
Ministère des Infrastructures
et du Désenclavement.

Ecole Nationale Supérieure des
Travaux Publics (ENSTP)



***ETUDE ORGANISEE DES STRUCTURES
PORTEURS, POTEAU, POUTRE ET
METRE OU DEVIS QUALITATIVE ET
QUANTITATIVE D'UN BATIMENT R+3
A L'USAGE D'HABITATION***



**RAPPORT DE FIN DE STAGE POUR
LA VALIDATION DU NIVEAU 2 A
L'ENSTP-TCHAD (Génie Civil)**

=====



Rédigé par :

GONGNET TAIDIBET

Sous la direction des ingénieurs :

- HAROUN DJIMET BICHARA et
- GAOURANG G. HASSAN,
conducteur de travaux

Table des matières

INTRODUCTION	4
<i>Remerciement</i>	5
CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE L'ENTREPRISE MEGA LINKS	6
1. Création et domaine d'exécution.....	6
2. Domaine de compétence.....	6
3. Spécialisation.....	6
4. Ressources et force de l'entreprise.	6
5. Faiblesse	7
6. Quelque remarque sur l'opportunité et menace de l'entreprise	7
CHAPITRE2 : LE PRE DIMENSIONNEMENT	9
<i>But de pré dimensionnement</i>	9
1. Poutres.....	9
2. Poutrelle (nervures).....	10
3. Plancher à corps creux :.....	10
1. Dalle dol.....	10
2. Escalier	11
<i>Caractéristique géométrique de la poutre palière :</i>	12
7. Longrines.....	12
8. Poteau	13
CHAPITRE 3	14
SECTION 1: EVALUATION DES CHARGES	14
<i>Préliminaires</i>	14
1. Plancher terrasse non accessible.....	14
2. Plancher courant à corps creux.....	15
3. Dallage.....	15
4. Escalier	15
5. Palier.....	16
6. Mur en parpaing de 20cm.....	16
CHARGES D'EXPLOITATIONS:.....	16

Loi de transgression.....	16
SECTION2 : DESCENTE DES CHARGES.....	18
• <i>Définition :</i>	18
1) Poteau d'angle (file A-2).....	18
2) Poteau intermédiaire.....	22
3) Poteau central file (B-4).....	26
CHAPITRE 3 :.....	30
CALCUL DE STRUCTURE,.....	30
FERRAILLAGE DES POTEAUX	30
Généralité	30
I. Poteau amorce.....	30
1. Poteau d'angle.....	30
2. Poteau de rive.....	32
3. Poteau central	34
II. Poteau en élévation.....	37
a. Poteau d'angle	37
b. Poteau de rive	39
c. Poteau central	41
CHAPITRE 4 : CALCUL DE STRUCTURE, FERRAILLAGE DE POUTRE	43
1. <i>Définition</i>	43
2. Ferraillage.....	43
2.1. <i>Armature longitudinal</i>	44
2.1.1 Descente des charges sur la poutre.....	44
1.1.1 Calcul de section d'armature	44
2.1.2 <i>Armatures transversal</i>	46
CHAPITRE5 : LE METRE	48
<i>Introduction</i>	48
SECTION1 : LE BETON ARME	49
Généralité	49
LE BETON	49
⇒ LE RDC.....	49
⇒ R+1	54
⇒ R+2	57
⇒ R+3	57
SECTION2 : LE DOSAGE	60

SECTION3 : LA MACONNERIE	63
Définition :	63
I. Briques.....	64
1. Mur de soubassement	64
n= 67.20/0.08 = 840briques.	64
2. Mur élévation	64
⇒ R+1	65
⇒ R+2	65
⇒ R+3	66
3. Mur acrotère	66
II. Join.....	67
SECTION4 : LES FERS	68
1. Semelles.....	68
Description des données.....	68
2. Nervures	68
3. Poteaux	70
a. Poteaux amorce.....	70
i. Poteaux de rive.	70
ii. Poteaux d'angle	71
iii. Poteaux centraux	71
b. Poteaux en élévation.....	72
i. Poteaux de rive	72
ii. Poteaux d'angle	72
iii. Poteaux centraux	73
4. Dalles.....	74
a. Dalle de compression.	74
b. Dalle sol	75
5. Poutre	75
6. Longrine	76
CONCLUSION	77
BIBLIOGRAPHIE	78
SUGGESTION ET RECOMMENDATION	79
1) Pour l'entreprise	79
2) Pour l'Ecole	79

INTRODUCTION

La réussite d'un chantier de construction d'un bâtiment respectant les normes de construction, la résistance, la perfection tant esthétique, artistique tout comme la durabilité passe d'abord essentiellement par une bonne étude bien structurée. Ainsi l'ingénieur tient une place centrale en tant qu'initiateur et cerveau de l'exécution de l'ouvrage. Il doit premièrement veiller à la mise en place des moyens techniques adaptés et deuxièmement présenter des méthodes pratiques de calcul des éléments simples et des structures de base du bâtiment à étudier. Ces études évoluent dans la notion de sécurité en passant d'abord d'une conception de caractère probabiliste ou semi probabiliste sans oublier préalablement l'aspect économique et sécuritaire dans les choix des dimension des éléments en pré dimensionnement.

Dans un cadre académique, l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP) exige un stage de 45 jours dont j'ai eu la chance de le faire dans l'entreprise MEGA LINKS.

Durant mon stage de 45 jours (du 01 Aout au 15 septembre 2017), malgré qu'on n'a pas eu la chance de faire toutes les études techniques du bâtiment mais on s'est focalisé sur le pré-dimensionnement, la descende des charge, les calculs des poteaux et poutres, et le métré. Vu le temps qui nous est imparti et le programme de 2eme année de l'ENSTP nous n'avons pas pu faire toute les études de ce bâtiment.

Remerciement

Une telle œuvre scientifique, exigeante qui mérite tant d'attention et d'intelligibilité ne peut être accompli si l'accord de Dieu le tout puissant n'est approuvé. Pour cela, nous tenons à remercier tout d'abord Dieu le maître suprême d'avoir permis que tout se passe à merveille et que le rapport voit le jour.

Nos remerciements vont deuxièmement à l'encontre de mes encadreurs l'Ing. HAROUN DJIMET, encadreur principal, et Ing. GAOURANG G.HASSANE le conducteur des travaux de l'entreprise Méga Links-Tchad pour leurs soutiens techniques, scientifiques et stratégique dans ma formation.

Il serait grossier et arrogant d'oublier ou de manquer de remercier le Directeur Général de l'entreprise Mr ABAKAR ISSA MOUSSA et l'Ing. ADOUM SEID, directeur technique de l'entreprise pour tout leur accompagnement dans ma formation.

Nous remercions également l'ensemble des personnelles de l'entreprise plus particulièrement la Stagiaire comptable, Secrétaire du DG Mme HADJE BINTOU MAMAYA pour sa soutien puis les parents pour leur compatissance multiforme tant psychologique financière et morale.

Pour finir, nous remercions infiniment aussi tous ceux qui n'ont ménagé aucun effort dans la contribution, pour l'amélioration de ce document afin de perfectionner ce travail. Que le bon Dieu les fortifie, leurs comble de sa riche bénédiction et les accorde paix et bonheur.

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE L'ENTREPRISE MEGA LINKS

1. Création et domaine d'exécution

Crée le 21/ 08/2014 et situé à N'Djamena au quartier Bololo, 3022 rue de Marseille, l'entreprise Méga links est une entreprise de construction des bâtiments, réfection, marchandises, spécialisée en toiture, aluminium et porte (Security doors) et est spécialiser dans tout revêtement et équipement qui concerne un bâtiment.

2. Domaine de compétence.

Etant axé sur la perfection des bâtiments Méga Links exerce sa compétence sur les domaines suivants :

- ✓ Bâtiment travaux public
- ✓ Assainissement et hydraulique
- ✓ Commerce import et export.

3. Spécialisation

Méga links ne base pas seulement sur les travaux public et le commerce, elle est aussi affectée à un rôle, a une fonction à usage spécial tel que :

- ✓ Toiture tuile
- ✓ Aluminium
- ✓ Portes sécurisées électroniquement
- ✓ Construction
- ✓ Fourniture des tuyaux verts.

4. Ressources et force de l'entreprise.

L'entreprise possède d'un personnel d'exécution qualifié, expérimenté et engagé qui ont une bonne base en Génie civil, les personnels possèdent chacun un bureau pour la réalisation des tâches qui leur incombent. Les personnels travaillent en collision et on y remarque une entente totale entre ceux-ci, ces personnels unis et coopératives font avancé à une vitesse supérieure l'entreprise.

On y voit aussi que l'entreprise a des réalisations dans les différents coins de la capitale tel que :



Quelques réalisations de l'entreprise dans différent coin de la capitale

5. Faiblesse

Comme toute autre entreprise ici au Tchad, méga links présente quelques difficultés financières dues à la crise que rencontre le pays. En effet la suspension ou l'arrêt des travaux a provoqué une asphyxie financière.

6. Quelque remarque sur l'opportunité et menace de l'entreprise

- **Opportunité :** Le partenariat de Méga Links & Architect-moderne entreprise représente une opportunité quasiment certaine pour la croissance de Méga Links



Méga links ne se base pas uniquement sur la construction des bâtiments mais aussi sur la vente des marchandises. Cela affermi considérablement l'entreprise.

- **Menaces** : La prolifération des entreprises constitue une menace de développement de Méga Links qu'il faut prendre en compte.

CHAPITRE2 : LE PRE DIMENSIONNEMENT

Généralité :

L'étude d'un bâtiment réside préalablement sur le pré dimensionnement. En effet, il est un facteur très important pour l'ingénieur car la sécurité et la stabilité) du bâtiment à concevoir en dépendent.

But de pré dimensionnement

Le pré dimensionnement a pour but de rendre stable une structure, tenant ainsi compte de *l'économie* en minimisant le coup de réalisation.

Il vise deuvièmement *la durabilité*. En effet la longévité du bâtiment à travers le choix de section de suprastructure est l'objectif principale de l'ingénieur car la vie d'un bon nombre de personne en dépend c'est pourquoi on peut aussi souligner *la sécurité* comme but de pré dimensionnement.

Pour l'étude de notre bâtiment R+3, nous commencerions nos calculs d'abord par pré-dimensionnement de :

1. Les poutres
2. Poutrelles
3. Plancher à corps creux
4. Dalle sol
5. Escalier
6. Longrine
7. Poteau.

1. Poutres

➤ Longitudinales (file j-f) :

$L_{max}=570\text{cm}$ (longueur maximale entre deux appuis)

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Leftrightarrow \frac{570}{15} \leq h \leq \frac{570}{10} \Rightarrow 38 \leq b \leq 57$$

On prend **h=45cm**

$$0.25h \leq b \leq 0.5h \Leftrightarrow 0.25 \times 45 \leq b \leq 0.50 \times 45 \text{ Alors } 11.25 \leq b \leq 22.5$$

On prend **b=20cm**

➤ Transversale (file 6-8) :

$L_{max}=548.5\text{cm}$ (largeur maximal entre deux appuis)

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Leftrightarrow \frac{548.5}{15} \leq h \leq \frac{548.5}{10} \Rightarrow 36.54 \leq h \leq 54.83$$

On prend **h=45cm**

$$0.25h \leq b \leq 0.5h \Leftrightarrow 0.25 \times 45 \leq b \leq 0.50 \times 45$$

$$\text{Alors } 11.25\text{cm} \leq b \leq 22.5\text{cm}$$

On prend **b=20cm**

2. Poutrelle (nervures)

$L_x=548.5$, longueur maximale entre deux appuis

$$\frac{L_x}{22} \leq ht, \quad ht \geq \frac{548.5}{22} \Leftrightarrow ht \geq 24.93\text{cm} \quad \text{On prend } \mathbf{ht=25cm}$$

On a $b=2b_1+bo$ avec $\begin{cases} b_1 = \min \left(\frac{b'}{2}; \frac{l_x}{10}; 30 \text{ a } 40\text{cm} \right) \text{ et } b'=48\text{cm} \\ 8 \leq bo \leq 12 \end{cases}$

$$b_1 = \min \left(\frac{48\text{cm}}{2}; \frac{548.5}{10}; 30 \text{ a } 40\text{cm} \right) \Rightarrow b_1 = \min (24\text{cm}; 57\text{cm}; 30 \text{ a } 40\text{cm}) = 24\text{cm}$$

$$b_1 = 24\text{cm},$$

$$b = 2 \times 24 + 12 = 60\text{cm} \Rightarrow \mathbf{b=60cm}$$

Comme le planché est à corps creux, on considère la poutre comme une poutre en Té de dimension suivante **ht=25cm, ho=5cm b=60cm et bo=12cm**.

3. Plancher à corps creux :

Soient $l_x=548.5\text{cm}$, $l_y=570\text{cm}$ les longueurs maximales longitudinales et transversales.

$$\text{Calcul de la hauteur : on a } \frac{L_x}{22.5} \geq h \Leftrightarrow \frac{548.5}{22} \geq h \Rightarrow 24.37\text{cm} \geq ht$$

On prend **h=22cm**.

1. Dalle dol

Calcul de l'épaisseur de la dalle sachant l_x et l_y .

On a : $\alpha = \frac{lx}{ly} = \frac{548.8}{570} = 0.96$ la dalle travail dans les deux sens

$$\frac{lx}{50} \leq ep \leq \frac{lx}{40} \Leftrightarrow 10.97 \text{ cm} \leq ep \leq 13.72 \text{ cm}$$

On prend $ep=12 \text{ cm}$.

2. Escalier

- **Hauteur**

La hauteur est de $H=300 \text{ cm}$, pour deux point de marche on $H/2= 300/2=150 \text{ cm}$,

- **Emmarchement**

L'emmarchement est de 1.10 cm .

- **Hauteur d'une marche**

La hauteur d'une marche est $14 \text{ cm} \leq hm \leq 18 \text{ cm}$. On prend $hm=15 \text{ cm}$

- **Marche**

La marche ou giron : $24 \text{ cm} \leq G \leq 32 \text{ cm}$. On prend **G=30cm**.

Vérification : $60 \text{ cm} \leq 2hm + G \leq 65 \text{ cm} \Leftrightarrow 60 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 15 \leq 65 \text{ cm} \Rightarrow 60 \leq 60 \leq 65$, condition vérifiée

- **Nombre de contre marche**

Le nombre de contre marche $n = \frac{H}{hm} = \frac{300}{15} = 20$ On prend $n=20$ contre marches.

- **Longueur de la volée**

La longueur de la volée : la longueur d'une volée est donnée par la formule suivante :

$$Lv = \left(\frac{n'}{2} - 1 \right) \times G \text{ Avec } n' = \text{nombre des marches}$$

$$Lv = \left(\frac{20}{2} - 1 \right) \times 30 = 270 \text{ cm} \Rightarrow Lv = 2.7 \text{ m}$$

- **Angle d'inclinaison**

L'angle d'inclinaison est donné par : $\tan \alpha = \frac{hm}{G} \Rightarrow \alpha = \arctan \left(\frac{hm}{G} \right) \Leftrightarrow \alpha = \arctan \left(\frac{15}{30} \right) = 26.56^\circ$. L'angle d'inclinaison est donc de 26.56° .

- **Longueur de la paillasse**

La longueur de la paillasse est : $lp = \frac{lv}{\cos\alpha} \Leftrightarrow lp = \frac{270}{\cos(26.56^\circ)} = 301.85\text{cm}$

Lp =302cm on prend lp= 3.02m.

- **Epaisseur de la paillasse**

L'épaisseur d'une paillasse est donnée par

$$\frac{lp}{30} \leq e \leq \frac{lp}{20} \Leftrightarrow \frac{302}{30} \leq e \leq \frac{302}{20} \Rightarrow 10.06 \leq e \leq 15.10$$

On prend $e=12\text{cm}$ soit **0.12m**.

- **Longueur de la poutre palière**

La longueur de la poutre palière est: $L=2*Em+j \Rightarrow L= 220+10=230\text{cm}$. On prend **L=230cm soit 2.3m**.

Caractéristique géométrique de la poutre palière :

- **Hauteur**

$$\frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow \frac{230\text{cm}}{16} \leq h \leq \frac{230\text{cm}}{10} \Rightarrow 14.375\text{cm} \leq h \leq 23\text{cm} \text{ on prend } h=20\text{cm}.$$

- **Largeur $b \geq 0.5h \Leftrightarrow b \geq 0.5 \times 20 = 10\text{cm}$** on prend $b=20\text{cm}$.
- **Largeur du palier de repos : $l=1.2E \Leftrightarrow l= 1.2 \times 1.10 \Rightarrow l=1.32\text{m}$ soit **132cm**.**

7. Longrines

➤ Longitudinales (file j-f) $L_{\text{max}} = 570\text{cm}$

⇒ Hauteur h

$$\frac{l_{\text{max}}}{15} \leq h \leq \frac{l_{\text{max}}}{8} \Leftrightarrow \frac{570\text{cm}}{15} \leq h \leq \frac{570\text{cm}}{8} \Rightarrow 38\text{cm} \leq h \leq 71.25\text{cm} \text{ On prend } h=40\text{cm}$$

⇒ Largeur b

$$0.3h \leq b \leq 0.6h \Leftrightarrow 0.3 \times 40\text{cm} \leq b \leq 0.6 \times 40\text{cm} \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 24\text{cm}$$

On prend $b=20\text{cm}$

➤ Transversales (file 6-8) $L_{\text{max}}=548.5\text{cm}$

⇒ Hauteur h

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{8} \Leftrightarrow \frac{548.5cm}{15} \leq h \leq \frac{548.5cm}{8} \Rightarrow 36.57cm \leq h \leq 68.56cm \text{ On prend } h=40cm$$

⇒ Largeur b

$$0.25h \leq b \leq 0.5h \Leftrightarrow 0.25 \times 40cm \leq b \leq 0.5 \times 40cm \Rightarrow 10cm \leq b \leq 20cm$$

On prend b=20cm.

8. Poteau

La longueur de flambement est donnée par la relation $L_f = 0.7l_0$ avec $l_0 = 300cm$

$$L_f = 0.7 \times 300 = 210 \Rightarrow L_f = 210cm.$$

$$\text{Carre : } a \geq \frac{l_0}{20} = \frac{300}{20} = 15cm \text{ On prend } a=20cm$$

$$b = \frac{2\sqrt{3}}{\lambda} L_f \text{ Avec } \begin{cases} \lambda = \frac{L_f}{i} \\ i = \frac{a\sqrt{3}}{6} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \lambda = \frac{210cm}{i} \\ i = \frac{10\sqrt{3}}{6} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \lambda = \frac{210cm}{5.77} \\ i = 5.77 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \lambda = 36.39 \\ i = 5.77 \end{cases}$$

$$\text{Alors } b = \frac{2\sqrt{3}}{36.39} 210 = 19.98cm. \text{ On prend } b = 20cm.$$

Pour les poteaux d'angle et intermédiaires, **a=b=20** et pour le poteau central, **a=30cm** et **b=20cm.**

CHAPITRE 3

SECTION 1: EVALUATION DES CHARGES

Préliminaires

Avant de commencer le calcul de la descente de charges, il est nécessaire d'établir un principe de structure niveau par niveau avec le sens de portée de la charpente et des planchers, les balcons, les poteaux, les poutres, etc...

Ensuite, on détermine les caractéristiques des éléments porteurs : Type de plancher, revêtement de sol (épaisseur et nature), type de toiture (tuile, ardoise, possibilité de neige,...), cloisons, type et épaisseur de murs (briques, parpaing, béton). Ce sont les charges permanentes (en KN/m ou KN/m²).

Puis, on définit le type d'utilisation des pièces (logements, circulation, bureaux,...) pour choisir les surcharges d'exploitation à appliquer au plancher (en KN/m ou KN/m²). Ce sont des charges qui prennent en compte les meubles, des personnes et autres objets. On peut y inclure des cloisons qui peuvent être enlevées ou déplacées.

Nous avons donc pour tous ces renseignements réunis:

1. Plancher terrasse non accessible.

Désignation	Epaisseur e (m)	Poids volumique ρ_v (KN/m ³)	Formule	Poids Surfacique ρ_s (KN/m ²)
Mur acrotère	0.15	14	$\rho_v \times e$	2.1
Forme de pente	0.1	22	$\rho_v \times e$	2.2
Etanchéité multicouche	0.01	15	$\rho_v \times e$	0.15
Corps de la dalle	16+7			3
Enduit-en sous face	0.02	22	$\rho_v \times e$	0.44
Gravillon	0.04	18	$\rho_v \times e$	0.72
Total				8.61

2. Plancher courant à corps creux

Désignation	Epaisseur e (m)	Poids volumique ρ_v (KN/m ³)	Formule	Poids Surfacique ρ_s (KN/m ²)
Chape	0.02	22	$\rho_v \times e$	0.44
Mortier de pose	0.02	22	$\rho_v \times e$	0.44
Corps de la dalle	16+7			3
Enduit-en sous face	0.02	18	$\rho_v \times e$	0.36
Total				4.24

3. Dallage

Désignation	Epaisseur e (m)	Poids volumique ρ_v (KN/m ³)	Formule	Poids Surfacique ρ_s (KN/m ²)
Chape	0.02	22	$\rho_v \times e$	0.44
Mortier de pose	0.02	22	$\rho_v \times e$	0.44
Dalle en BA	0.12	25	$\rho_v \times e$	3
Total				3.88

4. Escalier

Désignation	Epaisseur e (m)	Poids volumique ρ_v (KN/m ³)	Formule	Poids Surfacique ρ_s (KN/m ²)
Chape	0.02	22	$\rho_v \times e$	0.44
Mortier de pose horizontal	0.02	22	$\rho_v \times e$	0.44
Poids de la paillasse	0.12	25	$\rho_v \times e / \cos \alpha$	3.35
Enduit	0.015	18	$\rho_v \times e / \cos \alpha$	0.30
Contre marche	0.16	25	$\rho_v \times e / 2$	2
Garde-corps				1.5
Carrelage vertical	0.02	22	$\rho_v \times e$	0.44
Mortier de pose vertical	0.02	22	$\rho_v \times e$	0.44
Total				8.91

5. Palier

Désignation	Epaisseur e (m)	Poids volumique ρ_v (KN/m ³)	Formule	Poids Surfacique ρ_s (KN/m ²)
Chape	0.02	22	$\rho_v \times e$	0.44
Mortier de pose horizontal	0.02	22	$\rho_v \times e$	0.44
Enduit	0.015	18	$\rho_v \times e$	0.27
Dalle en BA	0.1	25	$\rho_v \times e$	2.5
Total				3.65

6. Mur en parpaing de 20cm

Désignation	Epaisseur e (m)	Poids volumique ρ_v (KN/m ³)	Formule	Poids Surfacique ρ_s (KN/m ²)
Agglo creux	0.20	14	$\rho_v \times e$	2.8
Enduit extérieur	0.02	18	$\rho_v \times e$	0.36
Enduit intérieur	0.02	18	$\rho_v \times e$	0.36
Total				3.52

CHARGES D'EXPLOITATIONS:

- ✓ Plancher terrasse non accessible=1.5KN/m²
- ✓ Plancher courant = 2.5KN/m²
- ✓ Plancher dalle du sol = 2.5KN/m²
- ✓ Escalier = 2.5KN/m².

Loi de transgression

Etant un bâtiment à usage d'habitation, il est nécessaire d'appliquer la loi de dégression pour la détermination des surcharges.

Avec S_0 la surcharge appliquée au toit ou à la terrasse de couverture et S_i la surcharge appliquée à l'étage numéro i .

	<i>Surcharge S_i différentes</i>	<i>Surcharges identique</i>
S_0	$\Sigma_0 = S_0$	$\Sigma_0 = S_0$
S_1	$\Sigma_1 = S_0 + S_1$	$\Sigma_1 = S_0 + S$
S_2	$\Sigma_2 = S_0 + S_1 + S_2$	$\Sigma_2 = S_0 + 1.9S$
S_3	$\Sigma_3 = S_0 + S_1 + S_2 + S_3$	$\Sigma_3 = S_0 + S_1 + 2.7S_3$
S_4	$\Sigma_4 = S_0 + 0.85(S_1 + S_2 + S_3 + S_4)$	$\Sigma_4 = S_0 + 3.4S$
S_n	$\Sigma_n = S_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^{i=n} S_1$ Pour $n \geq 5$	$\Sigma_n = S_0 + \frac{3+n}{2n} S$ Pour $n \geq 5$

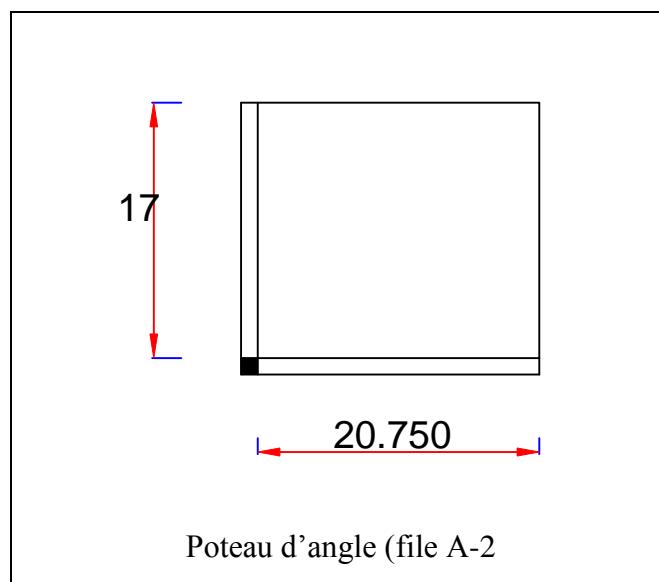
SECTION2 : DESCENTE DES CHARGES

- **Définition :**

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment.

