



**ZiE**  
Fondation ZiE

Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement  
International Institute for Water and Environmental Engineering

**DIMENSIONNEMENT ET CALCUL DE STRUCTURES  
D'UN MAGASIN DE STOCKAGE DE PRODUITS  
PHARMACEUTIQUES ET DE BUREAU DE TYPE R+1**

**MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU  
MASTER EN INGENIERIE DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT  
OPTION : GENIE-CIVIL**

-----  
Présenté et soutenu publiquement en **Juin 2012** par

**NOUBADOUM N'DILBE**

**Travaux dirigés par :**

**Dr Adamah MESSAN**

Enseignant-Chercheur à la Fondation ZiE

UTER ISM

**M. Adama BELEM**

Ing. Génie Civil

Directeur du cabinet B.C.T

*Jury d'évaluation du stage :*

Président : THOMASSIN I.N.

Membres et correcteurs : Adamah MESSAN

KONE Patrick

**Promotion [2011/2012]**

## REMERCIEMENTS ET DEDICACE

Toutes mes reconnaissances à tous ceux qui ont contribué de près ou loin à la réalisation du présent document.

Je remercie particulièrement Monsieur **Adama BELEM**, Directeur de Burkina Consultance et Travaux (B.C.T), de m'avoir permis d'effectuer mon stage dans son bureau d'études. Je lui suis reconnaissant de m'avoir accordé toute sa confiance pour mener à bien ce projet en me faisant partager ses connaissances. Je lui sais gré de ses conseils avisés qui m'ont permis de progresser.

Je tiens à remercier également mon tuteur **Dr Adamah MESSAN**, enseignant-chercheur à la fondation 2iE qui m'a suivi tout au long de cette période et tout le personnel administratif ainsi que le corps enseignant de la fondation 2iE.

Que tous ceux qui de près ou de loin m'ont orienté dans le travail d'une manière ou d'une autre, retrouvent à travers cette page l'expression de ma profonde reconnaissance.

Je dédicace ce mémoire à toute ma famille et particulièrement à ma mère

**DINGAROM ELISABETH.**

## RESUME

La présente étude est relative au dimensionnement structural d'un entrepôt de produits pharmaceutiques.

La structure du bâtiment est en métallique et béton armé. Elle repose sur des semelles isolées. Les préinscriptions techniques utilisées sont les règles BAEL 91 révisées 99 - DTU P 18-702, le cahier des prescriptions techniques (CPT) et les normes françaises NF P06-004 ; NF P06-001. Pour cela la descente de charges a été faite de façon manuelle, les calculs réalisés à l'ELU et l'ELS. Ainsi un dossier d'exécution du bâtiment a été produit (plans de ferrailage et de coffrage).

Le coût des gros œuvres est estimé à trois cent trente-deux millions trois cent trente-sept mille trois cent soixante (**332337360**) FCFATTC.

**Mots clés :** Normes ; Dimensionnement ; Gros œuvres et Coût.

## ABSTRACTS

This brief study concerns structural design of pharmaceutical warehouse

The structure is built by reinforced concrete and metal. It sits on footings. Technical pre-registrations used are the revised rules BAEL 91 99 - DTU P 18-702, the specification of technical requirements (CPT) and the French standard NF P06-004, NF P06-001. So, lowering loads was done manually. Two limit states are reused: The ultimate limit state and service ability limit state.

The execution study was then performed (reinforcement drawings and shuttering).

The cost of major works is estimated at three hundred thirty-two millions three hundred thirty-seven thousand three hundred sixty (**332337360**) CFA TTC.

**Key words:** Standards, Design, Major works and Cost.

## LISTE DES ABREVIATIONS

**B.A** : Béton Armé.

**B.A.E.L** : Béton Armé aux Etats Limites

**B.T.P** : Bâtiment et Travaux Publics

**D.T.U** : Document Technique de Unifié

**E.L.U** : Etat Limite Ultime **E.L.S** : Etat Limite de Service

**E.R.P** : Etablissements devant Recevoir du Public

**FP**: Fissuration Préjudiciable

**FPP**: Fissuration Peu Préjudiciable

**FTP**:Fissuration Très Préjudiciable

**G** : Charge permanente

**H.A** : Haute Adhérence

**KN**: Kilo Newton

**MN**: MegaNewton

**MPa** : Méga Pascal

**NFP**: Norme Française relative aux marchés de travaux de bâtiment

**Q**:charge d'exploitation

**RDC** : Rez De Chaussée

## SOMMAIRE

REMERCIEMENTS ET DEDICACE .....	i
RESUME.....	ii
ABSTRACTS.....	ii
LISTE DES ABREVIATIONS .....	iii
LISTE DES TABLEAUX.....	vi
LISTE DES FIGURES.....	vii
INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I DESCRIPTION GENERALE DU PROJET .....	2
1.1 DESCRIPTION ARCHITECTURALE DU PROJET .....	2
1.2 DESCRIPTION DU GROS ŒUVRE ET DU SECOND ŒUVRE.....	3
1.2.1 Gros Œuvres .....	3
1.2.2 Second Œuvres .....	3
1.2.3 Quelques précautions à prendre.....	4
CHAPITRE II HYPOTHESES ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX .....	5
2.1 HYPOTHESES .....	5
2.1.1 Règles de calculs .....	5
2.1.2 Dimensionnement.....	5
2.1.3 Charges .....	6
2.2 CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX .....	6
2.2.1 Caractéristiques du béton.....	6
2.2.2 Caractéristiques de l'acier .....	6
2.2.3 Aciers destinés aux armatures transversales.....	7
CHAPITRE III CALCUL DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE.....	8
3.1 CHARPENTE METALLIQUE.....	8
3.1.1 Dimensionnement des pannes .....	8
3.1.2 Calcul des Fermes.....	13
3.1.3 Assemblage des éléments de la ferme .....	16
3.2 OUVRAGES DE LA SUPERSTRUCTURE EN BETON ARME .....	17
3.2.1 Etude du plancher .....	17
3.2.2 Calcul des nervures.....	19

3.2.3	Etude des poutres .....	21
3.2.4	Etude des poteaux (cas p4) .....	24
3.2.5	Etude de l'escalier .....	27
3.3	OUVRAGES DE L'INFRASTRUCTURE EN BETON ARME .....	31
3.3.1	Etude des fondations.....	31
CHAPITRE IV ANALYSE TECHNICO ECONOMIQUE .....		35
4.1	ANALYSE TECHNIQUE .....	35
4.2	ANALYSE ECONOMIQUE .....	35
CONCLUSION .....		36
BIBLIOGRAPHIE .....		37
ANNEXES .....		38
ANNEXE 1 : DESCRIPTION DU PROJET .....		I
ANNEXE 2 : DESCRIPTION DE LA STRUCTURE .....		IV
ANNEXE 3 : NOTES DE CALCUL .....		VII
3.1	DIMENSIONNEMENT DE LA CHARPENTE METALLIQUE.....	VII
3.1.1	Etude au vent selon NV 65 .....	VII
3.1.2	Calcul des Fermes.....	XIV
3.1.3	Détails sur l'assemblage .....	XVII
3.2	ETUDE DES OUVRAGES DE LA SUPERSTRUCTURE EN BETON ARME.....	XX
3.2.1	Etude du plancher .....	XX
3.2.2	Calcul de la nervure .....	XXI
3.2.3	Calcul des poutres.....	XXVI
3.2.4	Calcul des poteaux.....	XXIX
3.2.5	Etude de l'escalier .....	XXXII
3.3	ETUDE DES FONDATIONS.....	XXXIV

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Descente de charge.....	9
Tableau 2 : Pré-dimensionnement du profilé .....	10
Tableau 3 :Charges sur la ferme.....	14
Tableau4 : Récapitulatif des efforts maximaux sur les éléments .....	15
Tableau5 : Vérification du flambement .....	16
Tableau 6 : Descente des charges sur les nervures.....	20
Tableau 7 : Efforts sur les poteaux.....	25
Tableau 8 : Charges de calcul, dimension des semelles et choix des armatures.....	33
Tableau 9 : Les efforts dans les barres. ....	XVII
Tableau 10 : Calcul du cordon de soudure.....	XVII
Tableau11 : Descente des charges sur les planchers .....	XX
Tableau12 : Détermination du mode de calcul.....	XXIII
Tableau13 : Calcul des armatures de la poutre principale. ....	XXVII
Tableau 14 : Calcul des aciers du poteau .....	XXXI
Tableau 15 : Calcul de la section des aciers de l'escalier .....	XXXIII
Tableau 16 : calcul des semelles de la fondation .....	XXXVI
Tableau 17 : Redimensionnement des semelles .....	XLIV

## LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Carte de situation .....	2
Figure 2 :Disposition des pannes .....	8
Figure 3 : Disposition des pannes sur la ferme .....	8
Figure 4 : Panne sur le versant de la toiture .....	9
Figure 5 : Ferme .....	13
Figure 6 : Surface d'influence de la ferme .....	13
Figure 7 : Plan de ferrailage de la nervure. ....	21
Figure 8 : Plan de ferrailage de la poutre principale .....	23
Figure 9 : Surface d'influence sur le poteau central côté entrepôt.....	24
Figure 10 :Plan de ferrailage d'un poteau(P4) central côté entrepôt.....	26
Figure 11 : Coupe sur l'escalier .....	27
Figure 12 : Modalisation de l'escalier.....	29
Figure 13 : Ferrailage de l'escalier.....	30
Figure 14 : Ferrailage de la semelle S4 .....	33



## INTRODUCTION GENERALE

Le cycle de Master au 2iE est sanctionné par l'élaboration d'un projet de fin d'études que l'étudiant, futur ingénieur doit préparer et soutenir devant un jury. C'est dans ce cadre que nous avons été amenés à faire ce présent projet dont le thème est : « *Dimensionnement et calcul de structures d'un magasin de stockage des produits pharmaceutiques et des bureaux de type R+1* ».

Les bâtiments sont destinés à abriter les hommes, les lieux de travail, les produits pharmaceutiques. Les modes de conception et de construction varient selon les matériaux utilisés, le lieu géographique, la destination, le degré d'évolution de la société etc. En phase de construction aussi bien qu'en phase d'exploitation, le bâtiment doit pouvoir résister à sa propre charge et aux actions extérieures. Il devient donc important d'apprécier la qualité des matériaux et de dimensionner correctement les différents éléments de la structure porteuse d'où l'intervention des ingénieurs.

Pour une meilleure approche de notre étude, nous ferons une situation sur le site et une description architecturale de notre ouvrage. Ensuite nous poserons les principes de base pour l'évaluation des actions, le calcul des sollicitations, le dimensionnement des éléments de la structure, une analyse technique et économique des gros œuvres et enfin le planning d'exécution des travaux.

Le but de cette étude est de faire ressortir, en fin de compte, des détails qui pourront permettre de construire un entrepôt de bonne aptitude technique fonctionnelle dans la durée sans ignorer le coût, Ces objectifs ne peuvent être atteints que si les actions suivantes sont bien menées dans le cadre de cette étude :

- ✎ Etude technique de dimensionnement structural;
- ✎ Estimation du coût des gros-œuvres et d'une ébauche de mode de gestion de projet ;
- ✎ Une analyse comparative des résultats.

## CHAPITRE I DESCRIPTION GENERALE DU PROJET

### 1.1 DESCRIPTION ARCHITECTURALE DU PROJET

(Voir Annexe 1 et 2 pour plus de détails)

DORI, le site destiné à recevoir le bâtiment est situé au Nord-est du Burkina-Faso, dans la province de SENO

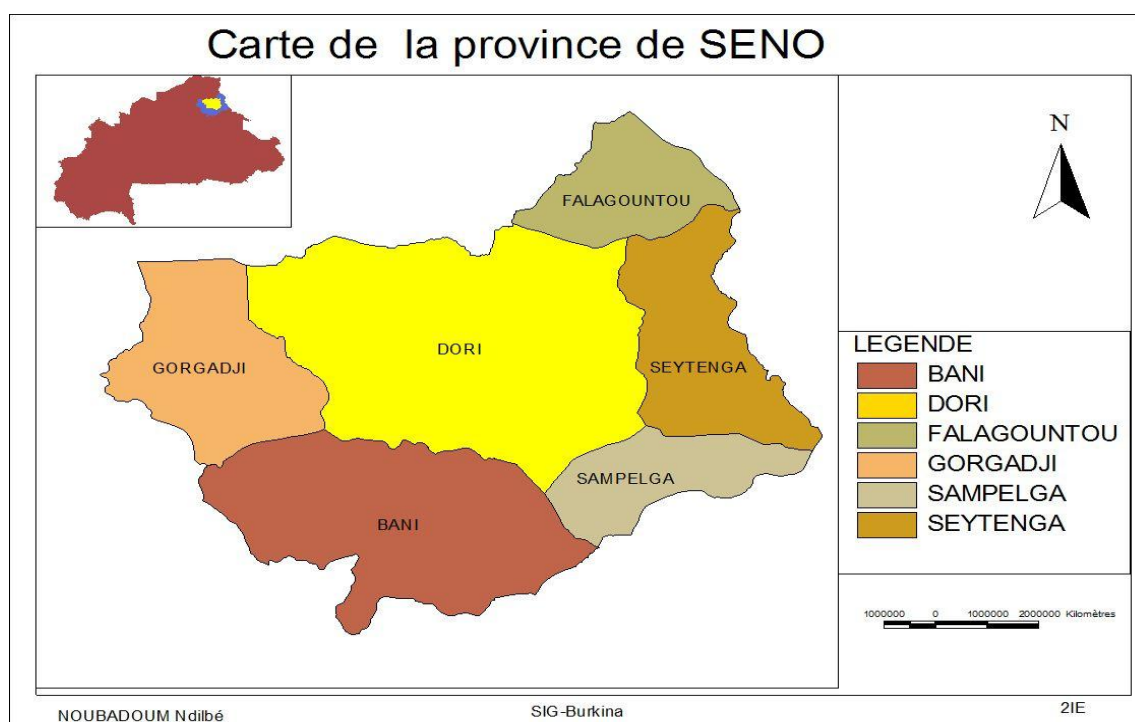


Figure 1 : Carte de situation

Le projet est constitué d'un bâtiment composé de deux blocs :

- ✓ Blocs des bureaux de 736,67 m<sup>2</sup> est de type R+1.
- ✓ Bloc magasin de stockage de 2985,27 m<sup>2</sup> de type RDC est composé des aires de stockage, d'une chambre froide et une chambre climatisée.

Nous constatons de grandes aires de dégagement favorisant une circulation fluide au sein du bâtiment et un nombre d'escalier suffisant, placé à des endroits bien étudiés pour faciliter la transition entre les différents niveaux. Il faut noter que l'éclairage au niveau de la partie centrale est assuré par un patio protégé.

## 1.2 DESCRIPTION DU GROS ŒUVRE ET DU SECOND ŒUVRE

Une Analyse minutieuse des différents corps d'état est nécessaire afin d'avoir une idée précise du mode de fonctionnement de la structure.

### 1.2.1 Gros Œuvres

Compte tenu de la nature et de la destination de notre bâtiment, pour cette structure, nous opterons une structure ossature en béton pour le bureau et pour le magasin s'ajoute encore une charpente métallique. Tous les éléments porteurs seront réalisés en Béton Armé et convenablement dimensionnés.

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux. Le dallage sera en réalité désolidarisé des autres éléments porteurs. Les planchers des autres niveaux seront en corps creux surmontés d'une dalle de compression, cela afin de rendre la structure assez légère et pour des raisons de confort acoustique et thermique.

En plus de cela, ce choix se justifie par l'économie du béton, du coffrage, et la facilité de la mise en œuvre.

Les poutres comme les planchers sont des éléments porteurs horizontaux et sont chargées de reprendre le poids propre des planchers, les charges d'exploitations sur les planchers et son poids propre pour les transmettre aux poteaux. Les poutres seront dosées à  $350 \text{ kg/m}^3$ . Pour un dimensionnement économique, elles seront étudiées comme des poutres continues reposant sur autant d'appuis que possible.

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, eux aussi seront en Béton Armé dosés à  $350 \text{ Kg / m}^3$ , avec des sections adéquates et un élancement optimal afin d'éviter tout flambement. Ces poteaux transmettront en plus de leur propre poids les charges qui leur sont transmises par les poutres.

Les semelles quant à elles sont des interfaces qui permettent la transmission des charges des poteaux au sol support. Elles devront être dimensionnées de manière adéquate pour éviter tout poinçonnement du sol de fondation et des tassements qui à la longue peuvent produire des désordres de la structure.

### 1.2.2 Second Œuvres

Pour le second œuvre nous aurons plusieurs volets :

Au niveau des enduits de mortier nous aurons un dosage de  $300 \text{ kg/m}^3$  et des épaisseurs variant entre 1.5 à 2.5 cm compte tenu de l'exposition des murs. Pour la pose des carreaux une pente légère et suffisante sera nécessaire pour l'écoulement rapide des eaux car les infiltrations d'eau et le béton ne font pas bon ménage.

Pour la menuiserie, une attention particulière devra être prise pour la fixation des ouvertures qui devront être conformes à la description architecturale prévue.

