_r} \leq 15,39$$

$$\text{Alors : } B_r \geq \frac{N_U}{15,39}$$

$$B_r \geq \frac{N_U}{15,39} \Rightarrow B_r \geq 0,064 \times N_U$$

$$B_r \geq \frac{285,070 \times 10^{-3}}{15,39} \Rightarrow B_r = 0,018320 \text{ m}^2 = 183,20 \text{ cm}^2$$

$B_r = (b - 2\text{cm}) \times (a - 2\text{cm})$Pour une section rectangulaire cm^2 on prend : $a = b$

$$B_r \geq (a - 0,02)^2 \Rightarrow a \geq \sqrt{B_r} + 0,02 \Rightarrow a = \sqrt{0,0183} + 0,02 \Rightarrow a \geq 0,15 \text{ m}$$

Donc on prend : $a = b = 25 \text{ cm}$

$$B_r = (b - 2\text{cm}) \times (a - 2\text{cm})$$

$$B_r = (0,25 - 0,02) \times (0,25 - 0,02)$$

$$B_r = 0,0529 \text{ cm}^2$$

D'après le calcul de la section réduite du poteau nous avons remarqué que les dimensions obtenues sont inférieures aux dimensions imposées, donc la condition est vérifiée.

CHAPITRE 03:

CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

3-1) Introduction:

Dans notre structure, nous distinguons deux types d'éléments: les éléments porteurs principaux, qui contribuent directement aux contreventements, et les éléments secondaires, qui ne contribuent pas directement aux contreventements. Ainsi, l'escalier, l'acrotère, le balcon et le plancher sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique, car ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts. Cependant, ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure. Dans la suite, nous aborderons le calcul des éléments secondaires suivants : - Plancher à corps creux (poutrelles et table de compression) - Balcon - Escalier – Acrotère.

3-2) L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire en béton coulé sur place qui protège les usagers de la terrasse. Il est considéré comme une console encastrée à sa base (le plancher de la terrasse), soumise à une flexion composée pour une bande de 1m de largeur. Les dimensions de l'acrotère sont spécifiées avec une hauteur de 60cm dans les plans d'architecture. Pour la terrasse inaccessible, des dispositions particulières sont prise

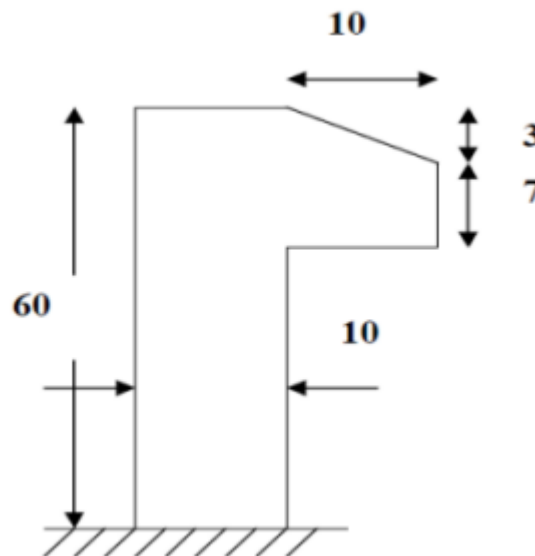


Figure 3.1 : schéma statique de l'acrotère

3-2-1) Evaluation des charges et Surcharges :

a) Surface de l'acrotère :

$$S_{\text{rectangle1}} = (0.60 \times 0.1) = 0,06\text{m}^2$$

$$S_{\text{rectangle2}} = (0.07 \times 0.1) = 0,007\text{m}^2$$

$$S_{\text{triangle}} = ((0.03 \times 0.1)/2) = 0,0015\text{m}^2$$

$$S_{\text{totale}} = 0,0685 \text{ m}^2$$

b) Poids propre de l'acrotère :

$$W_p = [0.069 \times 25] = 1.725 \text{ [KN/ml]}.$$

c) Charge permanente :

$$G_1 = 1.725 \text{ [KN/ml]}$$

$$\text{Enduit en ciment } G_2 = 0.52 \text{ [KN/ml]}$$

$$G = G_1 + G_2 = 2.23 \text{ [KN/ml]}$$

d) Charge d'exploitation :

$$Q = 1 \text{ [KN/ml]}$$

e) Calcul des sollicitations :

$$N = G = 2230 \text{ N/ml.}$$

$$T = Q = 1000 \text{ N/ml.}$$

$$M = Q \times h = 1000 \times 0.6 = 600 \text{ N/ml.}$$

f) Combinaison d'action :

• **E.L.U :**

$$N_u = 1.35N = 1.35 \times 2230 = 3013.875 \text{ N/ml.}$$

$$M_u = 1.5M = 1.5 \times 600 = 900 \text{ N/m}$$

• **E.L.S :**

$$N_s = G = 2230 \text{ N/m}$$

$$M_s = M = 600 \text{ N/ml}$$

3-2-2) Calcul de ferrailage :

La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$ (Épaisseur), la Fissuration est peu préjudiciable.

3-2-2- a) Armatures longitudinales :

➤ **Vérification de stabilité de forme :**

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} = 12 \leq \max(15; 20 \frac{e_1}{h}) = 59,6 \text{ la pièce sera justifié à la flexion composée en}$$

Remplaçant l'excentricité e_1 par e_t

Avec :

l_f : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous charge considéré ; ce rapport est généralement égal à 2.

h : La hauteur totale de la section dans la direction du flambement ($h = 10 \text{ cm}$).

$$L_f = 1.2 \text{ (m)} \Rightarrow l_f = 2 \times 0.6 \Rightarrow L_f = 2 \times l_0$$

e_1 : excentricité du 1^{er} ordre.

$$e_1 = M_u / N_u \Rightarrow e_1 = 0.9 / 3.02 \Rightarrow e_1 = 0.298 \text{ (m)}$$

$$e_t = e_1 + e_a + e_2$$

e_2 : excentricité du 2^{ème} ordre due au flambement.

e_a : excentricité additionnelle.

$$e_a = \max [2 \text{ cm} ; L / 250] \Rightarrow e_a = \max [2 \text{ cm} ; \frac{60}{250}]$$

$$e_a = \max [2 \text{ cm} ; 0.24] = 2 \text{ (cm)}.$$

$$\Rightarrow e_a = 0.02 \text{ (m)}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \varphi)$$

$$e_t: \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \text{ (BAEL 91 Article A.4.3.5)}$$

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et Quasi-Permanent, au moment total du premier ordre, le coefficient est α . Compris entre 0 et 1.

φ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

$M_G = 0$ nous donne $\alpha = 0$

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10000 \times 0.1} (2) \Rightarrow e_2 = 0.00864$$

Alors :

$$e_t = 0.298 + 0.02 + 0.0086 \Rightarrow e = 0.327 \text{ (m)}$$

$$N_u' = N_u$$

$$M_u' = N_u' \times e_t = 0.986 \text{ KNm}$$

La nature de la section :

$e_t > h = 10$ donc le centre de pression se trouve en dehors de la section, alors la section sera considérée comme une section partiellement comprimée SPC.

le ferrailage de la section sera calculé à la flexion simple puis corrigé à la flexion composée, le moment considéré dans ce cas est :

$$M_A = M' + N (d - h/2)$$

$$M_{Au} = 1,08 \text{ KN.m}, M_{Aser} = 0,8 \text{ KN.m}$$

Calcul de ferrailage :

fissuration préjudiciable, le calcul de ferrailage se fait à l'ELS pour une section rectangulaire ($b \times d$) = (100x8) cm², puis à l'ELU et on prend le maximum entre les deux.

Calcul de ferrailage à l'ELS :

$$\bar{K} = \frac{\sigma_s}{15\sigma_{bc}} = \frac{201,63}{15 \times 15} = 0,896$$

$$\bar{\alpha} = \frac{1}{1 + \bar{K}} = \frac{1}{1 + 0,896} = 0,527 \text{ Tapez une équation ici.}$$

$$U_{rb} = (1 - \bar{\alpha}/3)(\bar{\alpha}/2) = (1 - 0,527/3)(0,527/2) = 0,217 \text{ Tapez une équation ici.}$$

$$M_{rb} = 0,217 * 100 * (8)^2 * 15 = 20,83 \text{ KN.m}$$

$$0,8 < 20,83 \text{ KN.m. alors } A_s' = 0$$

$$U_1 = \frac{0,8 * 10^3}{100 * 8^2 * 201,63} = 4,65 * 10^{-4} = 0,00062$$

$$B_1 = 0,957$$

$$A_{ss} = 0,8 * 10^3 / 0,957 * 8 * 201,63 = 0,52 \text{ cm}^2$$

le ferrailage de la flexion composée est :

$$A_s' = 0, A_{sser} = 0,52 - N_{ser} / \sigma_s = 0,41 \text{ cm}^2$$

Calcul de ferrailage à l'ELU :

$$u = \frac{M_{uA}}{b d^2 f_{bu}} = 0,0119$$

$$u = 0,0119 \leq u_L = 0,392 \quad A_s' = 0 ;$$

$$\alpha = 0,0150$$

$$\beta = 0,994$$

$$\alpha \leq 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A : } \varepsilon_{st} = 10\text{‰} \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{su} = M_{uA} / \beta d \sigma_{st} = 0,39 \text{ cm}^2$$

le ferrailage de la flexion composee est :

$$A_s' = 0, A_{su} = 0,39 - N_u / \sigma_{st} = 0,3 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 \times 100 \times \frac{2,1}{400} 8 = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$\text{donc } A_s = \max (0,41 ; 0,3 ; 0,966) = 0,966 \text{ cm}^2$$

L'armature de répartition est :

$$A_r = A_s / 4 = 0,24 \text{ cm}^2$$

le choix de ferrailage adopté est :

$$A_s = 4HA8$$

$$A_r = 3HA6$$

Tableau 3.2 : Récapitulation des résultats de l'acrotère :

	Effort normal de compression	Moment fléchissant	Effort tranchant
A L'ELU	$N_u = 1.35G$ $N_u = 1.35 \times 2.23$ $N_u = 3.014 \text{ [kN/ml]}$	$M_u = 1.5 \times Q \times h$ $M_u = 1.5 \times 1 \times 0.6$ $M_u = 0.9 \text{ [kN.ml]}$	$T_u = 1.5 \times Q$ $T_u = 1.5 \times 1$ $T_u = 1.5 \text{ [kN/ml]}$
A L'ELS	$N_{ser} = G$ $N_{ser} = 2.23 \text{ [kN /ml]}$	$M_{ser} = Q \times h$ $M_{ser} = 1 \times 0.6$ $M_{ser} = 0.6 \text{ [kN.ml]}$	$T_{ser} = Q$ $T_{ser} = 1 \text{ [kN/ml]}$

Vérifications au cisaillement :

$$T_{max} = \Rightarrow T_{max} / d \cdot b \Rightarrow \tau_{max} = 1,5 \times 10^3 / 75 \times 1000 \Rightarrow = 0,02 \text{ MPA}$$

$$T_{adm} = \min (0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5) \text{ (MPA)} \Rightarrow \tau = \min (3,33 ; 5) \text{ MPA} \Rightarrow \tau_{adm} = 3,33 \text{ MPA.}$$

$$T_{max} \leq T_{adm} \Rightarrow 0,02 \text{ MPA} < 3,33 \text{ MPA} \dots\dots\dots C.V$$

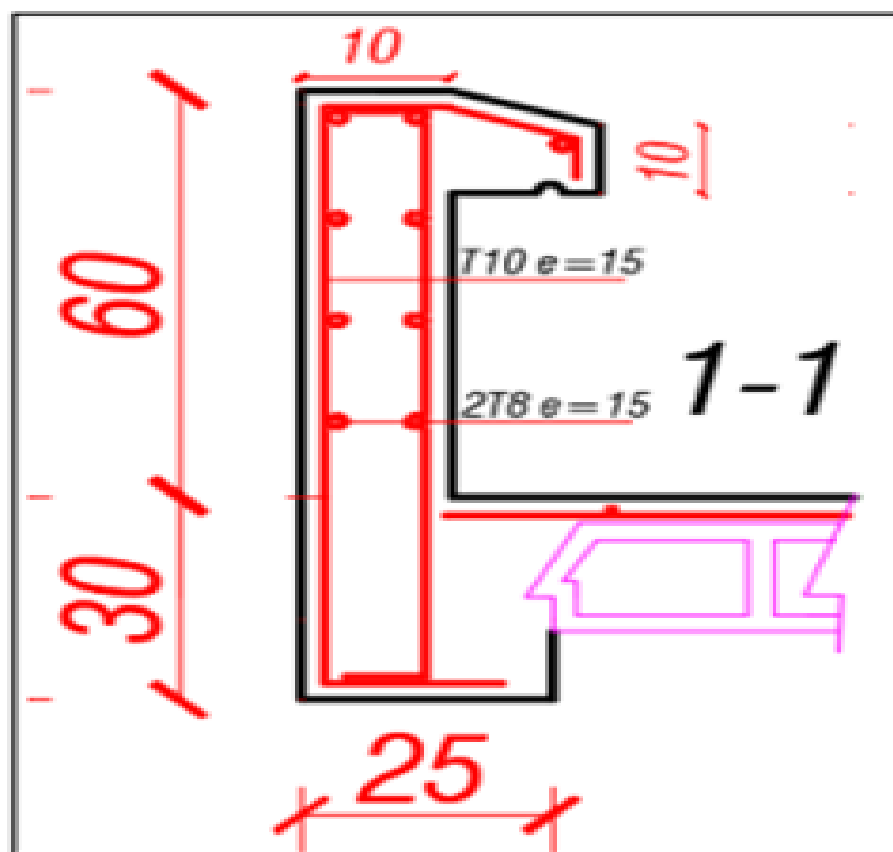


Figure 3.2 : Ferrailage de l'acrotère

3-3) Balcons:

Un balcon est une plateforme qui s'étend depuis un mur pour former une zone surélevée, généralement située à l'extérieur du bâtiment, mais parfois à l'intérieur comme une galerie dans une salle de spectacle. Les charges auxquelles il est soumis comprennent :

- G : charge permanente
- P : surcharge de travail
- Q : Charge synergique des parois métalliques
- L : longueur du balcon.

Dans notre cas, nous avons un balcon de type console encastrée dans le plancher, constitué d'une dalle pleine. Selon le BAEL 91, le calcul est effectué pour une bande de 1m de largeur.

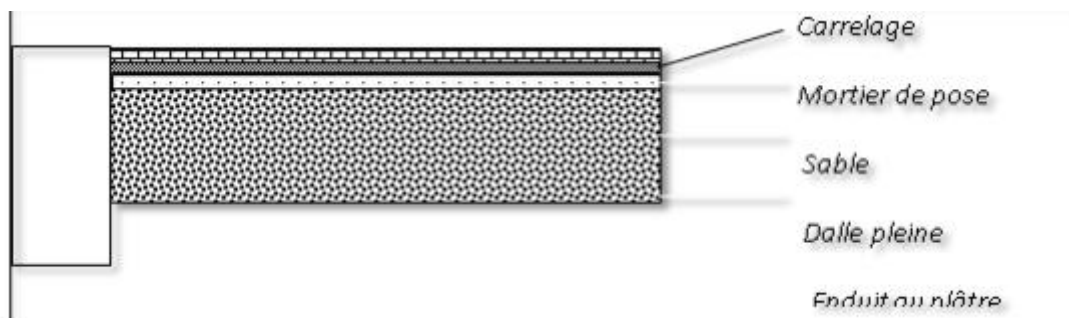


Figure : 3.3 : Coupe réelle d'un balcon



Figure : 3.4 : Vue en plan de balcon

3-3-1) Evaluation des charges et surcharges :

3-3-1-a) Chargement de balcon :

Tableau 3.2 : Chargement des composants de balcon :

Composants	La longueur(m)	Epaisseurs(e)(m)	Poids volumique (ρ)(kn / m)	Poids propre (KN / m)
Dalle pleine(15cm)	1	0,14	25	3,5
Enduit en ciment	1	0,02	18	0,36

Mortier de pose	1	0,03	20	0,6
Carrelage	1	0,02	22	0,44

La charge permanente : $G_1=4,9\text{kn/m}$;

Surcharge d'exploitation : $Q=3,5\text{kn/m}$

Tableau 3.3 : charge concentrer de garde-corps

Comosants	La longueur(m)	Epaisseurs(e)(m)	Poids volumique (ρ)(kn / m)	Poids propre(KN / m)
Enduit en ciment	1	0,02	18	0,36
Poids du mur	1	0,1	25	2,5
Enduit en ciment	1	0,02	18	0,36

$G_2=3,22\text{KN}$

Schéma statique :

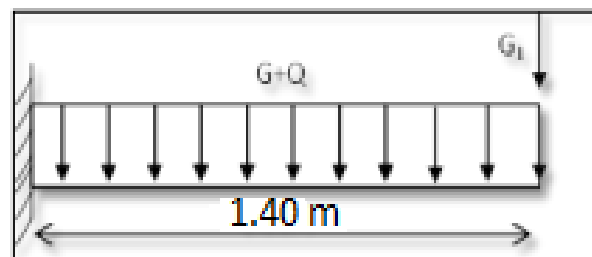


Figure : 3.5 : schéma de balcon

Dimensionnement :

L'épaisseur du balcon

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{140}{30} \leq e \leq \frac{140}{10} \Rightarrow 4,66\text{cm} \leq e \leq 14\text{cm}$$

On prend :

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

3-3-1-b) Calcul de ferrailage :

Calcul les sollicitations :

 ELU :

$$q_u = 1,35G_1 + 1,5Q = (1,35 \times 4,9) + (1,5 \times 3,5) = 11,865 \text{ KN/m}_l$$

$$p_u = 1,35G_2 = (1,35 \times 3,22) = 4,347 \text{ KN}$$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_u \times L = \frac{11,865 \times 1,4^2}{2} + (4,347 \times 1,4) = 17,713 \text{ KN.m}$$

$$T_u = q_u \times l + P_u = (11,865 \times 1,4) + 4,347 = 20,958 \text{ KN}$$

 ELS

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 4,9 + 3,5 = 8,4 \text{ KN/m}_l$$

$$p_{\text{ser}} = G_1 = 3,22 \text{ KN}$$

$$M_{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}} \times l^2}{2} + p_{\text{ser}} \times l = \frac{8,4 \times 1,4^2}{2} + (3,22 \times 1,4) = 12,74 \text{ KN.m}$$

$$T_{\text{ser}} = q_{\text{ser}} \times l + P_{\text{ser}} = (8,4 \times 1,4) + 3,22 = 14,98 \text{ KN}$$



 ELS:

$$M_{\text{Ser}} = 12,74 \text{ [KN. m]}$$

$$\bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_s}{15\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{201,63}{15 \times 15} = 0,896$$

$$\bar{\alpha} = \frac{1}{1 + \bar{K}} = \frac{1}{1 + 0,896} = 0,527$$

$$\mu_{rb} = \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) \frac{\bar{\alpha}}{2} = \left(1 - \frac{0,527}{3}\right) \times \frac{0,527}{2} = 0,217$$

$$M_{rb} = 0,217 \times 100 \times 12^2 \times 15 = 46,87 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = 12,74 < M_{rb} = 46,87 \text{ KN.m}$$

$$A'_s = 0$$

$$\mu_1 = \frac{M_{\text{ser}}}{\beta_s \sigma_s \cdot d} = \frac{12,74 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 201,63} = 0,00439$$

$$\beta_1 = 0,894$$

$$A_s = \frac{12.74 * 10^3}{0.894 * 12 * 201.63} = 5.89 \text{ cm}^2$$

 **ELU**

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b.d^2.f_{bc}} = \mu = \frac{16,98 \times 10^3}{100 \times (12.5)^2 \times 14.17} = 0,083$$

$$\mu = 0.083 \leq \mu_L = 0.392 \Rightarrow \text{oui} \Rightarrow A_s' = 0$$

Tableau06 :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,1085$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0,965$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,5} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_{tu}}{\beta_{cs}.d} = \left[\frac{16,98 \times 10^3}{0,965 \times 12 \times 348} \right] = 4,25 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

$$\text{Condition de non fragilité : } A_s \geq 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,449 \text{ cm}^2$$

$$\text{donc } A_s = \max (5.89 ; 4.25 ; 1.449) = 5.89 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :

On prend :

6HA12A = 6,78 (cm²).