On commence par le niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

1) Poteau d'angle (file A-2)



Niveau 0				
Désignation	L(m)	H(m)	P (KN/m ²)	Pds L.H.P(KN)
Poids du mur acrotère	3,770	0,6	2,82	6,379

$$\mathbf{N_{g0} = 6,379}$$

Niveau 1				
Désignation	L(m)	l ou e(m)	P (KN/m ²)	Pds L.H.P(KN)
Report Niveau 0				6,379
Plancher terrasse	2,075	1,7	6,51	22,964
Poutre longitudinal	2,075	0,2	11,25	4,669
Poutre transversale	1,700	0,2	11,25	3,825
Total				37,837

Ng1= 37,837KN

Niveau 2				
Désignation	L(m) ou l	H ou e(m)	P (KN/m ²)=(e.ρ)	Pds L.H.P(KN)
Report Niveau 1				37,837
Poids propre du mur	3,775	2,77	2,46	25,724
Poids propre du poteau	0,200	2,77	5	2,770
Chainage	3,775	0,2	5	3,775
Enduit	4,070	6	0,36	8,791
Total				78,896

Ng2= 78,896KN

Niveau 3				
Désignation	L(m)	H ou e(m)	P (KN/m ²)	Pds L.H.P(KN)
Report Niveau 2				78,896
Plancher courant	2,075	1,7	4,24	14,957
Poutre longitudinale	2,075	0,2	11,25	4,669
Poutre transversale	1,700	0,2	11,25	3,825
Total				102,347

Ng3= 102,347KN

Niveau 4				
Désignation	L(m) ou l	H(m) ou e	P (KN/m ²)	Pds L.H.P(KN)
Report Niveau 3				102,347
Poids propre du poteau	0,200	2,77	5	2,770
Poids propre du mur	3,775	2,77	2,46	25,724
Chainage	3,775	0,2	5	3,775
Enduit	4,070	6	0,36	8,791
Total				143,407

Ng4= 143,407KN

Niveau 5				
Désignation	L(m)	H(m)	P (KN/m ²)	Pds L.H.P(KN)
Report Niveau 4				143,407
Plancher courant	2,075	1,7	4,24	14,957
Poutre longitudinale	2,075	0,2	11,25	4,669

Poutre transversale	1,700	0,2	11,25	3,825
Total				166,857

Ng5= 166,857KN

Niveau 6				
Désignation	L(m) ou l	H(m) ou e	P (KN/m ²)	Pds L.H.P(KN)
Report Niveau 5				166,857
Poids propre du poteau	0,200	2,77	5	2,770
Poids propre du mur	3,775	2,77	2,46	25,724
Chainage	3,775	0,2	5	3,775
Enduit	4,070	6	0,36	8,791
Total				207,917

Ng6= 207,917KN

Niveau 7				
Désignation	L(m)	H(m) ou l	P (KN/m ²)	Pds L.H.P(KN)
Report Niveau 6				207,917
Plancher courant	2,075	1,7	4,24	14,957
Poutre longitudinale	2,075	0,2	11,25	4,669
Poutre transversale	1,700	0,2	11,25	3,825
Total				231,367

Ng7= 231,367KN

Niveau 8				
Désignation	L(m) ou l	H(m) ou e	P (KN/m ²)	Pds L.H.P(KN)
Report Niveau 7				231,367
Poids propre du poteau	0,200	2,77	5	2,770
Poids propre du mur	3,775	2,77	2,46	25,724
Chainage	3,775	0,2	5	3,775
Enduit	4,070	6	0,36	8,791
Total				272,427

Ng8= 272,427KN

Niveau 9

Désignation	L(m)	H(m) ou l	P (KN/m ²)	Pds L.H.P(KN)
Report Niveau 8				272,427
Plancher Dalle sol	2,075	1,7	3,88	13,687
Longrine longitudinale	2,075	0,2	8,75	3,631
Longrine transversale	1,700	0,2	8,75	2,975
Total				292,720

Ng9= 292,720KN

Niveau 10				
Désignation	L(m)	H(m)	P (KN/m ²)	Pds L.H.P(KN)
Report Niveau 9				292,720
Poids propre du poteau amorce	0,200	2,4	5	2,400
Total				295,120
Ng10= 295,120KN				

⊕ Charge d'exploitation

Calcul de surface $S=L \times l = 1.700 \times 2.075 = 3.52 \text{m}^2$

$Q = q_0 + 3.4q$ avec $q_0 = 1.5 \text{KN/m}^2$ et $q = 2.5 \text{KN/m}^2$

$Q = 1.5 + 3.4 \times 2.5 = 10 \text{KN/m}^2$

$Nq = S \times Q = 3.52 \times 10 = 35.2 \text{KN}$ **Nq = 35.2KN**

⊕ Calcul de combinaison

- A L'ELU

Nu = 1.35Ng10 + 1.50Nq

AN : $Nu = 1.35 \times 295.12 + 1.50 \times 35.2 = 451.21 \text{KN}$.

Nu = 451.21KN

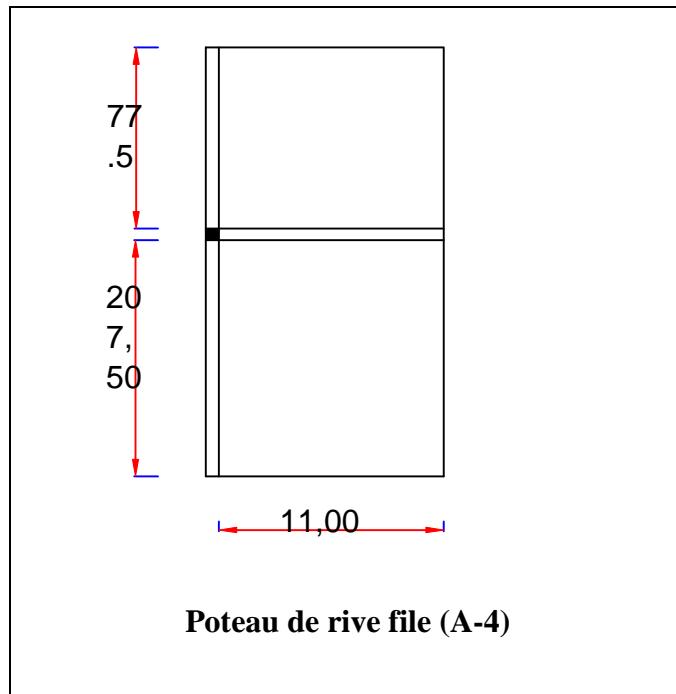
- A L'ELS

Nser = Ng10 + Nq

AN : $Nser = 295.12 + 35.2 = 330.32 \text{KN}$

Nser = 330.32KN

2) Poteau intermédiaire



Niveau 0				
Désignation	L(m)	H(m)	P (KN/m ²)	Pds L.H.P(KN)
Poids du mur acrotère	3,050	0,6	2,82	5,161
Ng₀ =				5,161
Niveau 1				
Désignation	L(m)	l ou H(m)	P (KN/m ²)	Pds L.H.P(KN)
Report Niveau 0				5,161
Plancher terrasse	3,050	1,1	6,51	21,841
Poutre longitudinal	3,050	0,2	11,25	6,863
Poutre transversale	1,100	0,2	11,25	2,475
Total				36,339
Ng₁ = 36,339KN				

Niveau 2				
Désignation	L(m) ou l	H(m) ou e	P (KN/m ²)	Pds L.H.P(KN)
Report Niveau 1				36,339
Poids propre du mur	4,150	2,77	2,46	28,279
Poids propre du poteau	0,200	2,77	5	2,770
Chainage	3,950	0,2	5	3,950
Enduit	4,150	6	0,36	8,964
Total				80,302

Ng2= 80,302KN

Niveau 3				
Désignation	L(m)	H(m) ou l	P (KN/m ²)	Pds L.H.P(KN)
Report Niveau 2				80,302
Plancher courant	3,050	1,1	4,24	14,225
Poutre longitudinale	3,050	0,2	11,25	6,863
Poutre transversale	1,100	0,2	11,25	2,475
Total				103,865

Ng3= 103,865KN

Niveau 4				
Désignation	L(m) ou l	H(m)	P (KN/m ²)	Pds L.H.P(KN)
Report Niveau 3				103,865
Poids propre du poteau	0,200	2,77	5	2,770
Poids propre du mur	4,150	2,77	2,46	28,279
Chainage	3,950	0,2	5	3,950
Enduit	4,150	6	0,36	8,964
Total				147,828

Ng4= 147,828KN

Niveau 5				
Désignation	L(m)	H(m) ou l	P (KN/m ²)	Pds L.H.P(KN)
Report Niveau 4				147,828
Plancher courant	4,150	1,1	4,24	19,356
Poutre longitudinale	3,050	0,2	11,25	6,863
Poutre transversale	1,100	0,2	11,25	2,475
Total				176,521

Ng5= 176,521KN

Niveau 6				
Désignation	L(m) ou 1	H(m)	P (KN/m ²)	Pds L.H.P(KN)
Report Niveau 5				176,521
Poids propre du poteau	0,200	2,77	5	2,770
Poids propre du mur	4,150	2,77	2,46	28,279
Chainage	3,950	0,2	5	3,950
Enduit	4,150	6	0,36	8,964
Total				220,484

Ng6= 220,484KN

Niveau 7				
Désignation	L(m)	H(m) ou 1	P (KN/m ²)	Pds L.H.P(KN)
Report Niveau 6				220,484
Plancher courant	4,150	1,1	4,24	19,356
Poutre longitudinale	3,050	0,2	11,25	6,863
Poutre transversale	1,100	0,2	11,25	2,475
Total				249,177

Ng7= 249,177KN

Niveau 8				
Désignation	L(m) ou 1	H(m)	P (KN/m ²)	Pds L.H.P(KN)
Report Niveau 7				249,177
Poids propre du poteau	0,200	2,77	5	2,770
Poids propre du mur	4,150	2,77	2,46	28,279
Chainage	3,950	0,2	5	3,950
Enduit	4,150	6	0,36	8,964
Total				293,140

Ng8= 293,140KN

Niveau 9				
Désignation	L(m)	H(m) ou 1	P (KN/m ²)	Pds L.H.P(KN)
Report Niveau 8				293,140
Plancher Dalle sol	4,150	1,1	3,88	17,712

Longrine longitudinale	3,050	0,2	8,75	5,338
Longrine transversale	1,100	0,2	8,75	1,925
Total				318,114

$$Ng_9 = 318,114 \text{ KN}$$

Niveau 10				
Désignation	L(m)	H(m)	P (KN/m ²)	Pds L.H.P(KN)
Report Niveau 9				318,114
Poids propre du poteau amorce	0,200	2,4	5	2,400
Total				320,514

$$Ng_{10} = 320,514 \text{ KN}$$

⊕ Charge d'exploitation

Calcul de surface $S=L \times 1 = 4.15 \times 1.1 = 4.56 \text{ m}^2$

$Q = q_0 + 3.4q$ avec $q_0 = 1.5 \text{ KN/m}^2$ et $q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1.5 + 3.4 \times 2.5 = 10 \text{ KN/m}^2$

$Nq = S \times Q = 4.56 \times 10 = 45.6 \text{ KN}$

$$Nq = 45.6 \text{ KN}$$

⊕ Calcul de combinaison

- A L'ELU

$$Nu = 1.35 Ng_{10} + 1.50 Nq$$

AN : $Nu = 1.35 \times 320.514 + 1.50 \times 45.6 = 501.09 \text{ KN}$.

$$Nu = 501.09 \text{ KN}$$

- A L'ELS

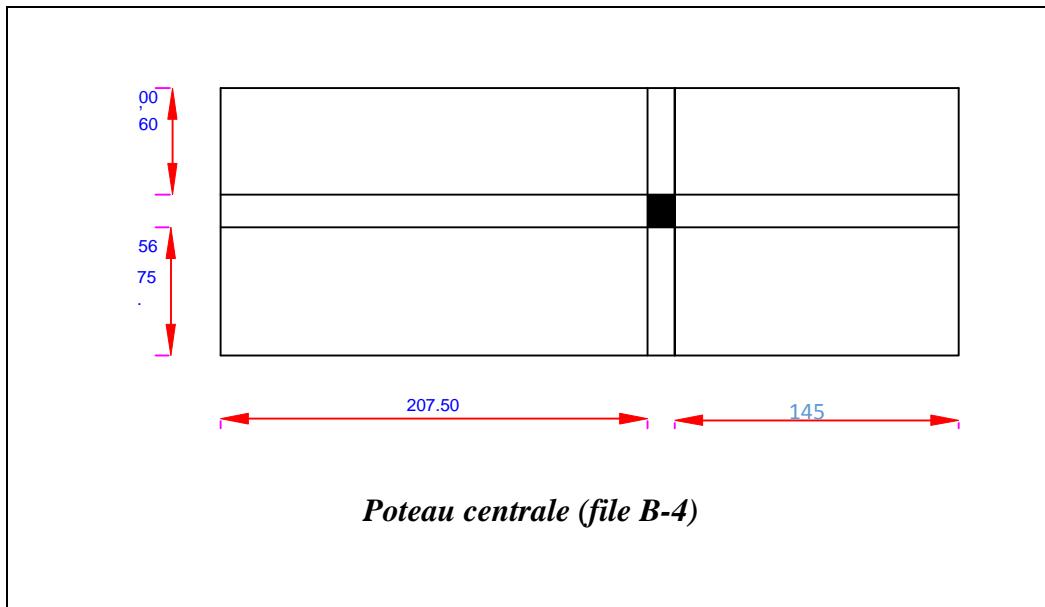
$$N_{ser} = Ng_{10} + Nq$$

AN : $N_{ser} = 320.514$

+ 45.6 = 366.11 KN

$$N_{ser} = 392.26 \text{ KN.}$$

3) Poteau central file (B-4)



Niveau 0				
Désignation	$L(m)$	$H(m)$	$P(KN/m2)$	$Pds L.H.P(KN)$
Poids du mur acrotère	2,825	0,6	2,82	4,780

$$Ng_0 = 4,780 \text{ KN}$$

Niveau 1				
Désignation	$L(m)$	$l \text{ ou } H(m)$	$P(KN/m2)$	$Pds L.H.P(KN)$
Report Niveau 0				4,780
Plancher terrasse	3,790	1,55	6,51	38,243
Poutre longitudinal	3,790	0,2	11,25	8,528
Poutre transversale	1,550	0,2	11,25	3,488
<i>Total</i>				55,038

$$Ng_1 = 55,038 \text{ KN}$$

Niveau 2				
Désignation	$L(m)$	$H(m)$	$P(KN/m2)$	$Pds L.H.P(KN)$
Report Niveau 1				55,038
Poids propre du mur	5,340	2,77	2,46	36,388
Poids propre du poteau	0,300	2,77	5	4,155

Chainage	4,940	0,2	5	4,940
Enduit	5,340	6	0,36	11,534
<i>Total</i>				112,055

$$Ng_2 = 112,055 \text{ KN}$$

Niveau 3				
Désignation	$L(m)$	$H(m)$	$P(KN/m2)$	$Pds L.H.P(KN)$
Report Niveau 2				112,055
Plancher courant	3,790	1,55	4,24	24,908
Poutre longitudinale	3,790	0,2	11,25	8,528
Poutre transversale	1,550	0,2	11,25	3,488
<i>Total</i>				148,978

$$Ng_3 = 148,978 \text{ KN}$$

Niveau 4				
Désignation	$L(m)$	$H(m)$	$P(KN/m2)$	$Pds L.H.P(KN)$
Report Niveau 3				148,978
Poids propre du poteau	0,300	2,77	5	4,155
Poids propre du mur	5,340	2,77	2,46	36,388
Chainage	4,940	0,2	5	4,940
Enduit	5,340	6	0,36	11,534
<i>Total</i>				205,995

$$Ng_4 = 205,995 \text{ KN}$$

Niveau 5				
Désignation	$L(m)$	$H(m)$	$P(KN/m2)$	$Pds L.H.P(KN)$
Report Niveau 4				205,995
Plancher courant	5,340	1,55	4,24	35,094
Poutre longitudinale	3,790	0,2	11,25	8,528
Poutre transversale	1,550	0,2	11,25	3,488
<i>Total</i>				253,105

$$Ng_5 = 253,105 \text{ KN}$$

Niveau 6				
Désignation	$L(m)$	$H(m)$	$P(KN/m2)$	$Pds L.H.P(KN)$
Report Niveau 5				253,105
Poids propre du poteau	0,300	2,77	5	4,155

Poids propre du mur	5,340	2,77	2,46	36,388
Chainage	4,940	0,2	5	4,940
Enduit	5,340	6	0,36	11,534
Total				310,122

$\mathcal{N}_g = 310,122$ KN

Niveau 7				
Désignation	$L(m)$	$H(m)$	$P(KN/m^2)$	$Pds L.H.P(KN)$
Report Niveau 6				310,122
Plancher courant	5,340	1,55	4,24	35,094
Poutre longitudinale	3,790	0,2	11,25	8,528
Poutre transversale	1,550	0,2	11,25	3,488
Total				357,231

$\mathcal{N}_g = 357,231$ KN

Niveau 8				
Désignation	$L(m)$	$H(m)$	$P(KN/m^2)$	$Pds L.H.P(KN)$
Report Niveau 7				357,231
Poids propre du poteau	0,300	2,77	5	4,155
Poids propre du mur	5,340	2,77	2,46	36,388
Chainage	4,940	0,2	5	4,940
Enduit	5,340	6	0,36	11,534
Total				414,249

$\mathcal{N}_g = 414,249$ KN

Niveau 9				
Désignation	$L(m)$	$H(m)$	$P(KN/m^2)$	$Pds L.H.P(KN)$
Report Niveau 8				414,249
Plancher Dalle sol	5,340	1,55	3,88	32,115
Longrine longitudinale	3,790	0,2	8,75	6,633
Longrine transversale	1,550	0,2	8,75	2,713
Total				455,708

$\mathcal{N}_g = 455,708$ KN

Niveau 10				
Désignation	$L(m)$	$H(m)$	$P(KN/m^2)$	$Pds L.H.P(KN)$

Report Niveau 9				455,708
Poids propre du poteau amorce	0,300	2,4	5	3,600
Total				459,308
Ng₁₀= 459,308 KN				

✚ Charge d'exploitation

Calcul de surface $S=L \times 1 = 1.55 \times 3.79 = 5.87 \text{m}^2$

$Q = q_o + 3.4q$ avec $q_o = 1.5 \text{KN/m}^2$ et $q = 2.5 \text{KN/m}^2$

$Q = 1.5 + 3.4 \times 2.5 = 10 \text{KN/m}^2$

$Nq = Q \times S = 10 \times 5.87 = 58.7 \text{KN}$ **Nq = 58.7 KN**

✚ Calcul de combinaison

- A L'ELU

Nu = 1.35Ng₁₀ + 1.50Nq

AN : $Nu = 1.35 \times 459.31 + 1.50 \times 58.7 = 708.11 \text{KN}$.

Nu = 708.11 KN

- A L'ELS

N_{ser} = Ng₁₀ + Nq

AN : $N_{ser} = 459.31 + 58.7 = 518.01 \text{KN}$

N_{ser} = 518.01 KN.

CHAPITRE 3 : CALCUL DE STRUCTURE, FERRAILLAGE DES POTEAUX

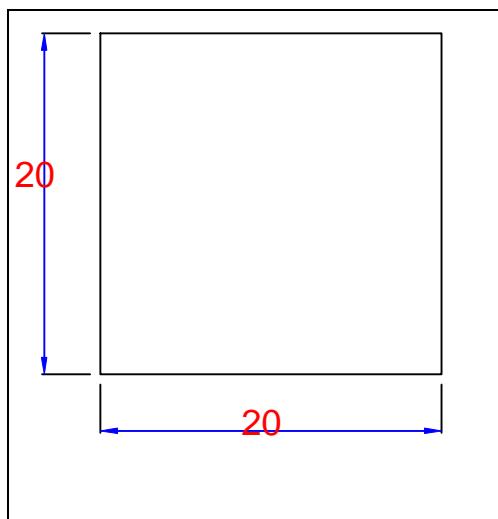
Généralité

Un poteau est une poutre droite verticale soumise uniquement à la compression simple centrée : l'ensemble des forces extérieures agissant à gauche d'une section se réduit à un effort normal unique N de compression perpendiculaire à la section et appliqué au centre de gravité G . En générale pour un bâtiment, les forces appliquées ne sont jamais parfaitement centrées.

I. Poteau amorce

1. Poteau d'angle

Connaissant les charges N_u (451.21KN), N_{ser} (330.32KN), la longueur à vide L_0 (3m), élaborons un plan de ferraillage complet pour les poteaux d'angle en procédant au calcul de section d'armature.



➤ Calcul de l'effort résistant ultime N_u

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \times fc 28}{0.9 \times \gamma b} + \frac{Afe}{\gamma s} \right] \text{ avec } \begin{cases} \gamma b = 1.5 \\ \gamma s = 1.15 \end{cases}$$

- La longueur de flambement L_f est : $L_f = 0.7L_0$, l'élancement est $\lambda = \frac{2\sqrt{3}}{a} L_f$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{2\sqrt{3} \times 0.7 \times 3}{0.2} = 36.37$$

$$\lambda \geq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad AN : \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{36.37}{35} \right)^2} = 0.699$$

$$\alpha = 0.699$$

- Calcul de la section Br.

$$Br = (a-2)^2 = (20-2) = (18\text{cm})^2 = 324\text{cm}^2$$

$$Br = 324\text{cm}^2$$

- La section minimale de l'acier pour ce poteau carré de dimension $a \times a$ se traduit par : $A_{\min} = \max[20a^2, 8(a + a)]$ avec a en m

$$A_{\min} = \max[20a^2, 16a] = \max[0.8\text{cm}^2, 3.2\text{cm}^2] = 3.2\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 3.2\text{cm}^2$$

$$AN: Nur = 0.699 \left[\frac{324 \times 100 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{3.2 \times 100 \times 100}{1.15} \right] = 521.24\text{KN}$$

$$\text{Nur} = 521.24\text{KN}.$$

- Détermination des armatures longitudinales :

$$Nu = 451.21\text{KN} < Nur = 521.24\text{KN} \quad A_{\min} \text{ suffit}$$

$$A = A_{\min} = 3.2\text{cm}^2$$

- La section maximale de l'acier pour ce poteau carré se traduit par :

$$A_{\max} = [500a^2]\text{cm}^2 = 500 \times 0.04, \text{ a en m}$$

$$A_{\max} = 20\text{cm}^2$$

- Vérification de la section d'armature :

$$\text{On a } A \leq A_{\max} \quad 3.2\text{cm}^2 \leq 20\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Choix des armatures $A \leq 20$

Possibilité : **4HA12** soit 4.53cm^2

- Longueur de recouvrement : $L_r = 24d = 24 \times 1.2 = 28.8\text{cm}$

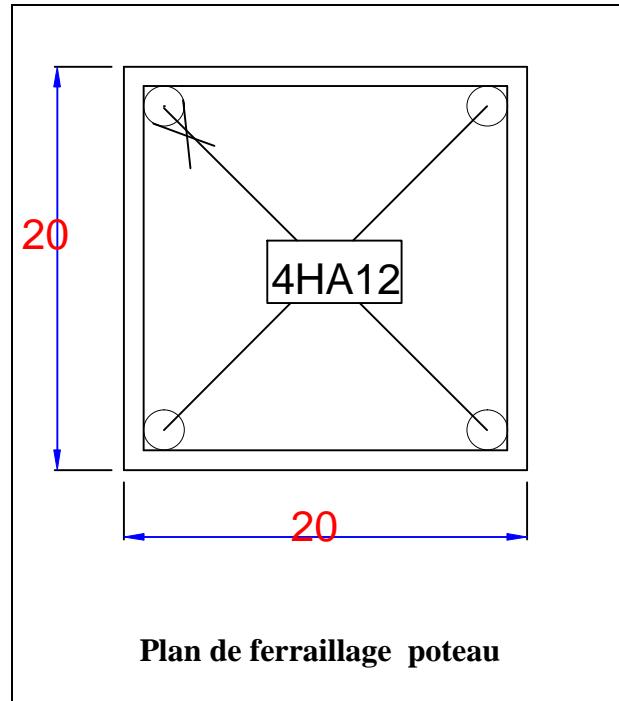
On prend **Lr = 30cm**

- Armature transversal : Diamètre $\varphi t = \frac{\varphi l}{3} = \frac{12}{3} = 4$ On retient 6mm

- Espacement : $St \leq \min \begin{cases} 15\varphi l \\ a + 10\text{cm} \\ 40\text{cm} \end{cases} \leq \min \begin{cases} 15 \times 1.2\text{cm} \\ 20\text{cm} + 10\text{cm} \\ 40\text{cm} \end{cases} \leq \min \begin{cases} 18\text{cm} \\ 30\text{cm} \\ 40\text{cm} \end{cases}$

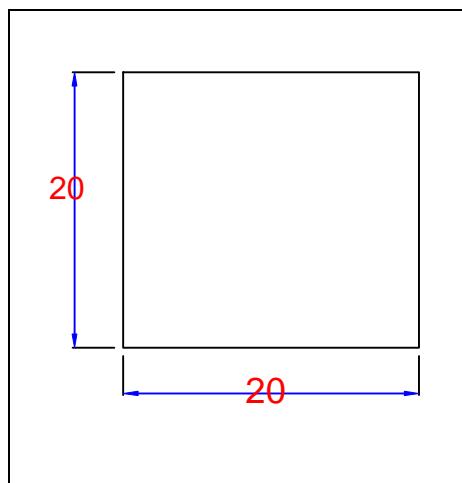
$$St \leq 18\text{cm}$$

Plan de ferraillage



2. Poteau de rive

Connaissant les charges N_u (501.09KN), N_{ser} (366.11KN), la longueur à vide l_0 (3m), élaborons un plan de ferraillage complet pour les poteaux d'angle en procédant au calcul de Section d'armature.