Les électriciens devront travailler de concert avec ceux du gros œuvre car le coulage du béton et la réalisation de certaines parties de structure ne pourront se faire qu'après les poses des réservations des installations électriques pour éviter des démolitions qui peuvent fragiliser la structure. Une attention particulière sera faite à la réalisation des tableaux de commande électrique. Pour la plomberie sanitaire, il faudra veiller à la bonne pose des tuyauteries et qu'ils aient des pentes adéquates et une bonne connexion aux réseaux d'assainissement. Les eaux usées et eaux vannes seront recueillies et conduites dans le puisard

Après la pose des conduites, des essais de pression seront faits pour détecter les éventuelles fuites et disfonctionnement du réseau.

La peinture et les carreaux devront être de bonne qualité, répondant aux normes de la sécurité (par exemple des carreaux anti dérapant pour les toilettes et une peinture qui ne permette pas la propagation des flammes) et conformes aux prévisions de l'architecte.

### **1.2.3 Quelques précautions à prendre**

Il faudra pour les hypothèses de calcul et pour la mise en œuvre tenir compte des facteurs tels que le climat, la nature du site, les matériaux disponibles.

Veillez au bon dosage des agrégats et à la qualité de l'eau de gâchage pour avoir une meilleure ouvrabilité du béton et ainsi éviter les phénomènes de ségrégation et la perte de laitance du béton. Il permet en effet d'avoir un béton homogène et d'amoindrir les phénomènes de retrait qui ont pour conséquence principale, l'apparition de fissures dans le béton et un mauvais parement. Un mauvais béton conduit à une désolidarisation des armatures du béton, et à une exposition des armatures aux intempéries qui peuvent engendrer la corrosion.

## **CHAPITRE II HYPOTHESES ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX**

### **2.1 HYPOTHESES**

#### **2.1.1 Règles de calculs**

Toutes les hypothèses concernant le dimensionnement des éléments en béton armé seront relatives aux règlements BAEL91 modifiés 99 assortis des DTU. On citera notamment les :

- \* D.T.U.P 18-702 : définissant les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites ;
- \* D.T.U 13-02 relatif aux calculs des fondations ;
- \* Normes N.F.P 6-001 définissant les charges d'exploitation des bâtiments ;
- \* Les normes N.F.P 6-004 définissant les charges permanentes et d'exploitation dues aux forces de pesanteur ;

Pour le dimensionnement de la charpente métallique, nous utiliserons :

Les règles du vent, les règles CM66 et additifs 8.

Les charges permanentes seront affectées des coefficients de pondération 4/3 ou 1 selon le cas la plus défavorable.

Les surcharges d'exploitation et les vents seront affectés des coefficients de pondération 3/2 ou 1 selon le cas le plus défavorable.

Pour cela, on fait toutes les combinaisons de charges possibles puis nous allons adopter pour le calcul la combinaison la plus défavorable.

Les profilés utilisés sont ceux existant au marché le S235.

#### **2.1.2 Dimensionnement**

Les éléments porteurs : Poutres, Poteaux, Dalles, Nervures et les escaliers seront dimensionnés aux Etats Limites Ultimes car nous sommes dans une région à climat tropicale semi désertique où il fait chaud avec de faibles précipitations. Les éléments de couverture et les semelles seront vérifiés à l'ELS en considérant la fissuration préjudiciable du fait qu'ils sont exposés aux agents atmosphériques comme les eaux de pluie et l'humidité.

- ✓ Nous considérerons deux types d'action, celle des charges permanentes nommées G et celle des charges d'exploitations nommées Q.
- ✓ Nous opterons pour un enrobage de 2 cm compte tenu du milieu et des conditions d'exploitations de notre ouvrage.
- ✓ Pour le dimensionnement, la résistance admissible à l'ELS du sol égale à 2 bars soit 0.2 MPa à 1.5 mètre de profondeur à partir du dallage.

### **2.1.3 Charges**

A l'ELU  $P_u = 1,35G + 1,5Q$  et à l'ELS  $P_{ser} = G + Q$ .

Avec : G = charge permanente ; Q = charge d'exploitation et P = la charge d'entretien.

## **2.2 CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX**

### **2.2.1 Caractéristiques du béton**

La résistance caractéristique à la compression à 28 jours :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

La résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours  $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$

Le coefficient partiel de sécurité pour le béton :  $\gamma_b = 1,5$

Le coefficient prenant en compte la durée d'application des charges :  $\theta = 1$  si  $t > 24$  heures

La résistance de béton à l'ELU:  $f_{bu} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$

La contrainte limite de compression du béton à l'ELS:  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Le poids volumique du béton armé :  $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

### **2.2.2 Caractéristiques de l'acier**

Aciers destinés aux armatures longitudinales

Pour ce type, on prévoit des aciers à hautes adhérences à nuance FeE400

La limite d'élasticité garantie :  $f_e = 400 \text{ MPa}$

Le module d'élasticité :  $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$

Le coefficient partiel de sécurité des aciers:  $\gamma_s = 1,15$

Le coefficient de fissuration :  $\eta = 1,6$

Le coefficient de scellement :  $\psi_s = 1,5$

### **2.2.3 Aciers destinés aux armatures transversales**

Pour ce type, on utilisera les aciers à Haute Adhérence

#### ***La résistance de calcul***

Etat Limite Ultime (ELU) :  $f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \approx 348 \text{ MPa}$

Etat Limite de Service (ELS) :

Dans le cas de fissuration peu préjudiciable :  $f_s = f_e$

Dans le cas de fissuration préjudiciable  $\bar{\sigma}_{bc} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max \left( 0,5 \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \right\}$

Dans le cas de fissuration peu préjudiciable :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \times \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max \left( 0,5 \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \right\}$

## CHAPITRE III CALCUL DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

(Voir annexe 3 pour plus de détails de calcul)

### 3.1 CHARPENTE METALLIQUE

#### 3.1.1 Dimensionnement des pannes

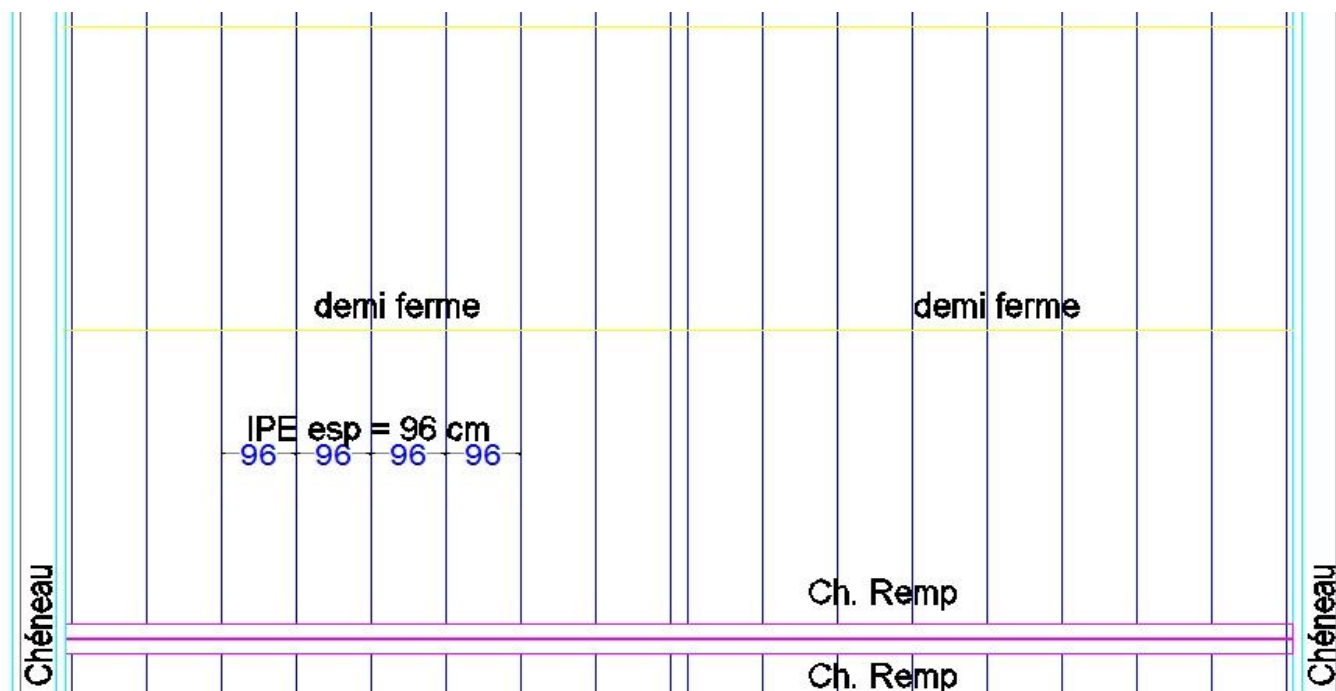


Figure 2 : Disposition des pannes

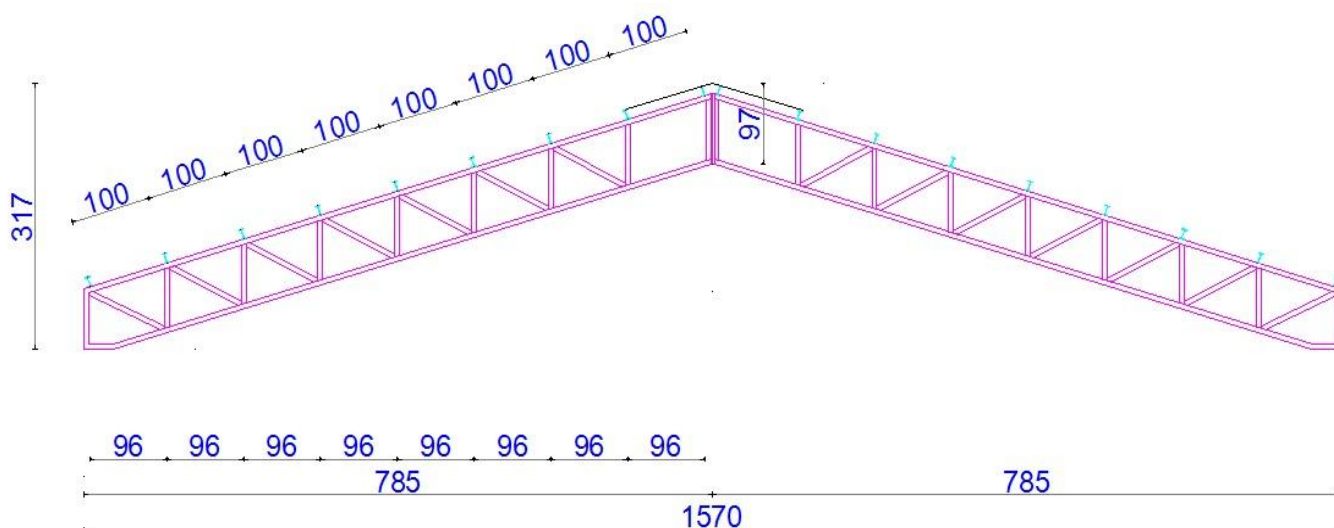
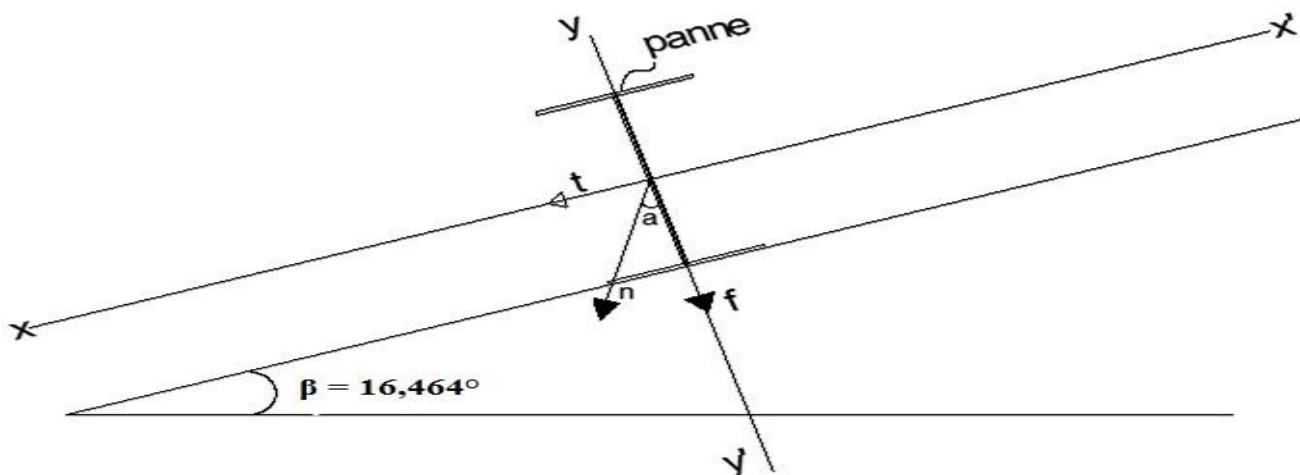


Figure 3 : Disposition des pannes sur la ferme





## Panne sur le versant de la toiture

Figure 4 : Panne sur le versant de la toiture

### Descente des charges et Combinaison de charge

Nous ferons une descente des charges sans tenir compte du poids propre du profilé.

Pour la charge d'entretien, on considère deux charges concentrées de **1 KN** appliquées aux  $\frac{1}{3}$  et  $\frac{2}{3}$  des portées. En égalisant les deux moments maximaux dus aux charges concentrées

$$M = \frac{pL^2}{8} \text{ avec } M = F \times l \Rightarrow F \times l = \frac{pL^2}{8} \text{ or } l = \frac{L}{3} = \frac{4,3}{3} = 1,43$$

$$\text{donc on aura } p = \frac{8 \times F \times l}{L^2} = \frac{8 \times 1 \times 1,433}{4,30^2} = 0,62 \text{ KN/ml}$$

$$p = 0,62 \text{ KN/ml} \Rightarrow \frac{0,62}{0,96} = 0,646 \text{ KN/m}^2$$

(Pour les détails de calculs, voir à l'annexe 3.1.1)

Tableau 1 : Descente de charge

I [m]	0,96
Wn	-0,47
We	-0,8225

Descente des charges				
Désignation	Charge permanente [KN/m <sup>2</sup> ]	Résultats [KN/m]	Désignation	Charge d'exploitation [KN/m]
Tôle bac alu	0,1	0,096	Surcharge d'entretien(p)	0,62
Sous plafond suspendu	0,04	0,0384	Vent normal	-0,47
Poids propre de la panne	Fonction du profilé		Vent extrême	-0,8225
<b>Total</b>	<b>G</b>	<b>0,1344</b>		

**Combinaison de charge**

Combinaison des charges				
Désignation	ELU	Résultats [KN / ml]	ELS	Résultats [KN / ml]
$\left(\frac{4}{3}\right) \times G + \left(\frac{3}{2}\right) \times p$	$\left(\frac{4}{3}\right) \times 0,134 + \left(\frac{3}{2}\right) \times 0,62$	1,10944	G + p	0,75456
$G + \left(\frac{3}{2}\right) \times p$	$0,134 + \left(\frac{3}{2}\right) \times 0,62$	1,06464	G + Wn	-0,3168
<b>Combinaison défavorable</b>	<b>Q<sub>u</sub>max</b>	<b>1,10944</b>	<b>Q<sub>ser</sub> max</b>	<b>0,75456</b>

De ces combinaisons, la plus défavorable est :

$$ELU : \left(\frac{4}{3}\right) \times G + \left(\frac{3}{2}\right) \times p = 1,10944 \text{ KN/ml} \Rightarrow Q_{u \max} = 1,10944 \text{ KN/ml}$$

**Pré- dimensionnement**

Nous allons faire le calcul élastique pour le pré-dimensionnement car la panne travaille en flexion déviée. Pour le dimensionnement, nous ferons le calcul plastique.

$$\text{Calcul élastique : } \frac{M_{dy}}{W_{ely.fy}} + \frac{M_{dz}}{W_{elz.fy}} \leq \frac{1}{\gamma_{M0}}$$

$$\text{Hypothèse: } \frac{M_{dz}}{W_{elz.fy}} \ll \frac{M_{dy}}{W_{ely.fy}} \Rightarrow \frac{M_{dy}}{W_{ely.fy}} \leq \frac{1}{\gamma_{M0}} \text{ donc } \Rightarrow W_{ely} \geq \frac{\gamma_{M0} \cdot M_{dy}}{f_y}$$

**Calcul des moments:**  $Q_{uz} = Q_u \times \cos\alpha$  et  $Q_{uy} = Q_u \times \sin\alpha$  et  $M_{dy} = \frac{Q_{uz} \times l^2}{8}$  et  $M_{dz} = \frac{Q_{uy} \times l^2}{8}$

Avec  $\beta$  l'angle d'inclinaison de la panne.