On prend St: 20cm

a) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{5,89}{4} \Rightarrow A_r = 1,47(\text{cm}^2)$$

On prend

4HA8A = 2,01(cm²).

b) Vérification au cisaillement :

$$T_u = 20,958[\text{KN}]$$

$$\tau_{max} = \frac{T_u}{b.d} \Rightarrow \tau_{max} = \frac{20,958 \times 10^3}{1000 \times 120} \Rightarrow \tau_{max} = 0,17 \text{ [MPa].}$$

$$\tau_{lim} = \min (0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5) \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{lim} = \min (2,5 ; 4) \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{lim} = 2,5 \text{ [MPa].}$$

Donc :

$$\tau_{max} = 0.17 \text{ MPa} < \tau_{lim} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{C.V.}$$

c) Vérification de la flèche :

Tous d'abord doivent examiner les conditions de non vérification de la flèche par l'article B.7.5 des règles BAEL comme suit :

$$\bullet \frac{h}{l} \geq \frac{l}{16} \Rightarrow \frac{12}{140} = 0.086 > \frac{l}{16} = 0.0625 \quad \text{C.V.}$$

$$\bullet A_s \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 6.78 \text{ cm}^2 \leq \frac{4.2 \times 100 \times 12}{400} = 12.6 \text{ (cm}^2\text{)} \quad \text{C.V.}$$

$$\bullet L \leq 8(\text{m}) \quad 140 \leq 8(\text{m}) \quad \text{C.V.}$$

Toutes les conditions vérifiées on n'était pas besoin de faire la vérification de la flèche.

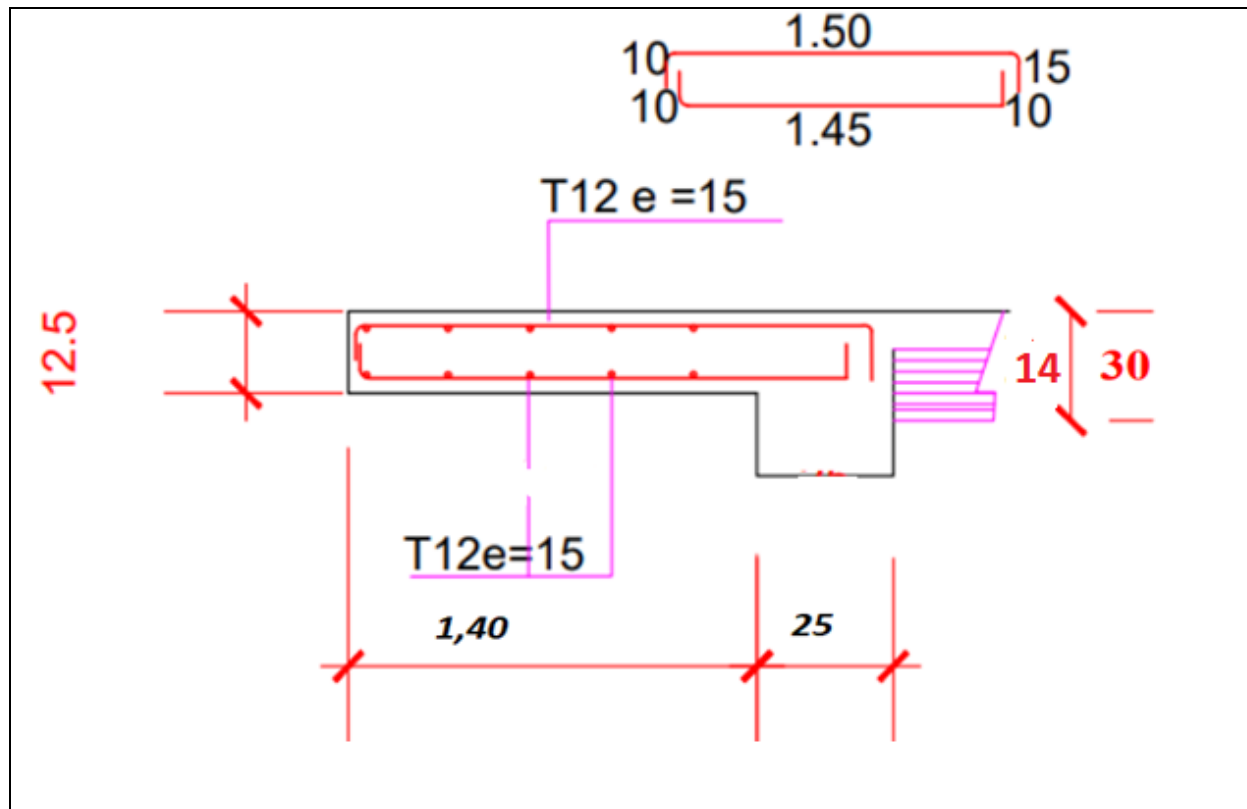


Figure : 3.6 : Ferrailage de Balcon

3-4) Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est très couramment utilisé, il est constitué de :

- Des poutrelles en béton armé qui constituent l'élément résistant de plancher.
- Corps creux en béton de forme adaptée aux poutrelles
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble de poutrelles et corps creux qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

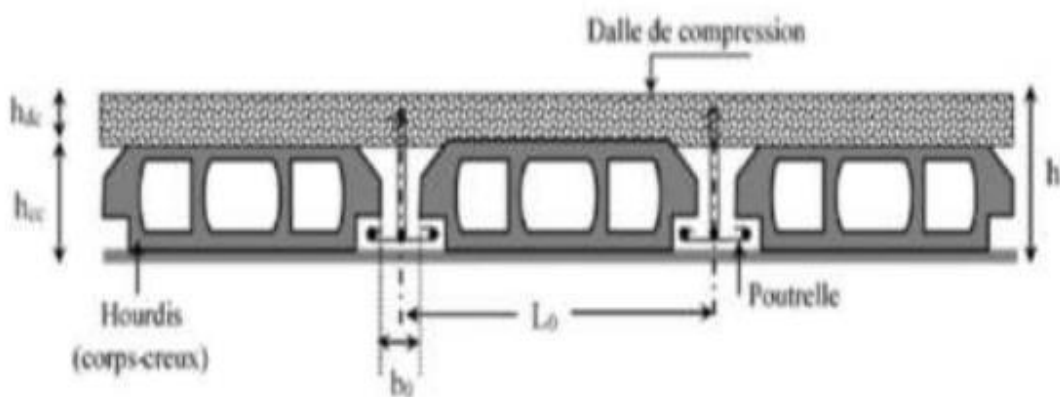


Figure 3.7 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

a. La dalle de compression :

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle, on prévoit un ferrailage en quadrillage.

La dalle de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 60 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes : Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : 20cm.

- ❖ Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : 30cm.
- ❖ La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par la relation suivante

$$As \geq \frac{200}{f_e}$$

f_e : Nuance de l'acier FeE235 ($f_e = 235$ le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de $20\text{ cm} \times 20\text{ cm}$)

A_s : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

Donc:

$$A_s \geq \frac{200}{235} = 0,85\text{cm}^2 / \text{ml}$$

3-4-1) Etude des poutrelles :

Les moments maximums en travée entraînent une compression des fibres supérieures et une tension des fibres inférieures. Par conséquent, les armatures longitudinales sont placées dans la partie inférieure pour reprendre l'effort de traction, étant donné que le béton a une faible résistance à la traction. Lors du calcul du ferrailage des poutrelles, on considère le cas le plus défavorable. Les poutrelles adoptent une section en forme de T, dont les dimensions sont les suivantes :

Largeur de la poutrelle $b = 60\text{ [cm]}$.

Largeur de la $b_0 = 12\text{ [cm]}$.

La hauteur de la section $h_t = 20\text{ [cm]}$.

L'épaisseur de la dalle de compression $h_0 = 4\text{ [cm]}$.

Contrainte des aciers utilisés $F_e = 400\text{ [MPa]}$.

Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25\text{ [MPa]}$.

Contrainte limite de traction du béton à 28 jours $f_{t28} = 2,1\text{ [MPa]}$

. Fissuration peu préjudiciable.

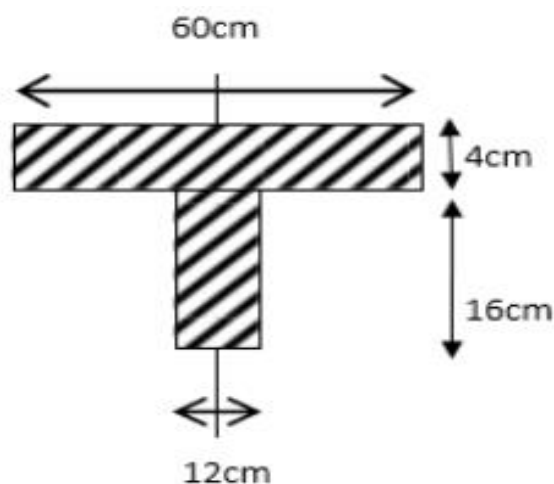


Figure 3.8 :Dimensions de poutrelle

3-4-2-a. Détermination du chargement à l'ELU (qu) et à l'ELS (qs) revenant sur la poutrelle

Les charges sur poutrelles :

Terrasse: $G = 6.95 \text{ kN/m}^2$; $P = 1.00 \text{ kN/m}^2$

Étage courant: $G = 5.53 \text{ kN/m}^2$; $P = 1.5 \text{ kN/m}^2$

Planche terrasse :

Pour le calcul de ferrailage on prend la sollicitation maximale suivant

$$\begin{aligned} M_{amax} &= 8,53 \text{ [KN. m]} \\ \text{ELU} \quad \left\{ \begin{aligned} M_{tmax} &= 8,10 \text{ [KN. m]} \\ T_{max} &= 14,53 \text{ [KN. m]} \end{aligned} \right. \end{aligned}$$

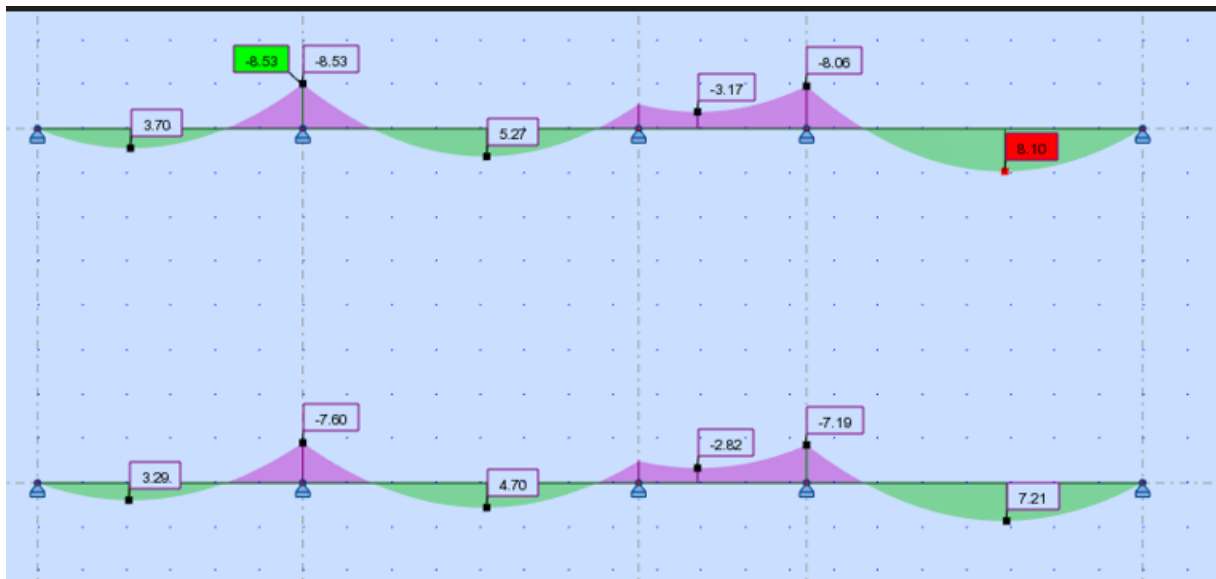


Figure 3.9: Récapitulation des résultats des poutrelles

3-1-2-b. Détermination du ferrailage :

ELU

1- En travée :

‘Les armatures longitudinales :

$$M_{tu} = 8,10 \text{ [KN. m]}$$

- Calcul du moment de la table :

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

$$M_t = 60 \times 4 \times 14,16 \left(18 - \frac{4}{2} \right)$$

$$M_t = 54374,4 \text{ N.m}$$

$M_t \geq M_{tu} \Rightarrow$ l'axe neutre se trouve dans la table et la section de calcul sera un rectangle de dimension $(b \times h) \Rightarrow (60 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{8,10 \times 10^3}{60 \times 18^2 \times 14,16} = 0,029$$

$$\epsilon_l = 1,739$$

$$\left. \begin{array}{l} f_e = 400 \Rightarrow \mu_l = 0,392 \\ \alpha_l = 0,668 \\ \beta_l = 0,733 \end{array} \right\}$$

$$\mu \leq \mu_l \Rightarrow A \text{ n'existe et } 100 \epsilon_s > 1000 \epsilon_l$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,036 \\ \beta = 0,985 \\ \epsilon_s = 10 \end{array} \right.$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8,10 \times 10^3}{0,985 \times 18 \times 348} = 1,31 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification ELS de compression du béton :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{8,10}{5,92} = 1,36$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow 0,036 \leq \frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43$$

$$0,036 \leq 0,43$$

ELS (CB)CV

• **Condition de non fragilites:**

$$A_{min} \geq 0,23 b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 1,449 \text{ cm}^2 \Rightarrow (\text{BAEL})$$

on choisit

$$\boxed{3HA8 \Rightarrow A_s = 1,51 \text{ cm}^2}$$

➤ **Les armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi \right\}; \phi \leq \min \left\{ \frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 8 \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ 5,71; 12; 8 \right\}$$

$$\phi_t = 6 \text{ mm}$$

➤ **Espacement des cours de cadre :**

$$S_t \leq \min \left\{ 0,9d; 40 \text{ cm} \right\} \Rightarrow S_t \leq \min \left\{ 16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm} \right\}$$

$$\text{Donc } S_t \leq 16,2 \text{ cm};$$

on choisit

$$\boxed{S_t = 15 \text{ cm}}$$

Verification: $f_e = 400$ oui

2.en appuis :

g) Les armatures longitudinales

$$\mathbf{M_{au} = -8,53 \text{ KN.m}}$$

Au niveau d'appui le moment est négatif, alors la section considérée dans ce cas est une section rectangulaire de largeur b_0 et de hauteur h , et la section d'armature se dispose à la partie supérieure. $(b_0 \times h) \Rightarrow (12 \times 20)$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8,53 \times 10^3}{12 \cdot 18^2 \cdot 14,16} = 0,154$$

$$f_e = 400 \Rightarrow A \text{ n'existe pas et } 100 \epsilon_s > 1000 \epsilon_l$$

$$E \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 0,2101$$

$$\beta = 0,916$$

$$\epsilon_s = 10$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8,53 \times 10^3}{0,916 \times 18 \times 348} = 1,48 \text{ cm}^2$$

➤ *Vérification ELS de compression du béton :*

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{8,53}{6,23} = 1,36$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow 0,775 \leq \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43$$

$$0,210 \leq 0,43$$

ELS (CB)CV

• *Condition de non fragilité :*

$$A_{min} \geq 0,23b.d.f_{t28}/f_e = 1,30 \text{ cm}^2 \Rightarrow (\text{BAEL}) ; \text{ on choisit :}$$

$$\boxed{3\text{HA}8 \Rightarrow A_s = 1,51 \text{ cm}^2}$$

➤ *Les armatures transversales :*

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi; \right\} \quad \phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; \frac{12}{10} \right\} 8$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ 5,71; 12; 8 \right\}$$

$$\boxed{\phi_t = 6\text{mm}}$$

h) *Espacement des cours de cadre :*

$$S_t \leq \min \left\{ 0,9d; 40\text{cm} \right\} \Rightarrow S_t \leq \min \left\{ 16,2\text{cm}; 40\text{cm} \right\}$$

Donc $S_t \leq 16,2\text{cm}$; on choisit

$$\boxed{S_t = 15\text{cm}}$$

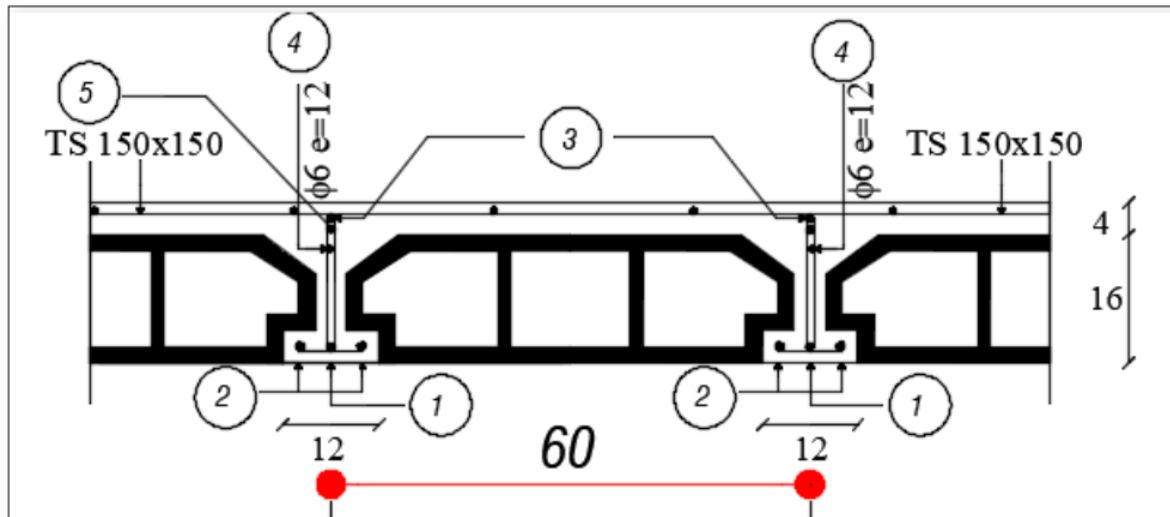


Figure 3.10 : Ferrailage des poutrelles.

3-5) Les escaliers :

L'escalier est un élément essentiel dans tous les bâtiments, composé d'une série de marches permettant de passer d'un niveau à un autre à pied. Il est conçu pour que les utilisateurs puissent le parcourir avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité.