- Calcul de l'effort résistant ultime N_u

$$Nur = \alpha \left[\frac{Br \times fc28}{0.9 \times \gamma b} + \frac{Afe}{\gamma s} \right] \text{ avec } \begin{cases} \gamma b = 1.5 \\ \gamma s = 1.15 \end{cases}$$

- La longueur de flambement L_f est : $L_f = 0.7L_0$, l'élancement est $\lambda = \frac{2\sqrt{3}}{a} L_f$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{2\sqrt{3} \times 0.7 \times 3}{0.2} = 36.37$$

$$\lambda \geq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad AN : \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{36.37}{35} \right)^2} = 0.70$$

$$\alpha = 0.70$$

- Calcul de la section Br

$$Br = (a-2)^2 = (20-2)^2 = (18\text{cm})^2 = 324\text{cm}^2$$

$$Br = 324\text{cm}^2$$

- La section minimale de l'acier pour ce poteau carré de dimension $a \times a$ se traduit par : $A_{min} = \max[20a^2, 8(a + a)]$ avec a en m

$$A_{min} = \max[20a^2, 16a] = \max[0.8\text{cm}^2, 3.2\text{cm}^2] = 3.2\text{cm}^2$$

$$A_{min} = 3.2\text{cm}^2$$

$$AN: Nur = 0.70 \left[\frac{324 \times 100 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{3.2 \times 100 \times 100}{1.15} \right] = 521.24\text{KN}$$

$$Nur = 521.24\text{KN.}$$

- Détermination des armatures longitudinales :

$$Nu = 501.09 < Nur = 521.21 \text{ Amin est suffisante}$$

$$A = A_{min} = 3.2\text{cm}^2.$$

- La section maximale de l'acier pour ce poteau carré se traduit par :

$$A_{max} = [500a^2]\text{cm}^2 = 500 \times 0.04 \text{ avec } a \text{ en m}$$

$$A_{max} = 20\text{cm}^2$$

- Vérification de la section d'armature :

$$\text{On a } A_{min} \leq A_{max} \text{ssi } 3.2\text{cm}^2 \leq 20\text{cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

- Choix des armatures $3.2\text{cm}^2 \leq A \leq 20\text{cm}^2$

Possibilité : **4HA12** soit 4.52cm^2

- Longueur de recouvrement : $L_r = 24d = 24 \times 1.2 = 28.8$

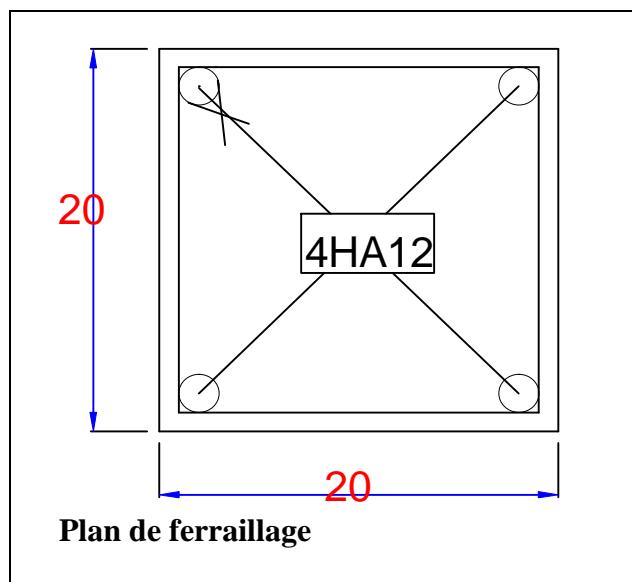
On prend **Lr = 30cm**

- Armature transversal : Diamètre $\varphi t = \frac{\varphi l}{3} = \frac{12}{3} = 4\text{mm}$ On retient 6mm

➤ Espacement : $St \leq \min \begin{cases} 15\varphi l \\ a + 10\text{cm} \\ 40\text{cm} \end{cases} \leq \min \begin{cases} 15 \times 1.2\text{cm} \\ 20\text{cm} + 10\text{cm} \\ 40\text{cm} \end{cases} \leq \min \begin{cases} 18\text{cm} \\ 30\text{cm} \\ 40\text{cm} \end{cases}$

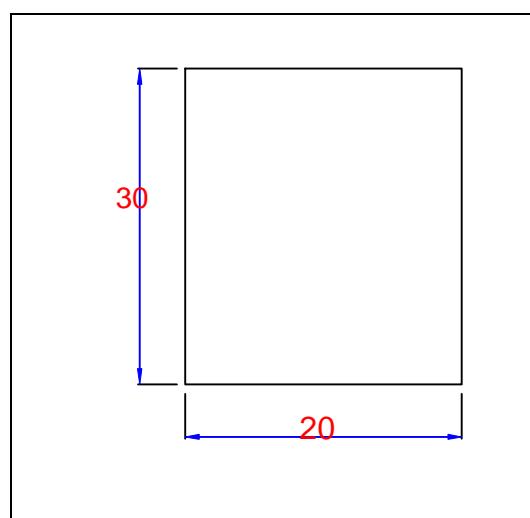
$$St \leq 18\text{cm}$$

Plan de ferraillage



3. Poteau central

Connaissant les charges N_u (708.11KN), N_{ser} (518.01KN), la longueur à vide l_0 (3m), élaborons un plan de ferraillage complet pour les poteaux d'angle en procédant au calcul de section d'armature.



➤ Calcul de l'effort résistant ultime Nur

$$Nur = \alpha \left[\frac{Br \times fc28}{0.9 \times \gamma b} + \frac{Afe}{\gamma s} \right] \text{ avec } \begin{cases} \gamma b = 1.5 \\ \gamma s = 1.15 \end{cases}$$

- La longueur de flambement Lf est : $Lf = 0.7Lo$, l'élancement est $\lambda = \frac{2\sqrt{3}}{a} Lf$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{2\sqrt{3} \times 0.7 \times 3}{0.2} = 36.37$$

$$\lambda \geq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad AN : \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{36.37}{35} \right)^2} = 0.70 \quad \alpha = 0.70$$

- Calcul de la section Br

$$Br = (a-2)(b-2) = (30-2)(20-2) = 504 \text{ cm}^2$$

$$Br = 504 \text{ cm}^2$$

- La section minimale de l'acier pour ce poteau carré de dimension $a \times a$ se traduit par : $A_{min} = \max[20ab, 8(a + b)]a$ et b en mètre

$$A_{min} = \max[20ab, 16a] = \max[1.2 \text{ cm}^2, 4 \text{ cm}^2] = 4 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 4 \text{ cm}^2$$

$$AN : Nur = 0.70 \left[\frac{504 \times 100 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{4 \times 100 \times 100}{1.15} \right] = 677.68 \text{ KN}$$

$$Nur = 677.68 \text{ KN.}$$

- Détermination des armatures longitudinales :

$Nu = 708.11 \text{ KN} > Nur = 677.68$ Amin est insuffisante et la section d'armature est donnée par la formule suivante :

$$A \geq \frac{Nu}{\alpha \sigma_s} - \frac{Br \times fc28}{1.35 \sigma_s} \text{ avec } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$AN : A \geq \frac{708.11 \times 10}{0.70 \times 348} - \frac{504 \times 25}{1.35 \times 348} = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.25 \text{ cm}^2.$$

- La section maximale de l'acier pour ce poteau se traduit par :

$$A_{max} = [500ba] \text{ cm}^2 = 500 \times 0.06 a \text{ et } b \text{ en mètre}$$

$$A_{max} = 30 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la section d'armature :

On a $A_{min} \leq A \leq A_{max}$ ssi $4cm^2 \leq 2.25cm^2 \leq 30cm^2$ Condition non vérifiée alors
 $A_{max} = 30cm^2 < A \geq A_{min} = 4cm^2$

- Choix des armatures

Possibilité : **4HA12** soit $4.52cm^2$

- Longueur de recouvrement : **Lr = 24d** = $24 \times 1.2 = 28$

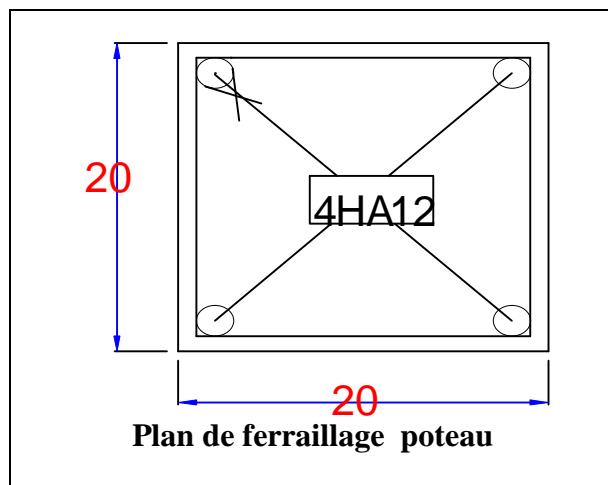
On prend **Lr = 30cm**

- Armature transversal : Diamètre $\varphi t = \frac{\varphi l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66mm$ On retient 6mm.

- Espacement : **St** $\leq \min \begin{cases} 15\varphi l \\ a + 10cm \\ 40cm \end{cases} \leq \min \begin{cases} 15 \times 1.2cm \\ 20cm + 10cm \\ 40cm \end{cases} \leq \min \begin{cases} 18cm \\ 30cm \\ 40cm \end{cases}$

St $\leq 18cm$

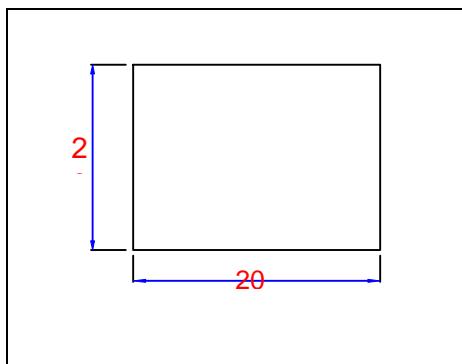
Plan de ferraillage



II. Poteau en élévation

a. Poteau d'angle

Connaissant les charges N_u (411.34KN), N_{ser} (301.47KN), la longueur à vide L_0 (3m), élaborons un plan de ferraillage complet pour les poteaux d'angle en procédant au calcul de section d'armature.



➤ Calcul de l'effort résistant ultime N_{ur}

$$N_{ur} = \alpha \left[\frac{Br \times fc 28}{0.9 \times \gamma b} + \frac{A_f e}{\gamma s} \right] \text{ avec } \begin{cases} \gamma b = 1.5 \\ \gamma s = 1.15 \end{cases}$$

- La longueur de flambement L_f est : $L_f = 0.7L_0$, l'élancement est $\lambda = \frac{2\sqrt{3}}{a} L_f$
- $$\Rightarrow \lambda = \frac{2\sqrt{3} \times 0.7 \times 3}{0.2} = 36.37$$
- $$\lambda \geq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{AN : } \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{36.37}{35} \right)^2} = 0.70$$

$$\alpha = 0.70$$

- Calcul de la section Br

$$Br = (a-2)^2 = (20-2)^2 = (18\text{cm})^2 = 324\text{cm}^2$$

$$Br = 324\text{cm}^2$$

- La section minimale de l'acier pour ce poteau carré de dimension $a \times a$ se traduit par : $A_{min} = \max[20a^2, 8(a + a)]$

$$= \max[20a^2, 16a] = \max[0.8\text{cm}^2, 3.2\text{cm}^2] = 3.2\text{cm}^2$$

$$A_{min} = 3.2\text{cm}^2$$

$$AN: Nur = 0.70 \left[\frac{324 \times 100 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{3.2 \times 100 \times 100}{1.15} \right] = 521.24 \text{KN}$$

Nur = 521.24KN.

- Détermination des armatures longitudinales :

$Nu = 411.34 < Nur = 521.24 \text{Amin}$ est suffisante alors $A = A_{\text{min}}$

$$A = 3.2 \text{cm}^2.$$

- La section maximale de l'acier pour ce poteau carré se traduit par :

$$A_{\text{max}} = [500a^2] \text{cm}^2 = 500 \times 0.04$$

$$A_{\text{max}} = 20 \text{cm}^2$$

- Vérification de la section d'armature :

On a $A_{\text{min}} = A \leq A_{\text{max}}$ ssi $3.2 \text{cm}^2 \leq 20 \text{cm}^2$ Condition vérifiée

- Choix des armatures $3.2 \leq A \leq 20$

Possibilité : **4HA12 (4.52cm²)**

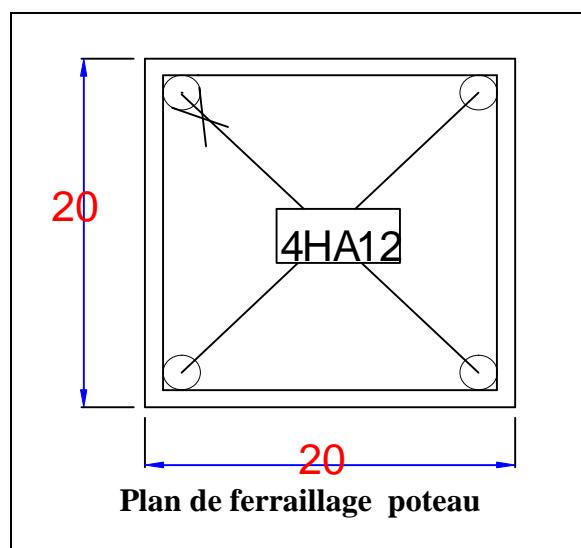
- Longueur de recouvrement : **Lr = 24d** = $24 \times 1.2 = 28.8$

On prend **Lr = 30cm**

- Armature transversal : Diamètre $\varphi t = \frac{\varphi l}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{mm}$ On retient 6mm

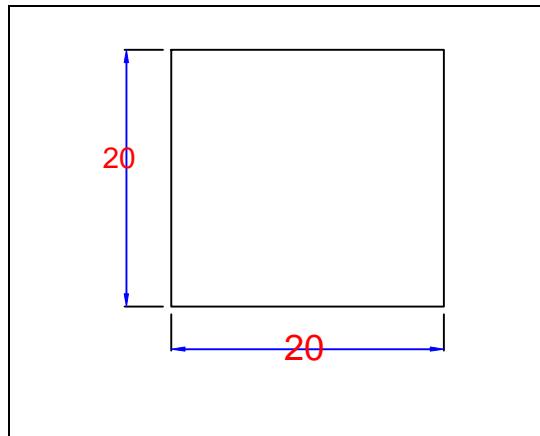
- Espacement : $St \leq \min \begin{cases} 15\varphi l \\ a + 10 \text{cm} \\ 40 \text{cm} \end{cases} \leq \min \begin{cases} 15 \times 1.2 \text{cm} \\ 20 \text{cm} + 10 \text{cm} \\ 40 \text{cm} \end{cases} \leq \min \begin{cases} 18 \text{cm} \\ 30 \text{cm} \\ 40 \text{cm} \end{cases} \leq 18 \text{cm}$

Plan de ferraillage



b. Poteau de rive

Connaissant les charges N_u (452.42KN), N_{ser} (330.93 KN), la longueur à vide L_o (3m), élaborons un plan de ferraillage complet pour les poteaux d'angle en procédant au calcul de section d'armature.


 ➤ Calcul de l'effort résistant ultime N_{ur}

$$N_{ur} = \alpha \left[\frac{Br \times fc 28}{0.9 \times \gamma b} + \frac{Afe}{\gamma s} \right] \text{ avec } \begin{cases} \gamma b = 1.5 \\ \gamma s = 1.15 \end{cases}$$

- La longueur de flambement L_f est : $L_f = 0.7L_o$, l'élancement est $\lambda = \frac{2\sqrt{3}}{a} L_f$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{2\sqrt{3} \times 0.7 \times 3}{0.2} = 36.37$$

$$\lambda \geq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{AN : } \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{36.37}{35} \right)^2} = 0.70$$

$$\alpha = 0.70$$

- Calcul de la section Br

$$Br = (a-2)^2 = (20-2)^2 = (18\text{cm})^2 = 324\text{cm}^2$$

$$Br = 324\text{cm}^2$$

- La section minimale de l'acier pour ce poteau carré de dimension $a \times a$ se traduit par : $A_{min} = \max[20a^2, 8(a + a)]$

$$= \max[20a^2, 16a] = \max[0.8\text{cm}^2, 3.2\text{cm}^2] = 3.2\text{cm}^2$$

$$A_{min} = 3.2\text{cm}^2$$

$$\text{AN : } N_{ur} = 0.70 \left[\frac{324 \times 100 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{3.2 \times 100 \times 100}{1.15} \right] = 521.24\text{KN}$$

$$N_{ur} = 521.24\text{KN.}$$

- Détermination des armatures longitudinales :

$N_{ur}=521.24\text{KN} > N_u=452.42\text{KN}$ Amin est suffisante et la section d'armature est donc Amin :

$$A = A_{mi} = 3.2\text{cm}^2.$$

- La section maximale de l'acier pour ce poteau carré se traduit par :

$$A_{max} = [500a^2]\text{cm}^2 = 500 \times 0.04$$

$$A_{max} = 20\text{cm}^2$$

- Vérification de la section d'armature :

On a $A_{min} \leq A_{max}$ ssi $3.2\text{cm}^2 \leq 20\text{cm}^2$ Condition vérifiée

- Choix des armatures $3.2 \leq A \leq 3.52$

Possibilité : **4HA12** soit 4.52cm^2

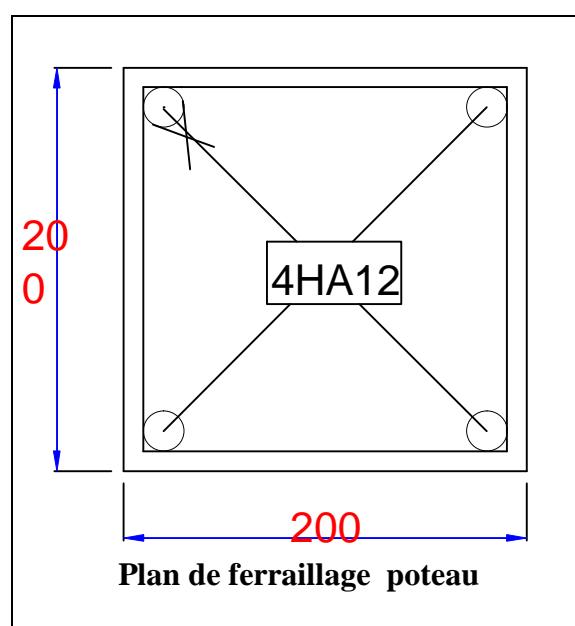
- Longueur de recouvrement : $L_r = 24d = 24 \times 1.2 = 28.8$

On prend **$L_r = 30\text{cm}$**

- Armature transversal : Diamètre $\varphi t = \frac{\varphi l}{3} = \frac{12}{3} = 4$ On retient 6mm

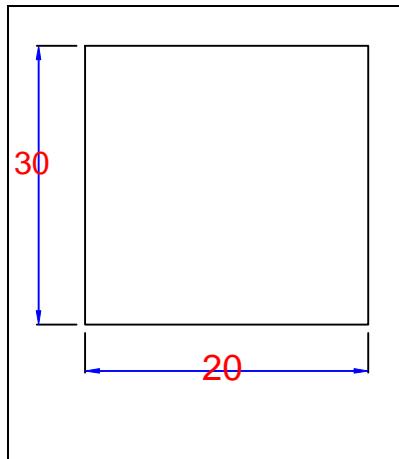
Espacement : $St \leq \min \begin{cases} 15\varphi l \\ a + 10\text{cm} \\ 40\text{cm} \end{cases} \leq \min \begin{cases} 15 \times 1.2\text{cm} \\ 20\text{cm} + 10\text{cm} \\ 40\text{cm} \end{cases} \leq \min \begin{cases} 18\text{cm} \\ 30\text{cm} \\ 40\text{cm} \end{cases} \leq 18\text{cm}$

Plan de ferraillage



c. Poteau central

Connaissant les charges N_u (631.88KN), N_{ser} (462.68KN), la longueur à vide Lo (3m), élaborons un plan de ferraillage complet pour les poteaux centrales en procédant au calcul de section d'armature.


 ➤ Calcul de l'effort résistant ultime N_{ur}

$$N_{ur} = \alpha \left[\frac{Br \times fc 28}{0.9 \times \gamma b} + \frac{Afe}{\gamma s} \right] \text{ avec } \begin{cases} \gamma b = 1.5 \\ \gamma s = 1.15 \end{cases}$$

- La longueur de flambement L_f est : $L_f = 0.7Lo$, l'élancement est $\lambda = \frac{2\sqrt{3}}{a} L_f$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{2\sqrt{3} \times 0.7 \times 3}{0.2} = 36.37$$

$$\lambda \geq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad AN : \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{36.37}{35} \right)^2} = 0.70$$

$$\alpha = 0.70$$

- Calcul de la section Br

$$Br = (a-2)(b-2) = (30-2)(20-2) = 504 \text{ cm}^2$$

$$Br = 504 \text{ cm}^2$$

- La section minimale de l'acier pour ce poteau de dimension $a \times b$ se traduit par : $A_{min} = \max[20ab, 8(a + b)]$

$$= \max[20a^2, 16a] = \max[01.2 \text{ cm}^2, 4 \text{ cm}^2] = 3.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 4 \text{ cm}^2$$

$$AN : N_{ur} = 0.70 \left[\frac{504 \times 100 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{4 \times 100 \times 100}{1.15} \right] = 677.68 \text{ KN}$$

Nur = 677.68KN.

- Détermination des armatures longitudinales :

$Nu=631.88KN < Nur=677.68KN$ Amin est suffisante et la section es :

$$A = A_{min} = 4 \text{cm}^2.$$

- La section maximale de l'acier pour ce poteau se traduit par :

$$A_{max} = [500ab] \text{cm}^2 = 500 \times 0.06 \text{ avec } a \text{ et } b \text{ en mètre}$$

$$A_{max} = 30 \text{cm}^2$$

- Vérification de la section d'armature :

On a $A \leq A_{max}$ ssi $4 \text{cm}^2 \leq 30 \text{cm}^2$ Condition vérifiée

- Choix des armatures

Possibilité : **4HA12** soit 4.52cm^2

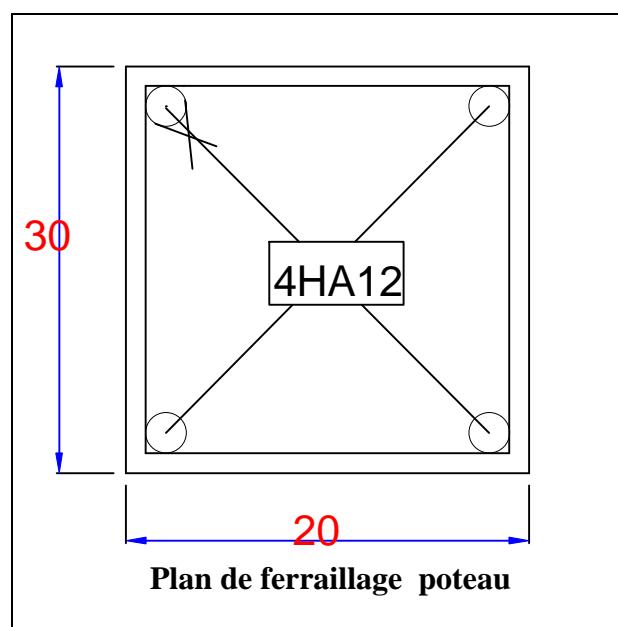
- Longueur de recouvrement : $L_r = 24d = 24 \times 1.2 = 28.8$

On prend **Lr = 30cm**

- Armature transversal : Diamètre $\varphi t = \frac{\varphi l}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{mm}$ On retient 6mm

- Espacement : $St \leq \min \begin{cases} 15\varphi l \\ a + 10 \text{cm} \\ 40 \text{cm} \end{cases} \leq \min \begin{cases} 15 \times 1.2 \text{cm} \\ 20 \text{cm} + 10 \text{cm} \\ 40 \text{cm} \end{cases} \leq \min \begin{cases} 18 \text{cm} \\ 30 \text{cm}, St \leq 18 \text{cm} \\ 40 \text{cm} \end{cases}$

Plan de ferraillage



CHAPITRE 4 : CALCUL DE STRUCTURE, FERRAILLAGE DE POUTRE

1. Définition

Une poutre est un élément de bâtiment dont l'une des dimensions est grande par rapport aux deux autres, le centre de gravité des sections perpendiculaire à la grande dimension est la ligne moyenne de la poutre. Lorsque cette ligne moyenne est une droite, On dit que la poutre est une poutre droite.

Un exemple d'ouvrage élémentaire

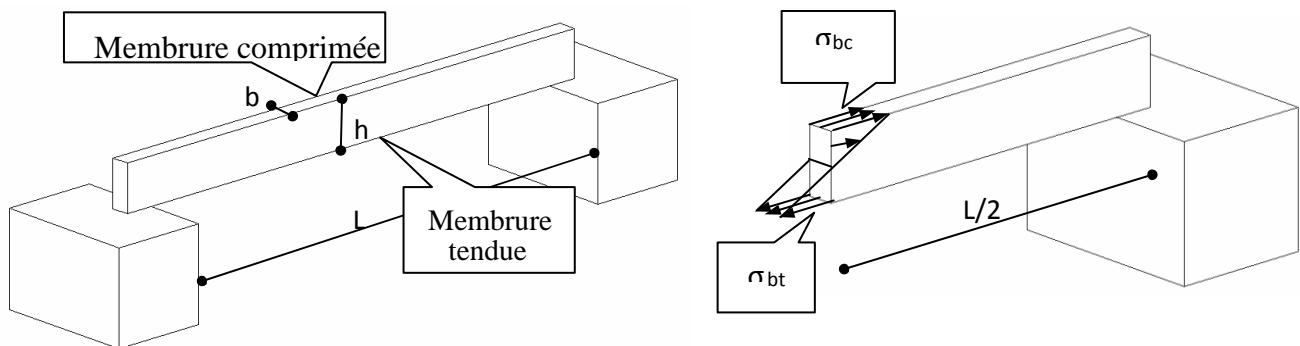


Fig.1.4 Poutre en béton non armé, de section droite rectangulaire $b \times h$, franchissant une portée de L mètres de nu à nu des appuis.