Tableau 2 : Pré-dimensionnement du profilé

$\gamma_{M0}$	1,1
---------------	-----

$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	235
L[m]	4,3
$\beta$	16,464
Cos $\beta$ [°]	0,9589979977
Sin $\beta$ [°]	0,2834128445

Quy[KN]	Quz[KN]	Mdy[KN.m]	Mdz[KN.m]	Wely[cm <sup>3</sup> ]
0,314429546	1,063950739	2,46	0,73	11,51

Nous devons choisir un profilé qui à un moment élastique supérieur à 11,51 cm<sup>3</sup>

<b>Choix: IPE 80</b>	
Wely[cm <sup>3</sup> ]	20
Wply[cm <sup>3</sup> ]	23,2
Wplz[cm <sup>3</sup> ]	5,89
Pp[KN/m]	0,06

### Dimensionnement de la panne

En générale les IPE 80 à 240 sont de classe 1 en flexion simple donc la vérification se fera en calcul plastique.

Avant de faire le calcul plastique nous allons tenir compte du poids propre du profilé pour la descente des charges

Descente des charges					
Désignation	Charge permanente [KN/m <sup>2</sup> ]	Résultats [KN/m]	Désignation	Charge d'exploitation [KN/m <sup>2</sup> ]	Résultats [KN/m]
Tôle bac alu	0,1	0,10	Surcharge d'entretien(p)	0,65	0,62
Sous plafond suspendu	0,04	0,04	Vent normal	-0,47	-0,45
Poids propre de la panne	0,0625	0,06	Vent extrême	-0,82	-0,79
<b>Total</b>	<b>G</b>	<b>0,19</b>			

Combinaison des charges				
Désignation	ELU	Résultats [KN / ml]	ELS	Résultats [KN / ml]

$\left(\frac{4}{3}\right) \times G + \left(\frac{3}{2}\right) \times p$	$\left(\frac{4}{3}\right) \cdot 0,134 + \left(\frac{3}{2}\right) \cdot 0,62$	1,19	G + p	0,81
$G + \left(\frac{3}{2}\right) \times p$	$0,134 + \left(\frac{3}{2}\right) \cdot 0,62$	1,12	$G + \left(\frac{3}{2}\right) \times Wn$	-0,26
<b>Combinaison défavorable</b>	<b>Qumax</b>	<b>1,19</b>	<b>Qser max</b>	<b>0,81</b>

Nous devrions vérifier cette condition :  $\left(\frac{M_{dy}}{W_{ply} \cdot f_y}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{dz}}{W_{plz} \cdot f_y}\right)^\beta \leq \frac{1}{\gamma_{M0}}$  avec  $\alpha = 2$  et  $\beta = 1$

<b>YMO</b>	1,1
<b>fy[N/mm<sup>2</sup>]</b>	235
<b>L[m]</b>	4,3
<b>a</b>	16,464
<b>Cos a[°]</b>	0,958997998
<b>Sin a[°]</b>	0,283412844

#### Vérification plastique

Quy	Quz	Mdy	Mdz	$\left[\left(\frac{M_{dy}}{W_{ply} \cdot f_y}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{dz}}{W_{plz} \cdot f_y}\right)^\beta\right]$	1/γM0
0,337102574	1,140670578	2,64	0,78	0,56	0,91

**Conclusion :**  $\left(\frac{M_{dy}}{W_{ply} \cdot f_y}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{dz}}{W_{plz} \cdot f_y}\right)^\beta = 0,56 \leq \frac{1}{\gamma_{M0}} = 0,91$  ; donc la condition est vérifiée.

Nous pouvons donc opter pour l'IPE80.

#### Vérification de la Flèche

Nous allons calculer la flèche à l'ELS

$$f = \sqrt{f_y^2 + f_z^2} < \frac{L}{200} \Rightarrow f = \sqrt{\left(\frac{5Q_{ser} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}\right)^2 + \left(\frac{5Q_{ser} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_z}\right)^2} \text{ avec } I_z = 8,5 \text{ cm}^4 ; I_y = 80,1 \text{ cm}^4$$

Quy	Quz	fy	fz	f	L/200
0,230856767	0,781161409	0,000611	0,019481	0,019491	0,21

**Conclusion :**  $f = \sqrt{f_y^2 + f_z^2} = 0,019 < \frac{L}{200} = 0,021$  ; donc la flèche est vérifiée

#### Déversement

La panne est liée aux tôles, on conclut qu'il n'y a pas de risque de déversement car la partie comprimée est tenue latéralement.

Toutes les conditions étant vérifiées, donc le profilé IPE 80 convient pour la panne

### 3.1.2 Calcul des Fermes

#### Conception de la ferme

La forme trapézoïdale est celle retenue par l'architecte. La ferme est constituée d'un système de treillis en N de caractéristiques : Hauteur :  $H = 3,17$  m et  $h = 0,97$  m ; Portée :  $L = 15,70$  m.

Les fermes sont espacées de 4,30 m avec une pente d'environ 30%

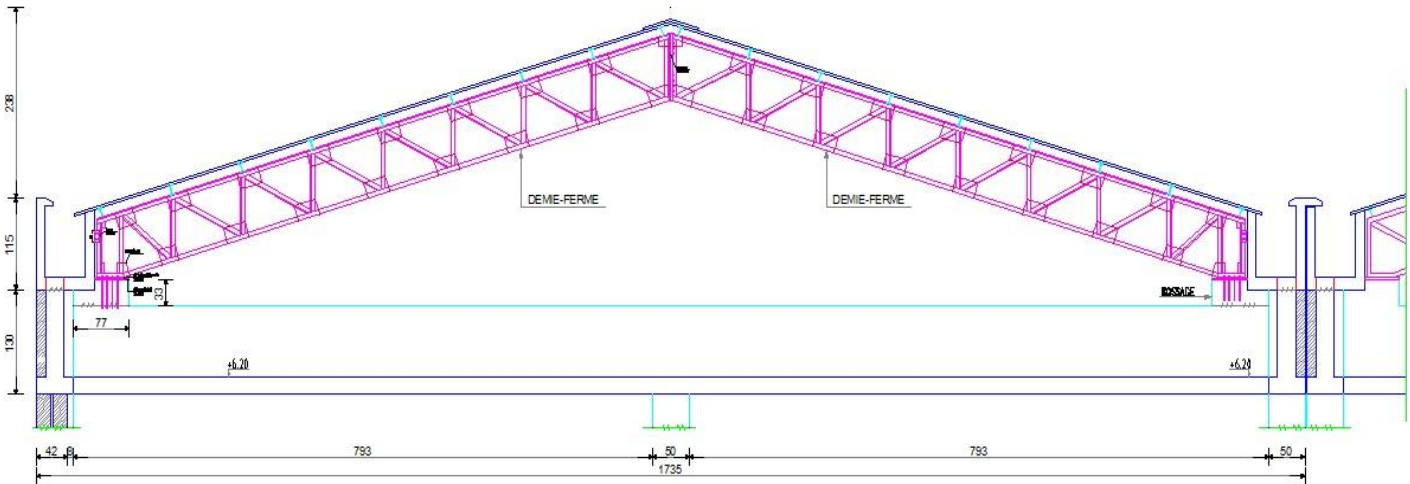


Figure 5 : Ferme

La ferme se repose sur des poteaux qui reposent sur des semelles de la fondation.

#### Dimensionnement de la ferme

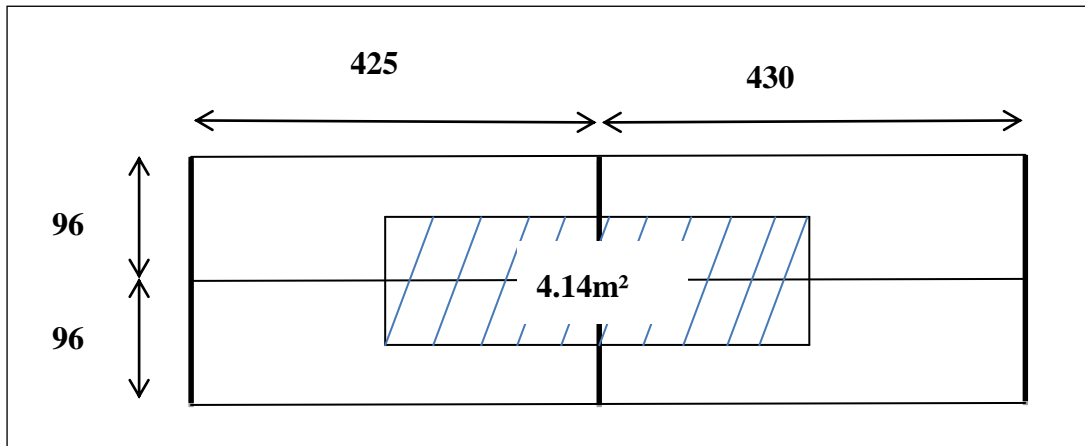


Figure 6 : Surface d'influence de la ferme

**Evaluation des charges**

(Pour les détails voir l'annexe

**Tableau 3 :Charges sur la ferme**

Entre-axe des fermes[m]	4,3			
Surface d'influence [m <sup>2</sup> ]	4,104			
Descente des charges				
Désignation	Charge permanente G (KN/m <sup>2</sup> )	Charge d'exploitation Q (KN/m <sup>2</sup> )		
Poids propre de la panne	0,258			
Poids propre de la ferme	0,135			
Toiture en tôle bac alu	0,100			
Charge d'entretien		0,646		
<b>Total</b>	<b>0,49315</b>	<b>0,646</b>		
Combinaison des charges				
Désignation	ELU	Résultats [KN/ml ]	ELS	Résultats [KN/ml ]
Charge permanente	$((4 \times G)/3) + ((3 \times Q)/2) \times S$	6,6752928	G+p	4,6750716
Charge d'exploitation	$0,1344 + ((3 \times Q)/2) \times S$	6,0006636	G+Wn	0,0950076
<b>Combinaison défavorable</b>	<b>Q<sub>umax</sub></b>	<b>6,6752928</b>	<b>Q<sub>ser max</sub></b>	<b>4,6750716</b>

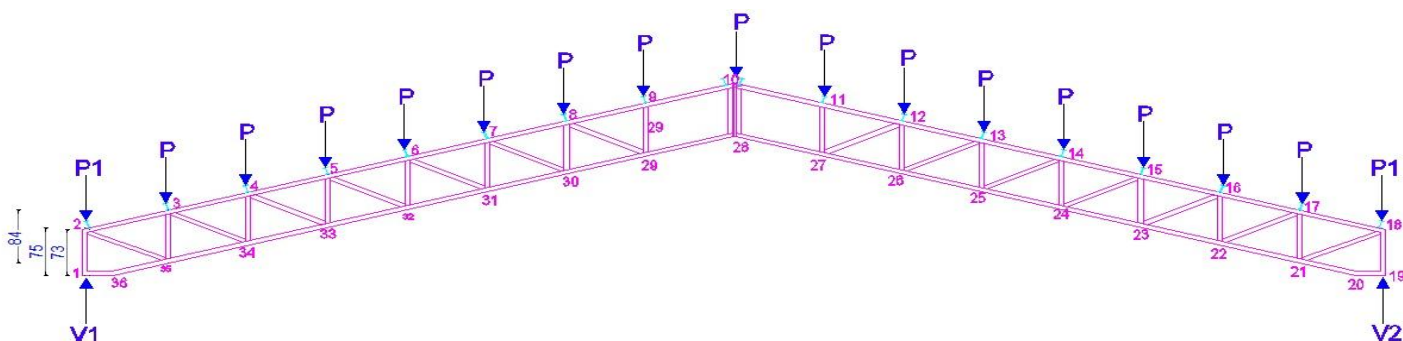
Les fermes sont calculées à l'aide des charges nodales (charges appliquées aux nœuds). Nous avons deux (02) types de charges nodales qu'on notera P et P1 dont les valeurs respectives sont :

**P** est la combinaison la plus défavorable ELU:  $\left(\frac{4}{3}\right) \times G + \left(\frac{3}{2}\right) \times p = 6,675 \frac{KN}{ml}$

**$P = Q_{u\ max} = 6,675 \text{ KN/ml}$**

La charge arrivant sur un nœud extrême est :  **$P_1 = \frac{6,675}{2} = 3,3375 \text{ KN/ml}$**

***Schéma de calcul de la ferme***



Calcul des réactions d'appuis

Appliquons le principe fondamental de la statique, on a

$$V_1 = V_2 = \frac{16P}{2} = \frac{16 \times 6,675}{2} = 53,4 \text{ KN}$$

Les efforts maximaux des éléments sont donnés dans le tableau suivant. Nous avons utilisé la méthode des nœuds pour calculer ces efforts (pour quelques détails du calcul cette méthode, voir l'annexe3 : 3.1.2)

Tableau4 : Récapitulatif des efforts maximaux sur les éléments

Récapitulatifs des efforts max					
Eléments	Nature des efforts	Efforts Maximal [KN]	Eléments	Nature des efforts	Efforts [KN]
Membrure supérieure	Compression	277,84	Membrure Inférieure	Compression	277,84
Montants	Traction	75,41	Diagonales	Traction	72,77

Dimensionnement des éléments de la ferme

Généralement,  $N_d \leq N_{pl} \Rightarrow N_d \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{Mo}}$  d'ou la section d'une cornière est  $A \geq \frac{N_d \gamma_{Mo}}{f_y}$

Comme nous prévoyons des doubles corniers, on

aura :  $A \geq \frac{N_d \gamma_{Mo}}{2 f_y}$  c'est à dire la moitié de la section normale

Section provisoire des cornières

Sections provisoires des cornières									
Eléments	Nature des efforts	Efforts Max [KN]	0,5*A [cm²]	Cornières	Eléments	Nature des efforts	Efforts Max [KN]	0,5*A ≥ [cm²]	Cornières
Membrure supérieure	Compression	277,84	6,50	60x60x10	Membrure Inférieure	Compression	277,84	6,50	60x60x10
Montants	Traction	75,41	1,76	40x40x5	Diagonales	Traction	72,77	1,70	45x45x5

**Vérification du flambement**

$$\text{Condition: } N_k = \frac{k \times A \times f_y}{Y_{M0}} \geq N_d = \frac{A \times f_y}{Y_{M0}} \times 0.5 \text{ c'est à dire la moitié de la section normale}$$

Pour les cornières, on projette sur la courbe C pour obtenir k qui est fonction de  $\bar{\lambda}_k$

$$\lambda_k = \frac{L_k}{i_z} \text{ et } \bar{\lambda}_k = \frac{\lambda_k}{\lambda_E} \text{ avec } \lambda_E = \pi \sqrt{\left(\frac{E}{f_y}\right)}$$

Sur ce principe, nous avons vérifié le flambement résumé dans le tableau ci-dessous :

Tableau5 : Vérification du flambement

Eléments	Cornières	A[mm²]	L <sub>k</sub> [mm]	i <sub>v</sub> [mm]	λ <sub>k</sub>	λ̄ <sub>k</sub>	k	N <sub>k</sub>	0,5*N <sub>d</sub>	Validation
Membrure supérieure	60x60x10	1115,00	1000	11,40	87,72	0,93	0,5980	142,45	138,92	OK
Membrure Inférieure	60x60x10	1115,00	1000	11,40	87,72	0,93	0,5980	142,45	138,92	OK

La condition de flambement est vérifiée pour tous les éléments comprimés, donc nous pouvons retenir ces cornières pour notre ferme

**Vérification au voilement local**

Les cornières sont de classe 3, donc le risque de voilement local ne gouverne pas le dimensionnement.

**3.1.3 Assemblage des éléments de la ferme**

Les assemblages seront réalisés par soudure. Pour cela on utilisera des cordons latéraux pour fixer les barres sur les goussets. Ainsi on calculera seulement les cordons latéraux, les cordons frontaux seront utilisés simplement pour renforcer la solidité de la fixation.

Pour chaque type d'élément, on calculera seulement la longueur des cordons de l'élément le plus sollicité ; et cette longueur sera appliquée aux autres éléments de sa famille.



### Calcul des cordons d'angle

Les cordons d'angle se calculent avec un coefficient de réduction  $\alpha = 1$  si  $a \leq 4\text{mm}$  et  $\alpha = 0,8 \left(1 + \frac{1}{a}\right)$  si  $a > 4\text{mm}$

Choix : Montant et Diagonal,  $t_f = 10\text{mm}$  et les membrures  $t_f = 5\text{ mm}$

Choix :  $a = 5\text{mm}$

On vérifiera que :

Pour le cordon frontal :  $\frac{N}{0,85 \times l_f \times \alpha \times a} \leq \sigma_s$  et pour le cordon latéral :  $\frac{N/2}{0,75 \times l_t \times \alpha \times a} \leq \sigma_s$

Pour les autres détails, voir l'annexe 1 :1.3.2

## **3.2 OUVRAGES DE LA SUPERSTRUCTURE EN BETON ARME**

### **3.2.1 Etude du plancher**

Notre plancher est réalisé en béton armé destiné à supporter les charges permanentes et les charges d'exploitations. Dans notre projet, tous les planchers y compris la toiture-terrasse, seront en corps creux. Pour faciliter la mise en œuvre, nous convenons de conserver pour tous les planchers, la même épaisseur.

### Pré-dimensionnement

En général, la détermination de l'épaisseur d'un plancher à corps creux est telle que :

$$h_t \geq \frac{l}{22,5}$$

En considérant les différents plans de coffrage, nous avons retenu comme distance entre nu des nervures :  $L = 418\text{cm}$ .

Ceci étant, nous avons :  $h_t \geq \frac{418}{22,5} \Leftrightarrow h_t \geq 18,57\text{cm}$  ; Convenons de prendre  $h_t = 20\text{ cm}$ .