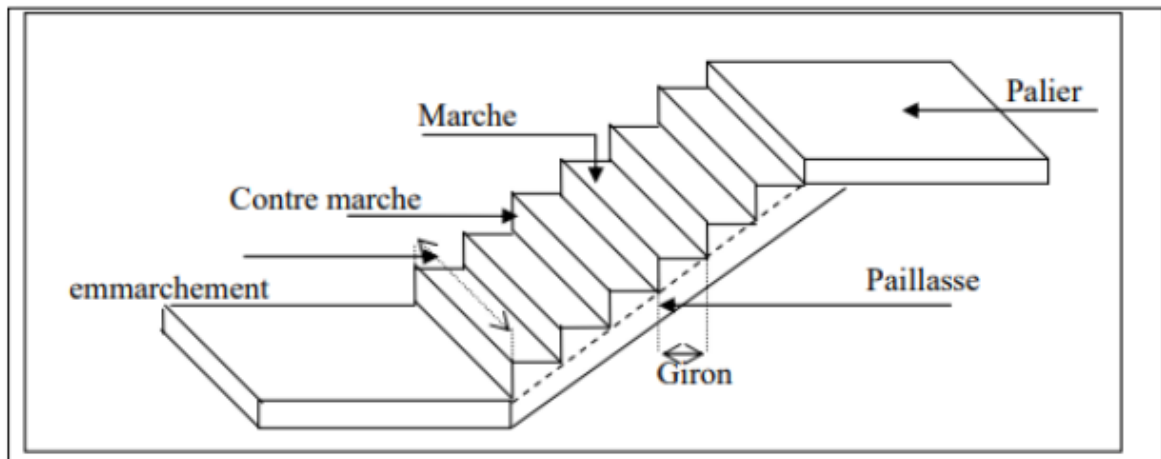


Figure 3 .11 : Schéma d'un escalier

Les escaliers dans notre projet comportent un type d'escalier (droit) de deux volées avec palier de repos.

g : giron (largeur des marches)

h : Hauteur des marches

E : Emmarchement

H : hauteur de la volée

e_p : épaisseur de la paillasse et du palier

L : longueur de la volée projetée

3-5-1 Dimensionnement des escaliers :

Pour le RDC et 1ère étage :

Marches et la valeur du giron (g) par la formule suivante : $60\text{cm} \leq 2h + g \leq 64\text{ cm}$

La marche : $24\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$

On prend $g = 30\text{cm}$

Le contre marche : $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

On prend $h = 17\text{cm}$

$H = 3,06\text{ m}$

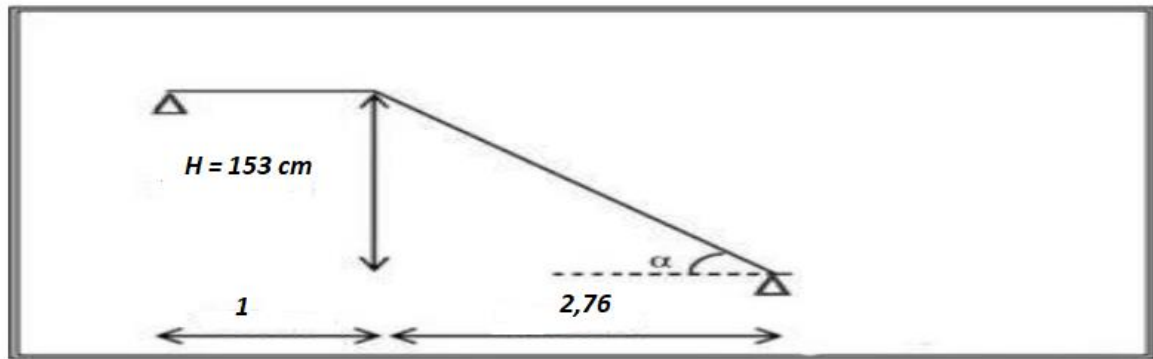


Figure 3.12: Schéma des escaliers

a. Le nombre des contres marche :

$$n = \frac{3,06}{0,17} = 18 \text{ marches.}$$

Donc on a 18 marches qui se divisent sur deux volées identiques telles que ; chacune comporte 9 marche

$$59\text{cm} \leq 30 + 2(17) \leq 64 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \leq 64 \text{ cm C.V}$$

d. L'angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} \Rightarrow \tan \alpha = \frac{0,17}{0,30} = 0.56 \Rightarrow \alpha = 29.25^\circ$$

e .La longueur de volée :

$$L = g (n-1) = 30 \times 8 = 240 \text{ cm}$$

f .La longueur de paillasse:

$$l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos \alpha} = 275,85 = 276 \text{ cm}$$

j .L'épaisseur du paillasse :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{276}{30} \leq e \leq \frac{276}{20} \Rightarrow 9,2 \leq e \leq 13,8 \text{ cm}$$

On prend : $e = 12 \text{ cm}$

3.4.5. La descente des charges

Tableau 3.4 : Descente des charges du volée:

Composants	Epaisseurs (e) [m]	Poids volumiques (m) [KN/m ³]	Poids surfaciques(G)[KN/m ²]
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Marches	0.17/2	22	1,87
Paillasse	0.12/cos α	25	3,45
Enduit en ciment	0.02	18	3,36

La charge permanente (G_1) = 6,52[KN/m²]

La charge: d'exploitation (Q_1) = 2.5 [KN/m²]

Tableau 3.5 : Descente des charges du palier

Composants	Epaisseurs (e) [m]	Poids volumiques (m) [KN/m ³]	Poids surfaciques(G) [KN/m ²]
Dalle pleine (15 cm)	0,12	25	3
Lit de sable	0,02	18	0,36
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Enduit en ciment	0,02	18	0,36

$G_2=4,56$ [KN/m²]

$Q_2=2.5$ [KN/m²]

Combinaison de charges :

	Palier	Paillasse
ELU	$q_{up} = 1,35 \times 4,56 + 1,5 \times 2,5 = 9,906 \text{ KN/m}^2$	$q_{uv} = 1,35 \times 6,52 + 1,5 \times 2,5 = 12,55 \text{ KN/m}^2$

$q_1 = 12,55 \times 1,3 = 16,315 \text{ KN/m}$

$q_2 = 9,906 \times 1,3 = 12,88 \text{ KN/m}$

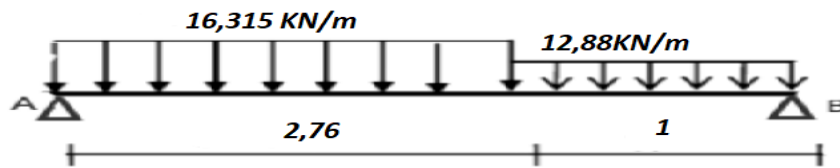


Figure 3.13 : Sollicitation a' l'état limite ultime de résistance

$$q_u^{eq} = \frac{q_1 \times L_1 + q_2 \times L_2}{3,76} = \frac{16,315 \times 2,76 + 12,88 \times 1}{3,76} = 19,740 \text{ KN/m}$$

$$M_{0u} = \frac{q l^2}{8} = \frac{19,740 \times 3,76^2}{8} = 34,884 \text{ KN.m}$$

Le moment en travée : $M_{Tu} = 0,75 M_0 = 0,75 \times 34,884 = 26,163 \text{ KN.m}$

Le moment en appuis : $M_{au} = 0,5 M_0 = 0,5 \times 34,884 = 17,442 \text{ KN.m}$

Tableau 3.6: Combinaison de charges :

	Palier	Paillasse
ELS	$q_{sp} = 4,56 + 2,5 = 7,06 \text{ KN/m}^2$	$q_{sv} = 6,52 + 2,5 = 9,02 \text{ KN/m}^2$

$$q_1 = 9,02 \times 1,3 = 11,726 \text{ KN/m}$$

$$q_2 = 7,06 \times 1,3 = 9,178 \text{ KN/m}$$

$$q_{ser}^{eq} = \frac{q_1 + q_2}{3,76} = \frac{11,726 \times 2,76 + 9,178 \times 1}{3,76} = 11,048 \text{ KN.m}$$

$$M_{0ser} = \frac{11,048 \times 3,76^2}{8} = 19,524 \text{ KN.m}$$

Le moment en travée : $M_{Tser} = 0,75 M_0 = 0,75 \times 19,524 = 14,656 \text{ KN.m}$

Le moment en appuis : $M_{aser} = 0,5 M_0 = 0,5 \times 19,524 = 9,762 \text{ KN.m}$

Caractéristique des matériaux :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\frac{f_e}{\gamma_s} = 384 \text{ MPA}$$

Calcul du ferrailage :

 **ELU :**

$$M_{tu} = 26,163 \text{ KN.m}$$



section rectangulaire sous la flexion simple et avec une fissuration peu nuisible

$$b = 100 [\text{cm}] ; \quad h = 12 [\text{cm}] ; \quad d = (12 - 2) = 10 [\text{cm}]$$

En travée :

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :**

$$b = 100 [\text{cm}] ; \quad h = 15 [\text{cm}] ; \quad d = (15 - 2.5) = 12.5 [\text{cm}]$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \mu = \frac{26,163 \times 10^3}{100 \times (10)^2 \times 14.17} = 0,184$$

$$\mu = 0.100 \leq \mu_L = 0.392 \Rightarrow \text{où} \Rightarrow A_s' = 0$$

Tableau06 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.2562 \\ \beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.898 \\ \varepsilon_{st} = 10\text{‰} \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M_{tu}}{\beta \sigma_s d} = \left[\frac{26,163 \times 10^3}{0.898 \times 10 \times 348} \right] = 8,37 [\text{cm}^2]$$

ELS :

$$M_{t.ser} = 16,433 \text{ KN.m}$$

Section rectangulaire flexion simple acier FeE400 $\Rightarrow$ si: $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{t.ser}} = \gamma = \frac{26,163}{16,433} = 1,592$$

$$\alpha \leq \frac{1,357-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,546 \Rightarrow \text{ELSCB est vérifiée}$$

a) Armatures minimales :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 10 \times \frac{2,1}{400} = 1,21 [\text{cm}^2/\text{ml}].$$

$$A = \max (A_u ; \\ = 8,37 [\text{cm}^2/\text{ml}].$$

$$A_{\min}) = \max (8,37; 1,21)$$

On prend :

$$\boxed{6\text{HA}14 \quad A_s = 9,05 \text{cm}^2}$$

b) **Espacement :**

$$e_{\max} = \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

On prend :

$$\boxed{e = 15\text{cm}}$$

c) **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{8,37}{4} \Rightarrow A_r = 2,09 [\text{cm}^2].$$

Le choix

$$\boxed{4\text{HA}10 \quad A_s = 3,14 \text{cm}^2}$$

En appuis :

a) **ELU:**

$$M_u^a = 17,442 \text{KN} . \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \mu = \frac{17,442 \times 10^3}{100 \times (10^2) \times 14.17} = 0,123$$

$$\mu = 0.123 \leq \mu_L = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{oui} \quad \Rightarrow \quad A_s' = 0$$

Tableau06 :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0,1645$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.9395$$

$$\varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}.$$

$$A = \frac{M_{au}}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \left[\frac{17,442 \times 10^3}{0.9395 \times 10 \times 347.82} \right] = 5,33 [\text{cm}^2]$$

b) **vérification de l'ELS :**

$$M_{a.ser} = 9,762 [\text{KN} . \text{m}]$$

$$\text{Section rectangulaire flexion simple acier FeE400} \Rightarrow s_i: \alpha \leq \gamma - 1 \quad 2 + f_c 28 \quad 100 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{aser}} = \gamma = \frac{17,442}{9,762} = 1,786$$

$$\alpha \leq \frac{1,357-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,64 \text{ ELSCB est vérifiée}$$

c) Armatures minimales :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 10 \times \frac{2,1}{400} = 1,20 [cm^2/ml]$$

$$A = \max (A_u ; A_{min}) = \max (5,33 ; 1,20) = 5,33 [cm^2/ml].$$

On prend :

$$A = 4,52 [cm^2]. \Rightarrow 4T12$$

d) Espacement :

$$e_{max} = \min(3h, 33cm) = 33cm.$$

On prend :

$$e = 25cm$$

e .Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{5,33}{4} \Rightarrow A_r = 1,33 [cm^2].$$

Le choix

$$4HA10 \quad A_r = 3,14cm^2$$

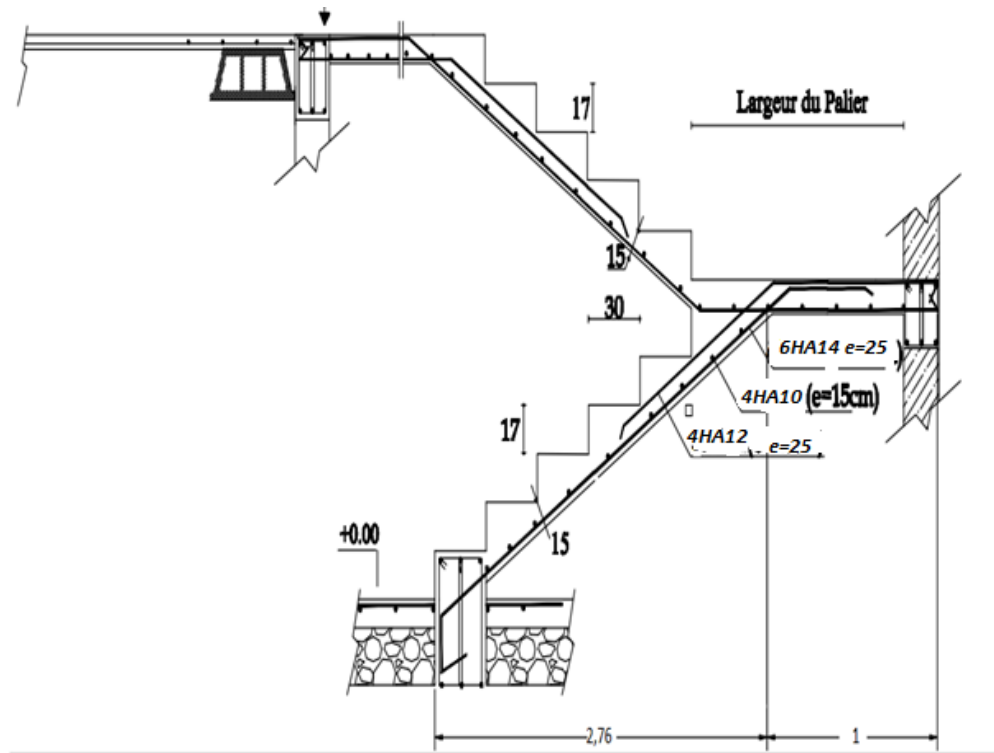


Figure 3.14 : Ferraillage de l'escalier

CHAPITRE 04 :

***CALCUL DES ÉLÉMENTS
STRUCTURAUX ET
L'INFRASTRUCTURE***

4-1) Introduction :

La structure est constituée d'un ensemble de poteaux et poutres interconnectés de manière rigide, capable de supporter à la fois les forces verticales et horizontales (structure auto-stable). Pour le ferrailage des éléments de la structure, l'outil informatique a été utilisé à travers le logiciel d'analyse des structures (**ROBOT 2019**), permettant ainsi la détermination des différentes contraintes internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul. Le ferrailage de ces éléments devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence **le BAEL91 et le RPA99 version 2003**.

4-2) Les Poutres :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

-Flexion simple :

Une section est sollicitée en flexion simple lorsqu'elle soumise à :

- Un moment fléchissant (M)
- Un effort tranchant (T)

Le calcul en flexion simple se décompose en deux étapes :

- Calcul à l'état limite ultime de résistance (ELUR) :

Il s'agit de déterminer les armatures de section conformément aux règles BAEL91.

- Après avoir fait un choix d'armatures à l'ELUR nous devons procéder aux

Vérifications suivantes :

- Condition de non fragilité.
- Vérification vis-à-vis de l'effort normale.
- Vérification à l'état limite de service.
- Vérification de la flexion.

4-2-1) Ferrailage des poutres :

- Pour le ferrailage des poutres on doit respecter les recommandations données par le **RPA 99**.
- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- ✓ 4% en zone courante.
- ✓ 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de :

- ✓ 40 en zone I et II.
- ✓ 50 en zone I

On a deux types de poutres à étudier :

- Poutre 01: $(30 \times 25) \text{ cm}^2$.
- Poutre 02 : $(40 \times 25) \text{ cm}^2$.

Tableau 4.1: Résultats obtenus par l'Auto desk Robot structural 2018

type	Moment(KN.m)				V(KN)
	ELU		ELS		ELU
Poutre (40×25)	appuis	Travée	appuis	Travée	86,07
	-66,64	52,82	48,69	38,60	

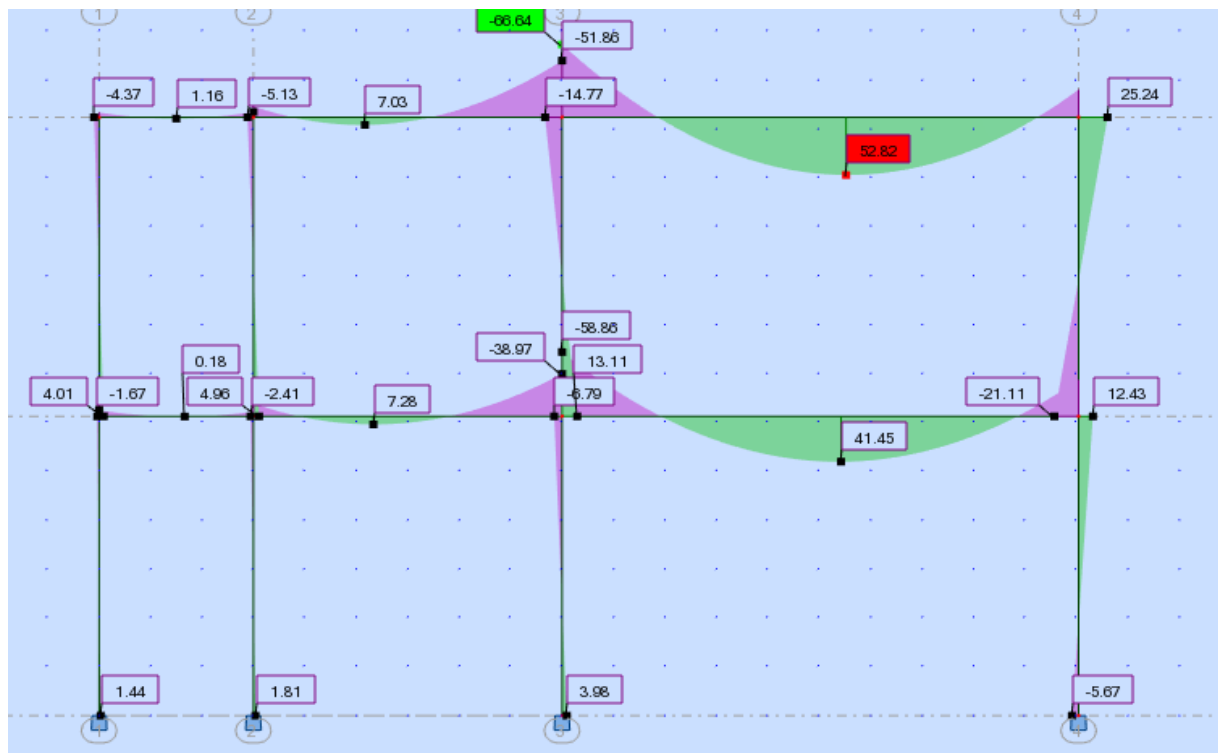


Figure 4.1: Le diagramme des moments des poutres à ELU

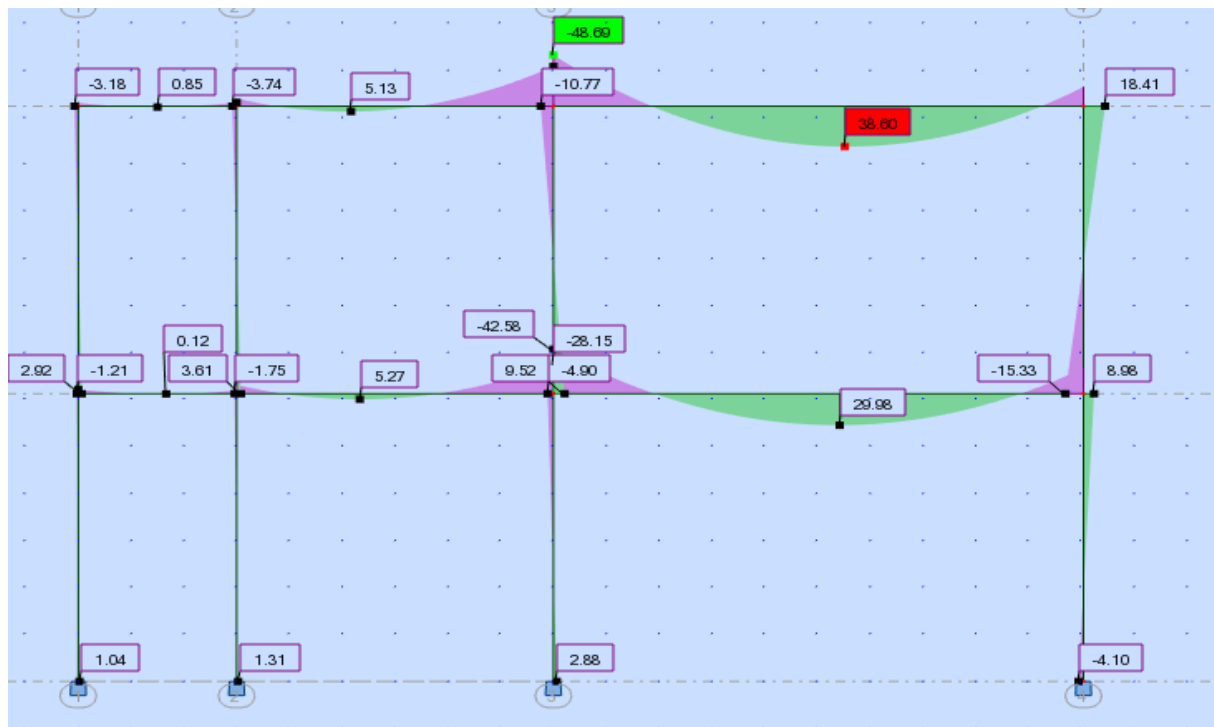


Figure 4.2: Le diagramme des moments des poutres à ELS

La poutre située à l' Étage :