2. Ferrailage

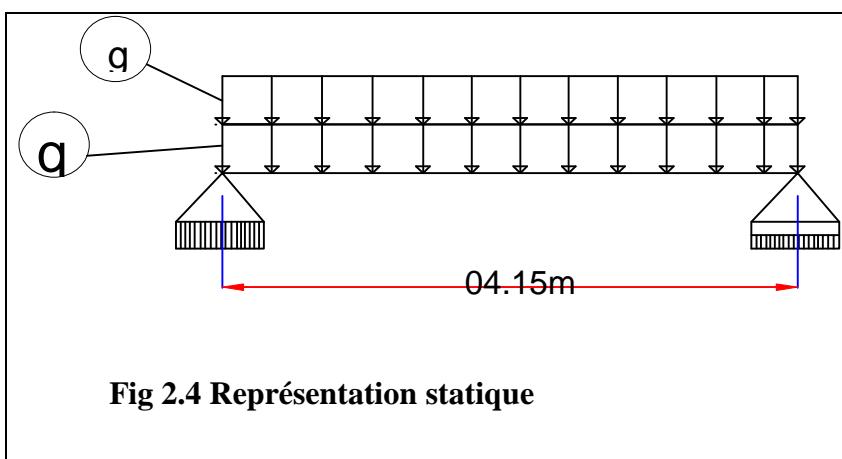


Fig 2.4 Représentation statique

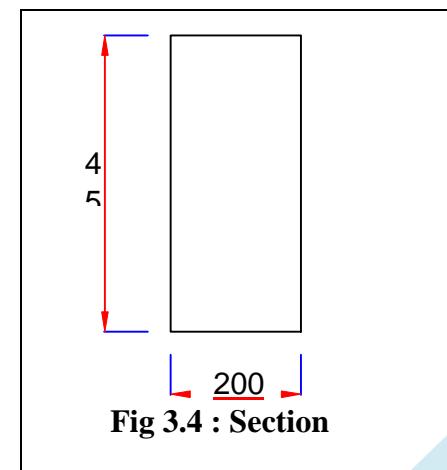


Fig 3.4 : Section

L'étude consiste à trouver le ferraillage de la poutre. Pour ce fait, nous déterminerons la section d'acier (longitudinale et transversale) d'une poutre isostatique de la chambre 1 du RDC. Notre choix se pose sur cette poutre car elle est la plus chargée et nous uniformisons pour toutes les poutres. Ainsi, une évaluation normalisée des charges qui lui sont appliquée reste primordiale. En principe, pour le cas de notre bâtiment les poutres sont hyperstatiques et continues. Mais comme nous n'avons pas encore fait en 2eme année les calculs des poutres hyperstatiques, nous avons considéré ces poutres isostatiques pour un cadre académique.

2.1. Armature longitudinal

2.1.1 Descente des charges sur la poutre

La charge du plancher sur la poutre est trapézoïdale. Mais pour notre cas nous avons considérons la section rectangulaire car c'est plus facile et cela n'a pas une grande différence.

➤ Charge d'exploitation :

$$\text{Blancher RDC: } 2.5\text{KN/m}^2 \times 1.7\text{m} = 4.25\text{KN/m} \quad q = 4.25 \text{ KN/m}$$

➤ Charge permanent :

$$\text{Mur R+1: } g_1 = 2.46\text{KN/m}^2 \times 2.77\text{m} = 6.81\text{KN/m}$$

$$\text{Blancher RDC: } g_2 = 4.24\text{KN/m}^2 \times 1.7\text{m} = 7.208\text{KN/m}$$

$$\text{Poids propre de la poutre RDC : } g_3 = 11.25\text{KN/m}^2 \times 0.2\text{m} = 2.25\text{KN/m}$$

$$g = 16.26 \text{ KN/m.}$$

1.1.1 Calcul de section d'armature

Connaissant une section de 20×45, la limite d'élasticité de l'acier est de 400Mpa, la résistance caractéristique à la compression du béton à 28jr est de 25MPa.

a. Calcul de moment ultime Mu

$$Mu = 1.35 \times Mg + 1.50 \times Mq \quad \text{avec } Mg = \frac{q \times l^2}{8} \quad \text{et } Mq = \frac{g \times l^2}{8}$$

$$\text{AN : } Mu = 1.35 \times \frac{4.25 \times 4.15^2}{8} + 1.50 \times \frac{16.26 \times 4.15^2}{8} \quad \boxed{Mu = 60.98 \text{KN.m}}$$

b. Calcul de coefficient de frottement

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 f_{b u}} \quad \text{avec } d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.45 = 0.405 \text{m} \quad \boxed{d = 0.405 \text{m}}$$

$$\text{AN : } \mu = \frac{60.98 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.405^2 \times 14.17}$$

$$\mu = 0.131$$

$\mu = 0.131 \leq \mu_l(0.231)$ alors $A_s = 0$ c'est-à-dire pas de présence d'armature comprimée, le béton s'auto suffit.

c. Calcul de coefficient sans dimension α

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] \quad \text{AN : } \alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.131}] = 0.176$$

$$\alpha = 0.176$$

d. Calcul de section ultime A_{su} .

$$A_{su} = \frac{0.8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bu}}{\sigma_s}$$

$$A_{su} = \frac{0.8 \times 0.176 \times 0.20 \times 0.405 \times 14.17}{348} = 0.000464 \text{ m}^2 \quad A_{su} = 0.000464 \text{ m}^2 \text{ soit } 4.6 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad \text{AN : } A_{min} = \frac{0.23 \times 0.20 \times 0.405 \times 2.1}{400} = 0.0000978 \text{ m}^2 \quad A_{min} = 0.97 \text{ cm}^2$$

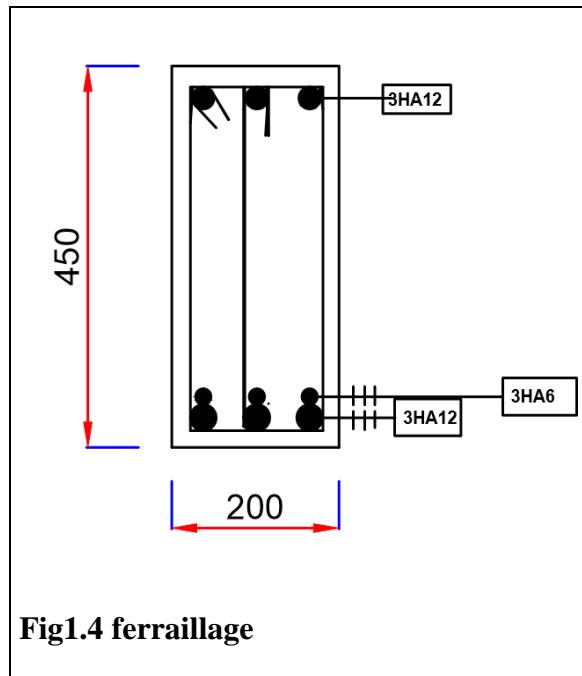
$$A_{su} \geq A_{min}$$

Condition vérifiée

e. Choix des armatures et plan de ferraillage :

Possibilités : **4HA12+2HA6 (5.09cm²) et 3HA12+3HA8 (4.90cm²).** On retient le second.

Plan de ferraillage



Pour les armatures de répartition on a choisi 4HA8

2.1.2 Armatures transversal.

D'après le pré dimensionnement on a $h = 45\text{cm}$, $b = 20$, $d = 0.9 \times 45 = 405\text{mm}$. On prend la résistance de la traction 2.1MPa . Le ferraillage des armatures longitudinales a donné un diamètre de 12mm .

⊕ Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} \quad \text{AN : } V_u = \frac{4.15 \times (1.35 \times 16.26 + 1.5 \times 4.25)}{2} = 58.77\text{KN.}$$

$V_u = 58.77\text{KN.}$

⊕ Choix : $\varphi t = \frac{\varphi l}{3} = 12/3 = 4\text{mm}$. On retient 6mm .

⊕ Calcul de l'armature transversal A_t : $A_t = \pi r^2 = \pi 6^2 / 4 = 28.27\text{mm}^2 = 0.2827\text{cm}^2$

$$\mathbf{A_t = 0.28\text{cm}^2.}$$

⊕ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau(\text{max}) = \frac{V_u}{b \cdot d} < \tau_u(\text{lim})$$

$$\tau(\max) = \frac{58.77}{0.2 \times 0.405} = \frac{58.77 \times 1000}{200 \times 405} = 0.725 \text{ MPa.}$$

$$\tau(\max) = 0.73 \text{ MPa}$$

Calcul de $\tau_u(\text{lim})$:

$$\tau_u(\text{lim}) = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5) = \min(0.2 \times 25/1.5, 5) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau(\max) = 0.73 \text{ MPa} < \tau_u(\text{lim}) = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

⊕ Calcul de l'écartement max St:

$$St_{\max} = \min(0.9d, 0.40m) = \min(0.9 \times 0.405, 0.40m) = (0.36 ; 0.40) = 0.36 \text{ m soit } 36 \text{ cm.}$$

$$St_{\max} = 36 \text{ cm}$$

⊕ Vérification de l'écartement:

$$St_{\max} \geq St \text{ avec } St = \frac{0.9 \times At \times f_e}{(b \times 1.5 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28}))}$$

$$St = \frac{0.9 \times 0.28 \times 400}{(20 \times 1.5 \times (3.33 - 0.3 \times 2.1))} \quad St = 1.25 \text{ cm}$$

$$36 \geq 1.25$$

$$St_{\max} = 36 \geq St = 1.25 \quad \text{condition vérifiée.}$$

⊕ Vérification de diamètre transversal :

$$\varphi = \min(h/35 ; b/10 ; \varphi l) = \min(450/35 ; 200/10 ; 12) = (1.8 ; 20 ; 12) = 12 \text{ mm}$$

$$\varphi_{\max} = 12 \text{ mm}$$

$$\varphi_{\max} > \varphi_t \quad \text{condition vérifiée.}$$

Voir la disposition en annexe

CHAPITRE5 : LE METRE

Introduction :

Le métré a pour but l'évaluation des ouvrages en partant de leur mesurage. C'est la détermination des quantités des matériaux réellement exécutés.

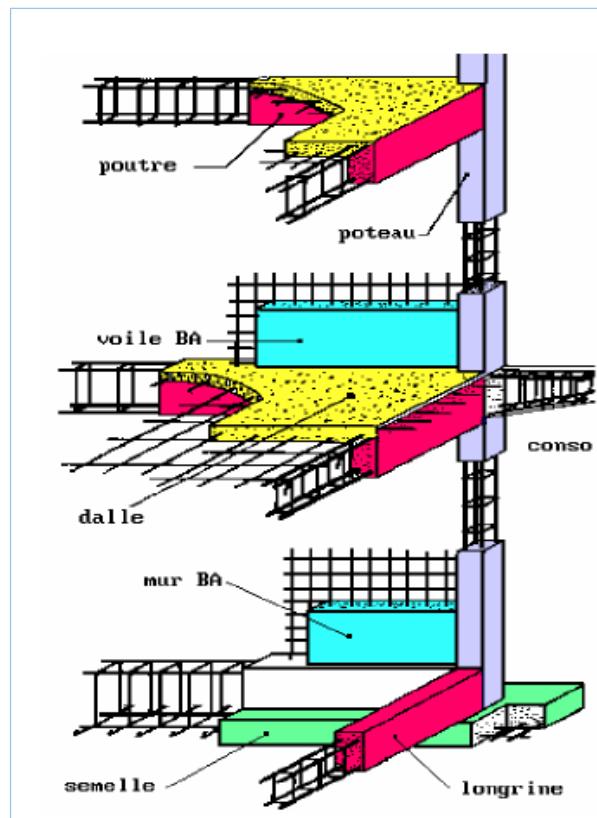
C'est à la fois une science, une technique et un art : Une science par l'application des calculs, des lois de mathématique de base ; Une technique par la connaissance des matériels et matériaux ; Un art par la faculté d'observation ; de déduction nécessaire au choix des quantités à établir.

Il constitue une comptabilité particulière, à la fois matière et argent permettant l'estimation préalable, la conduite de l'exécution et la facturation des travaux.

SECTION1 : LE BETON ARME

Généralité :

Le béton armé est l'un des matériaux le plus important dans la construction, il correspond à un mélange judicieux de matériaux aux caractéristiques complémentaires le plus utilisé de nos jours à cause de : **L'acier**, pour sa capacité à résister aux contraintes de traction et le **béton** pour sa capacité à résister à la compression.



LE BETON

Le béton est quant à lui un mélange intelligent de granulats, de ciments et d'eau. On donnera le calcul en m^3 pour tout le long du bâtiment.

⇒ LE RDC

Les données du bâtiment pour le RDC :

- Vue en plan RDC
- Le plan de fondation

Le calcul de volume de RDC du bâtiment prend en compte les éléments suivants : le béton de propreté, les semelles, les poteaux amorces, les élévations, les dalles soles, le chainage, les longrines, et les poutres.

➤ Béton de propreté :

Le BP est la somme algébrique des volumes de béton de chaque semelle : $BP = BP1 + BP2 + BP3$. Cette volume est généralement notée par $V = L \times l \times h$ avec L =Longueur, l =largeur, h =hauteur ou épaisseur et s'exprime en m^3 ou cm^3 . Les données du bâtiment étant inscrit en annexe, le calcul se fait comme suit :

$$BP1 = 1.80 \times 1.80 \times 0.05 = 0.162 \times 16 = 2.592 m^3$$

$$BP2 = 1.80 \times 2.10 \times 0.05 = 0.189 \times 6 = 1.134 m^3$$

$$BP3 = 1.50 \times 1.50 \times 0.05 = 0.1125 \times 2 = 0.225 m^3.$$

$$BP = 2.592 m^3 + 1.134 m^3 + 0.225 m^3$$

$$\boxed{BP = 3.951 m^3}$$

➤ Semelles

De la même manière se fait le calcul de volume des semelles connaissant les nombres de semelle du bâtiment (S_1 , S_2 , S_3), la longueur et largeur de chaque semelle puis sa hauteur ou épaisseur.

On a:

$$S_1 = 1.50 \times 1.50 \times 0.5 = 1.125 \times 16 = 18 m^3$$

$$S = 18 m^3 + 1.69 m^3 + 9 m^3 = 28.69 m^3$$

$$S_2 = 1.30 \times 1.30 \times 0.5 \times 2 = 1.69 m^3$$

$$\boxed{S = 28.69 m^3}$$

$$S_3 = 1.50 \times 2 \times 0.5 = 1.50 \times 6 = 9 m^3$$

➤ Poteau amorce

Les dimensions étant de 20cm×20cm pour les poteaux d'angle et de rive mais 20*30 pour les poteaux centraux, l'épaisseur est donc pour centrer le poteau $e = 5 - (2 \times 1.3)$ $e = 5 - 2.6 = 2.4 m$.

Soit p_1 , p_2 et p_3 les poteaux respectives d'angle, de rive et central

Semelle 1 : $p_1 = 0.2 \times 0.2 \times 2.4 \times 5 = 0.48$

$$P_2 = 0.2 \times 0.2 \times 2.4 \times 5 = 0.48$$

$$P(S1) = 1.824 \text{ m}^3$$

$$P_3 = 0.2 \times 0.3 \times 2.4 \times 6 = 0.864$$

Semelle 2 : $P_1 = 0.2 \times 0.2 \times 2.4 \times 3 = 0.288$

$$P_2 = 0.2 \times 0.2 \times 2.4 \times 3 = 0.288$$

$$P(S2) = 0.576 \text{ m}^3$$

Semelle 3 : $P = 0.2 \times 0.2 \times 2.4 \times 1 = 0.096$

$$P = 0.2 \times 0.3 \times 2.4 \times 1 = 0.096$$

$$P(S3) = 0.192 \text{ m}^3$$

$$\boxed{\mathbf{P = 2.588 \text{ m}^3}}$$

➤ Poteau en élévation

L'élévation est de 3m avec les dimensions 20cm×20cm pour les poteaux angle et de rive et 20×30cm pour les poteaux centraux.

Le volume est donc de :

$$\text{poteaux d'angle et de rive} = 0.20 \text{ m} \times 0.20 \text{ m} \times 3 \text{ m} = 0.12 \text{ m}^3 \times (10+6+1) = 2.04 \text{ m}^3$$

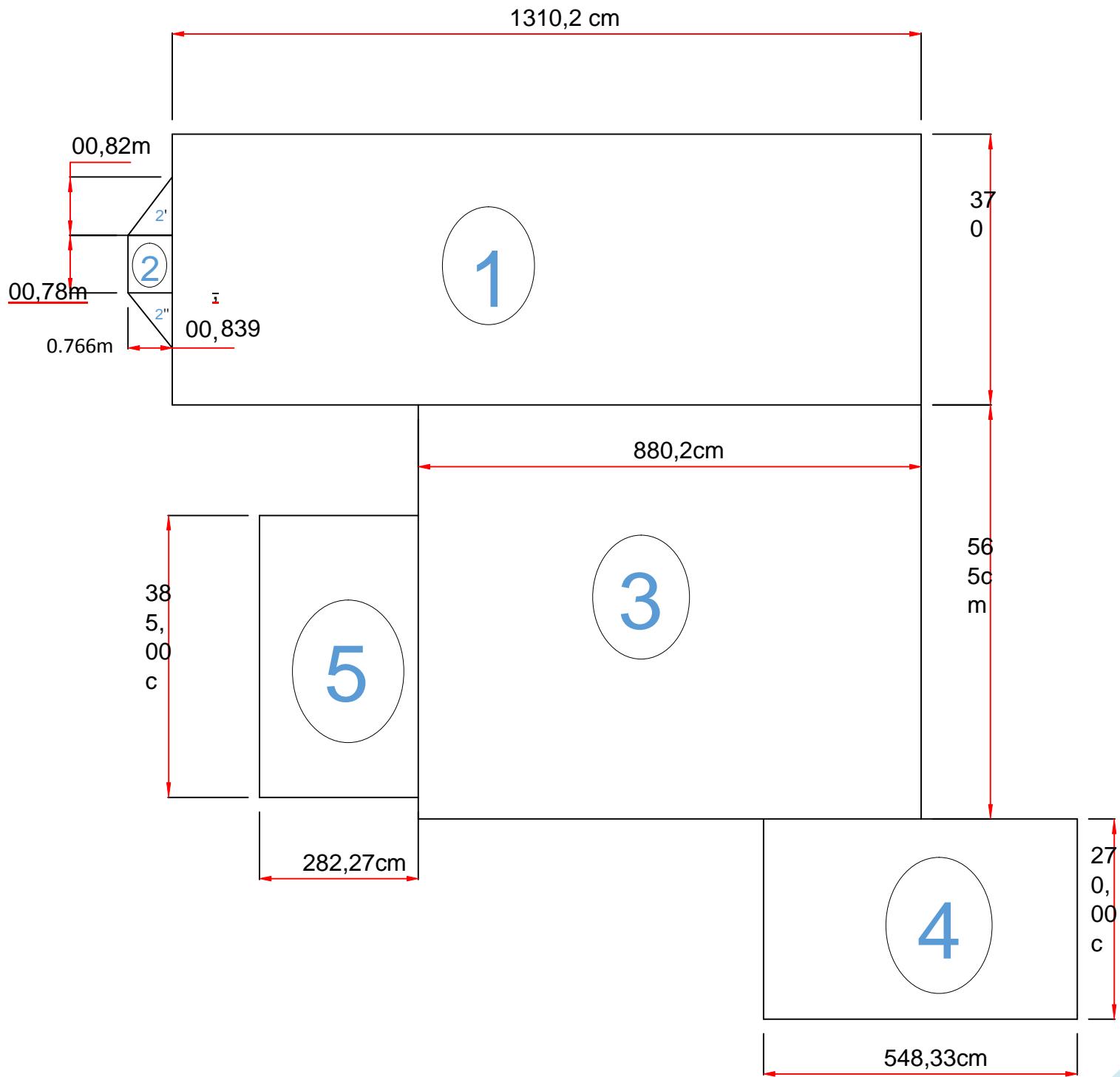
$$\text{Poteaux centraux} = 0.20 \text{ m} \times 0.30 \text{ m} \times (7) = 1.26$$

$$\text{Alors } \boxed{P_e = 3.3 \text{ m}^3}.$$

➤ Les formes dallage

L'épaisseur de la dalle sol choisi pour le bâtiment est de 10cm, valeur standard respectant les normes d'une construction. Il est ici question de calculer la surface totale de la dalle sol du RDC du bâtiment. Ainsi considérons la vue en surface de la dalle du bâtiment ci-dessous :

VUE ET COTATION DE SURFACE DU RDC DU BATIMENT





La surface de chaque élément est donnée par la formule $S = L \times l$.

On considère l'élément :

$$1 \quad S = 13.102 \times 3.7 = 48.477 \text{m} \text{ alors } \mathbf{S1 = 48.477 \text{m}^2}$$

$$2 \quad S = 0.839 \times 0.780 = 0.654 \text{m} \text{ alors } \mathbf{S2 = 0.654 \text{m}^2}$$

$$2' \quad \text{La surface de L'élément 2' étant triangulaire alors } S = b \times h / 2$$

$$S = 0.828 \times 0.839 / 2 = 0.694 / 2 = 0.347 \text{m} \text{ alors } \mathbf{S2' = 0.347 \text{m}^2}$$

$$2'' \text{ même procédure que } 2': S = b \times h / 2 = 0.766 \times 0.839 / 2 = 0.642 / 2 = 0.321 \text{ alors } \mathbf{S2'' = 0.321 \text{m}^2}$$

$$3 \quad S = 8.802 \times 5.65 = 49.731 \text{m} \text{ alors } \mathbf{S3 = 49.731 \text{m}^2}$$

$$4 \quad S = 5.483 \times 2.7 = 14.804 \text{m} \text{ alors } \mathbf{S4 = 14.804 \text{m}^2}$$

$$5 \quad S = 3.85 \times 2.827 = 10.883 \text{m} \text{ alors } \mathbf{S5 = 10.883 \text{m}^2}$$

La surface totale est donc $S = 48.477 + 0.654 + 0.347 + 0.321 + 49.731 + 14.804 + 10.883 = 125.217$

Alors $\mathbf{S = 125.217 \text{m}^2}$. On prend $\mathbf{125.50 \text{m}^2}$

Le volume de la dalle sol du RDC est donc $V = 125.50 \times 0.10 = \mathbf{12.55 \text{m}^3}$

D'où $\mathbf{V_{DS} = 12.55 \text{m}^3}$

➤ Chainage

L'épaisseur et la largeur du chainage étant 20cm. Calculons la longueur :

Considérons le plan de fondation inscrit en annexe:

- Coupe longitudinale : file A(**13.102m**) + file F(**13.102m**) + file D(**2.88m**) + file(3-4)(**2×2.827m**) + file(6-8)(**4.15m**) + file J(**9.983m**) + file K(**3.85m**)
 $L_1 = 49.841 \text{m.}$

- Coupe transversale : file (G-I)(3.85m), 2file (A-J)(18.70m), 2file (A-K)(24.10m), file (A-F)(3.70m), file (F-H)(4.2m), file(A-B)(0.570m) ,file(0.608m) file(C-D)(0.780m)

Débordement : Appliquons le théorème de Pythagore pour déterminer les longueurs de chainage débordé dans les files (B-C) et (D-E)

On a $L_{d1}^2 = 0.839^2 + 0.822^2 \Rightarrow L_{d1} = \sqrt{1.38} = 1.175$ alors $L_{d1} = 1.175\text{m}$

$L_{d2}^2 = 0.766^2 + 0.839^2 \Rightarrow L_{d2} = \sqrt{1.30} = 1.140$ alors $L_{d2} = 1.140\text{m}$

La longueur débordée est $L_d = 2.315\text{m}$

L_t=61.82m.