**Résistance au feu** : L'épaisseur minimale de la dalle pour deux heures de coupe-feu doit être égale à 11cm.

**Isolation acoustique :** Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale  $M$  de  $350 \text{ kg/m}^2$  d'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$h_t = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm or } h_t \geq 18,57 \text{ cm}$$

**Convenons de prendre**

$$h_t = 20 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} 15 \text{ cm} : \text{Epaisseur du corps creux.} \\ 5 \text{ cm} : \text{Epaisseur de la dalle de compression.} \end{cases}$$

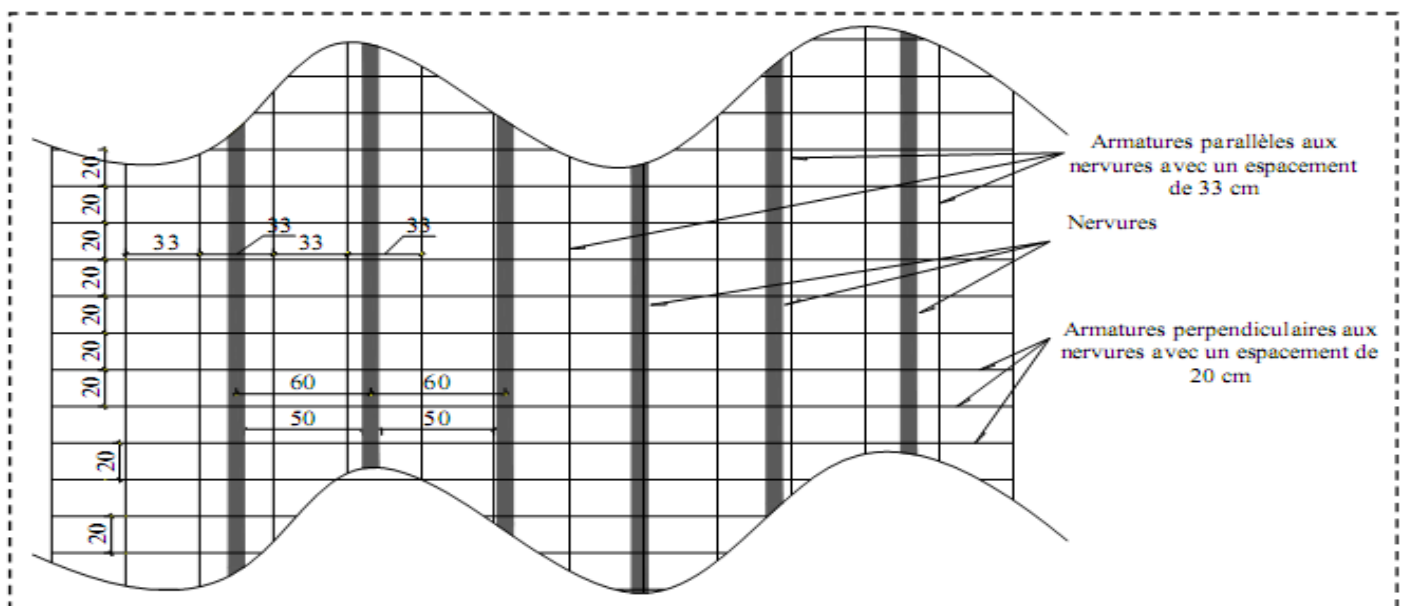
Nous optons alors pour les corps creux, les dimensions de  $20 \text{ cm} \times 50 \text{ cm} \times 15 \text{ cm}$  sur lesquels viendra une table de compression de  $5 \text{ cm}$  d'épaisseur

### Calcul du ferrailage de la table de compression

(Voir Annexe 2 : plans de coffrage pour plus de détails et annexe 3 :2)

Pour la table de compression, nous avons l'entre-axe des nervures  $60 \text{ cm}$  (comprise entre  $50 \text{ cm}$  et  $80 \text{ cm}$ ), alors nous aurons un quadrillage de  $20 \text{ cm}$  avec  $6\text{HA}6$  par mètre pour les armatures perpendiculaires aux nervures et un espacement de  $33 \text{ cm}$  avec  $4\text{HA}6$  par mètre pour les armatures parallèles aux nervures.

### Dispositifs des armatures des nervures pour les planchés à corps creux



Dispositions des armatures des nervures pour les planchers à corps creux

### Descente de charges

Voici en résumé les charges surfaciques des planchers

(Pour les détails, voir annexe 3 :2.1)

#### Charges sur le plancher haut R+1

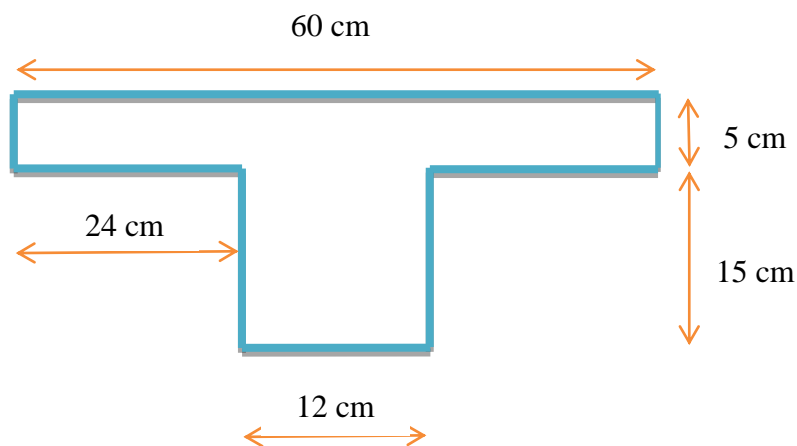
Charges sur le plancher Terrasse accessible R+1 côté Bureaux				Charges sur le plancher terrasse inaccessible R+1 côté Entrepôt		
Désignation	charges permanentes: G	charges d'exploitation: Q	Unité	Charge surfacique	charges d'exploitation: Q	Unité
<b>TOTAL</b>	<b>4,17</b>	<b>1,5</b>	KN/m <sup>2</sup>	<b>3,55</b>	<b>1</b>	KN/m <sup>2</sup>
Charges sur le plancher haut RDC côté bureau				Charges sur le plancher haut RDC côté entrepôt		
Désignation	Charge surfacique	charges d'exploitation: Q	Unité	Charge surfacique	charges d'exploitation: Q	Unité
<b>TOTAL</b>	<b>4,9</b>	<b>2,5</b>	KN/m <sup>2</sup>	<b>4,9</b>	<b>1</b>	KN/m <sup>2</sup>

### 3.2.2 Calcul des nervures

Pour le calcul des différentes nervures, il importe pour nous d'identifier tous les types de nervures en fonction de leur niveau, leur nombre de travée, leurs portées ainsi que les charges qu'elles reprennent.

**L= 48cm, b=60cm, h0=4cm et b1=24cm** (Voir annexe 3 : 2.1. pour plus de détails)

#### Schéma de principe de la nervure



#### 3.2.2.1 Descente de charges sur les nervures

Dans le tableau ci-dessous sont données les valeurs des sollicitations sous l'action des combinaisons les plus défavorables à l'ELU et à l'ELS.

Tableau 6 : Descente des charges sur les nervures

		DESCENTE DE CHARGES SUR LES NERVURES						
		charges permanentes surfaciques (KN/m <sup>2</sup> )	charges d'exploitations surfaciques (KN/m <sup>2</sup> )	largeur de reprise (m)	Charges linéaires à L'ELU (KN/m)	Charges linéaires à L'ELS (KN/m)	charges permanentes (KN/m)	charges d'exploitations (KN/m)
R+1	Côté entrepôt	4,17	1,5	0,6	4,7277	3,402	2,502	0,9
	Côté bureaux	3,55	1		3,7755	2,73	2,13	0,6
RDC	Côté entrepôt	4,9	2,5		6,219	4,44	2,94	1,5
	Côté bureaux	4,9	2,5		6,219	4,44	2,94	1,5

### 3.2.2.2 Détermination des efforts et calcul des sections d'armatures

(Pour les détails de calculs, voir annexe 3.2.2)

Nous allons calculer la nervure la plus sollicitée. Les sections d'armature seront calculées exclusivement à l'ELU et à l'ELS pour la terrasse.

Avec les données et sollicitations suivantes :

Données de la NERVURE			
b[m]	0,6		
b0[m]	0,12		
h[m]	0,2		
h0[m]	0,05		
Portée[m]	4,18		
	Mu[KN.m]	Mser [KN.m]	Vmax[KN]
Nervure N1 coté bureau R+1	9,34	6,67	8.94

Nous avons les sections suivantes

Moment ultime	1,35 G + 1,5 Q	Mu = 0,00934 MN.m
Moment critique réduit	Dépend du type d'acier et de Fc28	$\mu_l = 0,392$
Moment ultime réduit	$Mu / ( b \times d^2 \times Fbu )$	$\mu_{lim} = 0,034$
Vérification	Il faut que $\mu_l < \mu_{lim}$	Vérifié
Coefficient de la fibre neutre	$1,25 \times ( 1 - ( 1 - ( 2 \times mm ) )^{1/2} )$	a = 0,043
Ordonnée de la fibre neutre	a x d	y = 0,01 m
Détermination du mode de calcul	$y < ( 1,25 \times ho )$	<b>La section se calcul rectangulairement</b>
Moment réduit ultime		$\mu_l = 0,392$
<b>Calcul des moments réduits</b>		
Moment ultime réduit	$Mu / ( b \times d^2 \times Fbu )$	$\mu\mu = 0,170$
Etat limite de compression du béton	si $\mu\mu < \mu_l =$	Pas d'aciers comprimés
<b>Détermination de la section théorique des aciers tendus</b>		
Section théorique d'acier	$Mu / ( Zb \times Fsu )$	Ast = 1,65 cm <sup>2</sup>
<b>Choix des sections commerciales des tendus</b>		

Choix :	3 HA 14	Ast 1	2,36	cm <sup>2</sup>
Aciers de peau	1HA8	Choix	0,5	cm <sup>2</sup>
<b>JUSTIFICATION DE LA FLECHE</b>				
Flèche	$f = \frac{M_{227} L^2}{96 \times E \times I}$	0.00451		
flèche admissible	$f_{lim} = \frac{L}{500}$	0.0836		
Vérification	$f_{lim} > f$	OK		

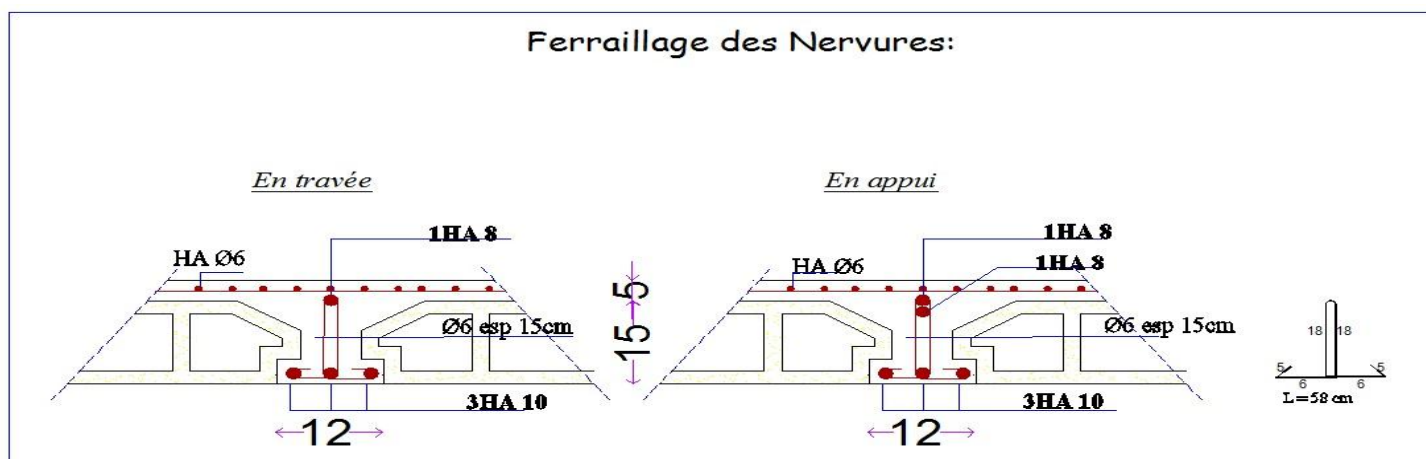


Figure 7 : Plan de ferrailage de la nervure.

### 3.2.3 Etude des poutres

Pour les poutres, nous allons calculer la poutre la plus sollicitée : il s'agit de la poutre(C15) du plancher haut R+1 coté entrepôt (cf. Annexe 2 : plan de coffrage).

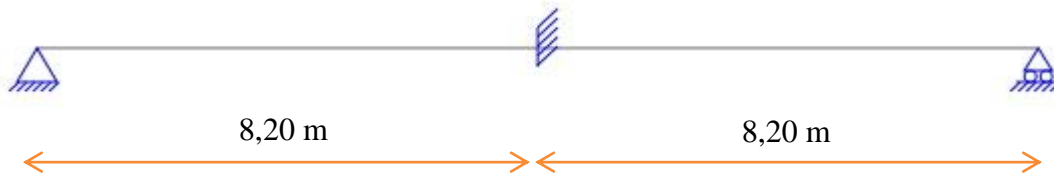
#### pré-dimensionnement des poutres

(Pour les détails de calcul, voir annexe 3 : 2.1.3)

Le Pré dimensionnement des poutres hyperstatique est fondé sur les règles du "BAEL 91 modifiées 99".

$\frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{12}$  et  $0,3 \times h \leq b \leq 0,5 \times h$ . Où  $b$ ,  $h$  et  $L$  sont respectivement la base, la hauteur et la longueur de la travée de la poutre. Nous avons :

**Poutre(E15) :  $L= 8.2m$  ;  $h=60cm$  et  $b=30cm$**



**Descente des charges**

Poutre				
Données	Chargement		Combinaisons et sollicitations	
Largeur d'influence [m]	4,38	G Plancher terrasse [KN/m]	15,55	<b>ELU [KN/m]</b> 33,6362
Hauteur h [m]	0,6	Poids propre de la poutre [KN/m]	4,5	<b>ELS [KN/m]</b> 24,429
Largeur b [m]	0,3	<b>G</b>	<b>20,05</b>	<b>Mtmax [KN.m]</b> 159
Enrobage d' [cm]	5	Q Plancher terrasse [KN/m]	4,38	<b>Msermax [KN.m]</b> 115,5
		<b>Q</b>	<b>4,38</b>	<b>Tmax [KN]</b> 172,4
				<b>Mumax en appuis [KN.m]</b> 282,7

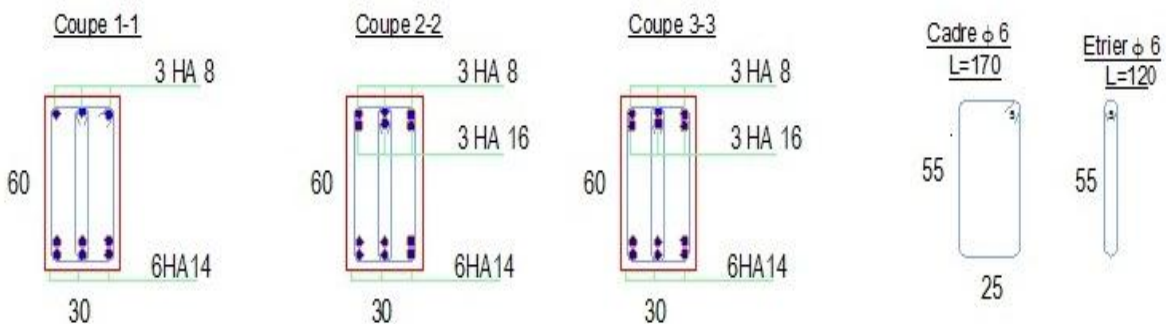
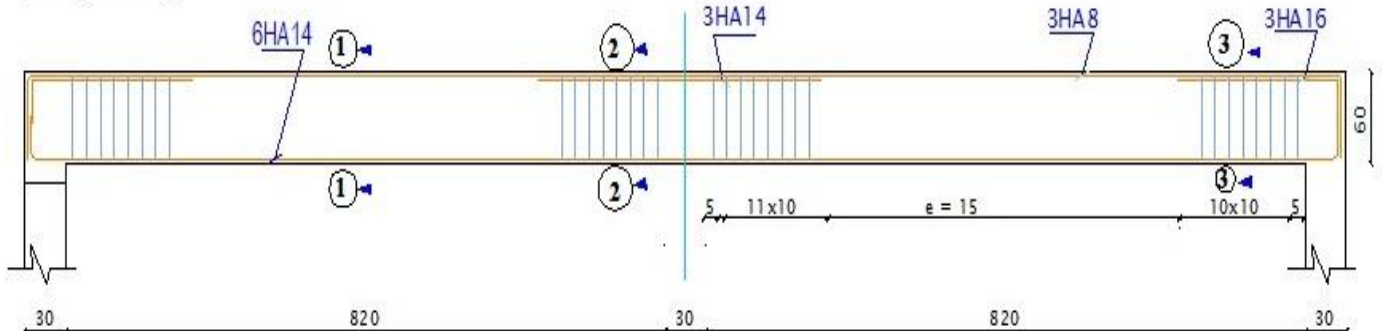
**Calcul des armatures**