En travée :

A) ELU :

$$M_t = 52,82 \text{ KN.m}$$

$$b = 0,25 \text{ [m]} ; h = 0,40 \text{ [m]} ; d' = 2,5 ; d = h - d' = 40 - 2,5 = 37,5$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{52,821 \times 10^3}{25 \times (37,5)^2 \times 14,17} = 0,106$$

$$\mu = 0,106 \leq \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{où} \Rightarrow A_s' = 0 \text{ pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 0,1440$$

$$\beta = 0,944$$

$$\varepsilon_{st} = 10$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPA}$$

$$A_s = \frac{M_U}{\beta * d * \sigma_{st}} = \frac{52,82 \times 10^3}{0,944 \times 37,5 \times 347,82} = 4,28 \text{ cm}^2$$

B) ELS :

$$f_e = 400 \text{ MPa} M_{tser} = 38,60 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{tser}} = \frac{52,82}{38,60} = 1,36$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$0,144 \leq 0,435 \Rightarrow \text{ELSCB est verifie}$$

-conditions imposées par le BAEL.91 :

$$A_{min} = 0.23 \times 25 \times 37.5 \times \frac{2,1}{400} = 1,13 \text{ cm}^2$$

-conditions imposées par le RPA 99/V2003 :

$$A_{min} = 0.5\% \times 40 \times 25 = 5 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Choix des armatures : **4HA12 $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$**

En appuis:

 **ELU :**

$$M_{au} = 66,64 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{au}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{66,64 \times 10^3}{25 \times 37,5^2 \times 14,17} = 0,133$$

$$\mu = 0,106 \leq \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{oui} \Rightarrow A_s' = 0 \text{ pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 0,182$$

$$\beta = 0,9295$$

$$\varepsilon_{st} = 10$$

$$A_s = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{66,64 \times 10^3}{0,929 \times 37,5 \times 347,82} = 5,49 \text{ cm}^2$$

 **ELS :**

$$M_{tser} = 48,69 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{tser}} = \frac{66,64}{48,69} = 1,368$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$0,182 \leq 0,435 \Rightarrow \text{C. v}$$

-conditions imposées par le BAEL.91 :

$$A_{min} = 0.23 \times 25 \times 37.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.13 \text{ cm}^2$$

-conditions imposées par le RPA 99/V2003 :

$$A_{min} = 0.5\% \times 40 \times 25 = 5 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Choix des armatures :

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

Pour poutre (25 × 30) :

Prescriptions données par RPA99/version 2003 :

Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0,5% de toute section .

$$A_{min} \geq 0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$$

Le choix de

$$A_s : 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

. Vérification vis-à-vis l'effort tranchant dans les poutres :

Lorsque les armatures d'âme sont des armatures droites, (perpendiculaires à la ligne moyenne) on doit vérifier pour une fissuration peu nuisible la condition :

$$T_{max} = 86.07 \text{ [KN]}$$

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

$$\text{Contrainte tangente : } \tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{86.07 \times 10^3}{250 \times 375} = 0.91 \text{ [MPa]} \text{ (BAEL. 91r99/art - a. 5. 1, 1)}$$

Fissuration peut nuisible :

-Contrainte tangente limite :

$$\tau_u = [0.2 \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ [MPa]}] = 3.33 \text{ [MPa]} \text{ (BAEL. 91r99/art - a. 5. 1, 21)}$$

$$\tau_u = 0.91 \text{ [MPa]} \leq \tau_u = 3.33 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{C.V}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne : Section et écartement des armatures transversales A_t :

-Diamètres des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{lmin} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{400}{35}; \frac{250}{10}; 12 \right) = 12 \text{ [mm]} \text{ (BAEL91r99/art - A. 5. 1, 22)}. \text{ On prend : } \phi_t = 8 \text{ [mm]} \text{ de nuance d'acier FeE235.}$$

Choix des barres

$$4\phi 8 = A_t = 2.01 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_t \frac{A_T}{b_0 S_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tjk}}{0.9 \frac{f_{fe}}{\gamma_s}} \Rightarrow S_{t1} \leq \frac{A_t 0.9 f_{fe}}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tjk})} \Rightarrow S_{t1} \leq \frac{2.01 \times 0.9 \times 235}{25(0.91 - 0.63)} = 53,980 [cm] \text{ (BAEL. 91 [A. 5. 23])}.$$

$$S_{t2} \leq \min (0.9d ; 40cm) \text{ [BAEL91r99/art - A. 5. 1, 23]} \quad S_{t2} \leq \min (36; 40cm) = 33,75 [cm]$$

Selon [RPA.99version2003]

$$\text{Zone nodale: } S_{t3} \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \varnothing \right) = \min \left(\frac{40}{4} ; 12 \times 0.8 \right) = 9,6 [cm]$$

$$\text{Zone courante : } S_{t4} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 [cm]$$

Donc :

$S_t = 20(cm)$ en zone courante

$S_t = 10(cm)$ en zone nodale.

4-3) Les Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appui pour transmettre les charges aux fondations. Ils sont sollicités en compression simple ou en flexion composée

-Flexion composée :

Une section est sollicitée en flexion composée lorsqu'elle est soumise à :

- Un moment fléchissant (M)
- Un effort normal (N).
- Un effort tranchant (T).

Dans le calcul de flexion composée deux états limite sont à considérer en plus de deux déjà cités :

-Etat limite ultime de stabilité de forme.

-Etat limite de service.

4.4. Ferraillage des Poteau :

➤ **Les armatures minimales :**

$$b = 25 [cm]; h = 25 [cm]; d = 25 - 2.5 = 22.5 [cm]$$

$$A_{\min} = 4(cm^2) \times \text{périmètre de la section} \Rightarrow A_{\min} = 4 \times (4 \times 0.25)$$

$$A_{\min} = 4 [cm^2] \quad \text{(BAEL91)}$$

$$A_{\min} = 0.7\%. \text{ b. h} = A_{\min} = 0.007 \times 25 \times 25$$

$$A_{\min} = 4.375[\text{cm}^2] \quad (\text{RPA2003})$$

Selon BAEL91 [2]

$$A_{\max} \leq \frac{5.b.h}{100} = \frac{5.25.25}{100} = 31,25[\text{cm}^2]$$

Selon B.A.E.L91 [2] :

$$A_{\min} = 0.4\% \times 25 \times 25 = 2.5 [\text{cm}^2] \text{ en zone courante.}$$

$$A_{\min} = 0.6\% \times 25 \times 25 = 3.75 [\text{cm}^2] \text{ en zone de recouvrement}$$

a) Calcul du ferrailage par flexion composée à l'ELU (flexion simple +compression) :

On calcul :

$\bar{\sigma}_{bc} \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_{st} \text{ (MPa)}$	$f_{c28} \text{ (MPa)}$	$f_{t28} \text{ (MPa)}$
15	348	25	2,1

$$N_{\max} = 285,070 \text{ KN} \quad N_{\text{ser max}} = 208,187 \text{ K N}$$

$$L_{\max} = \left(\frac{5,01 + 3}{2} \right) = 4,01$$

Etage :

$$Q_u = (1,35G + 1,5Q)4,01 = 38,951 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{ser}} = (G + Q)4,01 = 28,190 \text{ KN/m}$$

$$L = 3,06 \text{ m}$$

$$M_u = \frac{38,951(3,06)^2}{12} = 30,393 \text{ KN /m}$$

$$M_s = \frac{28,070(3,06)^2}{12} = 21,996 \text{ KN/m}$$

$$b = 25 \text{ cm} ; h = 25 \text{ cm} ; d = 2,5 \text{ cm} ; d' = 2,5 \text{ cm}$$

Vérification de la stabilité de forme :

$$SPC \rightarrow \frac{l_f}{h} \leq \max \left(15 ; 20 \frac{e_1}{h} \right)$$

Avec :

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{30,393}{285,070} = 0,107m$$

Donc:

$$\frac{0,7 \times 306}{25} \leq \max (15 ; 20 \frac{0,107}{0,25})$$

$$8,57 \leq 15 \text{ condition vérifiée}$$

la pièce sera justifié à la flexion composée en remplaçant e_0 par e_t :

$$e_t = e_0 + e_a + e_2$$

$$e_a = \max (2cm ; \frac{306}{250}) = (2cm ; 1,22) = 2cm.$$

$$e_2 = \frac{3 (l_f)^2}{10^4 h} (2 + a\phi) \text{ avec } \phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_{G\acute{e}} = \frac{G_{\acute{e}} \times l^2}{8} = \frac{5,53 \times 3,06^2}{8} = 6,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{Gt} = \frac{G_t \times l^2}{8} = \frac{6,93 \times 3,06^2}{8} = 8,13 \text{ KN.m}$$

$$M_{Q\acute{e}} = \frac{Q_{\acute{e}} \times l^2}{8} = \frac{1,5 \times 3,06^2}{8} = 1,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{Qt} = \frac{Q_t \times l^2}{8} = \frac{1 \times 3,06^2}{8} = 1,17 \text{ KN.m}$$

$$M_G = M_{G\acute{e}} + M_{Gt} = 6,47 + 8,13 = 14,6 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = M_{Q\acute{e}} + M_{Qt} = 1,76 + 1,17 = 2,93 \text{ KN.}$$

$$\text{Donc : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{14,6}{14,6 + 2,93} = 0,83$$

$$e_2 = \frac{3 (l_f)^2}{10^4 h} (2 + a\phi) = e_2 = \frac{3 (0,7 \times 306)^2}{10^4 \times 25} (2 + 2 \times 0,83) = 2,015cm$$

$$e_t = e_0 + e_a + e_2$$

$$e_t = 10,7 + 2 + 2,015 = 14,715 \text{ cm}$$

Sollicitations corrigées : $N_U' = N_U$

$$M_U' = N_U' (e_0 + e_a + e_2) = N_U' e'$$

$$M_U' = 285,070 (15,52) (10^{-2}) = 41,95 \text{ KN.m}$$

la nature de la section à l' ELU :

$e_t = 14,715 \text{ cm} > \frac{h}{2} - d' = 12,5 - 2,5 = 10 \text{ cm} \Rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section, dans ce cas la section est partiellement comprimée (SPC), le ferrailage se fait à la flexion simple sous l'effet du moment M_A , puis on introduit l'effort normal par la correction des armatures trouvés.

$$M_{Au} = M_U' + N_U'(d - \frac{h}{2}) = N_U'(e_t + d - \frac{h}{2})$$

$$M_{Au} = 41,95 + 285,070 (0,225 - \frac{0,25}{2}) = 285,070(0,14715 + 0,225 - \frac{0,25}{2}) = 70,45 \text{ KNm}$$

$$M_{Au} = 70,45 \text{ KN.m}$$

la nature de la section à l'ELS :

$$e_{ser} = M_{ser} / N_{ser} = 21,996 / 208,187 = 0,1056 \text{ m}$$

$e_{ser} 10,56 \text{ cm} > \frac{h}{2} - d' = 12,5 - 2,5 = 10 \text{ cm} \Rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, dans ce cas la section est partiellement comprimée (SPC).

$$M_{Aser} = 21,996 + 208,187 (0,225 - \frac{0,25}{2}) = 42,815 \text{ KNm}$$

$$M_{Aser} = 42,815 \text{ KN.m}$$

Ferrailage de la section :

Fissuration peu nuisible, En utilisant l'organigramme de la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_1'}{b \times d \times f_{bu}} = \frac{70,45 \times 10^3}{25 \times 22,5^2 \times 14,2} = 0,392 = \mu_l \Rightarrow A_s' = 0$$

Tableau 6: $\alpha = 0,6718 \beta = 0,731$

$$\alpha \geq 0,259 \quad \text{Pivot B} \quad \varepsilon_{bc} = 3,5\% \quad \varepsilon_{st} = 1,71$$

$$\varepsilon_{st} \leq \varepsilon_L \quad 1,71 \leq 1,739 \quad \sigma_{st} = E_s \times \varepsilon_{st} = 2 \cdot 10^5 \times 1,71 \cdot 10^{-3} = 342 \text{ MPA}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_1 d \sigma_{st}} = 12,52 \text{ cm}$$

Vérification de l'ELS: $F_e = 400 \text{ MPA}$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}} = \frac{70,45}{42,815} = 1,645$$

$$\alpha = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{C28}}{100}$$

$$0,6718 \leq \frac{1,645 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,573$$

ELSCB non vérifié

On doit recalculer le ferrailage à l'ELS

Calcul de ferrailage à l'ELS :

$$\check{k}_1 = \frac{\overline{\sigma}_s}{15\sigma_{bc}} = \frac{342}{15 * 15} = 1.52$$

$$\check{\alpha} = \frac{1}{1 + \check{k}} = \frac{1}{1 + 0.896} = 0.3968$$

$$\mu_{rb} = \left(1 - \frac{\check{\alpha}}{3}\right) \frac{\check{\alpha}}{2} = \left(1 - \frac{0.3968}{3}\right) * \frac{0.3968}{2} = 0.172$$

$$\mu_{rb} = 0.217 * 25 * 22,5^2 * 15 = 32.683 \text{ KN. m}$$

$$M_{ser} = 42.815 > 32.683 \quad A_s' \neq 0$$

$$\alpha_1 = 0,3968 \beta_1 = 1 - \alpha_1 / 3 = 0,868 \quad \sigma_{sc} = 15(1 - \delta' \alpha_1) \sigma_{bc} = 162 \text{ MP}$$

$$A_s' = \frac{M_{ser} - M_{rb}}{(d - d') \sigma_{sc}} = \frac{42815 - 32683}{162(22,5 - 2,5)} = 3,13 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{M_{rb}}{\beta_1 d \underline{\sigma}_s} + \frac{\sigma_{sc}}{\underline{\sigma}_s} A_s' = \frac{32683}{0,868 * 22,5 * 342} + \frac{162}{342} 3,13 = 6,37 \text{ cm}^2$$

le ferrailage de la flexion composee est :

$$A_{ser}' = 0,46 \quad , \quad A_{ser} = 11,4 - N_{ser} / \sigma_s = 6,37 - 208187 / (342 * 100) = 0,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{su}' = 0 \quad , \quad A_{su} = 12,52 - N_u / \sigma_{st} = 12,52 - 285070 / (348 * 100) = 4,33 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a donc } A_s' = \max(A_{ser}', A_{su}') = 0,46 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{ser}, A_{su}) = 4,33 \text{ cm}^2$$

la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 * 25 * 22.5 * \frac{2,1}{400} = 0,68 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc: } (A_s + A_s') = 4,79 \text{ cm}^2 \geq \max(A_{smin \text{ CNF}} ; A_{smin \text{ RPA}} ; A_{smin \text{ BAEL}}) = \max(0,68 ; 4,375 ; 4) = 4,375 \text{ cm}^2$$

on adopte donc dans les deux sens du poteau

$$3HA16 = 6,03 \text{ cm}$$

a) Armatures transversales :

Les armatures transversale Maintient l'armature longitudinal et reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement elles évitent ainsi leur flambement. Le

diamètre des armatures transversales (les cadres, épingles et étriers) est la valeur la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales

$$\phi_t = \frac{\phi_{1max}}{3} + \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

Donc on prend :

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

b) L'espacement :

Des armatures transversales dont la valeur est déterminées dans la formule précédente, par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

$$e \leq \min (15 \phi_{l \min} ; 40 \text{ cm} ; 35 \text{ cm})$$

$\phi_{l \min}$ = est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$\phi_{l \min} = 16 \text{ mm} = 1,6 \text{ cm}$$

$$e \leq \min (15 \times 1,6 ; 40 \text{ cm} ; 35 \text{ cm})$$

$$e \leq \min (24 ; 40 \text{ cm} ; 35 \text{ cm})$$

$$e \leq 24 \text{ cm}$$

Donc on prend

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

c) La longueur de recouvrement :

Est une zone recouvrement de deux armatures, suffisante pour transmettre un effort d'une barre à l'autre et le recouvrement de barre comprimés sont obligatoirement rectilignes les cadre réalisés pour des raisons de sécurité doivent être coupés au moment du bétonnage sans calcul plus précis on peut prendre :

$$l_s = 40 \phi$$

Donc :

$$l_s = 40 \times 16 = 640 \text{ mm} = 64 \text{ cm.}$$

on prend : 70 cm

.Système de fondation :

Les fondations sont des éléments de la partie inférieure de la structure 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 leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. - On distingue deux types de fondations :

1. Fondations superficielles : Elles sont utilisables pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, on a trois types de semelles :

- Semelles isolées.
- Semelles Filantes.
- Radiers générales

2. Fondations profondes :

Elles sont utilisées pour les mauvais sols de faible capacité portante la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : -Semelles sur pieux. -Semelles sur puits. -Semelles sur les parois moulées

Choix de type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain. Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- L'économie.
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure.
- Le tassement du sol

D'après le rapport du sol, la structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de 2bars.

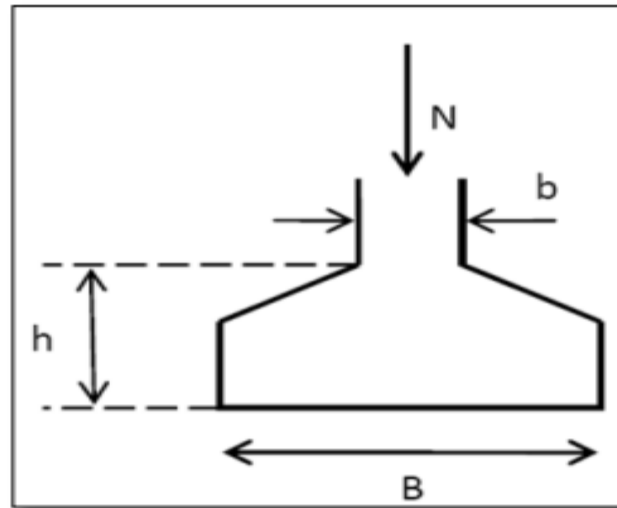


Figure 4.3 : Vue en plan

Avec :

A ; B : Les dimensions de la semelle isolée.

4.2. Calcul de surface revenant à la semelle :

$$\sigma_{sol} = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = k$$

Le ferrailage :

$$B_b = A_a = \frac{Nu (A-a)}{8d.\delta s}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface totale des semelles.