La longueur totale du chainage est donc : **L= 111.664** mon prend **112m.**

Le volume de chainage est donc $0.2 \times 0.2 \times 112 = 4.48\text{m}^3$

$$V_c = 4.48\text{m}^3$$

➤ Longrine

L'épaisseur et la largeur de la longrine étant respectivement 35cm et 20cm. La longueur est équivalente à celle du chainage (112 m). Le volume est donc $0.20\text{m} \times 0.35\text{m} \times 112\text{m} = 7.84\text{m}^3$

$$V_l = 7.84 \text{ m}^3.$$

➤ Poutre

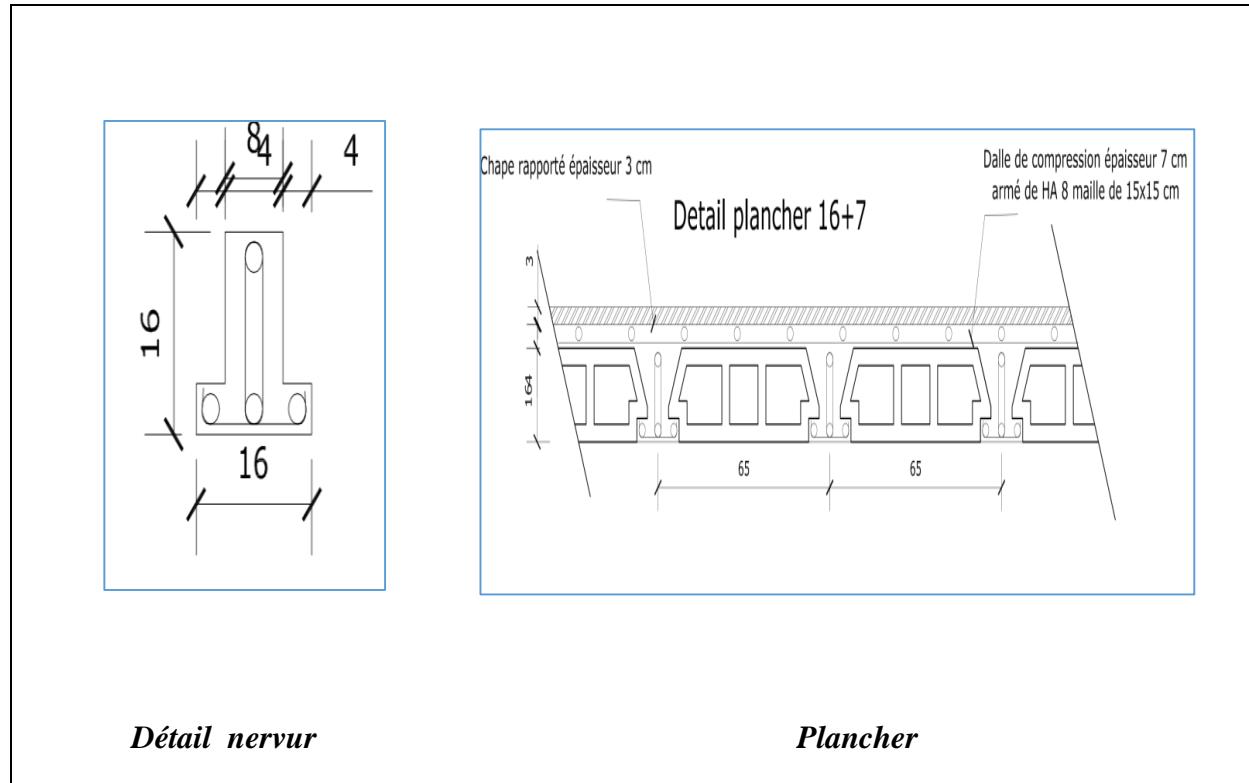
L'épaisseur et la largeur de la poutre étant respectivement de 45cm et 20cm. La longueur est équivalente à celle du chainage (112 m). Le volume est donc $0.20\text{m} \times 0.45\text{m} \times 112\text{m} = 10.08\text{m}^3$ **V_p = 10.08 m³.**

Niveau 1.

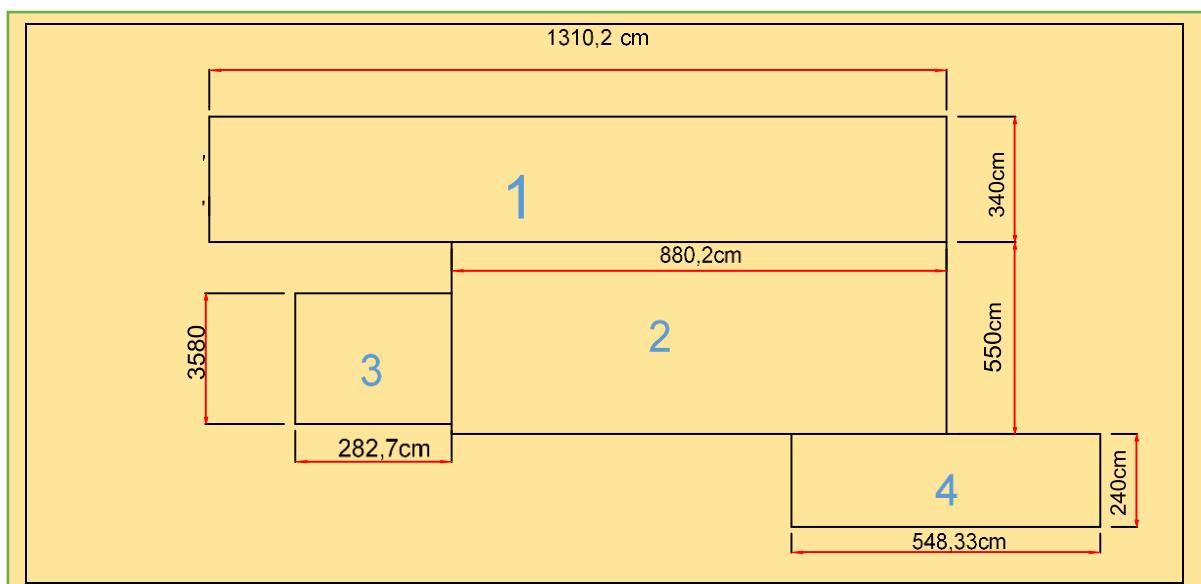
⇒ **R+1**

➤ Dalle

- Dalle de compression : $V = S \times e = 125.50 \times 0.07 = 8.785\text{m}^2$
- Nervure : **V = $\sum_i^n [a \times b \times (l + 0.1) \times n]$** avec n le nombre de nervure



Détermination de nombre de nervure. Structurons en quatre parties les cotes de la dalle entière du bâtiment pour la disposition des nervures. Ces nervures se placent transversalement suivant la ligne de la grande longueur.



Elément 1 : **nombre de nervure n** = $\frac{\text{Longeur du cote}}{\text{L'entreaxe nervure}} + 1$ $n = \frac{13.102m}{0.65m} = 20.15$ on prend **n=21**

Elément 2 : $n = \frac{8.802m}{0.65m} = 13.54$ On prend **n=14**

Elément n = $\frac{3.55m}{0.65m} = 5.46$ On prend **n = 6**

Elément 4 n = $\frac{5.483m}{0.65m} = 8.43$ On prend **n=9**

Volume de chaque pièce :

1. $V = 0.16 \times 0.16 \times (3.4+0.1) \times 21 = 1.88$
2. $V = 0.16 \times 0.16 \times (5.5+0.1) \times 14 = 2$
3. $V = 0.16 \times 0.16 \times (2.82+0.1) \times 6 = 0.44$
4. $V = 0.16 \times 0.16 \times (2.4+0.1) \times 9 = 0.57$

Le volume nervure entier de la dalle est donc de **5.053m²** et

Le volume total de la dalle serait $V_d = 5.053 + 8.78 = 13.183m^2$ **Vd = 13.83m²**

➤ Poutre

La longueur totale du poteau se calcule de la même manière que celui calculé au niveau chainage mais en considérant la vue de surface de R+1 en annexe.

$$L = 13.102 \times 2 + 5.1 + 4.24 + 2.9 + 15.78 + (9.353 + 2.7) \times 2 + 5.8 + 5.8 + 3.7 \times 5 + 3.85 = 112.32m$$

$$V = 0.20 \times 0.45 \times 112.32 = 10.10m^3.$$

$$\boxed{\mathbf{V=10.10m^3.}}$$

➤ Poteau élévation

L'élévation est de 3m avec les dimensions 20cm×20cm pour les poteaux angle et de rive et 20×30cm pour les poteaux centraux. Le volume est donc de : $0.20m \times 0.20m \times 3m = 0.12m^3$ $(10+6+1) = 2.04m^3$ et $0.20m \times 0.30m \times (6+0+1) = 1.26$ alors **P_e = 3.3m³**.

➤ Chainage

L'épaisseur et la hauteur est de 20, la longueur étant équivalente à celle du poteau élévation alors $V_c = 0.20 \times 0.20 \times 112.32 = 4.5m^3$

$$\boxed{\mathbf{Vc=4.5m^3}}$$

Niveau 2.

⇒ **R+2**

➤ Dalle

- Dalle de compression : $V = S \times e = 125.50 \times 0.07 = 8.785 \text{m}^2$
- Nervure : $V = \sum_i^n [a \times b \times (l + 0.1) \times n]$ avec n le nombre de nervure

Le nombre de nervure et les dimensions étant la même que celui de R+1 vu la compatibilité de ces deux niveaux. Le volume total de la dalle R+2 serai $V_d = 5.053 + 8.78 = 13.183 \text{m}^2$

$$V_d = 13.183 \text{m}^2$$

➤ Poutre

La longueur totale du poteau se calcul de la même manière que celui calculer au niveau chainage mais en considérant la vue de surface de R+1 en annexe. Tout calcul fait $L=120 \text{m}$.

$$V = 0.20 \times 0.45 \times 112.32$$

$$V = 10.8 \text{m}^3.$$

➤ Poteau élévation

L'élévation est de 3m avec les dimensions $20 \text{cm} \times 20 \text{cm}$ pour les poteaux angle et de rive et $20 \times 30 \text{cm}$ pour les poteaux centraux. Le volume est donc de : $0.20 \text{m} \times 0.20 \text{m} \times 3 \text{m} = 0.12 \text{m}^3$ ($10+6+1$) = 2.04m^3 et $0.20 \text{m} \times 0.30 \text{m} \times (6+0+1) = 1.26$ alors

$$P_e = 3.3 \text{m}^3.$$

➤ Chainage

L'épaisseur et la hauteur est de 20, la longueur étant équivalent que celle du poteau élévation alors $V_c = 0.20 \times 0.20 \times 120 = 4.8 \text{m}^3$

$$V_c = 4.8 \text{m}^3$$

Niveau 3

⇒ **R+3**

➤ Dalle

- Dalle de compression : $V = S \times e = 125.50 \times 0.07 = 8.785 \text{m}^2$
- Nervure : $V = \sum_i^n [a \times b \times (l + 0.1) \times n]$ avec n le nombre de nervure

Le nombre de nervure et les dimensions étant la même que celui de R+2 vu la compatibilité de ces deux niveaux. Le volume total de la dalle R+2 sera $V_d = 5.053 + 8.78 = 13.183 \text{m}^2$

$$V_d = 13.83 \text{m}^2$$

➤ Poutre

La longueur totale du poteau se calcul de la même manière que celui calculer au niveau chainage mais en considérant la vue de surface de R+1 en annexe. Tout calcul fait $L=120\text{m}$. $V = 0.20 \times 0.45 \times 112.32$ $V=10.8 \text{m}^3$.

➤ Poteau élévation

Même dimension : $0.20\text{m} \times 0.20\text{m} \times 3\text{m} = 0.12 \text{m}^3$ $(10+6+1) = 2.04 \text{m}^3$ et $0.20\text{m} \times 0.30\text{m} \times (6+0+1) = 1.26$ alors $P_e = 3.3 \text{m}^3$.

➤ Chainage

L'épaisseur et la hauteur est de 20, la longueur étant équivalent que celle du poteau élévation alors $V_c = 0.20 \times 0.20 \times 120 = 4.8 \text{m}^3$ $V_c=4.8 \text{m}^3$

Remarque : Il ressort de ces calculs que le niveau R+2 et R+3 du bâtiment ont quasiment une même dimension vu la ressemblance et la compatibilité dans le plan et le dimensionnement.

TABEAUX RECAPITULATIF

RDC	
Structure	Volumes (m^3)

Béton de propriété	3.951
semelles	28,69
Poteau amorce	2,592
Dalle sol	3,300
Poteau élévation	12,550
Chainage	4,480
Longrine	7,840
Poutre	10,080
R+1	
Dalle R+1	13,838
Poteau élévation	12.550
Poutre	10,109
Chainage	4,4928
R+2	
Dalle R+2	13,838
Poteau élévation	12.55
Poutre	10,800
Chainage	4,800
R+3	
Dalle R+2	13,838
Poteau élévation	12.550
Poutre	10,800
Chainage	4,800

SECTION2 : LE DOSAGE

1) Béton de propreté dosé à 150Kg par m^3

Pour 1 m^3 de béton il faut :

- ✓ 150kg/ m^3 de ciment soit 3 paquets
- ✓ 800l de gravier soit 0.8 m^3 = 16brouettes
- ✓ 400l de sable soit 0.4 m^3 = 8 brouettes.

NB : 1 m^3 équivaut à 20 brouettes au total. 1 brouette=50l

2) Chainage et longrine dosé à 200Kg par m^3

Pour 1 m^3 de béton il faut :

- ✓ 200kg/ m^3 de ciment soit 4 paquets
- ✓ 800l de gravier soit 0.8 m^3 = 16brouettes
- ✓ 400l de sable soit 0.4 m^3 = 8 brouettes.

3) Dalle, poteau, poutre, semelle dosé à 350Kg par m^3

Pour 1 m^3 de béton il faut :

- ✓ 3500kg/ m^3 de ciment soit 7 paquets
- ✓ 800l de gravier soit 0.8 m^3 = 16brouettes
- ✓ 400l de sable soit 0.4 m^3 = 8 brouettes

Application :

Déterminons le dosage de en béton du bâtiment :

Il s'agit de trouver le volume de ciment équivalent aux sacs correspondant, le volume de sable et de gravier pour chaque niveau (RDC, R+1, R+2, R+3).

NB : Le volume de l'eau sera ignoré vue sa négligence sur le chantier.

APPLICATION : Exemple d'exécution

➤ Béton de propreté

Ciment : 1 m^3 → 3sac => Gravier : 1 m^3 → 0.8 m^3 Sable: 1 m^3 → 0.4 m^3 => $\chi = 0.4 \times 3.99$

3.99 m^3 → $\chi (m^3)$

3.99 m^3 → $\chi (sac)$

3.99 m^3 → $\chi (m^3)$

$\chi = 3 \times 3.99$ $\chi = 3.16m^3$

$\chi = 0.8 \times 3.99$ $\chi = 12sacs$

$\chi = 1.58m^3$

De la même manière on procèdera pour le calcul dans chaque niveau dans un tableau mieux élucidé

RDC											
	Béton de propreté			Chainage et longrine			Dalle, poteau, poutre, semelle			TOTAL	
	Vlm/m ³	volume	vlm réelle	Vlm/m ³	volume	Vlm réelle	Vlm/m ³	volme	vlm réelle	Réelle	Exacte
CIMENT (sac)	3	3.996	11.988	4	123,2	49.28	7	57,21	400,48	461,74	462
GRAVIER (m)	0,8	3.996	3.1968	0,8	123,2	98,56	0,8	57,21	45,70	147,45	147,45
SABLE (m ³)	0,4	3.996	1.5984	0,4	123,2	49,28	0,4	57,21	22,88	73,75	73,75
TOTAL (m ³)			16.783			64,064			469,13		

R+1								
	Dalle, Poteau, Poutre				Chainage		TOTAL	
	Nbre sacs	volumes	volume réelle	Nbre sacs	volumes	volume réelle	Reelle	Exacte
CIMENT(sac)	7	29,68	207,76	4	4,493	17,971	225,72	226
GRAVIERm	0,8	29,68	23,744	0,8	4,493	3,594	27,33	27,33
SABLE(m3)	0,4	29,68	11,872	0,4	4,493	1,797	13,66	13,66
TOTAL(m3)			255,24			21,565		

	Dalle, Poteau, Poutre			Chainage			TOTAL	
	Nbre sacs	volumes	volume réelle	Nbre sacs	volumes	volume réelle	Réelle	Exacte
CIMENT(sac)	7	27,938	195,566	4	4,8	19,2	214,766	215
GRAVIERm	0,8	27,938	22,350	0,8	4,8	3,84	26,19	26,19
SABLE(m3)	0,4	27,938	11,175	0,4	4,8	1,92	13,095	13,095
TOTAL(m3)			229,08			24,96		

R+3								
	Dalle, Poteau, Poutre			Chainage			TOTAL	
	Nbre sacs	volumes	vlume réelle	Nbre sacs	volumes	vlume réelle	Réelle	Exacte
CIMENT(sac)	7	27,938	195,566	4	4,8	19,2	214,766	215
GRAVIERm	0,8	27,938	22,350	0,8	4,8	3,84	26,19	26,19
SABLE(m3)	0,4	27,938	11,175	0,4	4,8	1,92	13,095	13,095
TOTAL(m3)			229,08			24,96		

Résumé : Le volume réel se stipule donc comme suit :

- ⇒ Ciment : $C = C_{rdc} + C_{r+1} + C_{r+2} + C_{r+3} = 462 + 226 + 215 + 215 = 1118$ sacs
- ⇒ Gravier : $V = V_{rdc} + V_{r+1} + V_{r+2} + V_{r+3} = 87.59 + 27.33 + 26.19 + 26.19 = 167.3$ m³
- ⇒ Sable : $V = V_{rdc} + V_{r+1} + V_{r+2} + V_{r+3} = 43.79 + 13.66 + 13.095 + 13.095 = 83.64$ m³

Soit 1673 brouettes de sable et 3346 brouettes de graviers

La Perte

Pour un coefficient de sécurité il est nécessaire d'effectuer une majoration de volume du béton soit à 10 ou 15%. C'est en effet une majoration du aux pertes soit dans la construction, le transport ou d'autre obstacle indirecte non prévu.

Majoration à 10%

MAJORATION A 10% de perte				
	Volm réelle	% majoré	Vlm a 10%	Vlm majoré
NOMBRE DE SAC DE CIMENT	1118	1,1	1229.8	1230
VOLUME DE GRAVIER	167.3	1,1	184.03	184.03
VOLUME DE SABLE	83.64	1,1	92.00	92.00

Ainsi donc pour les quatre niveaux il faut :

- ✓ 1230 sacs de ciment
- ✓ 184.03m³ de gravier soit 3681brouettes
- ✓ 90m³ de sable soit 1840brouettes

SECTION3 : LA MACONNERIE

Définition :

Par définition, la maçonnerie est un composé de briques de terre cuite ou d'agglomérés liés entre eux par un mortier et qui se comportent comme un tout.

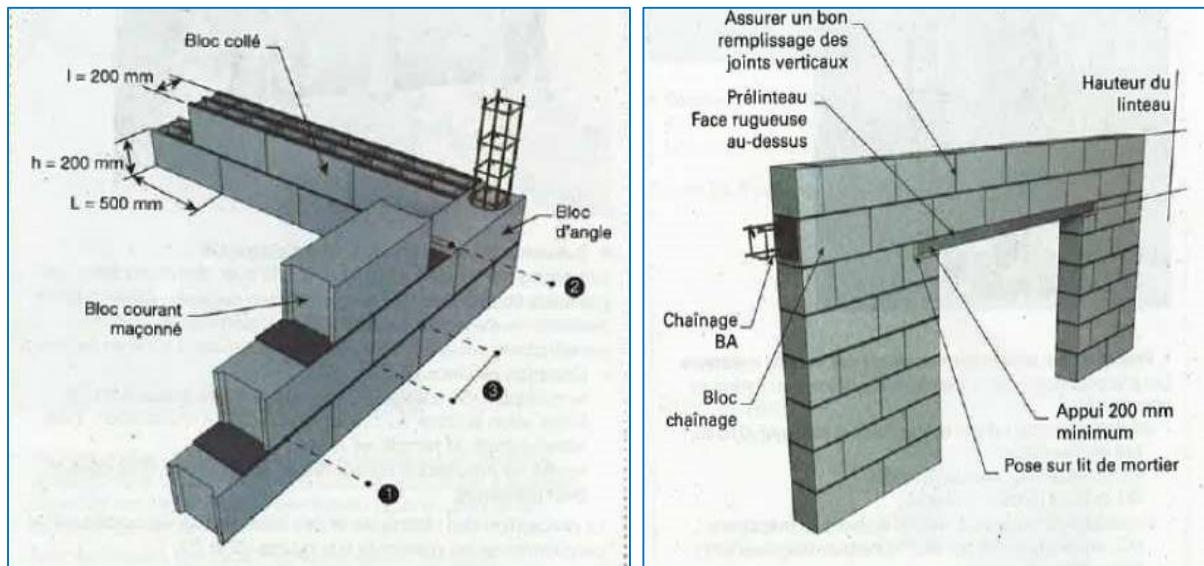
Objectif

L'objectif est de connaitre le nombre de briques à prendre en compte pour les murs du bâtiment et faire le calcul complet de volume de joint c'est-à-dire sable, ciment, eau ou mortier tout court.

Du bas vers le 4eme niveau du bâtiment nous avons premièrement :

- ✓ Le mur de soubassement, en suite
- ✓ Le mur élévation et en fin
- ✓ Les murs acrotères.

La brique utilisé pour l'étude est le brique parpaing de 20×40.



Règle de l'art de montage de murs de soubassement et exemple de la mise en œuvre de mur élévation.

NB : Pour le soubassement, on négligera le calcul de joint de remplissage dans les blocs.

I. Briques

1. Mur de soubassement

Le nombre de brique se détermine par le rapport de surface total de murs par la surface d'une brique.

Calcul :

- la surface du parpaing est : $S = L \times h = 0.20 \times 0.40 = 0.08 \text{m}^2$.
- Surface du mur : $S = L \times h$. La longueur étant celle déterminer précédemment pour le RDC : $L = 112 \text{m}$, la hauteur est de 60cm . $S = 112 \times 0.60 = 67.20 \text{m}^2$

$$n = 67.20 / 0.08 = \mathbf{840 \text{ briques.}}$$

2. Mur élévation

Pour l'élévation, on considère d'abord la surface totale de brique et la surface total totales baie et ouverture

⇒ **Le RDC**

- Elévation :

La longueur étant invariante, la hauteur d'élévation est de 3m . $S = 112 \times 3 = 336 \text{m}^2$

$$\Rightarrow \mathbf{S = 336 \text{m}^2}$$

$$N_1 = 336 / 0.08 = \mathbf{4200 \text{ briques.}}$$

- Baies :

Le plan de RDC indique qu'on y trouve 4 portes puis 8 fenêtres chambre, 2 portes à deux battants, 3 portes douche puis 3 fenêtres, et deux fenêtres décoratives (voir vu en plan de RDC dans l'annexe).

Porte chambre à unique battant : $4 \times 0.90 \times 2.10 = 7.56 \text{m}^2$

Porte chambre à deux battants : $2 \times 1.20 \times 2.10 = 5.04 \text{m}^2$

Douche de chambre : $1.2 \times 1.2 \times 8 = 11.52 \text{m}^2$

Fenêtre douche : $3 \times 0.9 \times 0.9 = 2.43 \text{m}^2$

Fenêtre débordée : $2 \times 0.9 \times 0.9 = 1.62 \text{m}^2$

Surface total **33.21m²**

$$N_2 = 33.21 / 0.08 = 416 \text{ briques}$$

Le nombre total de brique est $N_{RDC} = N_1 - N_2 = 4200 - 416 = 3784$ briques **$N_{RDC} = 3784$ briques.**

⇒ **R+1**

- Elévation :

La longueur de R+1 est $L = 112.32\text{m}$ la hauteur d'élévation est de 3m. $S = 112.32 \times 3 = 336.96\text{m}^2$

$$\Rightarrow S = 336.96\text{m}^2$$

$$N_1 = 336.96 / 0.08 = \mathbf{4212 \text{ briques.}}$$

- Baies :

Le plan de R+1 indique qu'on y trouve 6porte puis 9fenetre chambre de même dimension, 3portes à deux battants, 3 portes douches puis 4fenetres, (voir vu en plan de R+1 dans l'annexe).

$$\text{Porte chambre a unique battant : } 6 \times 0.90 \times 2.10 = 11.34\text{m}^2$$

$$\text{Porte chambre a deux battants : } 3 \times 1.20 \times 2.10 = 5.04\text{m}^2$$

$$\text{Porte douche : } 3 \times 0.8 \times 2.10 = 5.04\text{m}^2$$

$$\text{Fenêtre douche : } 4 \times 0.9 \times 0.9 = 12.96\text{m}^2$$

$$\text{Fenêtre chambre : } 9 \times 1.20 \times 1.20 = 12.96$$

$$\text{Surface de } 40.14\text{m}^2$$

$$N_2 = 40.14 / 0.08 = \mathbf{502 \text{ briques}}$$

Le nombre total de brique est $N = N_1 - N_2 = 4212 - 502 = 3710$ briques **$N_{R+1} = 3710$ briques.**

⇒ **R+2**

- Elévation :

La longueur de R+2 d'après le plan est de $L = 120\text{m}$ la hauteur d'élévation est de 3m.

$$S = 120 \times 3 = 360\text{m}^2 \Rightarrow S = 360\text{m}^2$$

$$N_1 = 360 / 0.08 = \mathbf{4500 \text{ briques.}}$$

- Baies :

Le plan de R+2 indique qu'on y trouve 6 portes puis 10 fenêtres chambre de même dimension, 3 portes à deux battants, 3 portes douchent puis 4 fenêtres (voir vu en plan de R+1 dans l'annexe).

Porte chambre à unique battant : $6 \times 0.90 \times 2.10 = 11.34 \text{m}^2$

Porte chambre à deux battants : $3 \times 1.20 \times 2.10 = 7.56 \text{m}^2$

Porte douche : $3 \times 0.8 \times 2.10 = 5.04 \text{m}^2$

Fenêtre douche : $4 \times 0.9 \times 0.9 = 3.24 \text{m}^2$

Fenêtre chambre : $10 \times 1.20 \times 1.20 = 14.4 \text{m}^2$

Surface de 41.58m^2

$N_2 = 41.58 / 0.08 = 520$ briques

Le nombre total de brique est $N_{R+2} = N_1 - N_2 = 4500 - 520 = 3980$ briques **$N_{R+2} = 3980$ briques.**

⇒ **$R+3$**

Comme retracé précédemment le plan R+2 et R+3 ont presque de même dimension du point de vue conception alors nous aurons approximativement de même nombre de brique : **$N_{R+2} = N_{R+3} = 3980$ briques.**

Le nombre du mur en élévation est donc **15459 briques.**

3. Mur acrotère

La longueur du mur acrotère d'après la lecture de la vue en plan de R+3 (voir annexe) est de $L = 13.103 \times 2 + 17.753 = 37.959$, sachant la hauteur (60cm) la surface sera : $S = 0.60 \times 37.95. S = 22.77 \text{m}^2$. Le nombre de brique est donc $N = 22.77 / 0.08 = 285$ briques

Conclusion : Tout compte fait, le nombre de brique total à prendre en compte pour l'exécution du bâtiment s'estime à 16584.