**Poutre Principale :**

Moment réduit ultime		$\mu_l =$	0,392
<b>Calcul des moments réduits</b>			
Moment ultime réduit	$M_u / ( b \times d^2 \times F_{bu} )$	$\mu_\mu =$	0,128
Etat limite de compression du béton	si $\mu_\mu < \mu_l$ Pas d'aciers comprimés		
	si $\mu_\mu > \mu_l$ Aciers comprimés nécessaires		
		<b>Système d'armatures retenu</b>	
		<b>Pas d'aciers comprimés</b>	
<b>Détermination de la section théorique des aciers tendus</b>			
Section théorique d'acier	$M_u / ( Z_b \times F_{su} )$	<b>Ast =</b>	<b>9,09 cm<sup>2</sup></b>
<b>Choix des sections commerciales des tendus</b>			
Choix :	6HA 14	<b>Ast 1 =</b>	<b>9,24 cm<sup>2</sup></b>
Section réelle d'acier			9,24 cm <sup>2</sup>
Aciers de peau	Si $h > 70 \text{ cm} ; ( 3 \text{ cm}^2 \times \text{hauteur (m)})$	<b>3HA8</b>	<b>1,51 cm<sup>2</sup></b>
<b>JUSTIFICATION A L'EFFORT TRANCHANT</b>			
<b>Calcul des contraintes admissibles</b>			
Contrainte limite de traction du béton	$0.6 + (0.06 \times F_{c28})$	<b>Ft28 =</b>	<b>2,10 MPa</b>
Contrainte tangente de travail	$V_u / ( b \times d )$	$\tau_u =$	<b>1,06 MPa</b>
Contrainte tangente de travail admissible	FPP = mini [ ( 0.2x Fc28 ) / 1.5 ; 5 MPa ] FP et FTP = mini [ ( 0.15x Fc28 ) / 1.5 ; 4 MPa ]	$\tau_u \text{ adm} =$	<b>3,33 MPa</b>
Vérification	$\tau_u < \tau_u \text{ adm}$		vérifié
<b>Détermination des armatures transversales</b>			
Diamètre des armatures filantes		$\phi_l =$	<b>14 mm</b>
Diamètre maxi des aciers transversaux	mini ( $\phi_l , h / 35 , b / 10$ )	$\phi_{t,maxi} =$	<b>14,00 mm</b>

Choix des armatures transversales	$\phi_t =$	6 mm
Section des armatures transversales	$A_t =$	1,54 cm <sup>2</sup>
Espacement maxi des aciers transversaux	mini [ 0.9 x d , 40 cm , ( $A_t \times F_e$ ) / ( 0.4 x b ) ]	St maxi = 40,00 cm
<b>Section minimale d'armature sur appui</b>		
	$A_s =$	4,96 cm <sup>2</sup>
	Section commerciale des aciers tendus	5HA12 5,65 cm <sup>2</sup>
<b>JUSTIFICATION DE LA FLECHE</b>		
<b>Flèche</b>	$f = \frac{M_{max} L^2}{96 \times E \times I}$	<b>0.00344</b>
<b>flèche admissible</b>	$f_{lim} = \frac{L}{500}$	<b>0.0164</b>
<b>Vérification</b>	$f_{lim} > f$	<b>OK</b>

**C15 (30 x 60)**



**Figure 8 : Plan de ferrailage de la poutre principale**

### 3.2.4 Etude des poteaux (cas p4)

#### Descente des charges

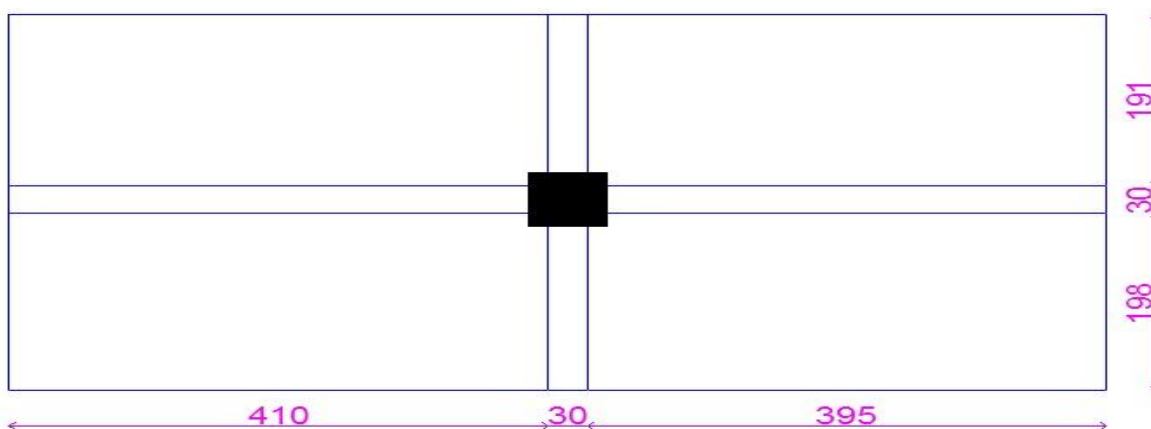


Figure 9 : Surface d'influence sur le poteau central côté entrepôt

Ce poteau commence sur la fondation et fini à 0.9m après le plancher haut R+1

*Surface et longueur d'influence revenant au poteau central coté entrepôt* (Voir figure 10)

$$S = 31,8 \text{ cm}^2 ; L = 4,1+3,95+1,98+1,91=11,98 \text{ m}$$

#### Charges sur les planchers

<b>Charges sur le plancher Terrasse accessible R+1 coté Bureaux</b>			
Désignation	charges permanentes: G	charges d'exploitation: Q	Unité
<b>TOTAL</b>	<b>4,17</b>	<b>1</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Charges sur le plancher Terrasse inaccessible R+1 coté Entrepôt</b>			
Désignation	Charge surfacique	charges d'exploitation: Q	Unité
<b>TOTAL</b>	<b>3,55</b>	<b>1</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Charges sur le plancher haut RDC coté bureau</b>			
Désignation	Charge surfacique	charges d'exploitation: Q	Unité
<b>TOTAL</b>	<b>4,9</b>	<b>2,5</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Charges sur le plancher haut RDC coté entrepôt</b>			
Désignation	Charge surfacique	charges d'exploitation: Q	Unité
<b>TOTAL</b>	<b>4,9</b>	<b>1</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>

Poids propre des poutres :  $31,8 \times 3,55 \times 2 = 107,82 \text{ KN}$



**Poids de la maçonnerie et enduit** (poids maçonnerie (20 cm) d'épaisseur y compris enduit (2 cm sur une face) :  $11,98 \times 2,7 \times 0,9 + 1,8 \times 0,2 \times 11,98 = 29,54$  KN

**Poids des planchers**

Poids total plancher :  $31,8 \times 3,55 = 112,89$  KN

**Poids propre des poteaux**

Hypothèse : Un poteau carré de section (60x60). Poids total du poteau :  $0,6 \times 0,6 \times 3,55 = 59,85$  KN

Compte tenu du fait que le poteau P4 est un poteau central, ses charges seront majorées de 10%

**Charges à la base des poteaux P4**

$G = 310,103$  KN et  $Q = 1 \times 31,8 = 31,8$  KN

ELU :  $N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 536,289$  KN et à l'ELS :  $N_{ser} = G + Q = 393,188$ KN

Les efforts de tous les poteaux seront déterminés de la manière précédente. Ainsi nous résumons les charges et efforts de ces poteaux dans le tableau suivant

Tableau 7 : Efforts sur les poteaux

Type de poteau	Charge permanente G [KN]	Charge d'exploitation Q [KN]	$N_u$ [KN]	$N_{ser}$ [KN]
P1	356,439	8,280	567,655	419,427
P2	198,544	17,620	338,634	248,589
P3	416,784	15,960	674,588	497,656
P4	310,103	31,800	536,289	393,188
P5	243,138	35,910	439,417	320,905
P6	339,085	35,910	623,545	452,996
P7	143,959	15,365	250,000	183,222

**Pré-dimensionnement du poteau P4**

Le DTU23-1 propose aussi que les dimensions de départ d'un poteau soient précisées par les architectes mais toutefois notre travail consistera à vérifier ces sections de poteaux proposés dans le plan architectural en considérant les critères de résistance du BAEL 91. Ainsi les hypothèses ci-après seront considérées :

Les poteaux du côté entrepôt auront une section de 60 cm x 60 cm

Les poteaux des terrasses auront une dimension de 30 x 30 cm

Les poteaux des bureaux auront une dimension de 20 x 20 cm

Calcul de la section des aciers

Données			
Dimensions du poteau	Grand côté du poteau	b =	0,60 m
	Petit côté du poteau	a =	0,60 m
Contrainte de l'acier utilisé		Fe =	400 MPa
Contrainte du béton à 28 jours		Fcj =	25 MPa
Hauteur d'étage		Lo =	5,25 m
Effort ultime= 1.35 G + 1.5 Q		Nu =	0,536289411 MN
Résultats			
Longueur de flambement	si poteau de rive : Lf = Lo , sinon Lf = 0,7 Lo	Lf =	3,68 m
Rayon de giration	( I.mini / B ) ^1/2	i =	0,1732 m
Elancement	( Lf / i )	λ =	21,22
Control : Elancement <70		Control :	vérifié
Section théorique d'acier	[ ( Nu / a ) - ( Br x Fc28 ) / 1.35 ] x ( 1.15 / Fe )	Ath =	-157,68 cm <sup>2</sup>
Section maximale d'acier	( 5 % B )	A.maxi =	180,00 cm <sup>2</sup>
Section de calcul minimale	maxi ( 0.2 % B ; 4 x u ; Ath )	Asc =	9,60 cm <sup>2</sup>
Control : Asc < A.maxi		Control :	vérifié
Choix d'une section commerciale	Choix des filants dans les angles	Choix 1	9 HA 12
Diamètre des aciers transversaux	φτ < ( φλ / 3 )	φτ =	6 mm

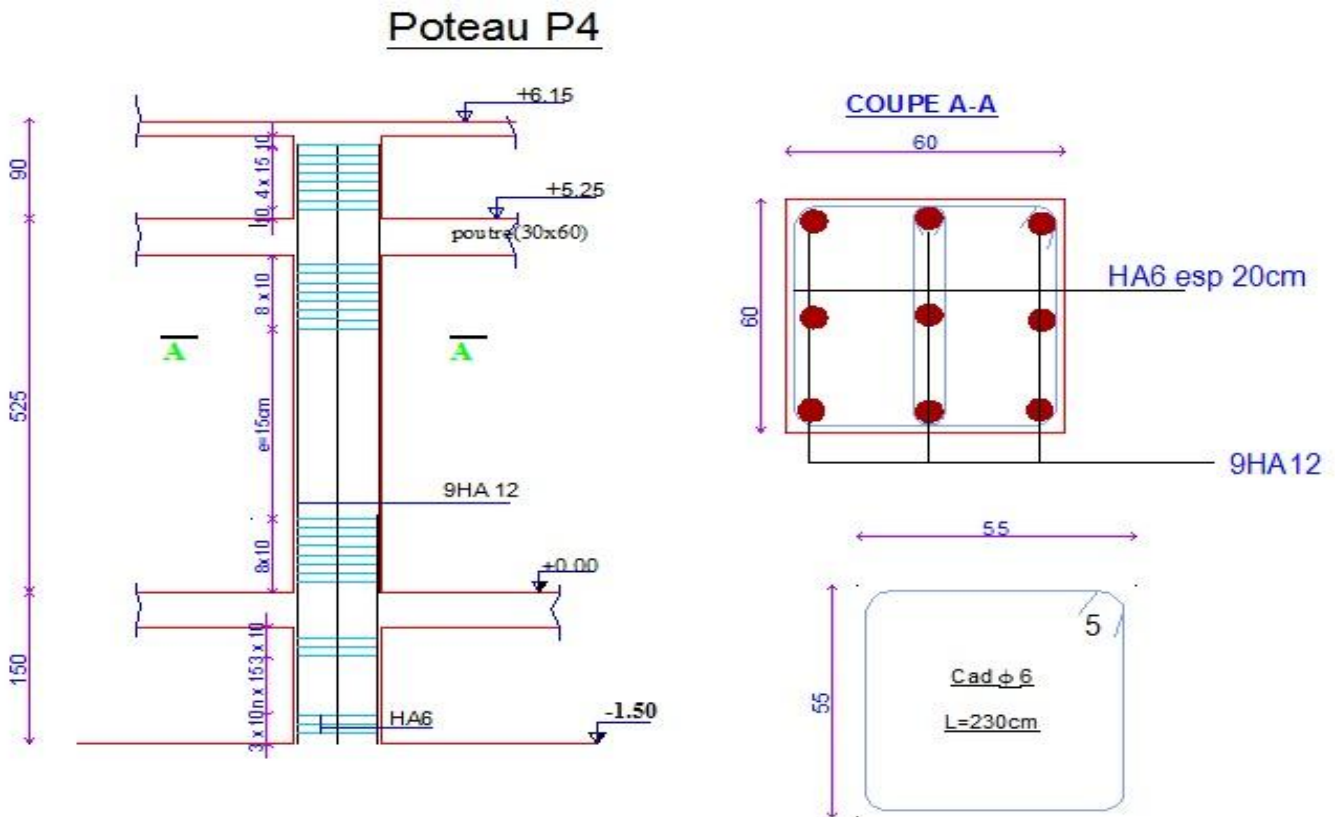


Figure 10 : Plan de ferrailage d'un poteau(P4) central côté entrepôt

### 3.2.5 Etude de l'escalier

Les deux escaliers du bâtiment seront en béton armé et coulé sur place, ils sont constitués de paliers et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques

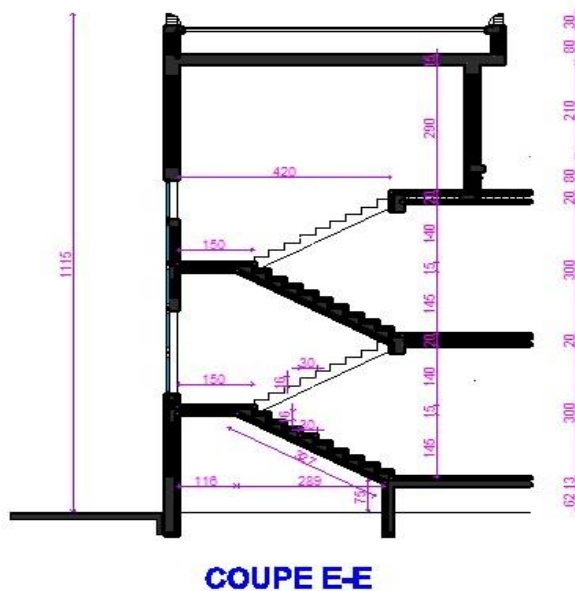


Figure 11 : Coupe sur l'escalier

#### Données :

Hauteur totale à franchir  $L_0 = 3,20$  m

Nombre de marches  $n = 18$

Nombre de contremarches  $n_1 = 20$

Emmarchement  $E_1 = 1,60$  m

#### Pré dimensionnement du giron et de la hauteur de marche

Il comporte 02 volées identiques et 01 palier intermédiaire.

Giron  $G = 30$  cm

Hauteur de marche  **$h = 16$  cm**

La relation de **BLONDE** est vérifiée:  $59 \text{ cm} < G + 2h < 66 \text{ cm}$

Avec un angle moyen d'inclinaison de  $28,072^\circ$  et l'épaisseur du palier et de la paillasse ( $e_p$ ) est **16 cm**.