La hauteur de la semelle :

pour éviter la vérification du cisaillement on peut utiliser la condition réglementaire suivante :

$$d \geq \text{MAX} \left(\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4} \right)$$

Pour semelle carré :

$$d \geq \frac{A-a}{4}$$

d : étant la hauteur utile de la semelle

La hauteur totale de la semelle vaut :

$$h = d + (5\text{cm})$$

4. 3. Calcul des efforts revenants aux semelles isolées :

La figure suivante représente les sollicitations à la base des poteaux sous la combinaison 1.35G+1.5Q D'après les résultats de robot2018 :

Semelle intermédiaire (sous le poteau le plus sollicité) : Le poteau le plus sollicité a une section carrée ($b \times h$). $N_{\max} 271,63\text{KN} = 27163 \text{ kg}$; $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$

On a:

$$K = \frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

$$a = b ; A = B \text{ et } \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = 1 = k$$

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\Rightarrow S \geq \frac{285,070 \times 10^2}{2} \Rightarrow S = 14253,5 \text{ cm}^2$$

$$A = B \Rightarrow B = \sqrt{14253,5} = 119,388\text{cm} = 1,19\text{m}$$

En prend : A En prend : A = B = 1.20m

$$a = 0.25 \text{ m}$$

La hauteur de la semelle :

$$h \geq \frac{120-25}{4} = 29 \Rightarrow h = 30\text{cm}$$

Tableau 4.2: Dimensionnement des semelles.

	a	b	k	N	A	B	h	$\bar{\sigma}_{sol}$
S ₁	25	25	1	285,070	1,20	1,20	30	2

4.4. Ferraillage des semelles :

Exemple de calcul :

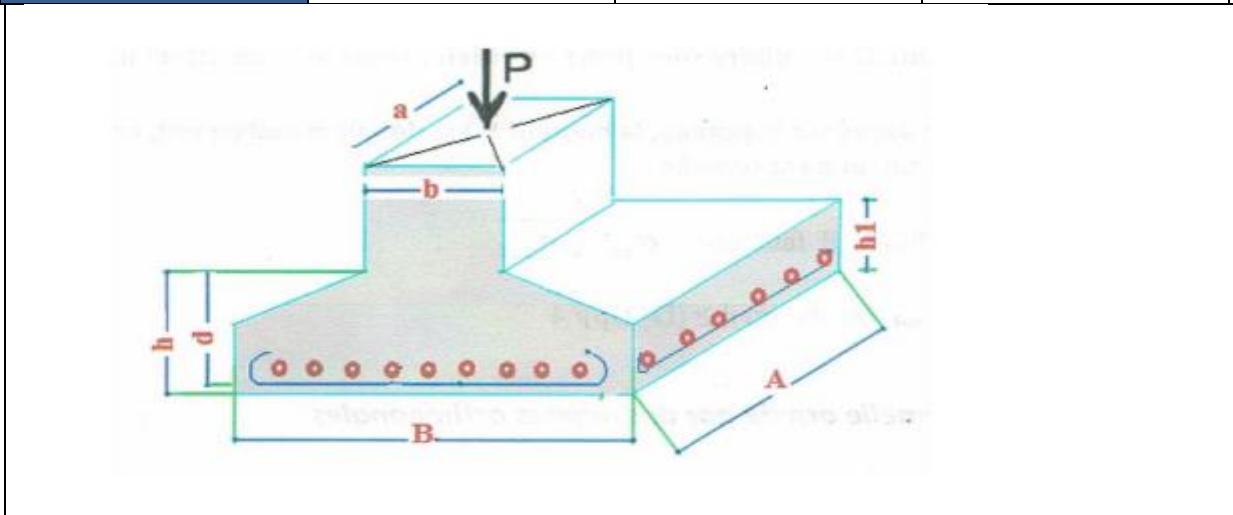
Groupe01 :

$$Bb = Aa = \frac{N_u (A - a)}{8d \cdot \delta_s}$$

$$Bb = Aa = \frac{285,070(120 - 25) \times 10}{8 \times 25 \times 348} = 3,89 \text{ cm}^2$$

Tableau 4.3 : Récapitulation du ferraillage des semelles

	$Bb = Aa \text{ (cm}^2\text{)}$	Le choix	$Bad = \text{(cm}^2\text{)}$
Groupe01	3,89	4HA12	4,52



Conclusion général

Notre projet de fin de cycle a porté sur l'étude d'une structure en béton armé à usage d'habitation implantée en zone de faible sismicité. Au cours de cette étude, nous avons pu Approfondir nos connaissances théoriques dans le domaine du calcul des structures, ainsi Qu'acquérir de nouvelles notions théoriques et pratiques. Suite à ce travail, nous pouvons Conclure que la solidité d'un bâtiment dépend principalement de son système de Fondations sur lesquelles il repose. Pour cela, il est essentiel d'étudier attentivement le sol Choisi, qui doit garantir la stabilité, la durabilité et la sécurité de l'ouvrage à court et à long Terme. Pour calculer les éléments structuraux, il est nécessaire d'estimer les charges et Surcharges que chaque élément peut supporter, de déterminer le ferrailage de chaque Élément et d'établir les différents plans. Enfin, nous espérons que ce travail servira de Document utile et de référence pour les futures promotions, afin d'estimer au mieux L'ouvrage et la spécialité

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE:

- **Les règles et lois imposées:**

- RPA99V2003 : Règles parasismiques algériennes
- CBA93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton Armé.
- BAEL9 : Règles de calcul de Béton Armé.
- DTR BC 2.2 : Document Technique Réglementaire (charge permanentes et surcharges D'exploitation)

- **Livre :**

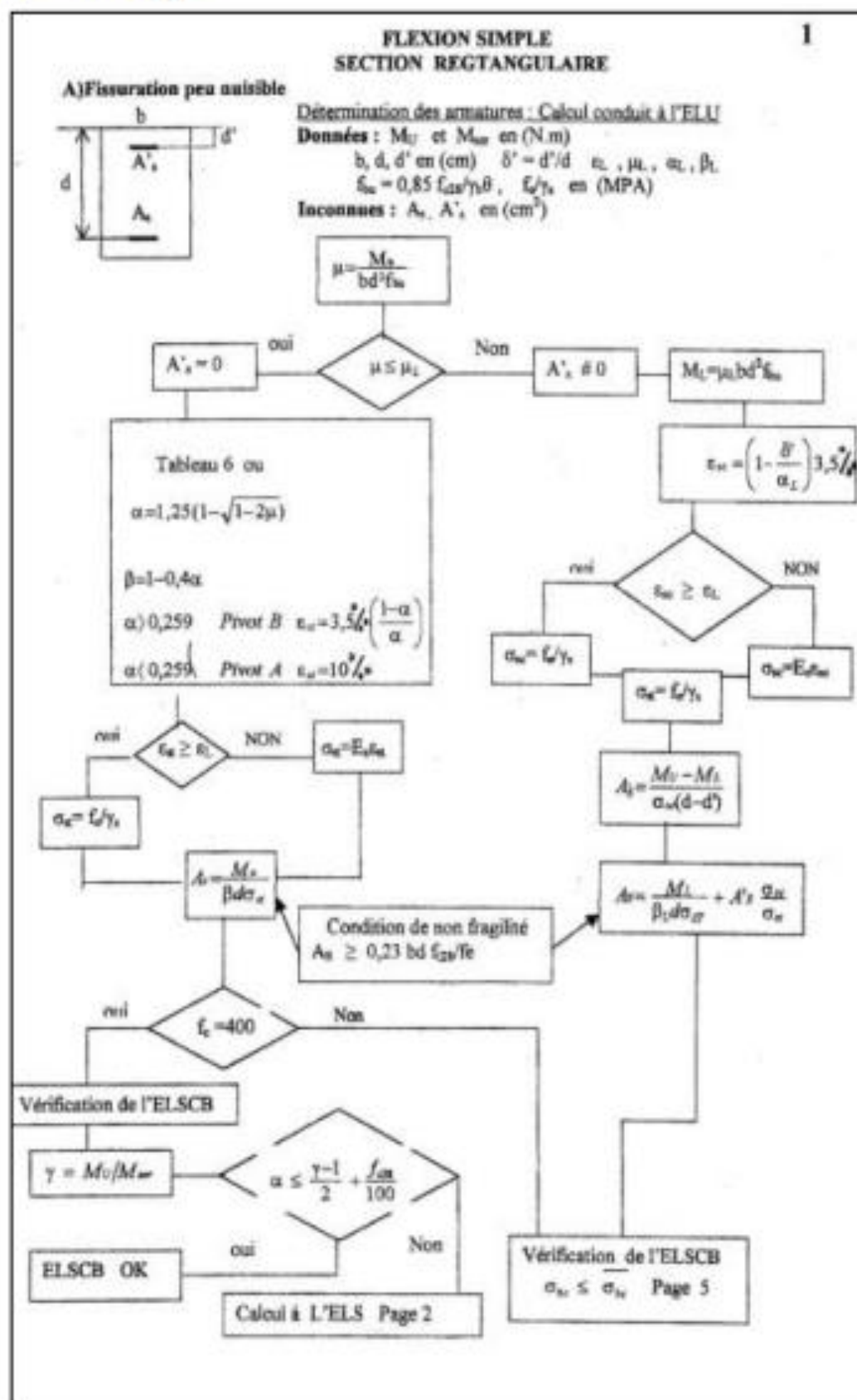
- Béton armé – Guide de calcul Jacques Lamirault, Henri Renaud.
- Etude des structures en béton, Jean-Marie Husson
- Béton armé 2^{ème} Génie civil MCIL

- **LOGICIELS :**

- AUTO CAD 2021
- AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2018.

ANNEXES :

ANNEXE 1 : flexion simple



3

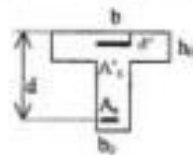
SECTION EN T6

A) fissuration peu nuisible :

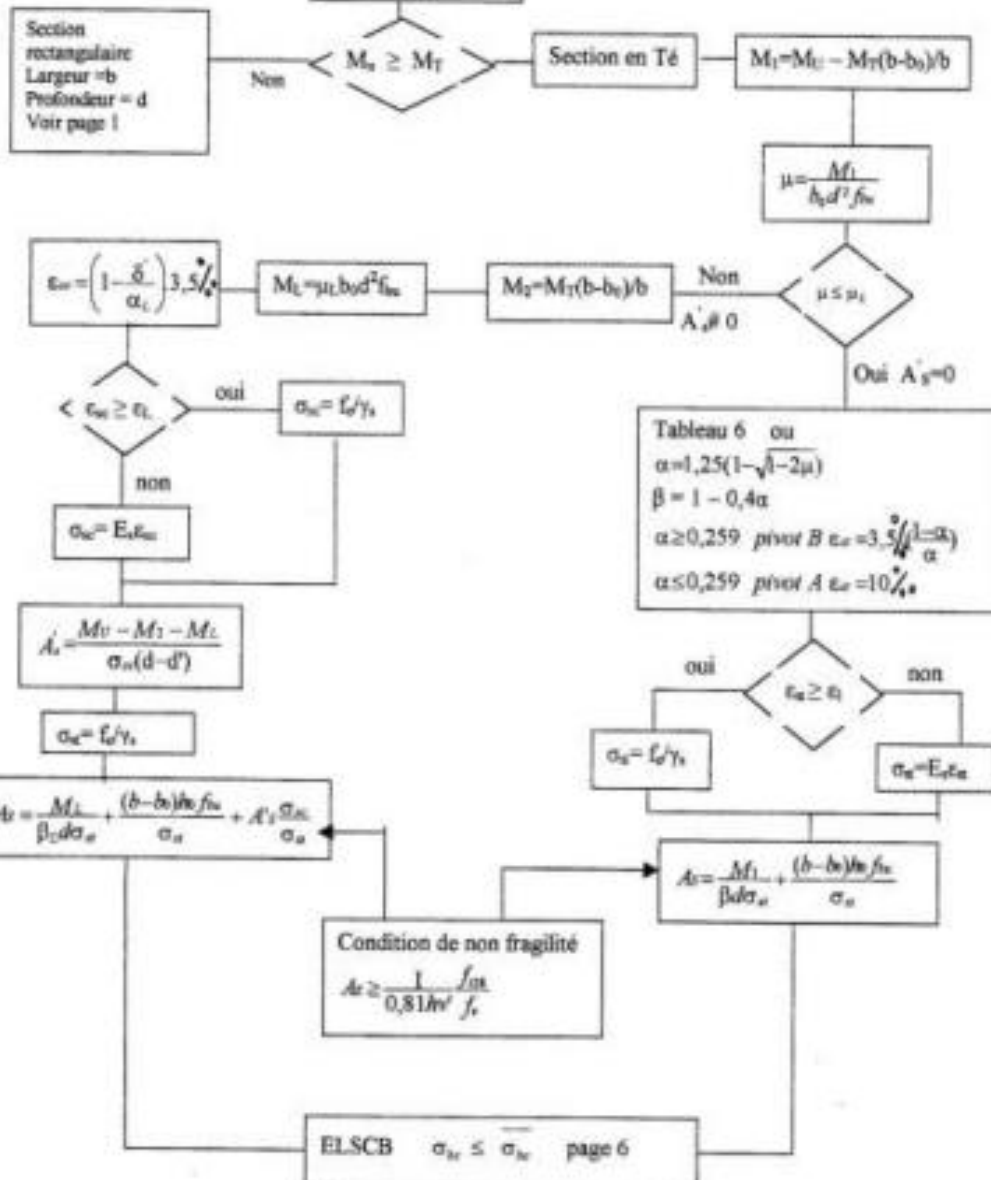
Détermination des armatures : Calcul conduit à l'ELU

Données : M_{12} et M_{23} en (N.m)b, d, h₀, b₀ et d' en (cm) δ' = d'/d
$$f_{su} = 0,85 f_{c28} / \gamma_b, \quad f_b / \gamma_s \text{ en (MPa)}, \alpha_L, \mu_L, \alpha_L, \beta_L$$

Inconnues : A_4, A_5 en (cm²)



$$M_T = bh_o(d - h_o/2)f_{tw}$$



Flexion composée (F+c).

Section rectangulaire à ELU.

$$(0,337h - 0,81d') \leq h f_{bu} \geq N_u(d-d') - M_1.$$

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



$$\text{si } \frac{l_f}{h} \leq \max \left(15; 20 \frac{e_1}{h} \right) \text{ avec } e_1 = e_0 + e_a$$

$\Rightarrow$ Prise en compte forfaitaire des effets

du second ordre (flambement).

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$$

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

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi) \text{ avec } \phi = 2.$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$e' = e_0 + e_a + e_2$$

sollicitations corrigées $N_u' = N_u$;

$$M_u' = N_u' (e_0 + e_a + e_2) = N_u' e'$$

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

$\downarrow$ org F.S

$$\mu = \frac{M_1'}{b d^2 f_{bu}}$$

Nuance	FeE215		FeE235		FeE400		FeE500	
	$\gamma_s = 1$	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_s = 1$	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_s = 1$	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_s = 1$	$\gamma_s = 1,15$
f_e/γ_s	215	187	235	204	400	348	500	435
ε_m (‰)	1,075	0,935	1,175	1,02	2,00	1,74	2,5	2,175
α_l	0,765	0,789	0,749	0,774	0,636	0,668	0,583	0,617
μ	0,425	0,432	0,420	0,427	0,379	0,392	0,358	0,372

Sections en cm² de 1 à 20 armateurs de diamètres en ϕ mm

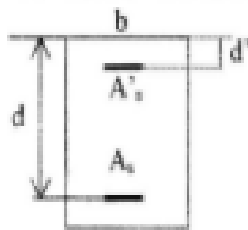
ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,4
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

FLEXION SIMPLE

5

SECTION RECTANGULAIRE

Vérification des contraintes à l'ELS



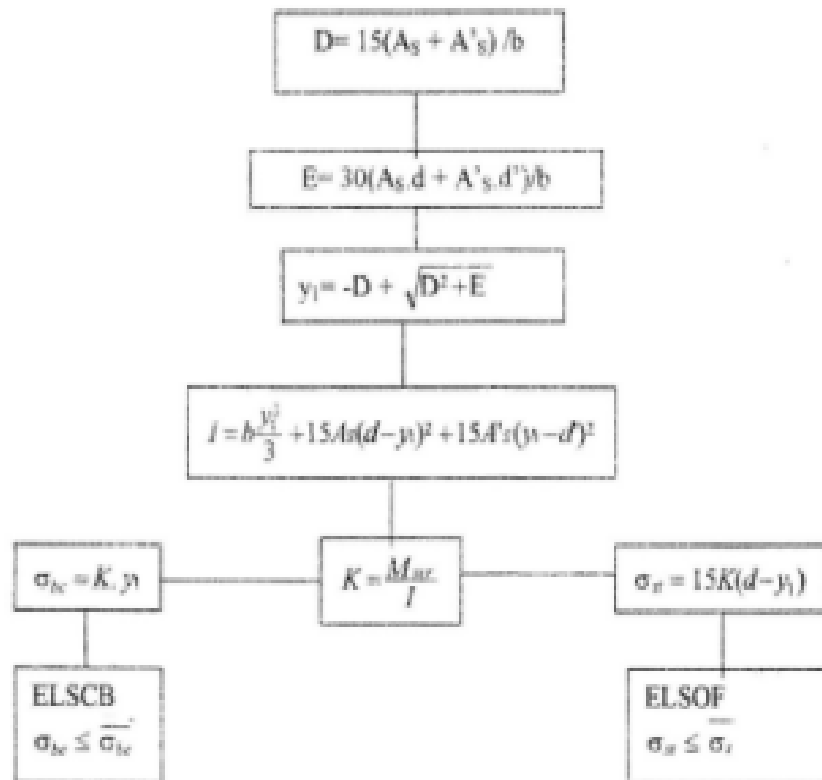
Données : M_{ser} en (N.m) b, d, d' en (cm) $\delta' = d'/d$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{ctk}$ $\bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3}f_s, 110\sqrt{\eta f_{ctk}})$.. fissuration préjudiciable

$\bar{\sigma}_s = \min(\frac{1}{2}f_s, 90\sqrt{\eta f_{ctk}})$.. fissuration très préjudiciable

f_{ctk}, f_{ctk}, f_s en (MPa)

Inconnues : σ_{bc}, σ_{st}



Si $A'_s = 0$ (section sans armatures comprimées) on peut utiliser le tableau 7 :

$\rho_1 = 100 \frac{A_s}{bd}$ du tableau on a k_1 et $\beta_1 \longrightarrow \sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 d A_s} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$
 $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (ELSCB) $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s$ (ELSOF)

Etat-limite ultime de résistance

diagramme rectangulaire. Valeurs de α , β et $1000 c_s$ en fonction de μ voir formulaire, chapitre II-C-2.