Avec une majoration de perte de 10%, on l'estimera approximativement à 18243 briques.

II. Joins

Comme la surface de chaque niveau du bâtiment a été déterminée précédemment, nous utiliserons ces données pour trouver également le volume du mortier à considérer pour les joints en procédant comme suit : **Surface total : Surface total = entière - baies**

	Surface		
	Surface entière en m ²	Baies en m ²	Surface total en m ²
Soubassement	67.20	0	67.20
Mur RDC	336	33.21	302.79
Mur R+1	336.96	40.14	296.82
Mur R+2	360	41.58	318.42
Mur R+3	360	41.58	318.42
Mur acrotère	222.77	0	222.77
TOTAL			1526.42

Pour le mortier, 1m² de mur nous avons 0.027m³ de mortier, équivalence de volume de mortier pour 1m². Le volume de mortier est donc $x = 0.027 \times 1526.42 = 41.21 \text{ m}^3$ alors **$V_{mortier} = 41.21 \text{ m}^3$**

Ciment :

Considérons donc le dosage précédent : 1m³----->8sacs

$$41.21 \text{ m}^3 \text{-----} > 8 \times 41.21 = 329 \text{ sacs}$$

On a donc **329sacs** de ciment pour les joints du bâtiment.

Sable :

Considérons aussi le dosage de sable : $x = 0.027 \times 1526.42 = 41.21 \text{ m}^3$ soit 330brouettes. On a donc **330brouettes** de sable pour les joints du bâtiment.

Majoration avec perte de 10%

- Ciment : $230 \times 1.1 = 253$ sacs de ciment
- Sable : $330 \times 1.1 = 363$ brouettes de sable.

SECTION4 : LES FERS

1. Semelles.

Description des données

Pos.	Armatures de la semelle	Faconnage	Pos.	Armatures de la semelle	Faconnage	Pos.	Armatures de la semelle	Faconnage
1	11 HA 14 I=204 esp 17.4 cm		1	8HA14 I=174 esp 20 cm		1	7 HA 14 I=155 esp 19 cm	
2	11 HA 14 I=204 esp 17.4 cm		2	8HA14 I=174 esp 20 cm		2	7 HA 14 I=155 esp 19 cm	
3	6 HA 14 amatures amorce poteau I=450		3	6HA14 armatures amorce poteau I=450		3	4 HA 14 armatures amorce poteau I=450	
4	Cadre HA8 I=94 esp=18 cm		4	Cadre HA8 I=98 esp=17cm		4	Cadre HA8 I=68 esp=18 cm	
5	Epingle HA8 I=32 esp=18 cm		5	Epingle HA8 I=34 esp=17cm				

Semelle 1

Semelle 2

Semelle 3

Application et calcul

Le nombre de semelle est par définition donné par : $N = L \times n \times n_o \times n_n$ en cm³

L : Longueur de la semelle

n : Nombre de fer

n_o : Nombre de fer a disposé n_n :

Nombre de semelles.

$$S3: N = 174 \times 8 \times 2 \times 16 = 44544 / 1200 = 38 \text{ HA14}$$

$$S2: N = 204 \times 11 \times 2 \times 6 = 13464 / 1200 = 12 \text{ HA14}$$

$$S1: N = 155 \times 7 \times 2 \times 02 = 4340 / 1200 = 4 \text{ HA14}$$

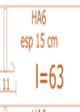
Nous avons au complet pour S1, S2, S3 respectivement 4HA14, 12HA14, et 38HA14.

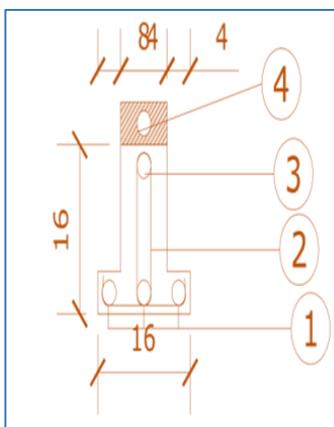
Avec une majoration de perte de 5% on aura finalement **S1 : 4HA14, S2 : 40HA14, et S3 : 13HA14.**

2. Nervures

Comme pour les semelles, le nombre de fer des nervures se détermine en tenant compte des longueurs puis des données du plan de ferraillage (voir en annexe).

Données descriptive

nervures	portée (l)	nombre	1	2	3	4
N1	430	variable	$\frac{430}{3HA12} l=490$		$\frac{390}{1HA12} l=490$	HA8 maille de 15x15 cm
N2	350	variable	$\frac{330}{3HA12} l=390$		$\frac{380}{1HA12} l=390$	HA8 maille de 15x15 cm
N3	230	variable	$\frac{230}{3HA12} l=290$		$\frac{230}{1HA12} l=290$	HA8 maille de 15x15 cm



Données descriptives

La définition est tel que

$$N(HA12) = (L \times n) \times n_n$$

$$N(HA6) = (L/esp) \times l \times n_n$$

Avec **n** : nombre de fer, et **n_n** le nombre de nervures.

Calcul de n_n : n_n = n₁+n₂+n₃+n₄ = 21+14+9+6 = 50

NB : nous avons considéré 1 a longueur maximal l=4.9m de nervures pour nous faciliter les calculs.

Application :

$$\begin{cases} (4900 \times 4) \times 50 \\ (490/15) \times 63 \times 50 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 980000 \text{mm} \\ 102900 \text{mm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 817HA12 \\ 86HA6 \end{cases}$$

NB : Ce nombre de fer de la première nervure est celui du premier niveau c'est-à-dire le RDC. Vu la ressemblance de ces niveau du point de vu de la lecture de ferraillage dans le plan, on considèrera les même nombre pour les trois niveaux.

$$\text{Nous aurons alors : } N1 = 3 \times \begin{cases} 817 \text{ HA12} \\ 86 \text{ HA6} \end{cases} \Rightarrow N1 = \begin{cases} 2457 \text{ HA12} \\ 258 \text{ HA6} \end{cases}$$

3. Poteaux

a. Poteaux amorce.

i. Poteaux de rive.

Le ferraillage a donné ce qui suit : 4HA12 pour le poteau de rive. La description des données de ferraillage (voir annexe page) donne pour chaque semelle :

SEMELLE1	SEMELLE2	SEMELLE3
4HA12 , longueur $L=450\text{mm}$ Nombre de poteau $n=5$ Poteau de rive : HA12 et HA6	4HA12 , longueur $l=450\text{mm}$ Nombre de poteau $n=4$ Poteau d'angle : HA12, HA6	4HA12 , longueur $l=450\text{mm}$ Nombre de poteau $n=1$ Poteau central : HA12, HA6
Cadre : HA6 , esp=18, $l=68$, Nombre de semelle $n=16$	Cadre : HA6 , esp=18, $l=68$, Nombre de semelle $n=6$	Cadre : HA6 , esp=18, $l=68$, Nombre de semelle $n=2$

Par définition est tel que

$$N(\text{HA12}) = (L \times n) \times n_0$$

$$N(\text{HA6}) = (L / \text{esp}) \times l \times n_0$$

Pour les armatures longitudinales et les cadres. Avec n : nombre de fer, n_0 : nombre de poteau,

❖ P_1

D'après le plan de fondation le nombre de poteau de rive est 7.

$$\begin{cases} 4500 \times 4 \times 8 = 144000\text{mm} \\ \left(\frac{450}{18}\right) \times 68 \times 8 = 13600\text{mm} \end{cases} \Rightarrow P_1 \begin{cases} 120\text{ HA12} \\ 11\text{ HA6} \end{cases} \Rightarrow P_1 = \begin{cases} 120 \text{ HA12} \\ 11 \text{ HA6} \end{cases}$$

ii. Poteaux d'angle.

Le ferraillage du poteau d'angle d'après le calcul de structure du bâtiment est 4HA12.

On formule sera donc :

$$N(HA12) = (L \times n) \times n_0$$

$$N(HA6) = (L/esp) \times l \times n_0$$

Avec **n** : nombre de fer, **n₀** : nombre de poteau d'angle, **HA12** pour les armatures longitudinales et **HA6** pour les cadres.

❖ P₂ :

D'après le plan de fondation le nombre de poteau d'angle est 8.

$$\begin{cases} 4500 \times 4 \times 8 = 144000 \text{mm} \\ \left(\frac{450}{18}\right) \times 68 \times 8 = 13600 \text{mm} \end{cases} \Rightarrow P_2 \begin{cases} 120 \text{HA12} \\ 11 \text{HA6} \end{cases}$$

$$\Rightarrow P_2 = \begin{cases} 120 \text{ HA12} \\ 11 \text{ HA6} \end{cases}$$

iii. Poteaux centraux

Le ferraillage du poteau central d'après le calcul de structure du bâtiment est 4HA14.

La formule sera donc :

$$N(HA12) = (L \times n) \times n_0$$

$$N(HA6) = (L/esp) \times l \times n_0$$

Avec **n₀** : nombre de poteau d'angle, **HA12** pour les armatures longitudinales et **HA6** pour les cadres.

D'après le plan de fondation le nombre de poteau central est de 7

$$\begin{cases} 4500 \times 4 \times 7 = 126000 \text{mm} \\ \left(\frac{450}{18}\right) \times 68 \times 7 = 11900 \text{mm} \end{cases} \Rightarrow P_1 \begin{cases} 105 \text{HA12} \\ 10 \text{HA6} \end{cases} \Rightarrow P_1 = \begin{cases} 105 \text{ HA12} \\ 10 \text{ HA6} \end{cases}$$

Résumé : Nous avons donc la somme au total pour les poteaux amorces **345HA12**, et **32HA6** pour les cadres. Avec une majoration de perte de 5% on aura **362HA12 et 34HA6**.

b. Poteaux en élévation.

i. Poteaux de rive

Données :

D'après le calcul de structure et plus précisément dans la détermination de ferraillage on recueille les renseignements suivants permettant de trouver le nombre exacte de fer du poteau de rive.

SEMELLE1	SEMELLE2	SEMELLE3
4HA12, longueur $L=300\text{mm}$ Nombre de poteau $n=5$	4HA12, longueur $l=300\text{mm}$ Nombre de poteau $n=1$	4HA12, longueur $l=300\text{mm}$ Nombre de poteau $n=1$
Cadre : HA6, esp=18, $l=68$, Nombre de semelle $n=16$	Cadre : HA6, esp=18, $l=68$, Nombre de semelle $n=6$	Cadre : HA6, esp=18, $l=68$, Nombre de semelle $n=2$

Par définition,

$$N(HA14) = (L \times n) \times n_0$$

$$N(HA8) = (L/esp) \times l \times n_0$$

Avec n : nombre de fer, n_0 : nombre de poteau de rive, HA12 pour les armatures longitudinales et HA6 pour les cadres.

$$\begin{cases} 3000 \times 4 \times 8 = 96000\text{mm} \\ \left(\frac{300}{18}\right) \times 68 \times 8 = 9067\text{mm} \end{cases} \Rightarrow \Rightarrow P1 \begin{cases} 80HA12 \\ 8HA6 \end{cases}$$

ii. Poteaux d'angle

Par la même formule et procédure nous déterminerons le nombre de fer les poteaux d'angle.

Nous avons :

$$N(HA12) = (L \times n) \times n_0$$

$$N(HA6) = (L/esp) \times l \times n_0$$

Avec n : nombre de fer, n_0 : nombre de poteau d'angle, **HA12** pour les armatures longitudinales et **HA6** pour les cadres.

Données : D'après le calcul de structure et plus précisément dans la détermination de ferraillage on recueille les renseignements suivants permettant de trouver le nombre exacte de fer du poteau d'angle :

SEMELLE1	SEMELLE2	SEMELLE3
4HA12 , longueur $L=300\text{mm}$ Nombre de poteau $n=6$	4HA12 , longueur $l=300\text{mm}$ Nombre de poteau $n=3$	4HA12 , longueur $l=300\text{mm}$ Nombre de poteau $n=0$
Cadre : HA6 , $\text{esp}=18$, $l=68$, Nombre de semelle $n=16$	Cadre : HA6 , $\text{esp}=18$, $l=68$, Nombre de semelle $n=6$	Cadre : HA6 , $\text{esp}=18$, $l=68$, Nombre de semelle $n=2$

Il y a 8 poteaux d'angle:

$$\begin{cases} 3000 \times 4 \times 8 = 96000 \\ \left(\frac{300}{18}\right) \times 8 \times 68 = 9067 \end{cases} \Rightarrow \text{P2} \begin{cases} 80\text{HA12} \\ 8\text{HA6} \end{cases}$$

iii. Poteaux centraux

Données :

SEMELLE1	SEMELLE2	SEMELLE3
4HA12 , longueur $L=300\text{mm}$ Nombre de poteau $n=6$	4HA12 , longueur $l=300\text{mm}$ Nombre de poteau $n=3$	4HA12 , longueur $l=300\text{mm}$ Nombre de poteau $n=0$
Cadre : HA6 , $\text{esp}=18$, $l=68$, Nombre de semelle $n=16$	Cadre : HA6 , $\text{esp}=18$, $l=68$, Nombre de semelle $n=6$	Cadre : HA6 , $\text{esp}=18$, $l=68$, Nombre de semelle $n=2$

Nous avons

$$N(HA12) = (L \times n) \times n_0$$

$$N(HA6) = (L/esp) \times l \times n_0$$

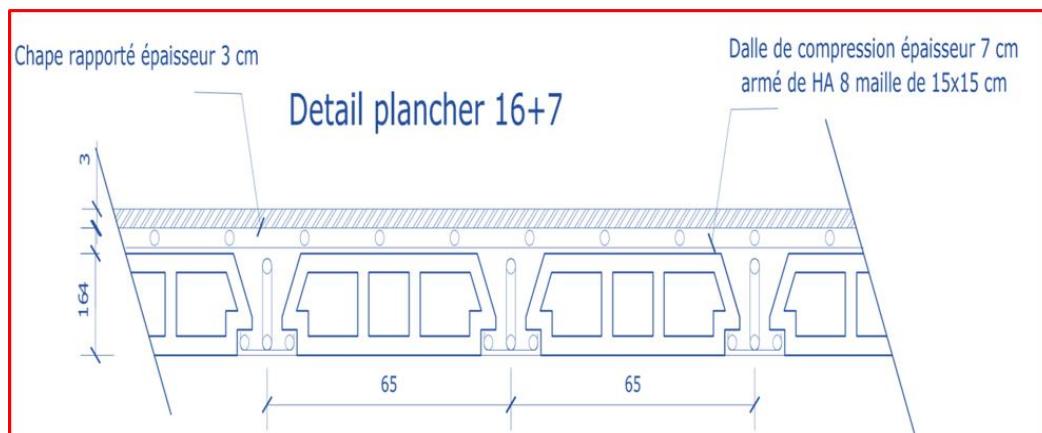
Avec **n** : nombre de fer, **n₀** : nombre de poteaux centraux, **HA12** pour les armatures longitudinales et **HA6** pour les cadres.

Nous avons $n_0 = 7$. $\left\{ \begin{array}{l} 3000 \times 4 \times 7 = 84000 \text{mm} \\ \left(\frac{300}{18} \right) \times 70 \times 7 = 8167 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 70HA12 \\ 7HA6 \end{array} \right.$

Résumé : Nous avons donc la somme au total pour les poteaux en élévation **230HA12**, armatures longitudinales et **23HA6** pour les cadres. Pour tout le bâtiment on a 920HA12 et 92HA6 soit avec une majoration de 5% on a 966HA12 et 97HA6

4. Dalles.

a. Dalle de compression.



Le RDC :

Pour 1m on a espacement de 0.15m. $1/0.15 + 7$ barres. Pour les deux répartitions, on aura : $7 \times 7 = 49$ ml. Pour toute la surface le nombre devient : $49 \times 125.5 = 1757$ ml = **147HA8**.

Nous considérerons les même nombre de fer pour les autres niveaux vu leur compatibilité surfacique : $147 \times 3 = 441$ HA8.

Le nombre de fers de la dalle de compression est de **441HA8**. Avec une majoration de 10% de perte le nombre avoisine **486HA8**.

b. Dalle sol

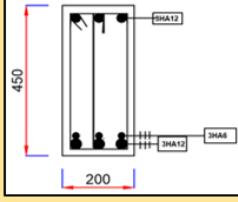
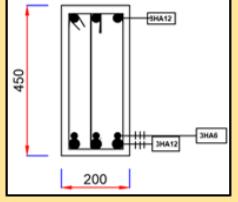
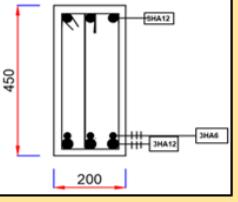
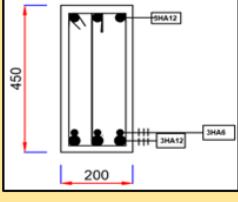
De la même manière nous détermine le nombre de fers de la dalle sol. Comme la surface reste la même, on déduit donc 147HA8. Avec la majoration de 10% nous aurons **162HA8**.

Finalement pour les dalles Nous avons 648HA8.

5. Poutre

Le ferraillage de poutre étant connu (voir le chapitre 4 de calcul de structure).

Les données se stipulent comme suit :

RDC	R+1	R+2	R+3
6HA12, 3HA6, $L=11200\text{cm}$	6HA12, 3HA6, $L=11232\text{cm}$	6HA12, 3HA6, $L=12000\text{cm}$	6HA12, 3HA6, $L=12000\text{cm}$
<i>Cadre : HA6, esp=36, l=118,</i>	<i>Cadre : HA6, esp=36, l=118</i>	<i>Cadre : HA6, esp=36, l=118</i>	<i>Cadre : HA6, esp=36, l=118</i>
			

Connaissant les longueurs respectives de chaque niveau, la définition peut se résumer de cette manière :

$$\begin{aligned}
 N(HA12) &= L \times n \\
 N(HA6) &= L \times n \\
 N(HA8) &= L \times n \\
 N(HA6) &= (L/esp) \times l
 \end{aligned}$$

Avec **n** : nombre de fer L longueur de poutre, **HA12** et **HA6** pour les armatures longitudinales, HA8 pour les armatures de répartition et **HA6** pour les cadres.

➤ LE RDC

Nous avons : $N(HA12) = 112 \times 3 = 366\text{m} = 28\text{HA12}$

$$N(HA6) = 112 \times 3\text{HA6} = 28\text{HA6}$$

$$N(HA8) = 112 \times 3 = 28\text{HA8}$$

$$N(HA12) = 28\text{HA12}$$

$$N(HA6) = 59\text{HA6}$$

$$N(HA8) = 28\text{HA68}$$

Cadre : $N(HA6) = (11200/36) \times 118 = 36711\text{cm} = 31HA6$

➤ **R+1**

Nous avons : $N(HA12) = 112.32 \times 3 = 337\text{m} = 28HA12$

$$N(HA6) = 112.32 \times 3 = 28HA6$$

$$N(HA8) = 112.32 \times 3 = 28HA8$$

$$\begin{aligned} N(HA12) &= 28HA12 \\ N(HA6) &= 59HA6 \\ N(HA8) &= 28HA68 \end{aligned}$$

Cadre : $N(HA8) = (112.32/36) \times 118 = 31HA6$.

➤ **R+2**

Nous avons : $N(HA12) = 120 \times 3 = 360\text{m} = 30HA12$

$$N(HA6) = 120 \times 3 = 30HA6$$

$$N(HA8) = 120 \times 3 = 30HA8$$

$$\begin{aligned} N(HA12) &= 30HA12 \\ N(HA6) &= 63HA6 \\ N(HA8) &= 30HA68 \end{aligned}$$

Cadre : $N(HA8) = (12000/36) \times 118 = 33HA6$.

➤ **R+3**

Nous avons : $N(HA12) = 120 \times 3 = 360\text{m} = 30HA12$

$$N(HA6) = 120 \times 3 = 30HA6$$

$$N(HA8) = 120 \times 3 = 30HA8$$

$$\begin{aligned} N(HA12) &= 30HA12 \\ N(HA6) &= 63HA6 \\ N(HA8) &= 30HA68 \end{aligned}$$

Cadre : $N(HA8) = (12000/36) \times 118 = 33HA6$.

Finalement le nombre de fer de poteau est :

$$\begin{aligned} N(HA12) &= 116HA12 \\ N(HA6) &= 244HA6 \\ N(HA8) &= 116HA6 \end{aligned}$$

6. Longrine

La longueur totale de longrine a considéré est de 114.8m .Avec une section de 20×45, l'enrobage de 3cm la longueur de cadre serait de 98cm avec $I = (b-3) \times 2 + (h-3) \times 2$.

Nous avons :

$$\begin{aligned} N(HA12) &= L \times n \\ N(HA8) &= (L/esp) \times l \end{aligned}$$

$$\text{Calcul : } \begin{cases} 114.8 \times 4 = 459 \\ \left(\frac{11480}{15}\right) \times 98 \end{cases} \quad \text{d'où } \begin{cases} 38HA10 \\ 63HA6 \end{cases}$$

Avec une majoration de perte de 5% : **38HA10 et 63HA6**.

CONCLUSION

En somme, l'étude de structures porteurs poteaux, poutre et mtré ou devis quantitative ou qualitative dépend en grande partie du pré dimensionnement. En effet, tous les calculs de ces structures reposent sur ces caractéristiques de conception qui respectent les critères préétablis et les pratiques règlementaire(le dimensionnement structural). **L'économie, la sécurité, et la durabilité** est considéré comme notre slogan et le défi a relevé pour la réalisation de ce bâtiment **R+3** que fait preuve notre étude. A travers trois grands chapitres, et en fonction de nos études en deuxième années, Mes encadreurs et moi avons puis élargis et celés en 45jours le nécessaire dans une étude que peut comporter un bâtiment.

L'entreprise Méga links par sa pluridisciplinarité a joué cependant un rôle très important dans cette formation notamment à travers ces personnels qualifiés et sa manière sociable dans l'organisation, la formation, la rigueur et la compréhension.

Ce document conçu à la portée de tous les étudiants en génie civil désirant avoir des éclaircissements sur les calculs des structures porteurs est loin d'être parfait. C'est pourquoi vos contributions, suggestion et remarque pour son amélioration sont les bienvenues.

BIBLIOGRAPHIE

- **BETON ARME BAEL 99 et DTU** associé de Jean pierre MOUGIN.
- Mini projet de Béton Armé sur les descentes des charges *de HAROUN DJIMET et SOULEYMAN MOUSTAPHA*, ingénieurs en Travaux Publics.
- Cours de Béton Armé Deuxième année / **ENSTP-TD 2016/2017 de Dr. WEIBEY**, enseignant à l'ENSTP.
- Cours PGC mur porteur en maçonnerie traditionnelle de petits éléments (NFP10-22-1, -2) et -3(DTU 20-1) ; document proposé par **DAROMON N'DIEKHOR 2014-2015**, enseignant à l'ENSTP.
- Cours de structure Tome 4 : Introduction à la règlementation et pré dimensionnement des éléments de structure de **Jean Pierre ESSONE NKOGHE**, Ingénieur en Pond et chaussée.

SUGGESTION ET RECOMMANDATION

1) Pour l'entreprise

L'étude sur l'entreprise nous a permis de remarquer quelques points de faiblesse auxquels nous allons souligner quelques recommandations pour attirer l'attention des responsables de l'entreprise :

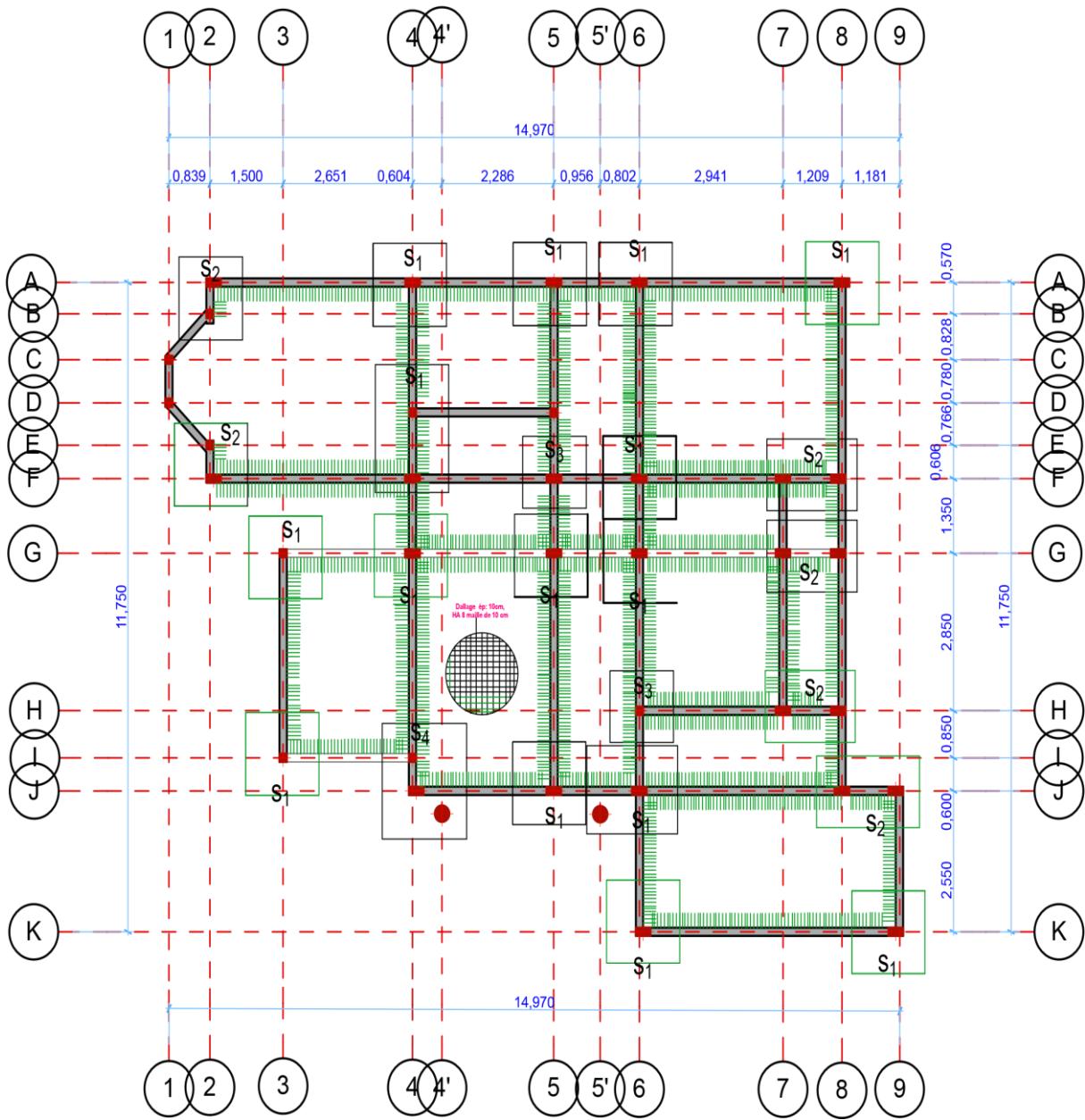
- ✓ Pour mieux satisfaire les clients et les données plus de précision sur l'entreprise et ses diverses marchandises il serait préférable de poser à la réception une affiche montrant les sommes exactes et forfaitaire par qualité des marchandises de Méga Links.
- ✓ Préciser les termes avantageux d'un contrat de long duré permettant d'attirer plus de clients vers l'entreprise.
- ✓ Lancer un avis de recrutement d'un agent comptable chargé de la finance ou s'il a lieu transformer le personnel stagiaire existant en personnel permanent.