### **Détermination des sollicitations de calcul**

Le calcul s'effectuera, pour une bande de (1m) d'emmarchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée. En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

L'épaisseur moyenne de la paillasse :  $e' = e_p + (ht/2) = 24\text{cm}$

### **Charges et surcharges**

La volée :

Poids des marches :  $25 \times 0,16 / 2 = 2\text{KN/m}^2$

Poids de la volée :  $25 \times 0,24 / \cos 28,072 = 6,79 \text{KN/m}^2$

Poids des revêtements :  $1,24 \text{KN/m}^2$

Poids des gardes corps =  $0,20 \text{KN/m}^2$

**G = 10,22 KN/m<sup>2</sup>**

### **Le palier**

Poids de la dalle  $0,16 \times 25 = 4\text{KN/m}^2$

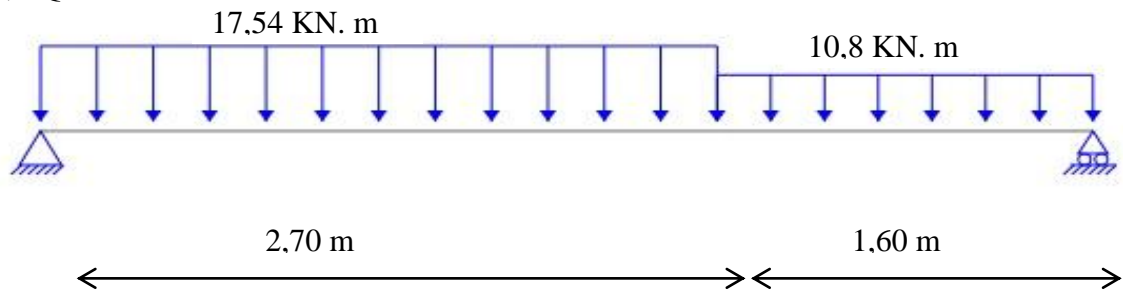
Poids des revêtements =  $1,24\text{KN/m}^2$

**G = 5,24KN/m<sup>2</sup>**

Surcharges d'exploitation **Q = 2,5 KN/m<sup>2</sup>**

- Combinaisons des charges

ELU : 1,35 G+ 1,5 Q



ELS : G+ Q

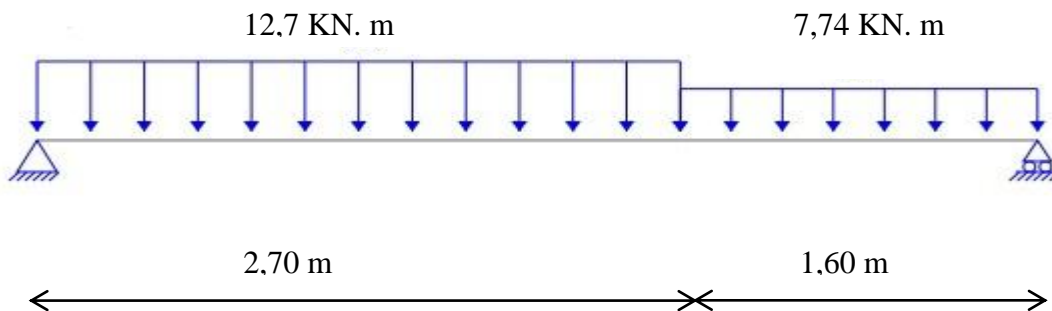


Figure 12 : Modalisation de l'escalier

Calcul de la section des aciers

ESCALIER A VOLEE DROITE			
B.A.E.L 91 révisé 99			
Données			
Hauteur totale à franchir	lo =	3,2	m
Nombre de marches	n1 =	18	
Nombre de contremarches	n =	20	
Emmarchement	n1 =	1,60	m
Epaisseur de la paillasse	ep =	16	cm
Poids volumique du béton	pvb =	25	KN / m <sup>3</sup>
Contrainte de l'acier utilisé	Fe =	400	MPa

Contrainte du béton à 28 jours		$F_{c28} =$	25	MPa
Conditions de fissuration			Peu préjudiciable	
<b>Résultats</b>				
Moment de service	$(P_{ser} \times l^2) / 8$	$M_{ser} =$	26,21	KN . m
Moment ultime	$(P_u \times l^2) / 8$	$M_u =$	35,94	KN . m
Section théorique des aciers filants	$M_u / (Z_b \times F_{su})$	$A_x =$	8,36	cm <sup>2</sup>
Choix des sections commerciales	il faut que $f_l < (e' / 10)$	<b>8HA12</b>	<b>9,05</b>	
Espacement des armatures filantes	inférieur au mini ( 3ht ; 33 cm )	<b>St 1 =</b>	<b>20,00</b>	cm
Section théorique des aciers de répartitions	$(A_x / 4)$	$A_y =$	2,09	cm <sup>2</sup> / ml
Choix des sections commerciales	Lire dans le tableau des aciers	<b>3HA10</b>	<b>2,36</b>	cm <sup>2</sup> / ml
Espacement des armatures de répartitions	inférieur au mini ( 4ht ; 45 cm )	<b>St 2 =</b>	<b>20,00</b>	cm

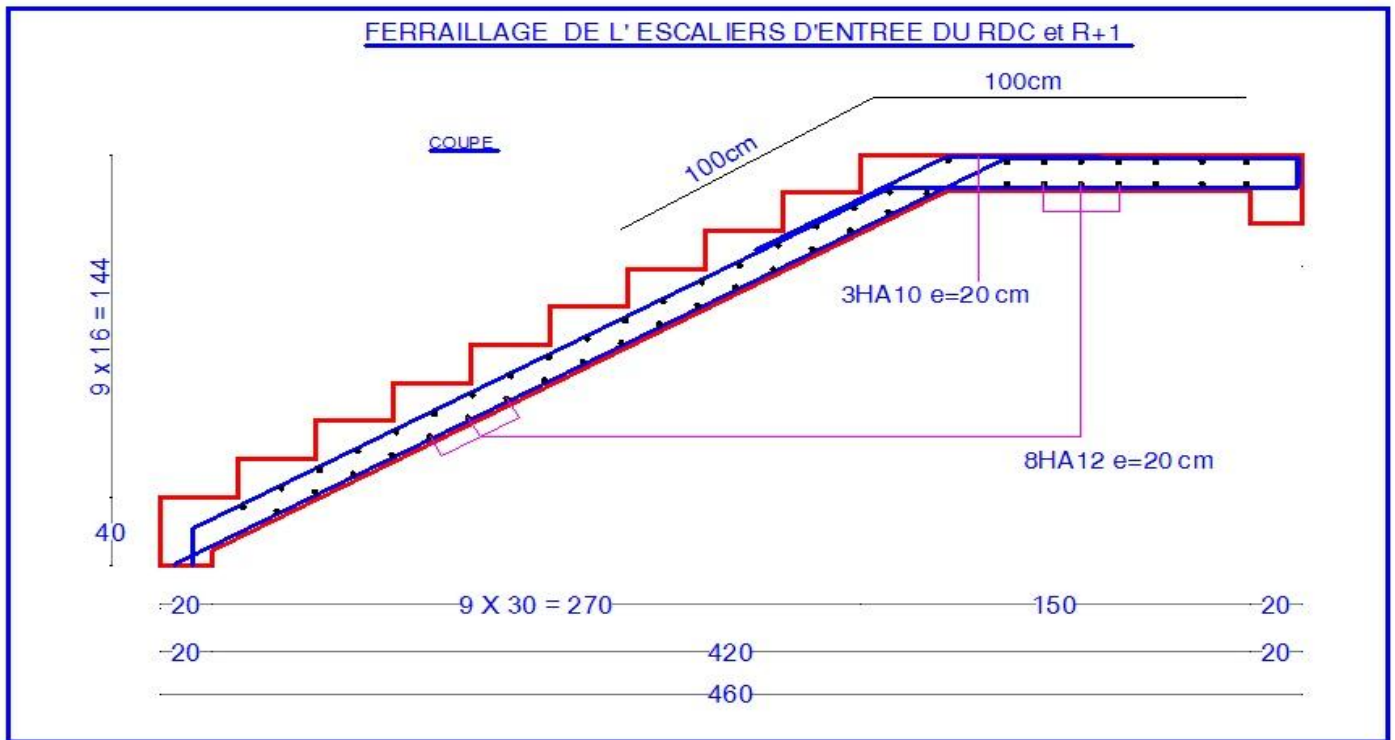
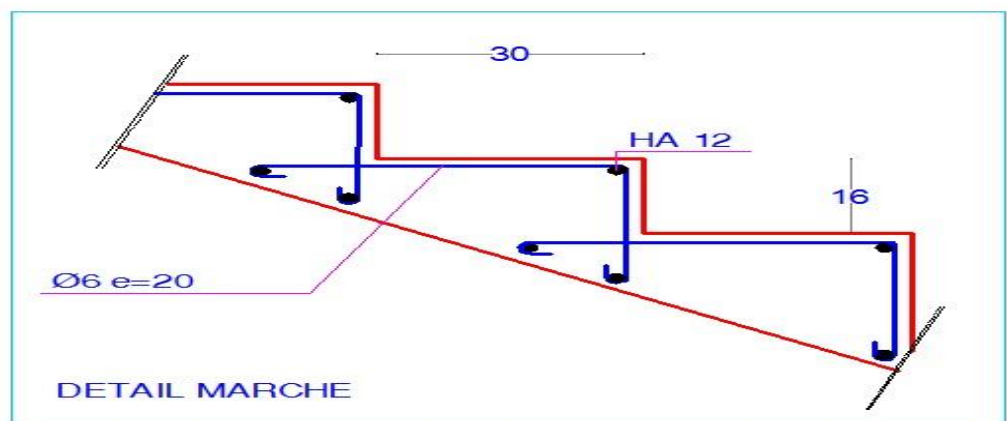


Figure 13 : Ferrailage de l'escalier



### 3.3 OUVRAGES DE L'INFRASTRUCTURE EN BETON ARME

#### 3.3.1 Etude des fondations

(Voir annexe 3.4 pour les détails de calcul)

Le sol étant l'élément de base d'une construction, l'étude des fondations est de la première importance. La connaissance du sol de fondation doit précéder toute l'étude de structure. En effet, pour ce projet, des études géotechniques ont été menées sur le sol en vue de connaître la nature du sol en place ainsi que sa contrainte admissible. De cette étude, il ressort que le sol en place est stable et que les tassements sont acceptables. Aussi, la contrainte admissible à l'ELS retenu pour les calculs est de 0,2MPa.

Le dimensionnement des fondations se fait à l'état limite de service,

Dans notre cas, où l'on dispose de la valeur de la contrainte au service de calcul du sol ( $\sigma_{adm} = 0,02KN/cm^2$ ).

Pour s'assurer de la sécurité de la fondation vis-à-vis des déformations et de la résistance du sol, il convient de faire les calculs à l'ELS.

Ainsi, si  $\bar{\sigma}_{sol}$  est la valeur de la contrainte au service de calcul du sol, et  $N_{ser}$  la valeur des charges sur la fondation à l'ELS, alors on obtient pour la dimension  $S_f$  de la fondation au sol :

$$S_f = S_f = \left( S_{ser} = \frac{N_{ser}}{\sigma_{adm}} \right)$$

Les semelles seront calculées à l'aide de la contrainte admissible du sol.

On a sous le poteau P4  $N_{ser} = 393,188 \text{ KN}$

On doit avoir  $A.B \geq \left( \frac{N_{ser}}{\sigma_{adm}} \right)$ ; Les sections du poteau et de la semelle doivent être

homothétiques, d'où  $\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$  Or  $a = b = 60 \text{ cm}$  d'où  $A = B$

de cette condition nous avons:  $A \geq 1,40m$

**Choix A = 170 cm d'où B = 170 cm**

La hauteur de la semelle doit vérifier :  $h \geq \frac{B-b}{4} + 5$  de cette relation

$h \geq 33\text{cm}$  Choix :  $h = 35\text{cm}$

Calcul de la hauteur utile d est :  $d \geq \frac{B-b}{4} \Rightarrow d \geq 30$  ; Choix :  $d = 30\text{cm}$

### Vérification

Calcul de la charge réelle transmise au sol:  $N_{rsol} = N_{ser} + (A \times B \times h_t \times \gamma)$

$N_{rsol} = 393,188 + (1,70 \times 1,70 \times 0,35 \times 25) = 561,6 \text{ KN}$

Calcul de la charge admissible du sol  $q'$ :

$q' = \frac{N_{rsol}}{A \times B} = 0,194 \text{ MPa}$ . On a :  $q' = 0,194 \text{ MPa} < q = 0,2 \text{ MPa}$

donc les semelles conviennent.

***Retenons pour notre semelle carrée une dimension de: 170x170x35cm.***

### Détermination des sections d'armature de la semelle

La charge à considérer est  $N_u = N_{r\ sol} = 561,6 \text{ KN}$  qui tient compte du poids propre de la semelle

On a donc  $A_{s,A} = A_{s,B} = \frac{N_{rsol}(A-a)}{8 \times d \times f_s} = 12,77 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s,A} = A_{s,B} = 12,77 \text{ cm}^2$

### Choix :

Pour  $A_{s,A}$  et  $A_{s,B}$  on choisira **9HA14** espacés de 20cm avec  $A_s \text{ réelle} = 13,85 \text{ cm}^2/\text{m}$



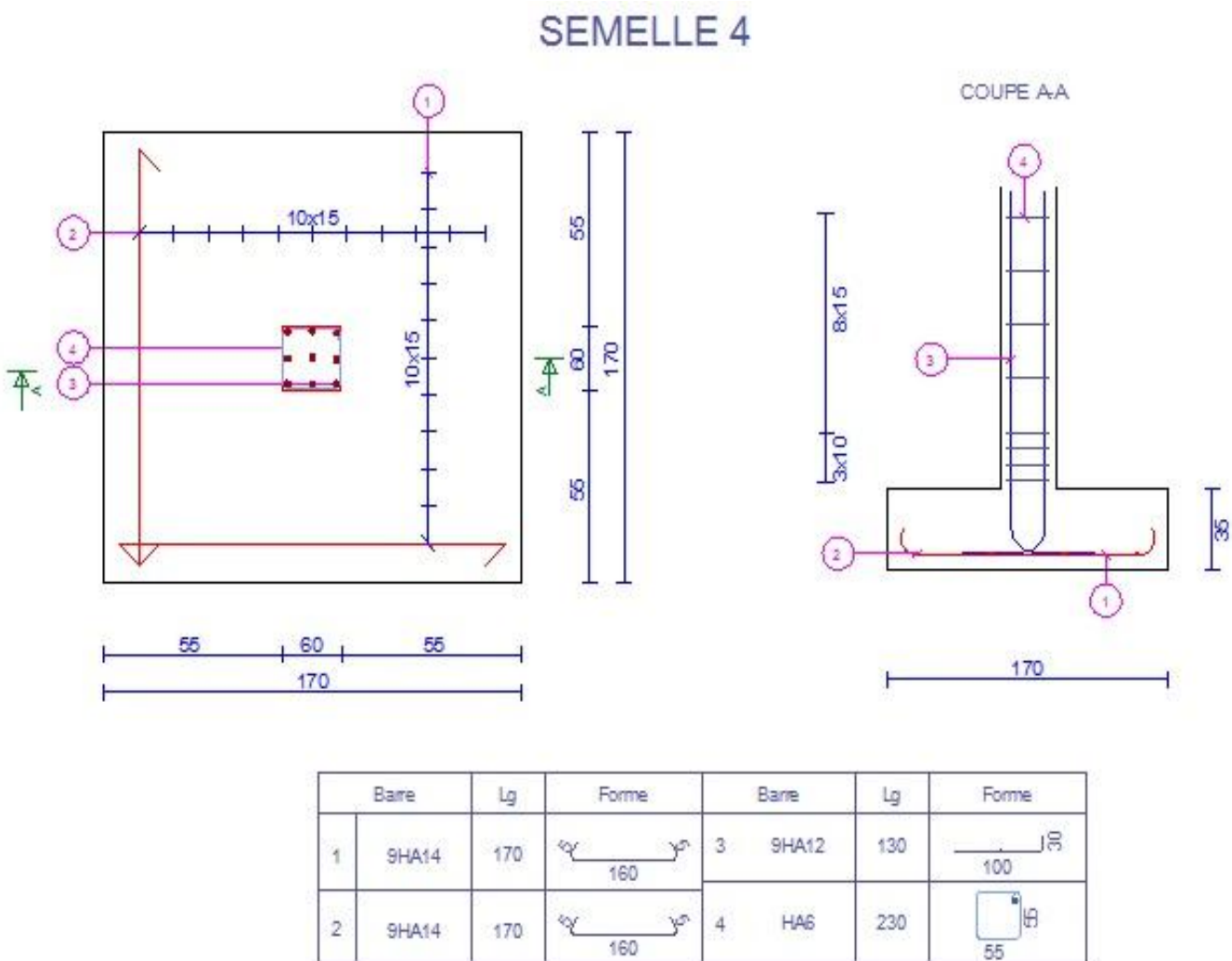


Figure 14 : Ferrailage de la semelle S4

La détermination des sections d'armatures des autres semelles suivra la même logique que celle de la semelle sous P4.

Le tableau ci-dessous donne les différentes charges de calcul, les dimensions des semelles et les sections d'armatures ainsi que le choix.

Tableau 8 : Charges de calcul, dimension des semelles et choix des armatures

Numéro	Efforts [KN]		Dimensions semelle [cm]		
	$N_u$	$N_{ser}$	$A$	$B$	$H$
S1	567,655	419,427	180	180	40
S2	338,634	248,589	140	140	35
S3	674,588	497,656	190	190	40
S4	536,289	393,188	170	170	35
S5	439,417	320,905	160	160	45
S6	623,545	452,996	190	190	50
S7	250,000	183,222	120	120	35

Pour les semelles groupées en deux et quatre, nous allons sommer les efforts sur le regroupement redimensionner avec la même méthode que précédemment une semelle unique

Hypotheses:

$$2xS1= S8; 2 \times S2 = S9; 2xS4 = S10; 4xS4 = S11; 2 \times S6 = S12; 2 \times S7 = S13 \text{ et } 2 \times S5 = S14$$

Numéro	Efforts [KN]		Dimensions semelle [cm]		
	<i>Nu</i>	<i>Nser</i>	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>H</i>
S1	567,655	419,427	180	180	40
S2	338,634	248,589	140	140	35
S3	674,588	497,656	190	190	40
S4	536,289	393,188	170	170	35
S5	439,417	320,905	160	160	45
S6	623,545	452,996	190	190	50
S7	250,000	183,222	120	120	35
S8	1135,309	838,854	220	300	60
S9	677,269	497,178	220	170	45
S10	1072,579	786,376	300	200	45
S11	2145,158	1572,752	350	350	65
S12	1247,090	905,992	290	240	65
S13	500,000	366,444	150	190	45
S14	878,834	641,811	250	200	55

## *CHAPITRE IV ANALYSE TECHNICO ECONOMIQUE*

### 4.1 ANALYSE TECHNIQUE

Au vu des résultats obtenus, nous remarquons que certaines de nos valeurs sont légèrement en dessous de celles proposées par le bureau d'études. Cette différence est due au fait de la prise en compte de certains paramètres notamment les hypothèses de calculs et contraintes du terrain.