[illegible]

voir formulation, chapitre IFC-2.														
μ	α	β	γ	1 000 ϵ_1	μ	α	β	γ	000 ϵ_2	μ	α	β	γ	000 ϵ_3
0,240	0,3486	0,861	6,54	0,320	0,5000	0,800	3,40	0,400	0,6910	0,721	1,565			
0,242	0,3521	0,859	6,44	0,323	0,5001	0,798	3,41	0,402	0,6966	0,721	1,524			
0,244	0,3558	0,858	6,35	0,326	0,5002	0,797	3,386	0,404	0,7023	0,719	1,486			
0,246	0,3595	0,856	6,25	0,328	0,5136	0,795	3,328	0,406	0,7080	0,717	1,444			
0,248	0,3632	0,855	6,15	0,328	0,5119	0,793	3,271	0,408	0,7138	0,714	1,406			
0,250	0,3661	0,854	6,06	0,330	0,5231	0,792	3,217	0,410	0,7196	0,712	1,368			
0,252	0,3696	0,852	5,97	0,332	0,5354	0,790	3,162	0,412	0,7256	0,710	1,334			
0,254	0,3737	0,851	5,88	0,334	0,5481	0,789	3,108	0,414	0,7316	0,707	1,284			
0,256	0,3780	0,849	5,79	0,336	0,5613	0,786	3,053	0,416	0,7376	0,705	1,245			
0,258	0,3804	0,848	5,70	0,338	0,5835	0,785	3,000	0,418	0,7438	0,702	1,205			
0,260	0,3840	0,846	5,62	0,340	0,5428	0,783	2,947	0,420	0,7500	0,700	1,165			
0,262	0,3876	0,845	5,53	0,342	0,5474	0,781	2,894	0,422	0,7566	0,698	1,125			
0,264	0,3913	0,843	5,45	0,344	0,5518	0,779	2,842	0,424	0,7626	0,695	1,090			
0,266	0,3949	0,842	5,36	0,346	0,5563	0,777	2,792	0,426	0,7691	0,692	1,051			
0,268	0,3987	0,841	5,28	0,348	0,5608	0,776	2,741	0,428	0,7756	0,690	1,013			
0,270	0,4022	0,839	5,20	0,350	0,5654	0,774	2,690	0,430	0,7827	0,687	974			
0,272	0,4059	0,838	5,12	0,352	0,5699	0,772	2,641	0,432	0,7890	0,684	936			
0,274	0,4099	0,836	5,04	0,354	0,5745	0,770	2,592	0,434	0,7956	0,682	898			
0,276	0,4134	0,835	4,97	0,356	0,5791	0,769	2,544	0,436	0,8028	0,679	860			
0,278	0,4171	0,833	4,90	0,358	0,5838	0,766	2,495	0,438	0,8099	0,676	822			
0,280	0,4209	0,832	4,82	0,360	0,5883	0,765	2,447	0,440	0,8170	0,673	784			
0,282	0,4248	0,831	4,74	0,362	0,5933	0,763	2,399	0,442	0,8242	0,670	746			
0,284	0,4286	0,829	4,67	0,364	0,5981	0,761	2,352	0,444	0,8316	0,668	708			
0,286	0,4322	0,827	4,60	0,366	0,6029	0,759	2,305	0,446	0,8393	0,664	670			
0,288	0,4361	0,826	4,53	0,368	0,6078	0,757	2,258	0,448	0,8469	0,661	633			
0,290	0,4399	0,824	4,46	0,370	0,6126	0,755	2,211	0,450	0,8547	0,658	595			
0,292	0,4437	0,823	4,39	0,372	0,6175	0,753	2,164	0,452	0,8627	0,655	557			
0,294	0,4475	0,821	4,32	0,374	0,6225	0,751	2,118	0,454	0,8709	0,652	519			
0,296	0,4516	0,819	4,25	0,376	0,6275	0,749	2,073	0,456	0,8792	0,649	481			
0,298	0,4555	0,818	4,18	0,378	0,6325	0,747	2,029	0,458	0,8877	0,645	443			
0,300	0,4595	0,816	4,12	0,380	0,6376	0,745	1,986	0,460	0,8965	0,641	405			
0,302	0,4634	0,815	4,05	0,382	0,6426	0,743	1,944	0,462	0,9054	0,638	366			
0,304	0,4675	0,813	4,00	0,384	0,6476	0,741	1,902	0,464	0,9146	0,634	327			
0,306	0,4714	0,811	3,92	0,386	0,6531	0,739	1,859	0,466	0,9239	0,631	288			
0,308	0,4754	0,810	3,86	0,388	0,6584	0,737	1,818	0,468	0,9337	0,626	249			
0,310	0,4795	0,808	3,80	0,390	0,6637	0,735	1,775	0,470	0,9438	0,622	210			
0,312	0,4835	0,807	3,74	0,392	0,6690	0,733	1,733	0,472	0,9542	0,618	169			
0,314	0,4876	0,806	3,68	0,394	0,6745	0,730	1,689	0,474	0,9650	0,614	129			
0,316	0,4918	0,804	3,62	0,396	0,6799	0,728	1,647	0,476	0,9761	0,610	90			
0,318	0,4960	0,802	3,56	0,398	0,6854	0,726	1,607	0,478	0,9877	0,605	0,04			

Etat limite de service

TABLEAU 7

Valeurs de α_1 , μ'_1 , μ_1 , k_1 et ρ_1 en fonction de β_1 .

μ_1	α_1	β_1	μ_2	α_2	β_2	μ_3	α_3	β_3	μ_4	α_4	β_4	μ_5	α_5	β_5	μ_6	α_6	β_6	μ_7	α_7	β_7	μ_8	α_8	β_8	μ_9	α_9	β_9	μ_{10}	α_{10}	β_{10}	μ_{11}	α_{11}	β_{11}	μ_{12}	α_{12}	β_{12}	μ_{13}	α_{13}	β_{13}	μ_{14}	α_{14}	β_{14}	μ_{15}	α_{15}	β_{15}	μ_{16}	α_{16}	β_{16}	μ_{17}	α_{17}	β_{17}	μ_{18}	α_{18}	β_{18}	μ_{19}	α_{19}	β_{19}	μ_{20}	α_{20}	β_{20}	μ_{21}	α_{21}	β_{21}	μ_{22}	α_{22}	β_{22}	μ_{23}	α_{23}	β_{23}	μ_{24}	α_{24}	β_{24}	μ_{25}	α_{25}	β_{25}	μ_{26}	α_{26}	β_{26}	μ_{27}	α_{27}	β_{27}	μ_{28}	α_{28}	β_{28}	μ_{29}	α_{29}	β_{29}	μ_{30}	α_{30}	β_{30}	μ_{31}	α_{31}	β_{31}	μ_{32}	α_{32}	β_{32}	μ_{33}	α_{33}	β_{33}	μ_{34}	α_{34}	β_{34}	μ_{35}	α_{35}	β_{35}	μ_{36}	α_{36}	β_{36}	μ_{37}	α_{37}	β_{37}	μ_{38}	α_{38}	β_{38}	μ_{39}	α_{39}	β_{39}	μ_{40}	α_{40}	β_{40}	μ_{41}	α_{41}	β_{41}	μ_{42}	α_{42}	β_{42}	μ_{43}	α_{43}	β_{43}	μ_{44}	α_{44}	β_{44}	μ_{45}	α_{45}	β_{45}	μ_{46}	α_{46}	β_{46}	μ_{47}	α_{47}	β_{47}	μ_{48}	α_{48}	β_{48}	μ_{49}	α_{49}	β_{49}	μ_{50}	α_{50}	β_{50}	μ_{51}	α_{51}	β_{51}	μ_{52}	α_{52}	β_{52}	μ_{53}	α_{53}	β_{53}	μ_{54}	α_{54}	β_{54}	μ_{55}	α_{55}	β_{55}	μ_{56}	α_{56}	β_{56}	μ_{57}	α_{57}	β_{57}	μ_{58}	α_{58}	β_{58}	μ_{59}	α_{59}	β_{59}	μ_{60}	α_{60}	β_{60}	μ_{61}	α_{61}	β_{61}	μ_{62}	α_{62}	β_{62}	μ_{63}	α_{63}	β_{63}	μ_{64}	α_{64}	β_{64}	μ_{65}	α_{65}	β_{65}	μ_{66}	α_{66}	β_{66}	μ_{67}	α_{67}	β_{67}	μ_{68}	α_{68}	β_{68}	μ_{69}	α_{69}	β_{69}	μ_{70}	α_{70}	β_{70}	μ_{71}	α_{71}	β_{71}	μ_{72}	α_{72}	β_{72}	μ_{73}	α_{73}	β_{73}	μ_{74}	α_{74}	β_{74}	μ_{75}	α_{75}	β_{75}	μ_{76}	α_{76}	β_{76}	μ_{77}	α_{77}	β_{77}	μ_{78}	α_{78}	β_{78}	μ_{79}	α_{79}	β_{79}	μ_{80}	α_{80}	β_{80}	μ_{81}	α_{81}	β_{81}	μ_{82}	α_{82}	β_{82}	μ_{83}	α_{83}	β_{83}	μ_{84}	α_{84}	β_{84}	μ_{85}	α_{85}	β_{85}	μ_{86}	α_{86}	β_{86}	μ_{87}	α_{87}	β_{87}	μ_{88}	α_{88}	β_{88}	μ_{89}	α_{89}	β_{89}	μ_{90}	α_{90}	β_{90}	μ_{91}	α_{91}	β_{91}	μ_{92}	α_{92}	β_{92}	μ_{93}	α_{93}	β_{93}	μ_{94}	α_{94}	β_{94}	μ_{95}	α_{95}	β_{95}	μ_{96}	α_{96}	β_{96}	μ_{97}	α_{97}	β_{97}	μ_{98}	α_{98}	β_{98}	μ_{99}	α_{99}	β_{99}	μ_{100}	α_{100}	β_{100}	μ_{101}	α_{101}	β_{101}	μ_{102}	α_{102}	β_{102}	μ_{103}	α_{103}	β_{103}	μ_{104}	α_{104}	β_{104}	μ_{105}	α_{105}	β_{105}	μ_{106}	α_{106}	β_{106}	μ_{107}	α_{107}	β_{107}	μ_{108}	α_{108}	β_{108}	μ_{109}	α_{109}	β_{109}	μ_{110}	α_{110}	β_{110}	μ_{111}	α_{111}	β_{111}	μ_{112}	α_{112}	β_{112}	μ_{113}	α_{113}	β_{113}	μ_{114}	α_{114}	β_{114}	μ_{115}	α_{115}	β_{115}	μ_{116}	α_{116}	β_{116}	μ_{117}	α_{117}	β_{117}	μ_{118}	α_{118}	β_{118}	μ_{119}	α_{119}	β_{119}	μ_{120}	α_{120}	β_{120}	μ_{121}	α_{121}	β_{121}	μ_{122}	α_{122}	β_{122}	μ_{123}	α_{123}	β_{123}	μ_{124}	α_{124}	β_{124}	μ_{125}	α_{125}	β_{125}	μ_{126}	α_{126}	β_{126}	μ_{127}	α_{127}	β_{127}	μ_{128}	α_{128}	β_{128}	μ_{129}	α_{129}	β_{129}	μ_{130}	α_{130}	β_{130}	μ_{131}	α_{131}	β_{131}	μ_{132}	α_{132}	β_{132}	μ_{133}	α_{133}	β_{133}	μ_{134}	α_{134}	β_{134}	μ_{135}	α_{135}	β_{135}	μ_{136}	α_{136}	β_{136}	μ_{137}	α_{137}	β_{137}	μ_{138}	α_{138}	β_{138}	μ_{139}	α_{139}	β_{139}	μ_{140}	α_{140}	β_{140}	μ_{141}	α_{141}	β_{141}	μ_{142}	α_{142}	β_{142}	μ_{143}	α_{143}	β_{143}	μ_{144}	α_{144}	β_{144}	μ_{145}	α_{145}	β_{145}	μ_{146}	α_{146}	β_{146}	μ_{147}	α_{147}	β_{147}	μ_{148}	α_{148}	β_{148}	μ_{149}	α_{149}	β_{149}	μ_{150}	α_{150}	β_{150}	μ_{151}	α_{151}	β_{151}	μ_{152}	α_{152}	β_{152}	μ_{153}	α_{153}	β_{153}	μ_{154}	α_{154}	β_{154}	μ_{155}	α_{155}	β_{155}	μ_{156}	α_{156}	β_{156}	μ_{157}	α_{157}	β_{157}	μ_{158}	α_{158}	β_{158}	μ_{159}	α_{159}	β_{159}	μ_{160}	α_{160}	β_{160}	μ_{161}	α_{161}	β_{161}	μ_{162}	α_{162}	β_{162}	μ_{163}	α_{163}	β_{163}	μ_{164}	α_{164}	β_{164}	μ_{165}	α_{165}	β_{165}	μ_{166}	α_{166}	β_{166}	μ_{167}	α_{167}	β_{167}	μ_{168}	α_{168}	β_{168}	μ_{169}	α_{169}	β_{169}	μ_{170}	α_{170}	β_{170}	μ_{171}	α_{171}	β_{171}	μ_{172}	α_{172}	β_{172}	μ_{173}	α_{173}	β_{173}	μ_{174}	α_{174}	β_{174}	μ_{175}	α_{175}	β_{175}	μ_{176}	α_{176}	β_{176}	μ_{177}	α_{177}	β_{177}	μ_{178}	α_{178}	β_{178}	μ_{179}	α_{179}	β_{179}	μ_{180}	α_{180}	β_{180}	μ_{181}	α_{181}	β_{181}	μ_{182}	α_{182}	β_{182}	μ_{183}	α_{183}	β_{183}	μ_{184}	α_{184}	β_{184}	μ_{185}	α_{185}	β_{185}	μ_{186}	α_{186}	β_{186}	μ_{187}	α_{187}	β_{187}	μ_{188}	α_{188}	β_{188}	μ_{189}	α_{189}	β_{189}	μ_{190}	α_{190}	β_{190}	μ_{191}	α_{191}	β_{191}	μ_{192}	α_{192}	β_{192}	μ_{193}	α_{193}	β_{193}	μ_{194}	α_{194}	β_{194}	μ_{195}	α_{195}	β_{195}	μ_{196}	α_{196}	β_{196}	μ_{197}	α_{197}	β_{197}	μ_{198}	α_{198}	β_{198}	μ_{199}	α_{199}	β_{199}	μ_{200}	α_{200}	β_{200}	μ_{201}	α_{201}	β_{201}	μ_{202}	α_{202}	β_{202}	μ_{203}	α_{203}	β_{203}	μ_{204}	α_{204}	β_{204}	μ_{205}	α_{205}	β_{205}	μ_{206}	α_{206}	β_{206}	μ_{207}	α_{207}	β_{207}	μ_{208}	α_{208}	β_{208}	μ_{209}	α_{209}	β_{209}	μ_{210}	α_{210}	β_{210}	μ_{211}	α_{211}	β_{211}	μ_{212}	α_{212}	β_{212}	μ_{213}	α_{213}	β_{213}	μ_{214}	α_{214}	β_{214}	μ_{215}	α_{215}	β_{215}	μ_{216}	α_{216}	β_{216}	μ_{217}	α_{217}	β_{217}	μ_{218}	α_{218}	β_{218}	μ_{219}	α_{219}	β_{219}	μ_{220}	α_{220}	β_{220}	μ_{221}	α_{221}	β_{221}	μ_{222}	α_{222}	β_{222}	μ_{223}	α_{223}	β_{223}	μ_{224}	α_{224}	β_{224}	μ_{225}	α_{225}	β_{225}	μ_{226}	α_{226}	β_{226}	μ_{227}	α_{227}	β_{227}	μ_{228}	α_{228}	β_{228}	μ_{229}	α_{229}	β_{229}	μ_{230}	α_{230}	β_{230}	μ_{231}	α_{231}	β_{231}	μ_{232}	α_{232}	β_{232}	μ_{233}	α_{233}	β_{233}	μ_{234}	α_{234}	β_{234}	μ_{235}	α_{235}	β_{235}	μ_{236}	α_{236}	β_{236}	μ_{237}	α_{237}	β_{237}	μ_{238}	α_{238}	β_{238}	μ_{239}	α_{239}	β_{239}	μ_{240}	α_{240}	β_{240}	μ_{241}	α_{241}	β_{241}	μ_{242}	α_{242}	β_{242}	μ_{243}	α_{243}	β_{243}	μ_{244}	α_{244}	β_{244}	μ_{245}	α_{245}	β_{245}	μ_{246}	α_{246}	β_{246}	μ_{247}	α_{247}	β_{247}	μ_{248}	α_{248}	β_{248}	μ_{249}	α_{249}	β_{249}	μ_{250}	α_{250}	β_{250}	μ_{251}	α_{251}	β_{251}	μ_{252}	α_{252}	β_{252}	μ_{253}	α_{253}	β_{253}	μ_{254}	α_{254}	β_{254}	μ_{255}	α_{255}	β_{255}	μ_{256}	α_{256}	β_{256}	μ_{257}	α_{257}	β_{257}	μ_{258}	α_{258}	β_{258}	μ_{259}	α_{259}	β_{259}	μ_{260}	α_{260}	β_{260}	μ_{261}	α_{261}	β_{261}	μ_{262}	α_{262}	β_{262}	μ_{263}	α_{263}	β_{263}	μ_{264}	α_{264}	β_{264}	μ_{265}	α_{265}	β_{265}	μ_{266}	α_{266}	β_{266}	μ_{267}	α_{267}	β_{267}	μ_{268}	α_{268}	β_{268}	μ_{269}	α_{269}	β_{269}	μ_{270}	α_{270}	β_{270}	μ_{271}	α_{271}	β_{271}	μ_{272}	α_{272}	β_{272}	μ_{273}	α_{273}	β_{273}	μ_{274}	α_{274}	β_{274}	μ_{275}	α_{275}	β_{275}	μ_{276}	α_{276}	β_{276}	μ_{277}	α_{277}	β_{277}	μ_{278}	α_{278}	β_{278}	μ_{279}	α_{279}	β_{279}	μ_{280}	α_{280}	β_{280}	μ_{281}	α_{281}	β_{281}	μ_{282}	α_{282}	β_{282}	μ_{283}	α_{283}	β_{283}	μ_{284}	α_{284}	β_{284}	μ_{285}	α_{285}	β_{285}	μ_{286}	α_{286}	β_{286}	μ_{287}	α_{287}	β_{287}	μ_{288}	α_{288}	β_{288}	μ_{289}	α_{289}	β_{289}	μ_{290}	α_{290}	β_{290}	μ_{291}	α_{291}	β_{291}	μ_{292}	α_{292}	β_{292}	μ_{293}	α_{293}	β_{293}	μ_{294}	α_{294}	β_{294}	μ_{295}	α_{295}	β_{295}	μ_{296}	α_{296}	β_{296}	μ_{297}	α_{297}	β_{297}	μ_{298}	α_{298}	β_{298}	μ_{299}	α_{299}	β_{299}	μ_{300}	α_{300}	β_{300}	μ_{301}	α_{301}	β_{301}	μ_{302}	α_{302}	β_{302}	μ_{303}	$\alpha_{$
---------	------------	-----------	---------	------------	-----------	---------	------------	-----------	---------	------------	-----------	---------	------------	-----------	---------	------------	-----------	---------	------------	-----------	---------	------------	-----------	---------	------------	-----------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	------------	---------------	--------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	----------------	---------------	-------------	------------