2) Pour l'Ecole

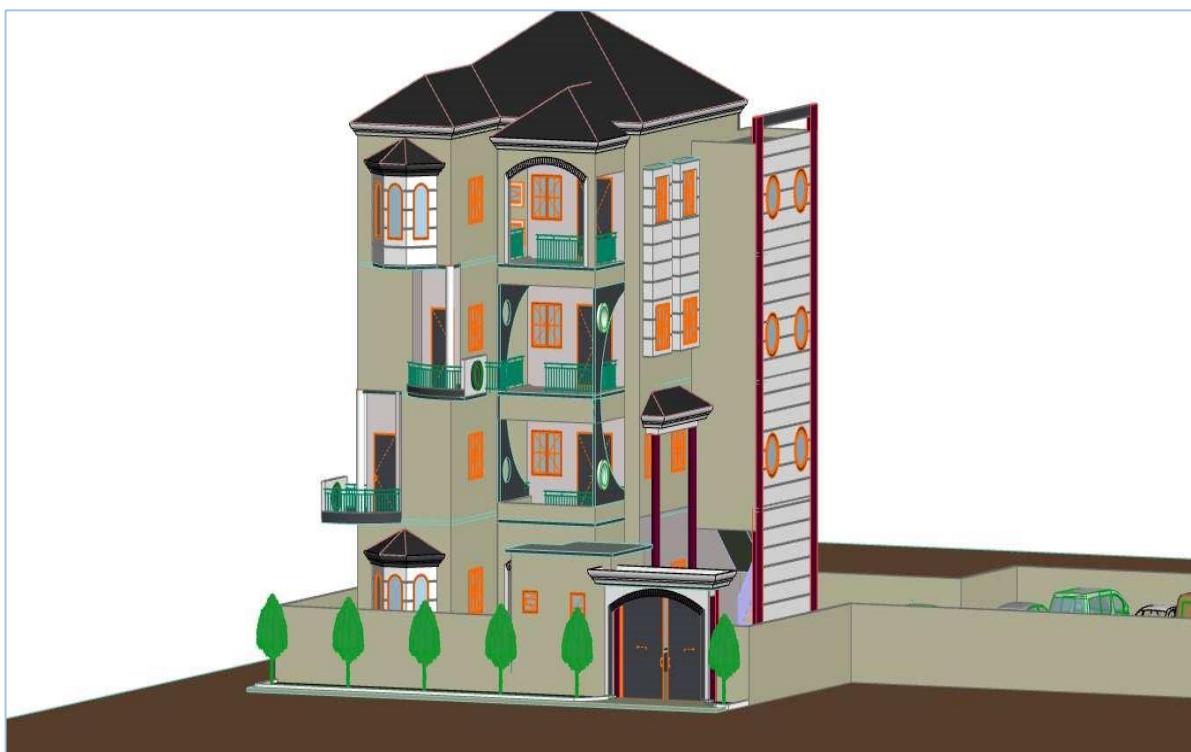
L'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics pour améliorer la performance dans la formation de ses étudiants doit :

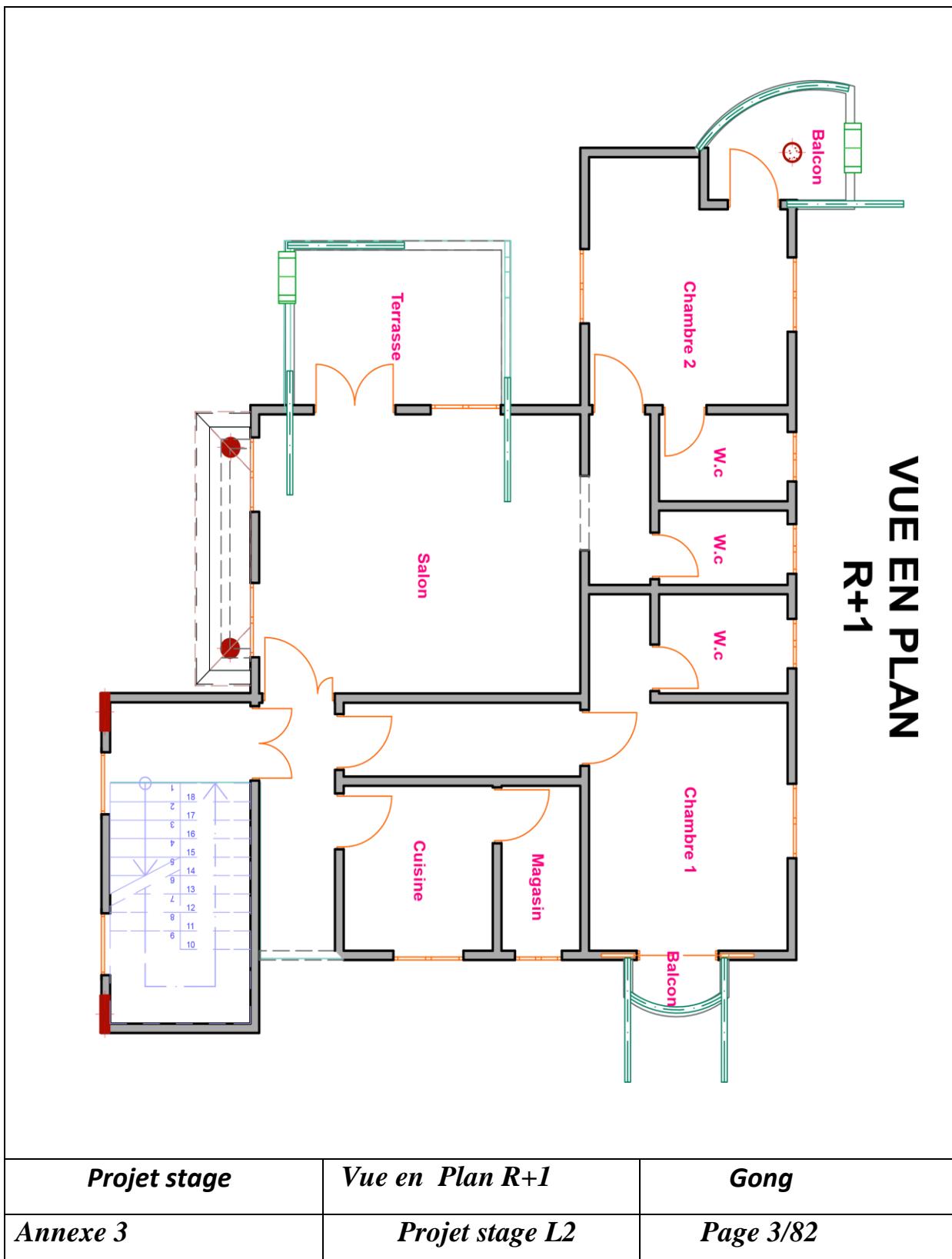
- ✓ Etre en étroite collaboration avec les grandes entreprises productives
- ✓ Financer le déplacement des stagiaires ou leur en procurer un prime de stage ou même encore pourquoi pas présenter un projet d'accord avec les entreprises afin de mettre à la disposition de ceux-ci des moyens adéquats pour l'aisance dans la formation de ces étudiants.
- ✓ L'ENSTP doit également dès la deuxième année insérer dans le programme les calculs des poutres hyperstatiques et continues. Cela permettra à l'étudiant de n'est pas être limiter dans d'autre domaines pour sa formation dans le bâtiment et préparer son esprit sur l'entré en niveau 3 dans n'importe quel spécialités, un acquis pour l'intervention dans tout option même autre que celui du bâtiment.

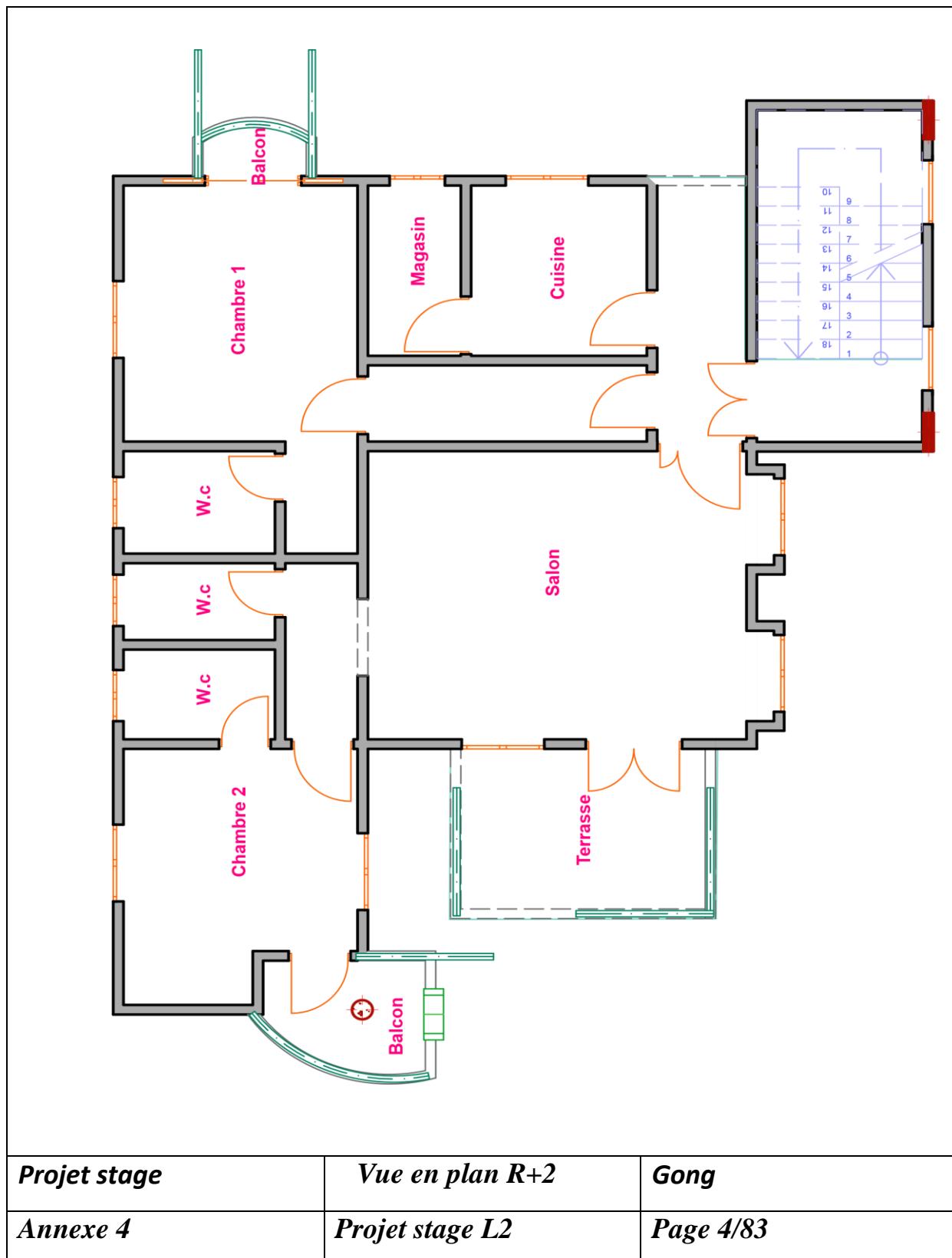
PLAN DE FONDATION

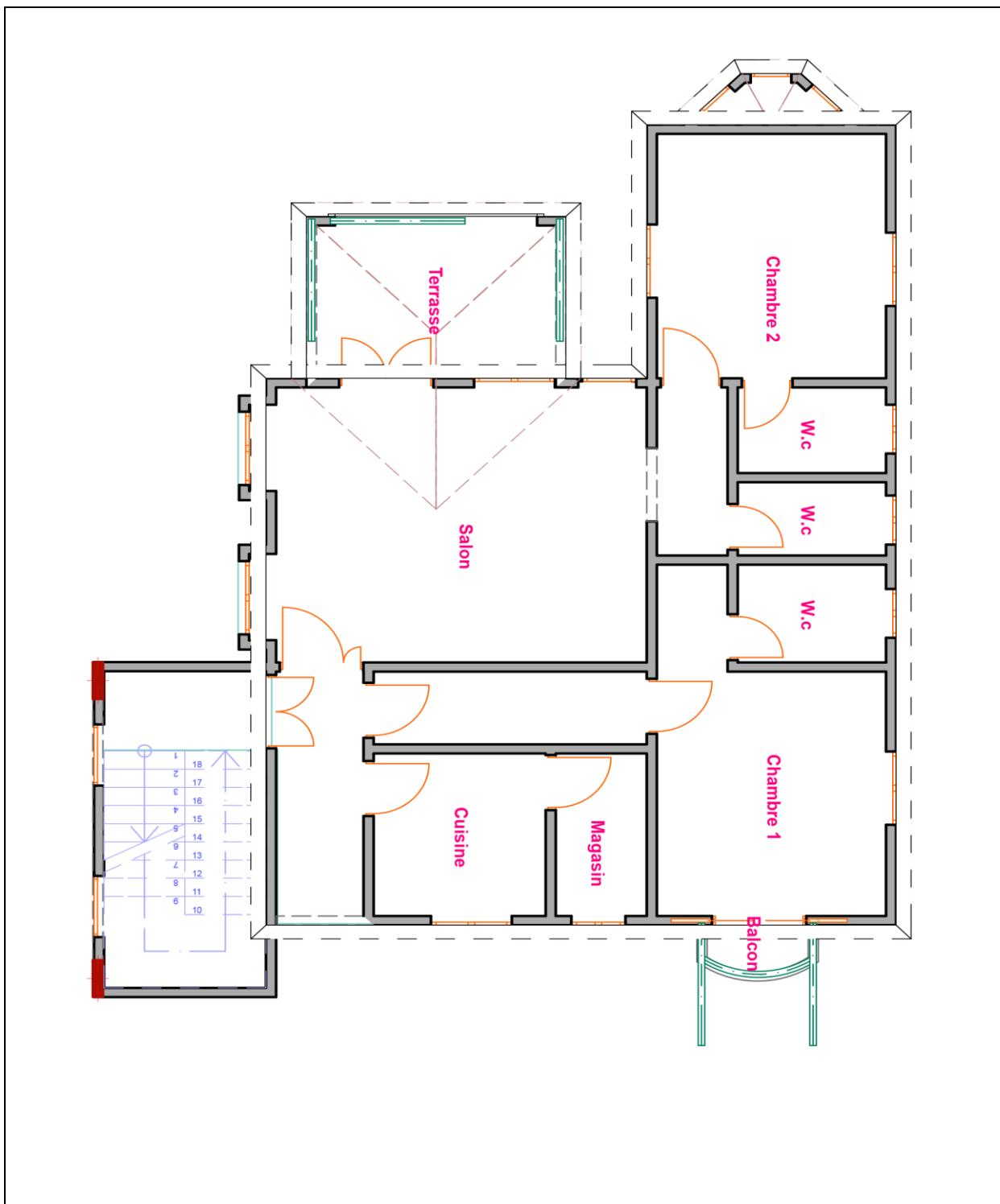


Projet stage	Plan de fondation1	Gong
Annexe 1	Projet stage L2	Page 1/80

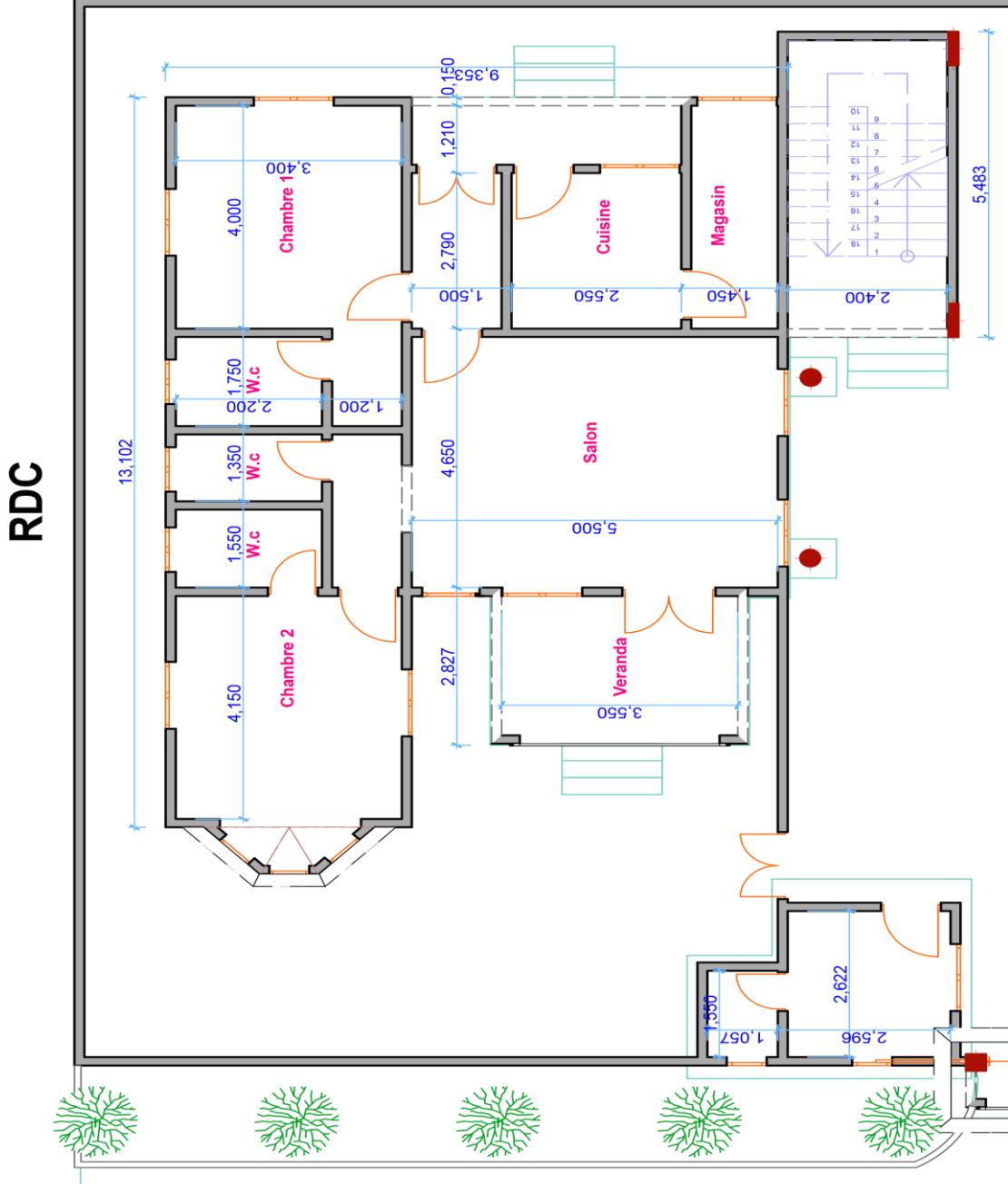
		
<i>Vue en 3D</i>	<i>Plan archi</i>	<i>Gong</i>
<i>Annexe 2</i>	<i>Projet stage L2</i>	<i>Page 2/81</i>



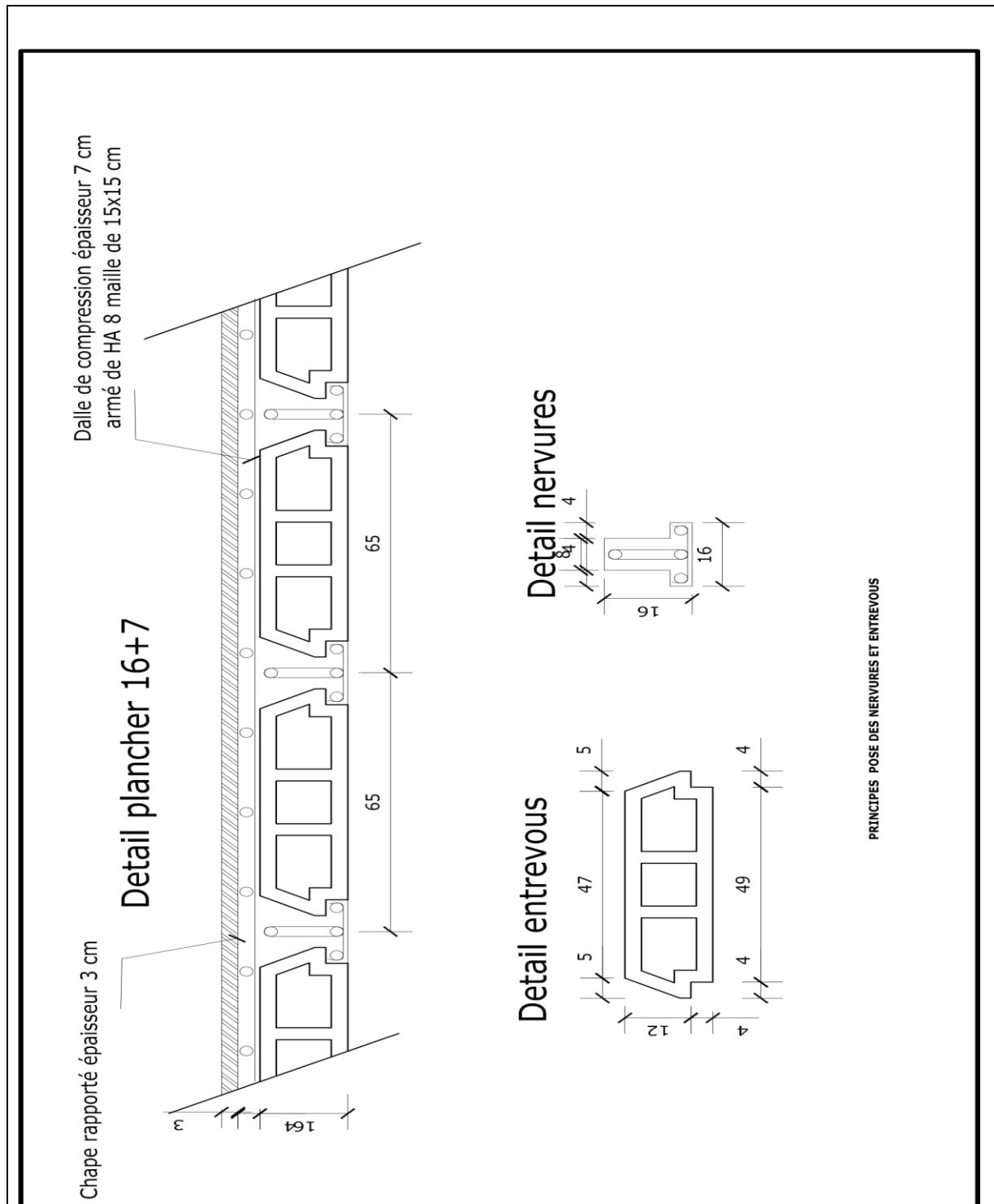




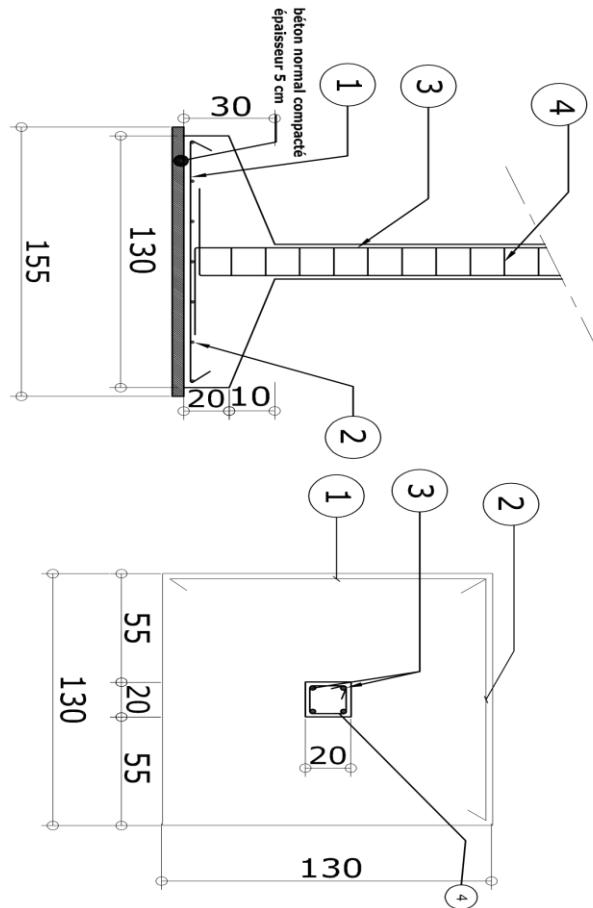
Projet stage	Vue en Plan R+3	Gong
Annexe 5	Projet stage L2	Page 5/80