### 4.2 ANALYSE ECONOMIQUE

Nous estimons le coût des gros œuvres à trois cent huit millions cinq cent cinquante-cinq mille sept cents soixante francs CFA

Désignation	Unité	Quantité	Prix Unitaire	Prix total
Semelles	m <sup>3</sup>	227,9	160000	36464000
Poteaux	m <sup>3</sup>	336,172	130000	43702360
Poutres	m <sup>3</sup>	681,3	130000	88569000
Planchers corps creux+dalle de compression	m <sup>2</sup>	8180,1	20000	163602000
<b>Total</b>				<b>332337360</b>

## CONCLUSION

Ce projet de fin d'études, nous a été bénéfique en ce sens qu'il nous a permis de passer en revue toutes les parties de nos cours liés à la conception et au dimensionnement d'un ouvrage en Béton Armé et en métallique. En touchant du doigt ces problèmes, cela nous permet d'avoir une idée des situations auxquelles nous devons faire face dans la vie professionnelle.

L'une des difficultés majeure fût l'adaptation des différents plans de coffrage selon la conception architecturale.

Au terme de cette étude, nous avons opté pour une construction en béton armé au détriment du mixte ou du béton précontraint pour des raisons de sa facilité de mise en œuvre et sa main d'œuvre non couteuse.

Le choix des semelles isolées qui est jugé économique se justifie par le fait que la surface totale des semelles (518m<sup>2</sup>) qui ne représente que 14% de la surface totale du bâtiment (3723m<sup>2</sup>).

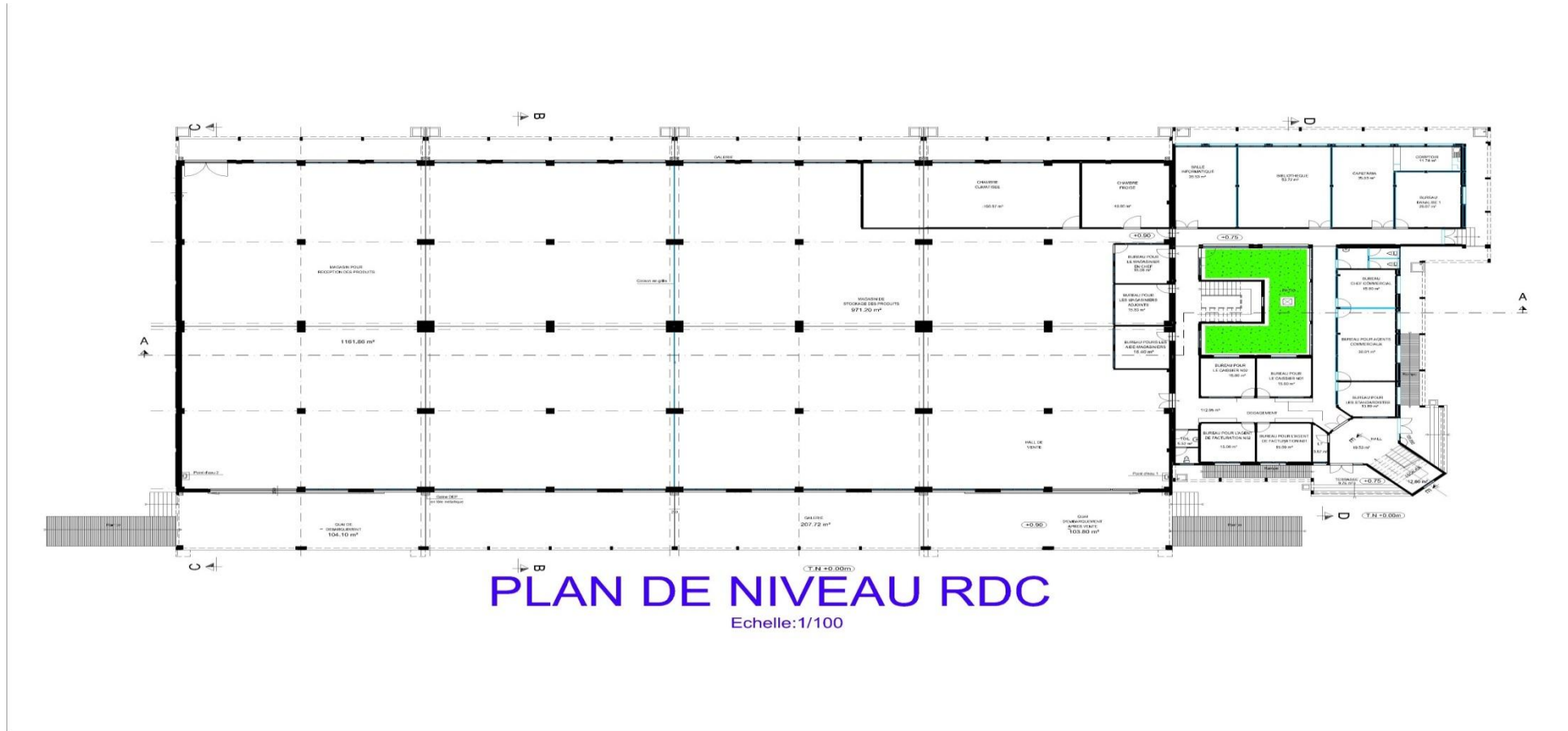
Pour les gros œuvres, nous avons un volume total du béton B30 de **1660 m<sup>3</sup>** avec un coût global qui peut être évalué à trois cent trente-deux millions trois cent trente-sept mille trois cent soixante(**332337360**) **FCFATTC**.

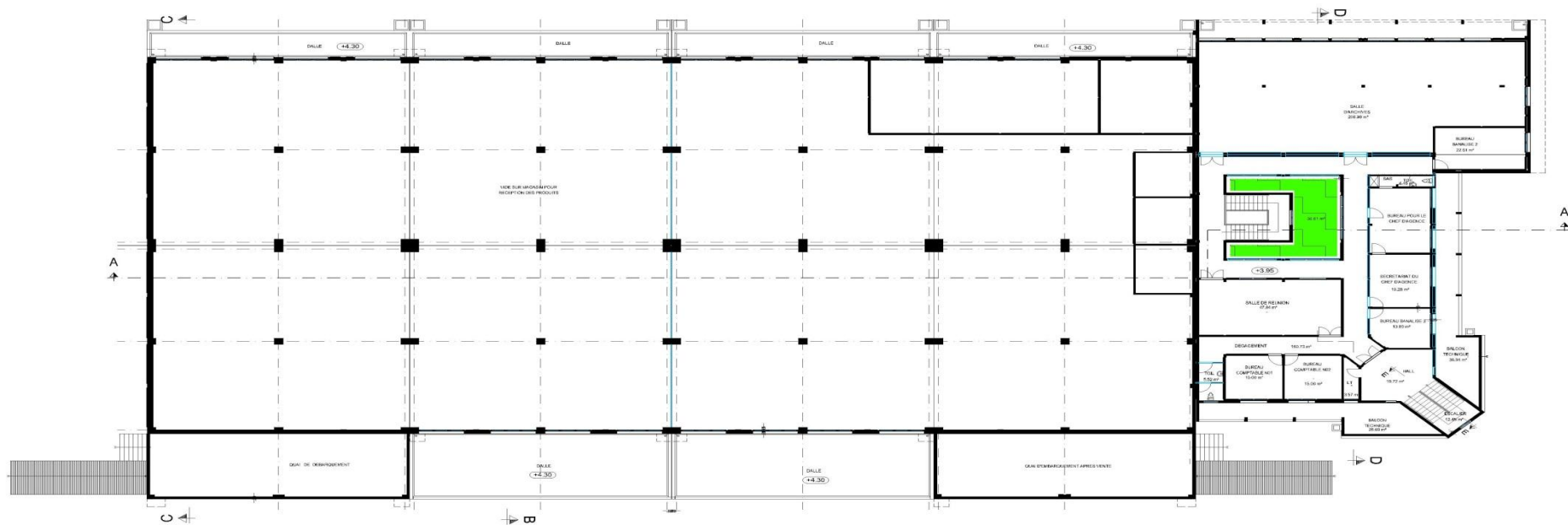
## BIBLIOGRAPHIE

- Jean-Pierre M. Béton armé (BAEL91 modifié 99 et DTU associés); Edition EYROLLE ;
- Jean-Marie H, Etude des structures en béton (BAEL révisé 99) ; Educalivre
- Précis de calcul Béton Armé de H. RENAUD et J. LAMIRAULT
- BLANCHET C. et BLOUIN .J. CASTEILLA , dessin de bâtiment de et Educalivre ;
- H. RENAUD et J. LAMIRAULT. Les Editions FOUCHER (1993).
- Béton armé - Guide de calcul Jean Pierre M. Edition Eyrolles (1995), Béton armé. BAEL 91 et DTU associé.
- RENAUD H. et LETERTRE F. Les Editions FOUCHER (janvier 2003). Ouvrages en béton armé Technologie du bâtiment- Gros œuvre
- LEBELLE. S. Cours de Béton armé mise à jour, octobre 2007. Partie 1 : Base de calcul
- Dr Adamah MESSAN Cours de construction métallique mise à jour, Mars 2012