β_1	β_2	β_3	μ_1	μ_2	β_1	β_2	β_3	μ_1	μ_2	β_1	β_2	β_3	μ_1	μ_2
0.903	0.285	0.290	0.06343	37.63	0.379	0.865	0.605	0.1752	0.00795	22.04	0.911	0.00844	24.76	0.93
0.904	0.288	0.1302	0.06351	37.08	0.368	0.864	0.608	0.1763	0.00810	24.59	0.93	0.00825	25.21	0.97
0.905	0.291	0.1310	0.06359	36.52	0.359	0.862	0.611	0.1774	0.00835	24.42	0.93	0.00840	25.67	0.99
0.907	0.294	0.1326	0.06368	36.08	0.350	0.860	0.612	0.1784	0.00840	24.23	0.97	0.00845	26.13	0.99
0.901	0.297	0.1338	0.06377	35.50	0.418	0.861	0.617	0.1793	0.00856	25.97	0.99	0.00861	26.59	0.99
0.900	0.300	0.1350	0.06386	35.00	0.429	0.860	0.620	0.1806	0.00872	26.71	1.01	0.00877	27.07	1.01
0.899	0.301	0.1362	0.06394	34.50	0.439	0.859	0.623	0.1817	0.00888	26.44	1.03	0.00893	27.53	1.03
0.898	0.306	0.1374	0.06404	34.07	0.450	0.858	0.626	0.1828	0.00904	26.21	1.05	0.00909	28.00	1.05
0.897	0.309	0.1386	0.06413	33.54	0.461	0.857	0.629	0.1838	0.00921	25.96	1.07	0.00926	28.47	1.07
0.896	0.312	0.1398	0.06423	33.08	0.472	0.856	0.632	0.1849	0.00938	25.72	1.09	0.00943	28.94	1.09
0.895	0.315	0.1410	0.06432	32.62	0.483	0.855	0.635	0.1860	0.00955	25.48	1.11	0.00961	29.41	1.11
0.894	0.318	0.1421	0.06442	32.17	0.494	0.854	0.638	0.1870	0.00972	25.23	1.13	0.00979	29.88	1.13
0.893	0.321	0.1433	0.06452	31.73	0.506	0.853	0.641	0.1881	0.00989	25.01	1.16	0.00997	30.35	1.16
0.892	0.324	0.1445	0.06462	31.30	0.518	0.852	0.644	0.1891	0.01007	24.78	1.18	0.01015	30.82	1.18
0.891	0.327	0.1457	0.06472	30.87	0.530	0.851	0.647	0.1902	0.01025	24.56	1.20	0.01033	31.29	1.20
0.890	0.330	0.1468	0.06482	30.45	0.542	0.850	0.650	0.1913	0.01043	24.33	1.22	0.01051	31.76	1.22
0.889	0.333	0.1480	0.06492	30.04	0.554	0.849	0.653	0.1923	0.01062	24.11	1.25	0.01069	32.23	1.25
0.888	0.336	0.1492	0.06503	29.64	0.567	0.848	0.656	0.1933	0.01081	23.89	1.27	0.01087	32.70	1.27
0.887	0.339	0.1503	0.06513	29.25	0.580	0.847	0.659	0.1944	0.01100	23.68	1.29	0.01105	33.17	1.29
0.886	0.342	0.1515	0.06523	28.86	0.593	0.846	0.662	0.1954	0.01119	23.47	1.32	0.01123	33.64	1.32
0.885	0.345	0.1527	0.06536	28.48	0.606	0.845	0.665	0.1965	0.01138	23.26	1.34	0.01141	34.11	1.34
0.884	0.348	0.1538	0.06547	28.10	0.619	0.844	0.668	0.1975	0.01158	23.05	1.37	0.01159	34.58	1.37
0.883	0.351	0.1550	0.06557	27.72	0.632	0.843	0.671	0.1986	0.01177	22.84	1.39	0.01177	35.05	1.39
0.882	0.354	0.1561	0.06567	27.37	0.647	0.842	0.674	0.1996	0.01199	22.63	1.42	0.01196	35.52	1.42
0.881	0.357	0.1573	0.06578	27.02	0.663	0.841	0.677	0.2006	0.01221	22.42	1.45	0.01214	36.00	1.45
0.880	0.360	0.1584	0.06589	26.67	0.675	0.840	0.680	0.2016	0.01244	22.21	1.47	0.01236	36.47	1.47
0.879	0.363	0.1596	0.06599	26.32	0.688	0.839	0.683	0.2026	0.01262	22.00	1.50	0.01258	36.94	1.50
0.878	0.366	0.1607	0.06618	25.98	0.704	0.838	0.686	0.2036	0.01283	21.79	1.53	0.01279	37.41	1.53
0.877	0.369	0.1618	0.06631	25.65	0.719	0.837	0.689	0.2046	0.01306	21.58	1.56	0.01300	37.88	1.56
0.876	0.372	0.1629	0.06644	25.32	0.735	0.836	0.692	0.2057	0.01328	21.39	1.59	0.01321	38.35	1.59
0.875	0.375	0.1641	0.06656	25.00	0.750	0.835	0.695	0.2067	0.01351	21.19	1.61	0.01343	38.82	1.61
0.874	0.378	0.1652	0.06669	24.68	0.766	0.834	0.698	0.2077	0.01373	20.99	1.64	0.01365	39.29	1.64
0.873	0.381	0.1663	0.06682	24.37	0.782	0.833	0.701	0.2087	0.01397	20.78	1.67	0.01387	39.76	1.67
0.872	0.384	0.1674	0.06696	24.06	0.798	0.832	0.704	0.2097	0.01420	20.58	1.70	0.01409	40.23	1.70
0.871	0.387	0.1685	0.06709	23.76	0.814	0.831	0.707	0.2107	0.01444	20.37	1.73	0.01431	40.70	1.73
0.870	0.390	0.1697	0.06723	23.46	0.831	0.830	0.710	0.2117	0.01469	20.17	1.76	0.01453	41.17	1.76
0.869	0.393	0.1708	0.06737	23.17	0.848	0.829	0.713	0.2126	0.01493	19.97	1.79	0.01475	41.64	1.79
0.868	0.396	0.1719	0.06751	22.88	0.865	0.828	0.716	0.2136	0.01518	19.77	1.82	0.01497	42.11	1.82
0.867	0.399	0.1731	0.06766	22.59	0.882	0.827	0.719	0.2146	0.01544	19.57	1.85	0.01519	42.58	1.85
0.866	0.402	0.1743	0.06780	22.30	0.899	0.826	0.722	0.2156	0.01570	19.37	1.88	0.01541	43.05	1.88

Etat-limite de service

TABLEAU 7 (suite)

Etat-limite de service

TABLEAU 7 (suite) - Section rectangulaire en flexion simple sans armatures comprimées.

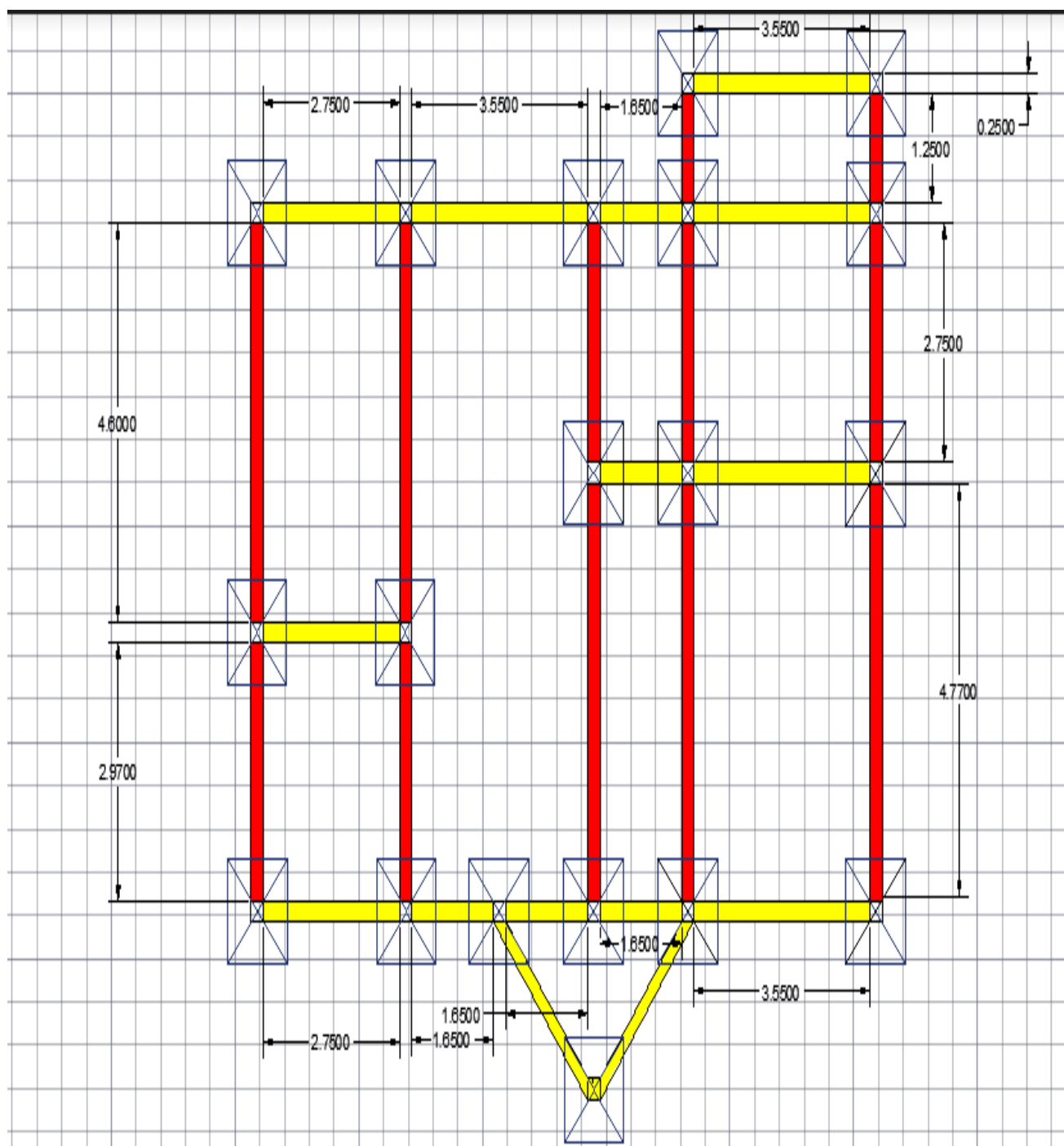
β_1	α_1	μ_1	μ_2	k_1	ρ_1	β_1	α_1	μ_1	μ_2	k_1	ρ_1
0,825	0,525	0,2165	0,01595	13,57	1,934	0,785	0,645	0,2532	0,03066	8,26	3,906
0,824	0,528	0,2175	0,01622	13,41	1,909	0,784	0,648	0,2540	0,03117	8,15	3,976
0,823	0,531	0,2185	0,01649	13,25	1,884	0,783	0,651	0,2549	0,03170	8,04	4,048
0,822	0,534	0,2195	0,01677	13,09	1,860	0,782	0,654	0,2557	0,03222	7,93	4,121
0,821	0,537	0,2204	0,01704	12,93	1,836	0,781	0,657	0,2565	0,03276	7,83	4,195
0,820	0,540	0,2214	0,01733	12,78	1,813	0,780	0,660	0,2574	0,03331	7,73	4,271
0,819	0,543	0,2224	0,01762	12,62	1,790	0,779	0,663	0,2582	0,03387	7,62	4,348
0,818	0,546	0,2233	0,01791	12,47	1,768	0,778	0,666	0,2591	0,03444	7,52	4,427
0,817	0,549	0,2243	0,01820	12,32	1,746	0,777	0,669	0,2599	0,03502	7,42	4,507
0,816	0,552	0,2253	0,01850	12,17	1,724	0,776	0,672	0,2607	0,03561	7,32	4,589
0,815	0,555	0,2261	0,01880	12,03	1,702	0,775	0,675	0,2616	0,03621	7,22	4,673
0,814	0,558	0,2271	0,01911	11,88	1,680	0,774	0,678	0,2624	0,03683	7,12	4,759
0,813	0,561	0,2280	0,01943	11,74	1,659	0,773	0,681	0,2632	0,03746	7,03	4,846
0,812	0,564	0,2290	0,01975	11,60	1,638	0,772	0,684	0,2640	0,03810	6,93	4,935
0,811	0,567	0,2299	0,02007	11,46	1,617	0,771	0,687	0,2648	0,03876	6,83	5,026
0,810	0,570	0,2309	0,02040	11,32	1,596	0,770	0,690	0,2657	0,03942	6,74	5,119
0,809	0,573	0,2318	0,02073	11,18	1,575	0,769	0,693	0,2665	0,04010	6,65	5,214
0,808	0,576	0,2327	0,02107	11,04	1,554	0,768	0,696	0,2673	0,04079	6,55	5,312
0,807	0,579	0,2336	0,02142	10,91	1,534	0,767	0,699	0,2681	0,04150	6,46	5,411
0,806	0,582	0,2345	0,02178	10,77	1,513	0,766	0,702	0,2689	0,04222	6,37	5,512
0,805	0,585	0,2355	0,02213	10,64	1,493	0,765	0,705	0,2697	0,04295	6,28	5,616
0,804	0,588	0,2364	0,02249	10,51	1,473	0,764	0,708	0,2705	0,04370	6,19	5,722
0,803	0,591	0,2373	0,02286	10,38	1,453	0,763	0,711	0,2712	0,04447	6,10	5,831
0,802	0,594	0,2382	0,02323	10,25	1,433	0,762	0,714	0,2720	0,04527	6,01	5,942
0,801	0,597	0,2391	0,02361	10,13	1,413	0,761	0,717	0,2728	0,04608	5,92	6,055
0,800	0,600	0,2400	0,02400	10,00	1,393	0,760	0,720	0,2736	0,04690	5,83	6,171
0,799	0,603	0,2409	0,02440	9,87	1,373	0,759	0,723	0,2744	0,04774	5,75	6,290
0,798	0,606	0,2418	0,02480	9,75	1,353	0,758	0,726	0,2752	0,04860	5,66	6,412
0,797	0,609	0,2427	0,02520	9,63	1,333	0,757	0,729	0,2759	0,04948	5,58	6,537
0,796	0,612	0,2436	0,02561	9,51	1,313	0,756	0,732	0,2767	0,05038	5,49	6,665
0,795	0,615	0,2445	0,02603	9,39	1,293	0,755	0,735	0,2775	0,05131	5,41	6,795
0,794	0,618	0,2453	0,02646	9,27	1,273	0,754	0,738	0,2782	0,05227	5,32	6,929
0,793	0,621	0,2462	0,02690	9,15	1,253	0,753	0,741	0,2790	0,05323	5,24	7,067
0,792	0,624	0,2471	0,02734	9,04	1,233	0,752	0,744	0,2797	0,05420	5,16	7,207
0,791	0,627	0,2480	0,02779	8,92	1,213	0,751	0,747	0,2805	0,05520	5,08	7,352
0,790	0,630	0,2488	0,02825	8,81	1,193	0,750	0,750	0,2812	0,05624	5,00	7,500
0,789	0,633	0,2497	0,02871	8,70	1,173	0,749	0,753	0,2820	0,05731	4,92	7,652
0,788	0,636	0,2506	0,02919	8,58	1,153	0,748	0,756	0,2827	0,05840	4,84	7,808
0,787	0,639	0,2514	0,02968	8,47	1,133	0,747	0,759	0,2835	0,05953	4,76	7,968
0,786	0,642	0,2523	0,03017	8,35	1,113	0,746	0,762	0,2843	0,06067	4,68	8,132

Valeurs de α_1, μ_1, k_1 et ρ_1 en fonction de β_1 .

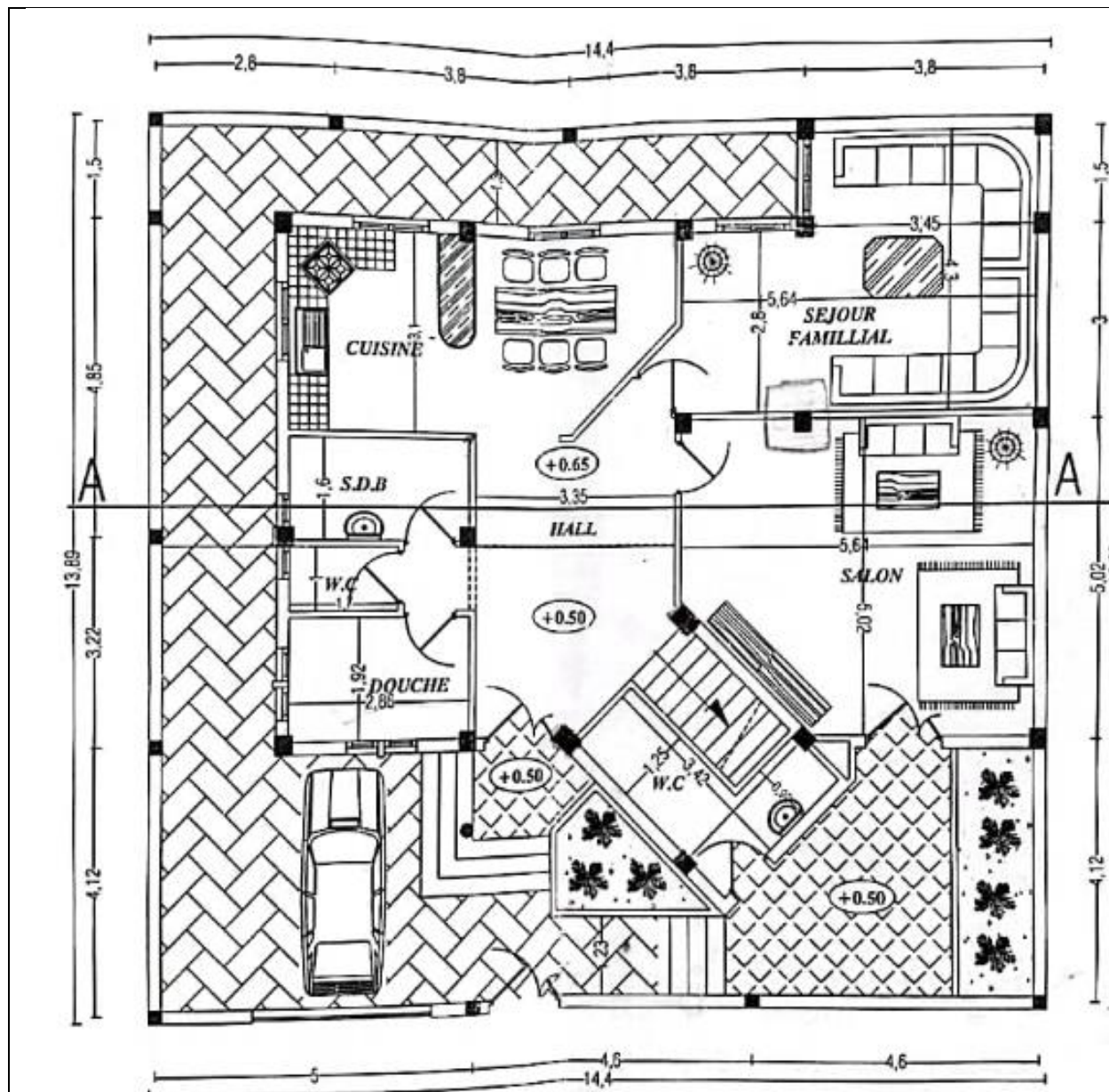
β_1	α_1	μ_1	μ_2	k_1	ρ_1	β_1	α_1	μ_1	μ_2	k_1	ρ_1
0,745	0,765	0,2850	0,0618	4,608	8,30	0,705	0,885	0,3120	0,1601	1,949	22,70
0,744	0,768	0,2857	0,0630	4,531	8,43	0,704	0,888	0,3126	0,1652	1,892	23,47
0,743	0,771	0,2864	0,0643	4,455	8,55	0,703	0,891	0,3132	0,1707	1,835	24,28
0,742	0,774	0,2871	0,0656	4,380	8,68	0,702	0,894	0,3138	0,1764	1,778	25,13
0,741	0,777	0,2879	0,0669	4,305	8,80	0,701	0,897	0,3144	0,1826	1,722	26,04
0,740	0,780	0,2886	0,0682	4,231	8,92	0,700	0,900	0,3150	0,1890	1,666	27,00
0,739	0,783	0,2893	0,0696	4,157	9,04	0,699	0,903	0,3156	0,1959	1,611	28,02
0,738	0,786	0,2900	0,0710	4,084	9,16	0,698	0,906	0,3162	0,2032	1,556	29,11
0,737	0,789	0,2907	0,0725	4,011	9,28	0,697	0,909	0,3168	0,2109	1,502	30,27
0,736	0,792	0,2914	0,0740	3,939	9,40	0,696	0,912	0,3174	0,2193	1,447	31,51
0,735	0,795	0,2922	0,0755	3,868	9,52	0,695	0,915	0,3180	0,2283	1,393	32,83
0,734	0,798	0,2929	0,0771	3,797	9,64	0,694	0,918	0,3185	0,2377	1,340	34,26
0,733	0,801	0,2936	0,0788	3,727	9,75	0,693	0,921	0,3191	0,2479	1,287	35,79
0,732	0,804	0,2943	0,0805	3,657	9,87	0,692	0,924	0,3197	0,2591	1,234	37,45
0,731	0,807	0,2950	0,0823	3,587	9,99	0,691	0,927	0,3203	0,2712	1,181	39,24
0,730	0,810	0,2957	0,0840	3,518	10,11	0,690	0,930	0,3209	0,2842	1,129	41,19
0,729	0,813	0,2963	0,0859	3,450	10,23	0,689	0,933	0,3214	0,2984	1,077	43,31
0,728	0,816	0,2970	0,0878	3,382	10,35	0,688	0,936	0,3220	0,3139	1,026	45,63
0,727	0,819	0,2977	0,0898	3,315	10,47	0,687	0,939	0,3225	0,3317	0,974	48,18
0,726	0,822	0,2984	0,0919	3,248	10,59	0,686	0,942	0,3231	0,3498	0,923	51,00
0,725	0,825	0,2991	0,0940	3,182	10,71	0,685	0,945	0,3237	0,3708	0,873	54,12
0,724	0,828	0,2997	0,0962	3,116	10,83	0,684	0,948	0,3242	0,3940	0,823	57,61
0,723	0,831	0,3004	0,0985	3,050	10,95	0,683	0,951	0,3248	0,4216	0,773	61,52
0,722	0,834	0,3011	0,1008	2,986	11,07	0,682	0,954	0,3253	0,4498	0,723	65,95
0,721	0,837	0,3017	0,1033	2,921	11,19	0,681	0,957	0,3259	0,4835	0,674	71,00
0,720	0,840	0,3024	0,1058	2,857	11,31	0,680	0,960	0,3264	0,5222	0,625	76,80
0,719	0,843	0,3031	0,1085	2,794	11,43	0,679	0,963	0,3269	0,5675	0,576	83,55
0,718	0,846	0,3037	0,1112	2,730	11,55	0,678	0,966	0,3275	0,6202	0,528	91,48
0,717	0,849	0,3044	0,1141	2,668	11,67	0,677	0,969	0,3280	0,6833	0,480	100,96
0,716	0,852	0,3050	0,1171	2,606	11,79	0,676	0,972	0,3285	0,7604	0,432	112,47
0,715	0,855	0,3057	0,1201	2,544	11,91	0,675	0,975	0,3291	0,8548	0,385	126,75
0,714	0,858	0,3063	0,1233	2,482	12,03	0,674	0,978	0,3296	0,9780	0,337	144,92
0,713	0,861	0,3069	0,1267	2,422	12,15	0,673	0,981	0,3301	1,1343	0,291	168,83
0,712	0,864	0,3076	0,1303	2,361	12,27	0,672	0,984	0,3306	1,3549	0,244	201,72
0,711	0,867	0,3082	0,1339	2,301	12,39	0,671	0,987	0,3311	1,6773	0,197	249,79
0,710	0,870	0,3088	0,1378	2,241	12,51	0,670	0,990	0,3316	2,1890	0,151	316,70
0,709	0,873	0,3095	0,1418	2,182	12,63	0,669	0,993	0,3321	3,1419	0,106	409,65
0,708	0,876	0,3101	0,1460	2,123	12,75	0,668	0,996	0,3327	5,5211	0,060	876,67