<i>Projet stage</i>	<i>Vue en plan RDC</i>	<i>Gong</i>
<i>Annexe 6</i>	<i>Projet stage L2</i>	<i>Page 6/85</i>



Projet stage	Vue en plan RDC	Gong
Annexe 7	Projet stage L2	Page 7/86

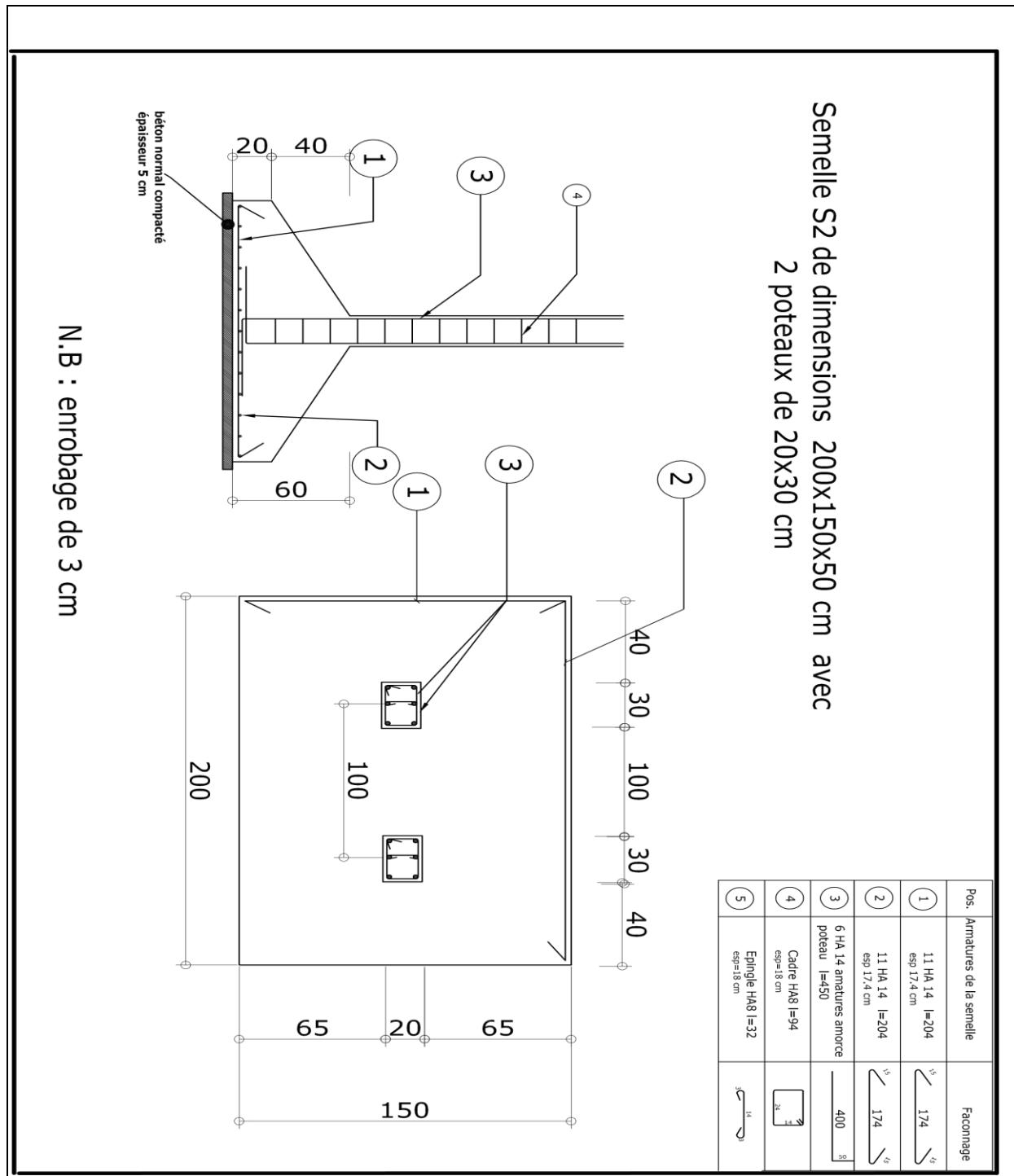


Semelle S1 de dimensions 130x130x30 cm avec poteau de 20x20 cm

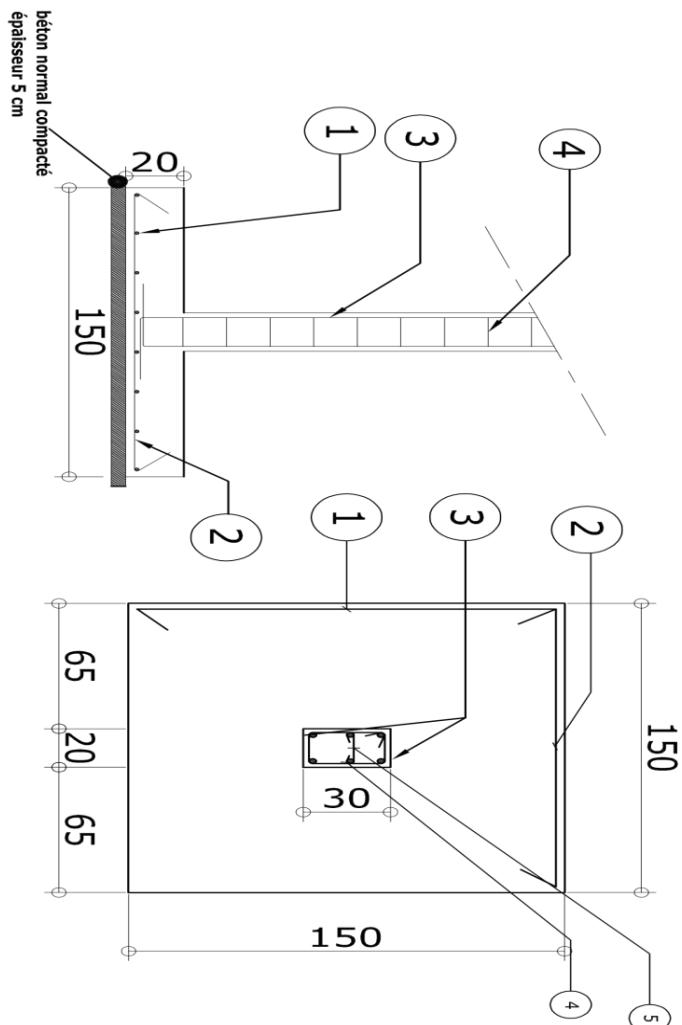
Pos.	Armatures de la semelle	Faconnage
1	7 H4 14 l=155 esp 19 cm	125
2	7 H4 14 l=155 esp 19 cm	125
3	4 H4 14 armatures amorce poteau l=50	400
4	Cadre H48 l=68 esp=18 cm	

N.B :La profondeur d'encrage est de 3.50 mètres
Enrobage = 3 cm

Projet stage	Ferraillage semelle	Gong
Annexe 9	Projet stage L2	Page 9/87



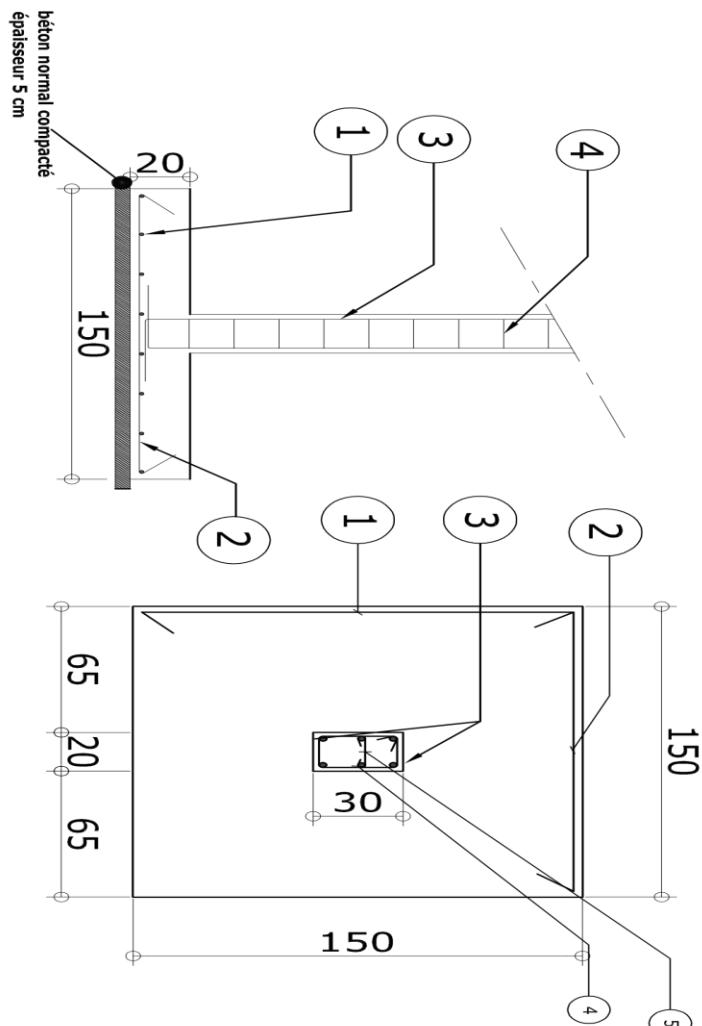
Projet stage	Ferraillage semelle S2	Gong
Annexe 10	Projet stage L2	Page 10/88



Semelle S1 de dimensions 150x150x50 cm avec poteau de 20 x 30 cm

Pos.	Armatures de la semelle	Façonnage
1	8HA14 l=174 esp 20 cm	
2	8HA14 l=174 esp 20 cm	
3	6HA14 armatures amorce poteau l=450	
4	Cadre H48 l=98 esp=17 cm	
5	Epingle H48 l=34 esp=17 cm	

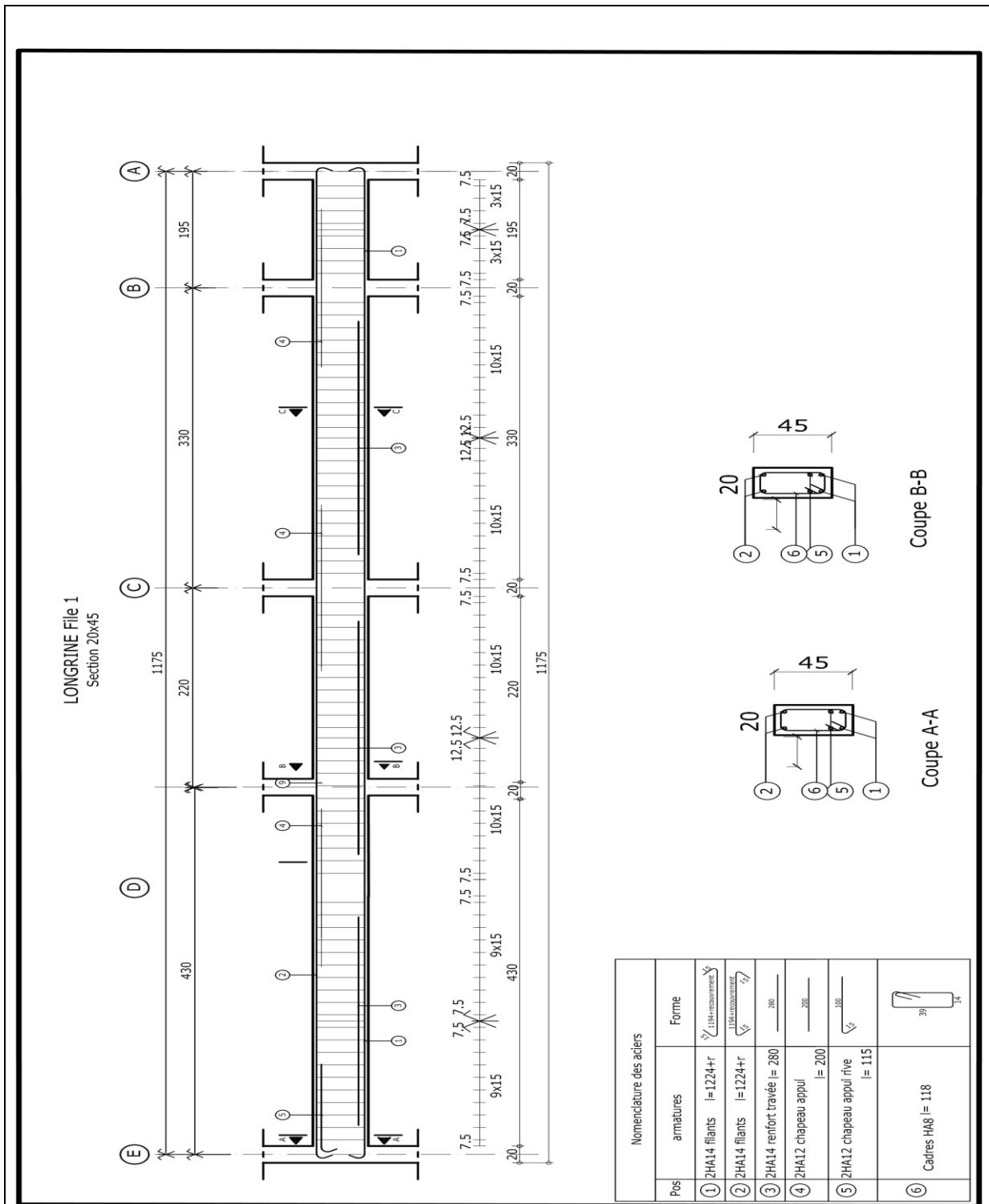
Projet stage	Ferraillage semelle S1	Gong
Annexe 11	Projet stage L2	Page 11/89



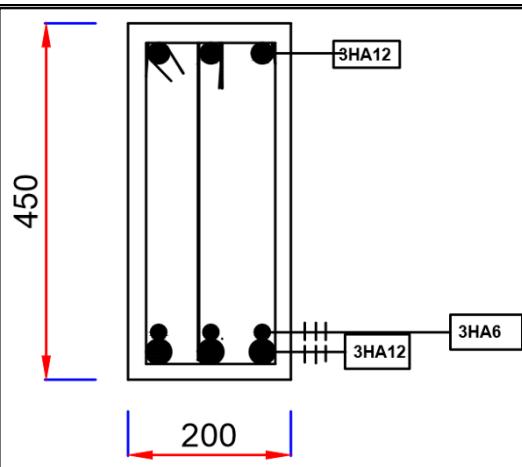
Semelle S1 de dimensions 150x150x50 cm avec poteau de 20 x 30 cm

Pos.	Armatures de la semelle	Facompage
(1)	8H14 I=174 esp 20 cm	
(2)	8H14 I=174 esp 20 cm	
(3)	6H14 armatures amorce poteau I=450	400
(4)	Cadre H48 I=98 esp=17cm	
(5)	Epingle H48 I=34 esp=17cm	

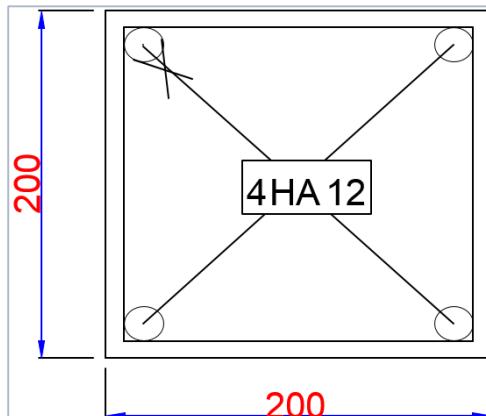
Projet stage	Ferraillage semelle S3	Gong
Annexe 12	Projet stage L2	Page 12/90



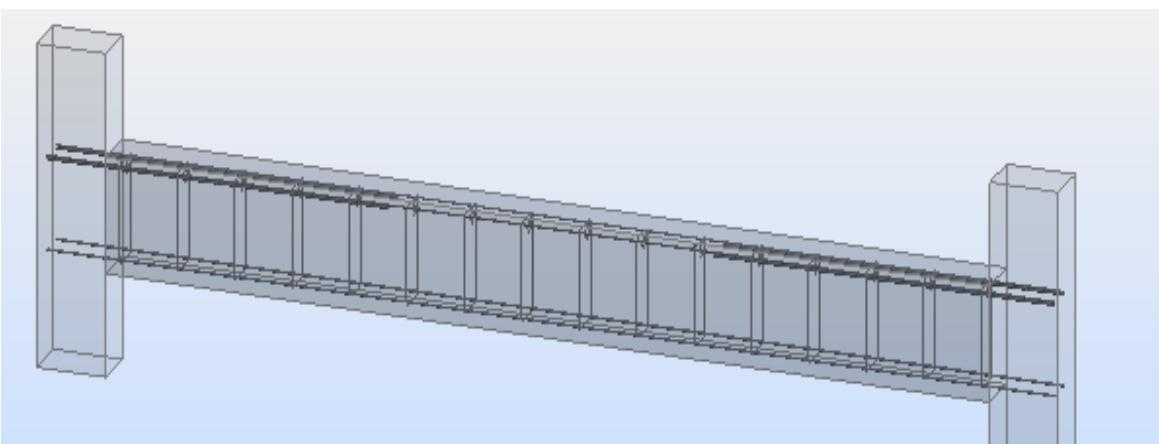
Projet stage	Ferraillage armature tran	Gong
Annexe 13	Projet stage L2	Page 13/91



Ferraillage poutre

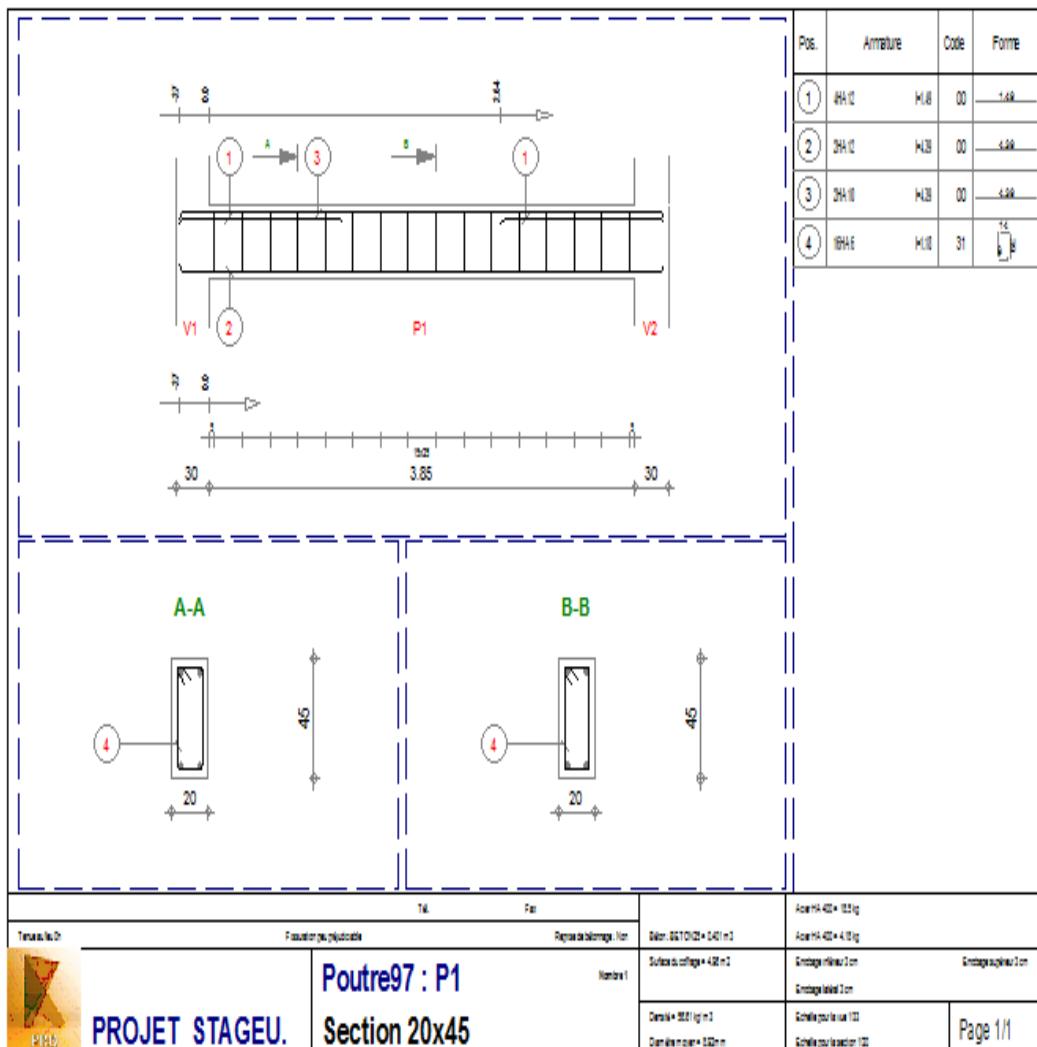


Ferraillage poteaux

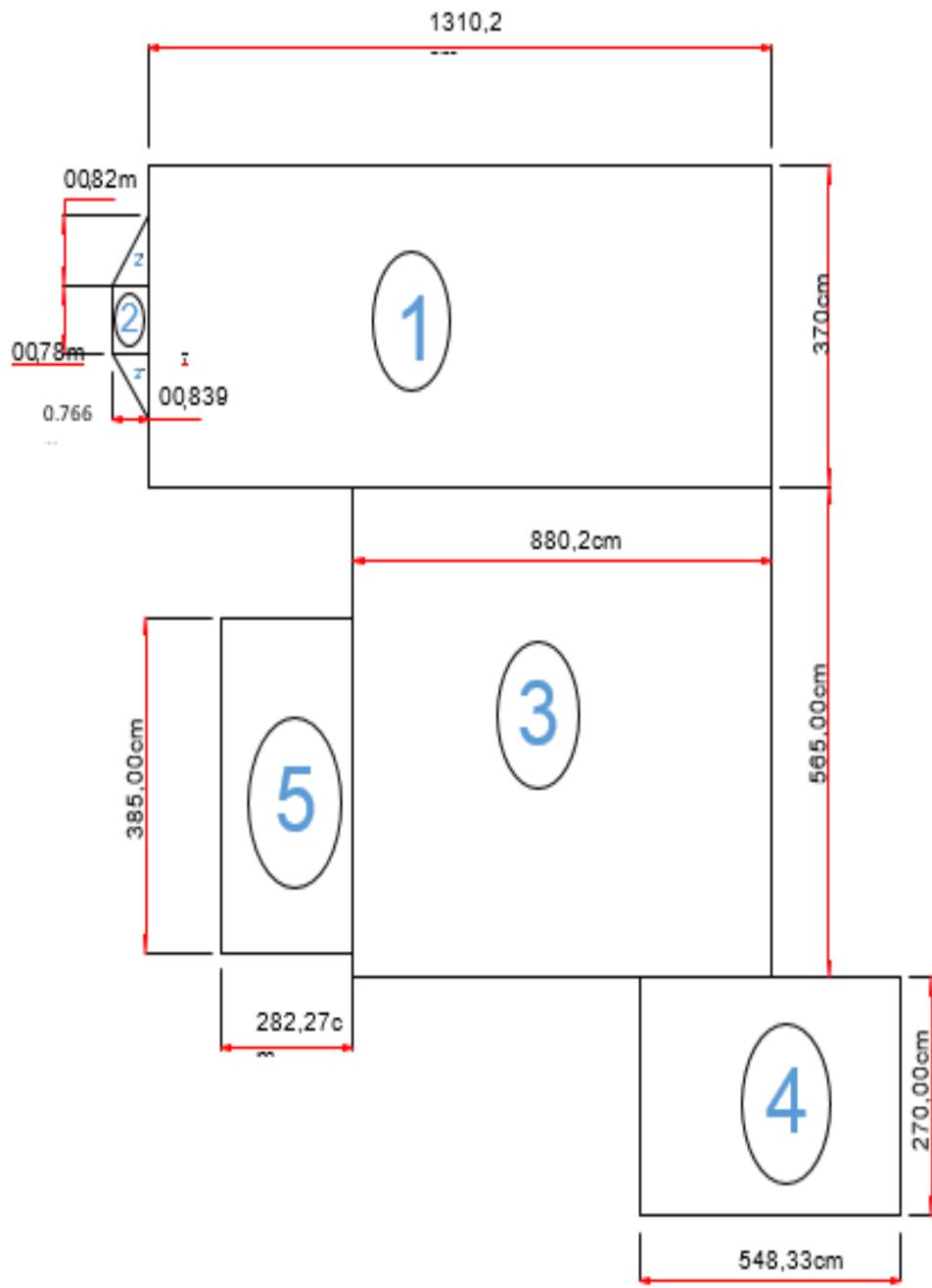


Disposition pratique de fer

Projet stage	Ferraillage armature tran	Gong
Annexe 14	Projet stage L2	Page 14/92



Projet stage	Ferraillage poutre	Gong
Annexe 15	Projet stage L2	Page 15/93

VUE ET COTATION DE SURFACE DU RDC DU BATIMENT


Cotation	Vue surfacique	Gong
Annexe 16	Projet stage L2	Page 16/94