LES PLANS :

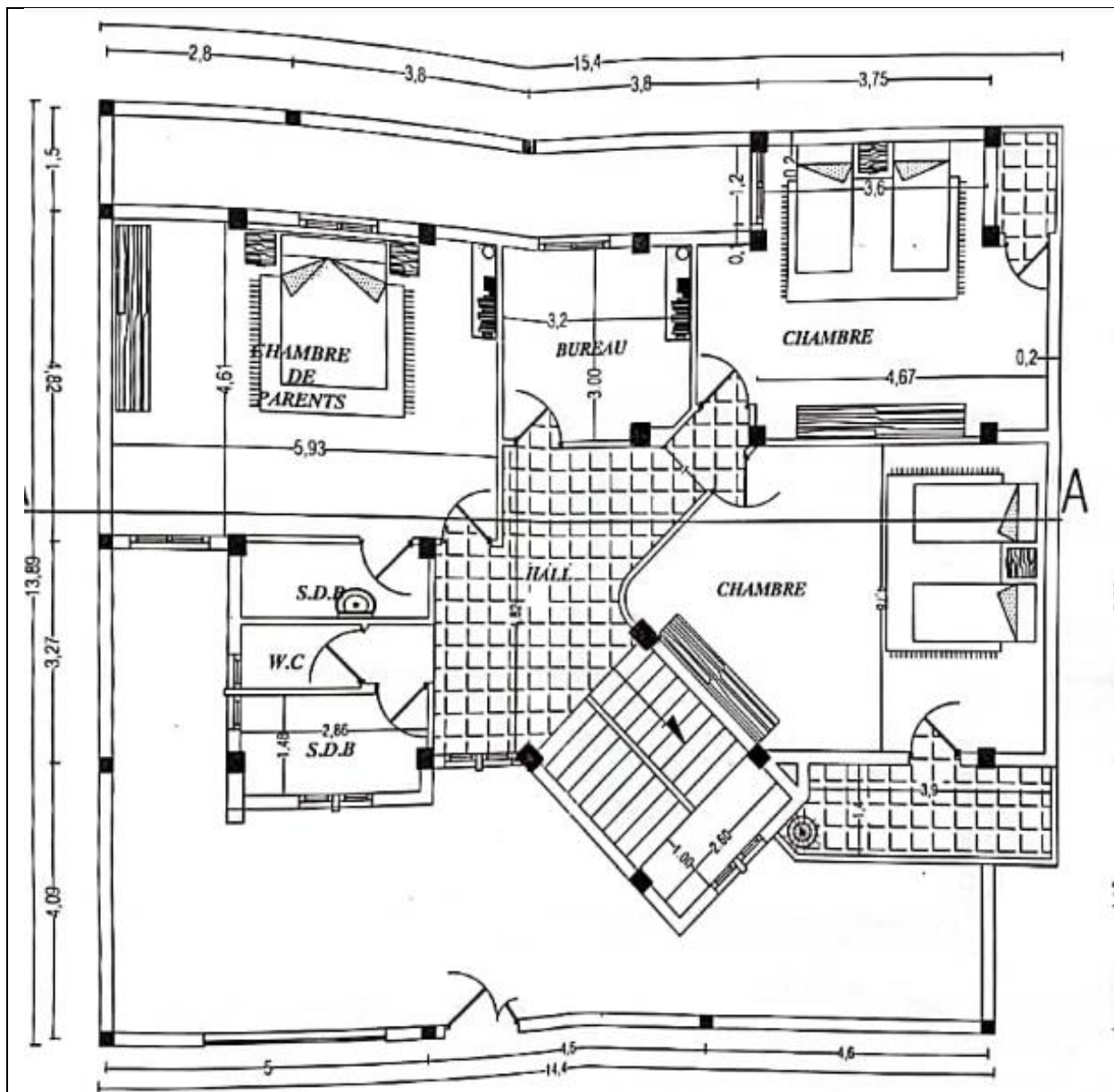
Plan de fondation :



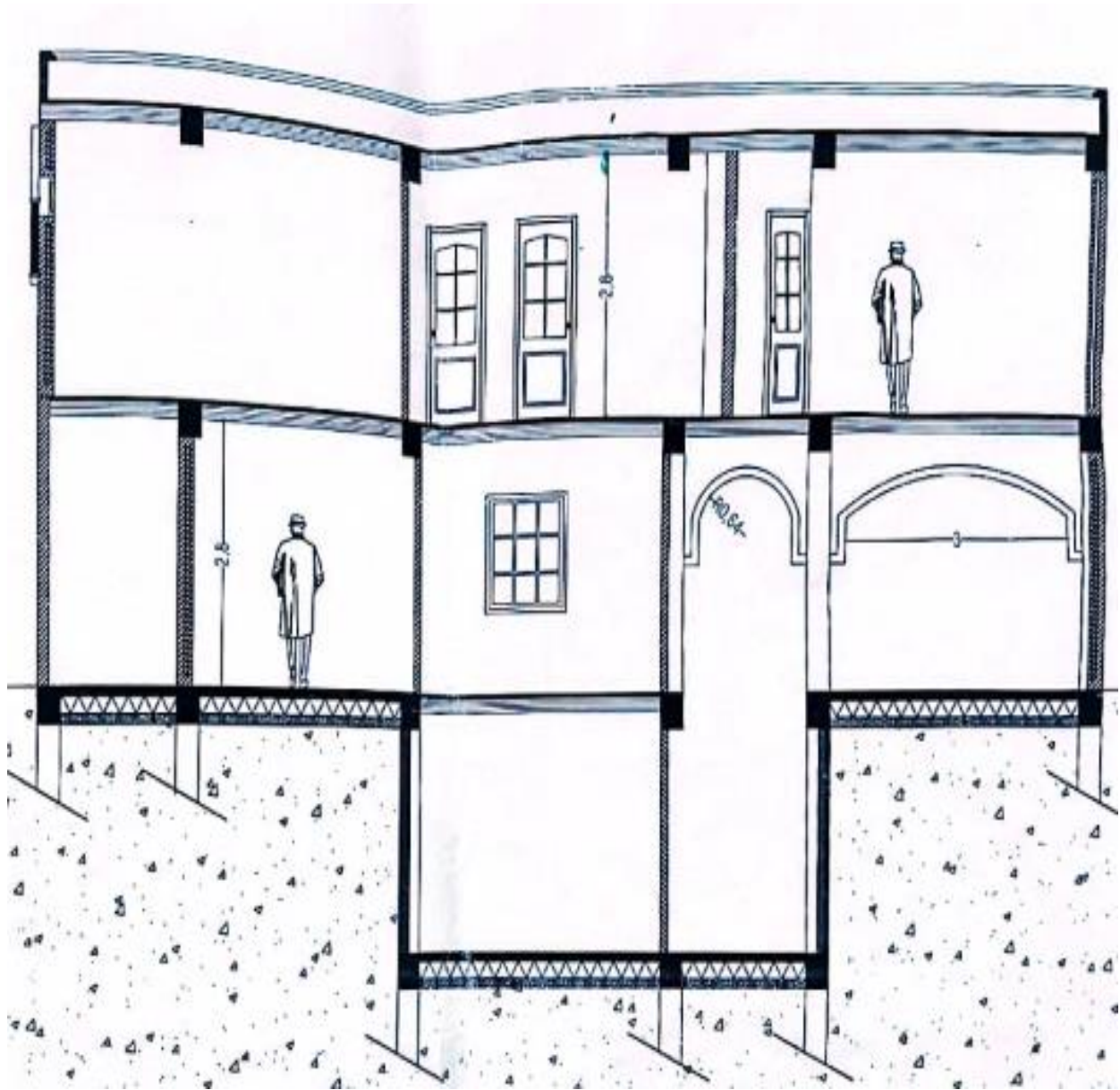
Plan RDC :



Plan ETAGE :



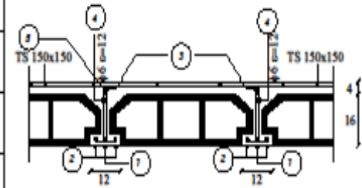
Coup A-A :



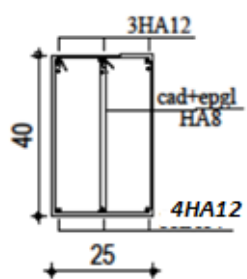
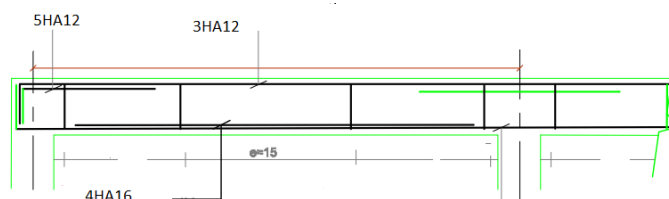
Le plan de ferrailage :

Poutrelle

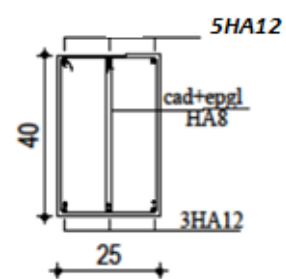
FERRAILLAGE DES NERVURES NIV: +3.06,+6.12							
N°	Entre axe	1	2	3	4	Type	5
N1	3.65	$\frac{3.65}{1 \text{ T } 10 \text{ L} = 3.65}$	$\frac{3.65}{2 \text{ T } 10 \text{ L} = 3.65}$	$\frac{3.65}{1 \text{ T } 12 \text{ L} = 3.65}$		16+4	rive 10 1.00 1 T 12 axe 10 1.60
N2	2.20	$\frac{2.20}{1 \text{ T } 10 \text{ L} = 2.20}$	$\frac{2.20}{2 \text{ T } 10 \text{ L} = 2.20}$	$\frac{2.20}{1 \text{ T } 12 \text{ L} = 2.20}$		16+4	rive 10 1.00 1 T 12 axe 10 1.00
N3	3.15	$\frac{3.15}{1 \text{ T } 10 \text{ L} = 3.15}$	$\frac{3.15}{2 \text{ T } 10 \text{ L} = 3.15}$	$\frac{3.15}{1 \text{ T } 12 \text{ L} = 3.15}$		16+4	rive 10 1.00 1 T 12 axe 10 1.60
N4	2.55	$\frac{2.55}{1 \text{ T } 10 \text{ L} = 2.55}$	$\frac{2.55}{2 \text{ T } 10 \text{ L} = 2.55}$	$\frac{2.55}{1 \text{ T } 12 \text{ L} = 2.55}$		16+4	rive 10 1.00 1 T 12 axe 10 1.00
N5	4.50	$\frac{4.50}{1 \text{ T } 10 \text{ L} = 4.50}$	$\frac{4.50}{2 \text{ T } 10 \text{ L} = 4.50}$	$\frac{4.50}{1 \text{ T } 12 \text{ L} = 4.50}$		16+4	rive 10 1.00 1 T 12 axe 10 1.70
N6	1.20	$\frac{1.20}{1 \text{ T } 10 \text{ L} = 1.20}$	$\frac{1.20}{2 \text{ T } 10 \text{ L} = 1.20}$	$\frac{1.20}{1 \text{ T } 12 \text{ L} = 1.20}$		16+4	rive 10 1.00 1 T 12 axe 10 1.00



Les poutres



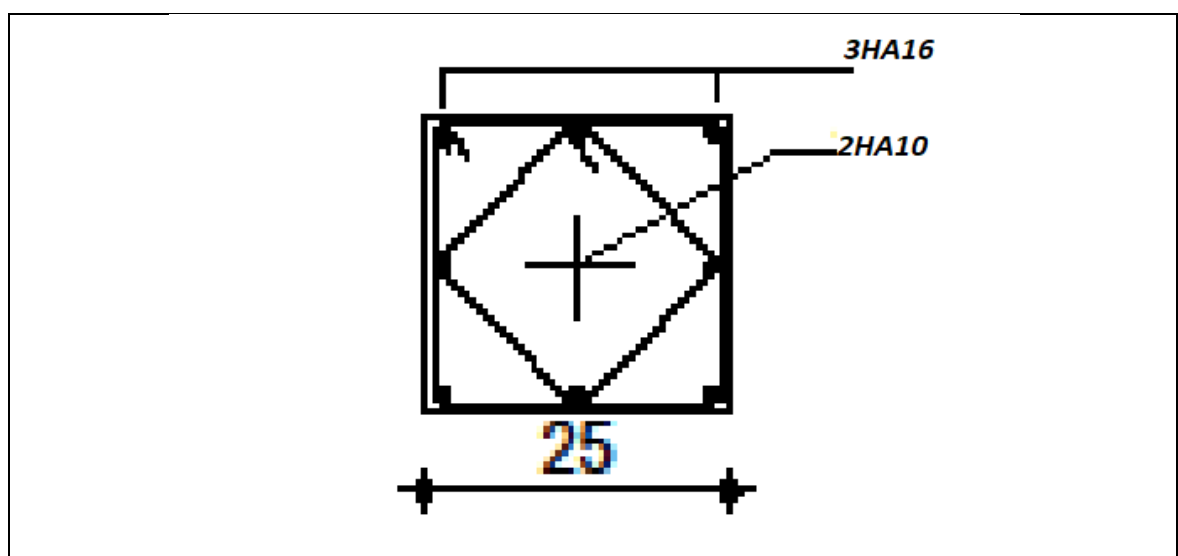
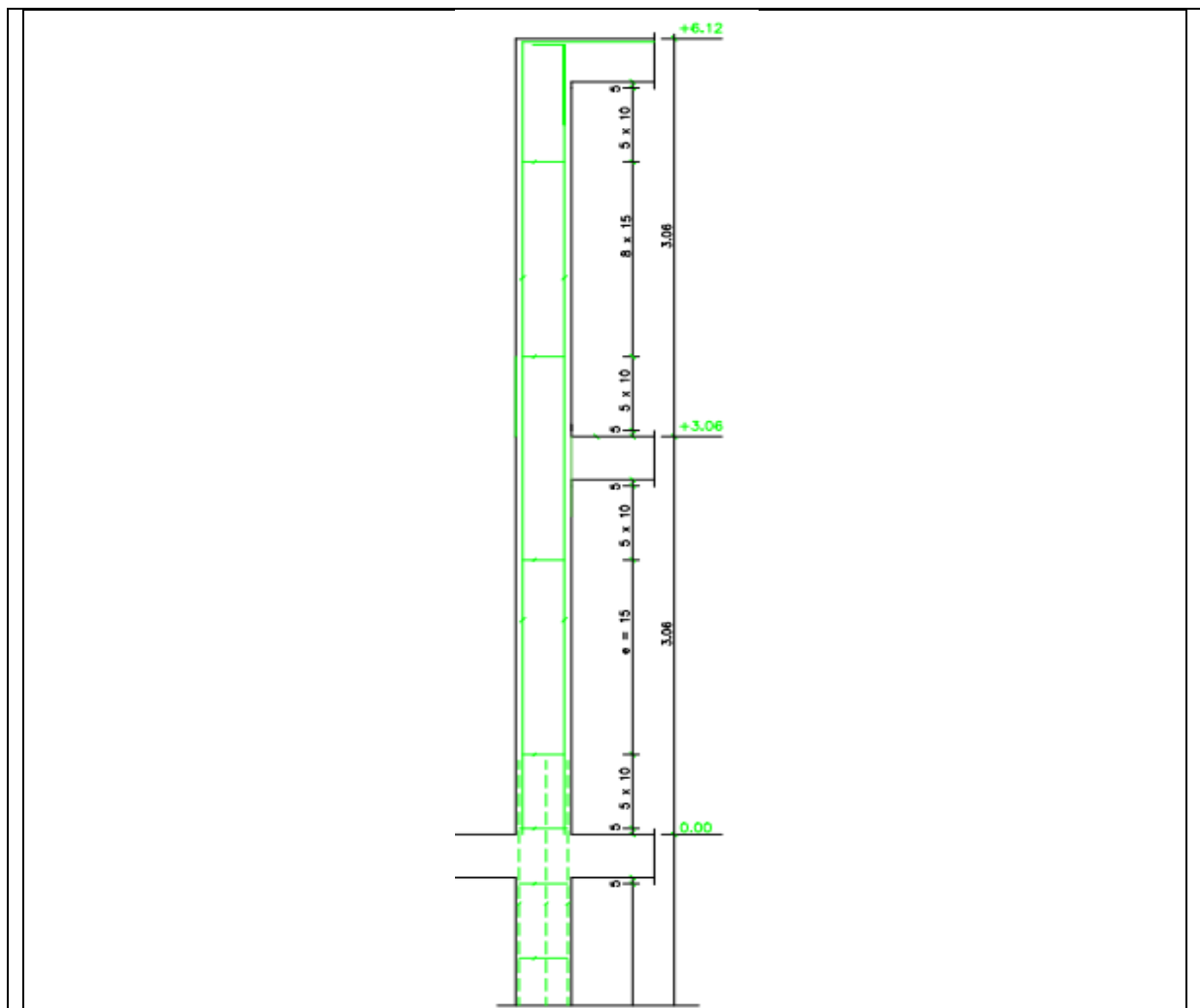
en travée



sur appuis

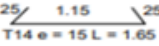
Ferraillage de la poutre chaînage (25×40)

Le poteau :



Ferraillage de poteau

Tableau de semelle :

N°	Coffrage			Ferrailage		Coff		Ferr		Obs	Nbrs
	A	B	H	Ax	Bx	a	b	AL	C		
S1	1.20	1.20	30			25	25			ferr. voir poteaux	02