# ANNEXES

## ANNEXE 1 : DESCRIPTION DU PROJET

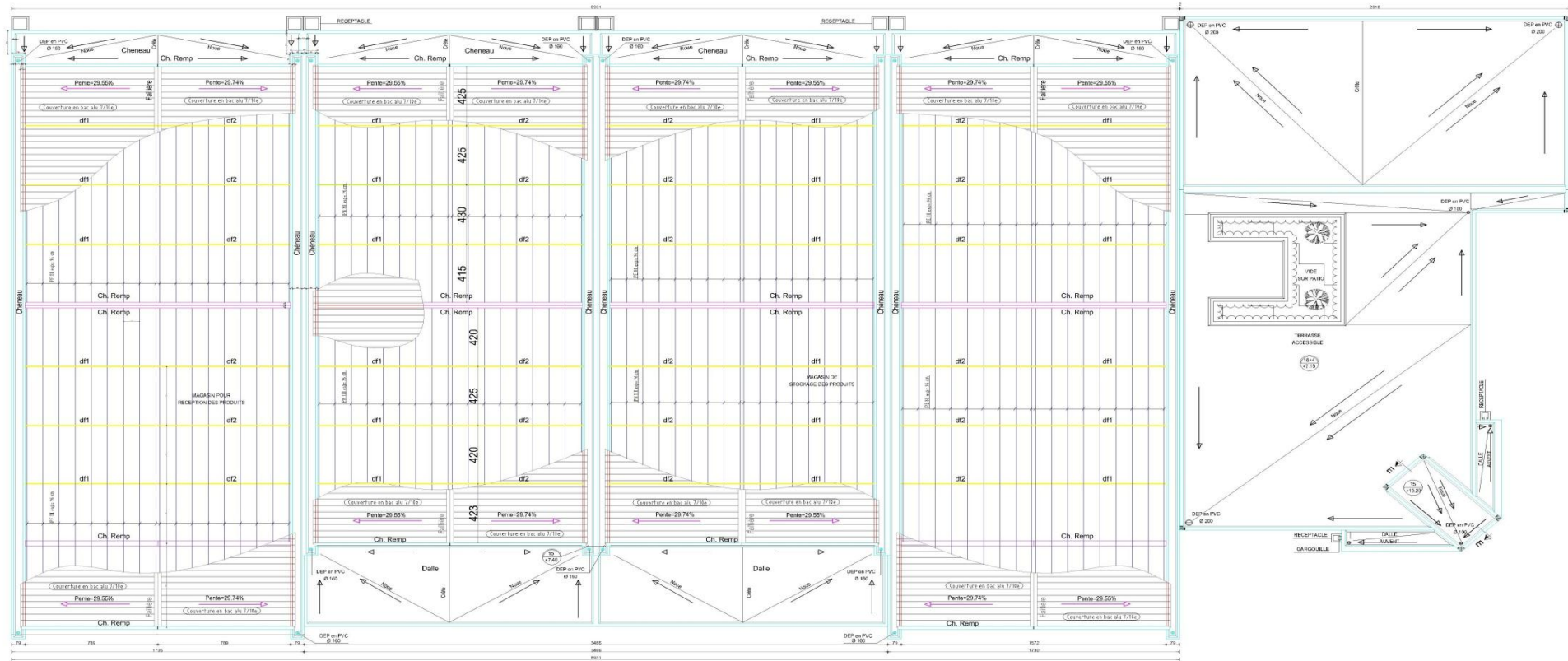




# PLAN DE NIVEAU R+1

Echelle:1/100

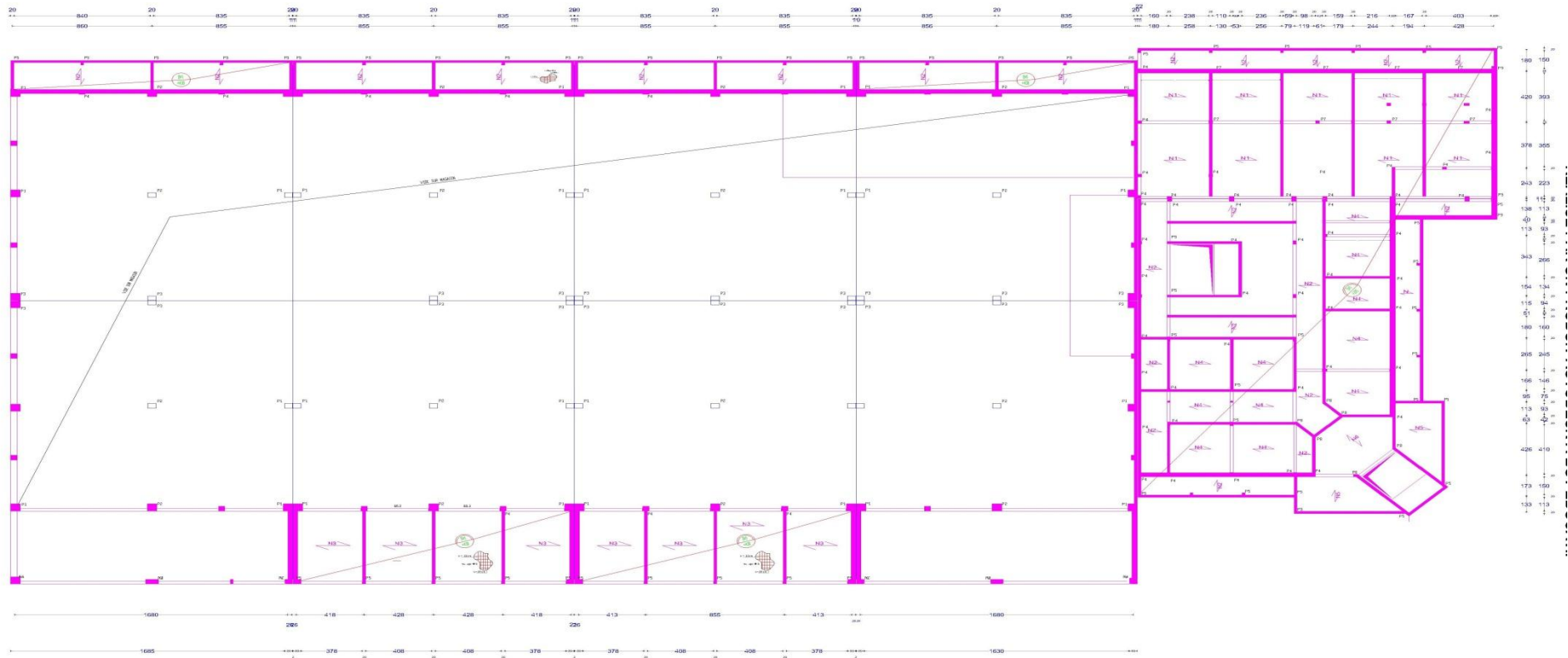




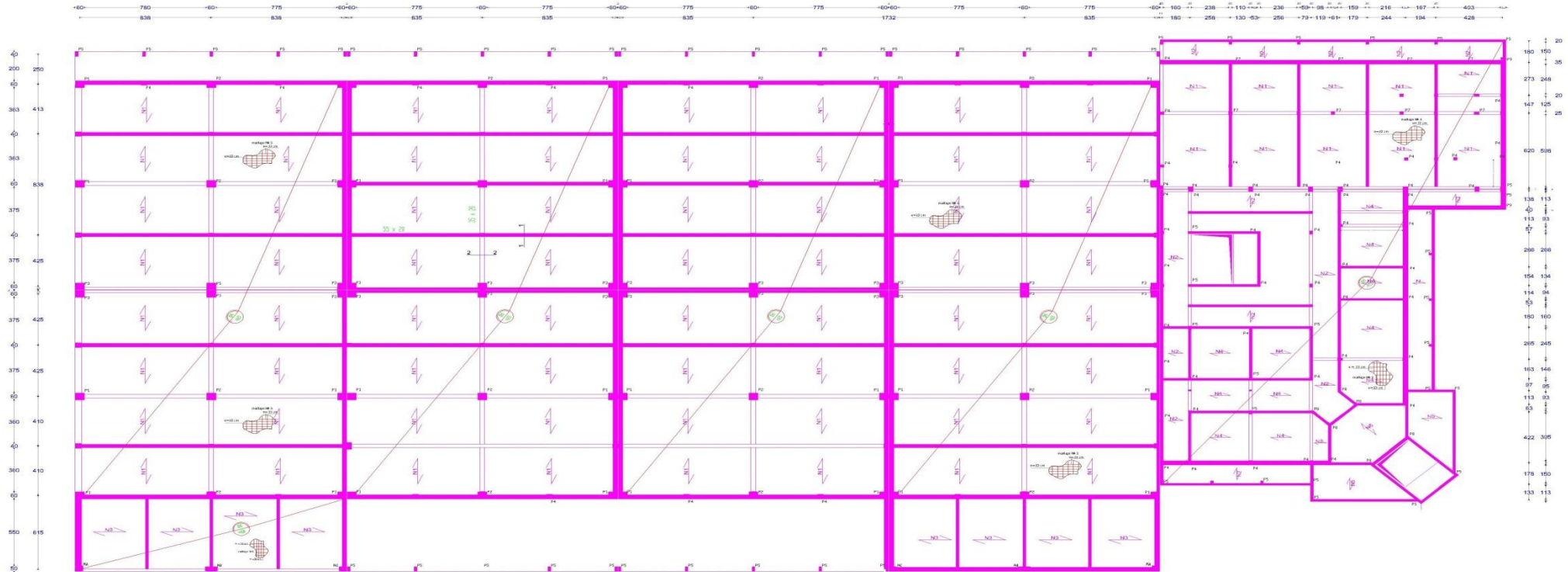
# PLAN DE TOITURE

Echelle:1/100

## ANNEXE 2 : DESCRIPTION DE LA STRUCTURE

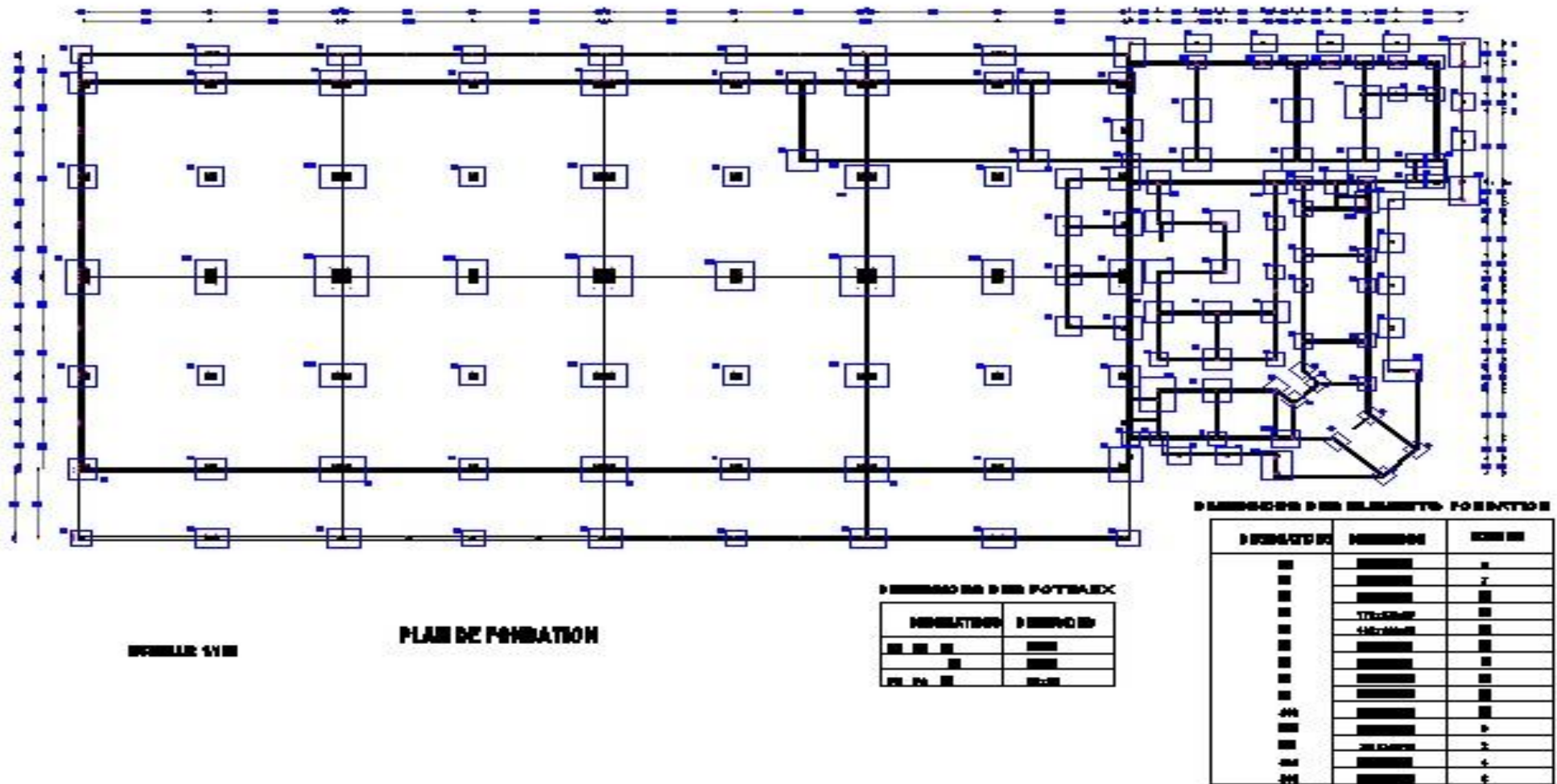


**PLAN DE COFFRAGE PLANCHER HAUT RDC**  
**ECHELLE/ 1/100**



## PLAN DE COFFRAGE PLANCHER HAUT R+1

ECHELLE/ 1/100

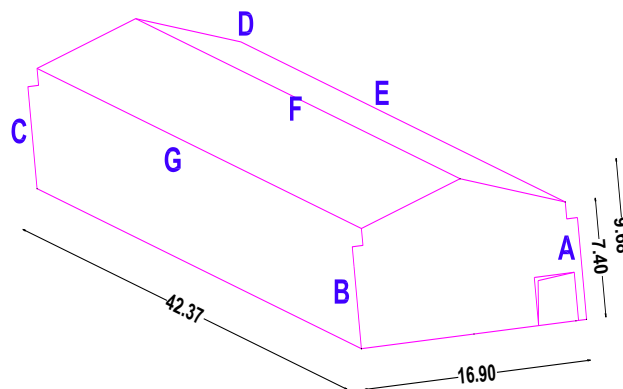


## ANNEXE 3 : NOTES DE CALCUL

## 3.1 DIMENSIONNEMENT DE LA CHARPENTE METALLIQUE

3.1.1 Etude au vent selon NV 65

Schéma de calcul de vent

Calcul des rapports de dimension :  $\lambda$ 

$$\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{9,68}{42,37} \approx 0,23 \quad \text{et} \quad \lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{9,68}{16,90} \approx 0,57$$

Calcul de coefficient :  $\gamma_0$ Vent normal à la grande face :  $\gamma_0^a$  $\lambda_a = 0,23 < 0,5 \Rightarrow$  On calcule  $\gamma_0^a$  par le quadrant inférieur gauche par l'abaque de (R.III-5NV65 P89) en Fonction de  $\lambda_b$  avec  $\lambda_b = 0,57 \Rightarrow \gamma_0^a = 1$ .Vent normal à la petite face:  $\gamma_0^b$  $\lambda_b = 0,25 < 1 \Rightarrow$  On calcule  $\gamma_0^b$  par le quadrant inférieur droit par l'abaque de (R.III-5 NV65P89) en Fonction de  $\lambda_a$  avec  $\lambda_a = 0,23 \Rightarrow \gamma_0^b = 0,85$ .

Calcul des perméabilités des parois :  $\mu$  %

Parois AB : une ouverture de  $(3 \times 3)$  m.

$$\mu = \frac{3 \times 3}{7,40 \times 16,90 + \left(\frac{2,28 \times 16,90}{2}\right)} \times 100 = 6,24\%$$

$\mu = 5\% < 6,24\% < 35\%$  alors la paroi est partiellement ouverte.

Les autres parois sont sans ouverture donc  $\mu = 0\% < 5\%$  alors ces parois sont fermées.

Actions extérieures

Calcul des coefficients de pressions extérieures  $C_e$  :

Parois verticales : vent normal

Petite face :

Parois AB « au vent » :  $C_e = +0,8 \forall \gamma_0^b = +0,8$

Parois BC, CD et AD « sous vent » :  $C_e = -(1,3 \times \gamma_0^b - 0,8) = -(1,3 \times 0,85 - 0,8) = -0,31$

Grande face

Parois BC, « au vent »  $C_e = +0,8 \forall \gamma_0^a = +0,8$

Parois CD, AD et AB « sous le vent »  $C_e = -(1,3 \times \gamma_0^a - 0,8) = -(1,3 \times 1 - 0,8) = -0,50$

Parois inclinée : vent normal

**Grande face**

Pour  $\alpha = 17^\circ$  et  $\gamma_0^a = 1$

Versant EF « au vent »  $C_e = -2 \left(0,45 - \frac{|\alpha|}{100}\right) \Rightarrow C_e = -2 \left(0,45 - \frac{17}{100}\right) = -0,56$



$$\text{Versant FG « sous vent » } C_e = -0,5 \left( 0,60 + \frac{|a|}{100} \right) \Rightarrow C_e = -0,5 \left( 0,60 + \frac{|17|}{100} \right) = -0,39$$

**Parois inclinée : vent normal**

**Petite face :** Pour  $\alpha = 0$  et  $\gamma_0^b = 0,85$  :

$$\text{Versant EF « au vent » } C_e = -2 \left( 0,45 - \frac{|a|}{100} \right) \Rightarrow C_e = -2 \left( 0,45 - \frac{|0|}{100} \right) = -0,23$$

$$\text{Versant FG « sous vent » } C_e = -0,5 \left( 0,60 + \frac{|a|}{100} \right) \Rightarrow C_e = -0,5 \left( 0,60 + \frac{|0|}{100} \right) = -0,30$$

*Actions moyenne extérieures*

	Direction du vent					
	Parois				Versant de toiture	
	AB	BC	CD	AD	EF	FG
<b>Parois AB au vent</b>	0,8	-0,31	-0,31	-0,31	-0,23	-0,3
<b>Parois BC au vent</b>	-0,5	0,8	-0,5	-0,5	-0,56	-0,39

**Actions intérieures**

Calcul des coefficients de pression intérieure  $C_i$  :

Hypothèse : Les coefficients de pression intérieures pour la construction partiellement ouverte (cas a) sont calculés par interpolation linéaire entre la construction fermée (cas b) et la construction ouverte (cas c)

Parois verticales : vent normal

**Petite face AB:  $\gamma_0^b$**

**Cas b : (construction fermée)**

Sur chacune des parois intérieures on applique,

$$\text{Soit une dépression: } C_i = -0,6(1,3 \times \gamma_0^b - 0,8) \text{ avec } \gamma_0^b = 0,85 \quad C_i = -0,18$$

on prend  $C_i = -0,20$

Soit une pression :  $C_i = +0,6(1,8 - 1,3 \times \gamma_0^b)$  avec  $\gamma_0^b = 0,85, C_i = +0,42$

**Cas c** : (construction ouverte)

**Parois AB** :  $C_i = -0,6(1,3 \times \gamma_0^b - 0,8)$  avec  $\gamma_0^b = 0,85$   $C_i = -0,18$

on prend  $C_i = -0,20$

**Parois BC, CD et AD** :  $C_i = +0,8 \forall \gamma_0^b = +0,85$

**Cas a** : (construction semi ouverte)

Interpolation linéaire entre le (cas b) et le (cas c)

**Parois AB**:  $C_{if} = -0,20$  ;  $C_{io} = -0,20 \Rightarrow C_{ip} = -0,20$

**Parois BC, CD et AD** :  $C_{if} = +0,42$  ;  $C_{io} = +0,8 \Rightarrow C_{ip} = C_{if} + (C_{io} - C_{if}) \frac{(\mu - \mu_f)}{(35 - \mu_f)}$

$$C_{ip} = +0,42 + (+0,8 - 0,42) \frac{(6,24 - 0)}{(35 - 0)} = +0,49$$

**Versants de toitures:**

Les coefficients de pressions intérieures pour les versants de toitures auront les mêmes valeurs que celles des parois intérieures fermées

Parois intérieures fermée  $C_{ip} = +0,49$

Versants de toiture (Versant EF et FG) :  $C_{ip} = +0,49$

**Grande face BC**:  $\gamma_0^a$

**Cas b** : (construction fermé)



Sur chacune des parois intérieures on applique,

Soit une dépression :  $C_i = -0,6(1,3 \times \gamma_0^a - 0,8)$  avec  $\gamma_0^a = 1$   $C_i = -0,30$

Soit une pression :  $C_i = +0,6(1,8 - 1,3 \times \gamma_0^a)$  avec  $\gamma_0^a = 1$ ;  $C_i = +0,30$

**Cas c** : (construction ouverte)

**Parois AB**:  $C_i = +0,6(1,3 \times \gamma_0^a - 0,8)$  avec  $\gamma_0^a = 1$   $C_i = +0,30$

**Parois BC, CD et AD** :  $C_i = -(1,3 \times \gamma_0^a - 0,8)$  avec  $\gamma_0^a = 1$   $C_i = -0,50$

**Cas a** : (construction semi ouverte)

Interpolation linéaire entre le (cas b) et le (cas c)

**Parois AB**:  $C_{if} = +0,30$  ;  $C_{io} = +0,30 \Rightarrow C_{ip} = +0,30$

**Parois BC, CD et AD** :  $C_{if} = -0,30$  ;  $C_{io} = -0,50 \Rightarrow C_{ip} = C_{if} + (C_{io} - C_{if}) \frac{(\mu - \mu_f)}{(35 - \mu_f)}$

$$C_{ip} = -0,30 + (-0,50 + 0,30) \frac{(6,24 - 0)}{(35 - 0)} = -0,34$$

**Versants de toitures:**

Les coefficients de pressions intérieures pour les versants de toitures auront les mêmes valeurs que celles des parois intérieures fermées

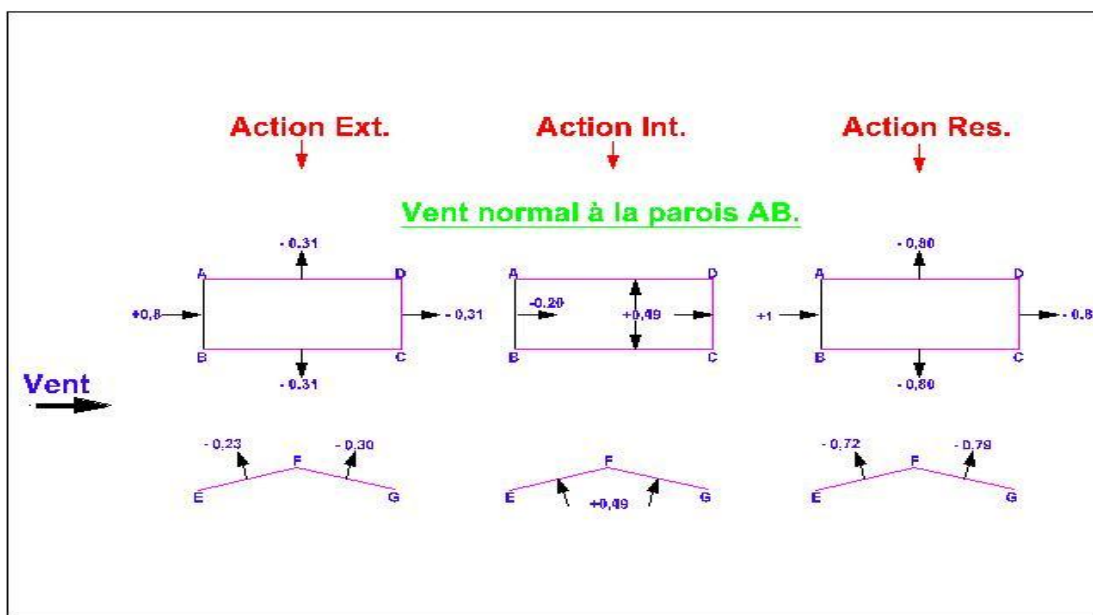
*Parois intérieures fermée*  $C_{ip} = -0,34$  ; *Versants de toiture (Versant EF et FG)* :

$$C_{ip} = -0,34$$

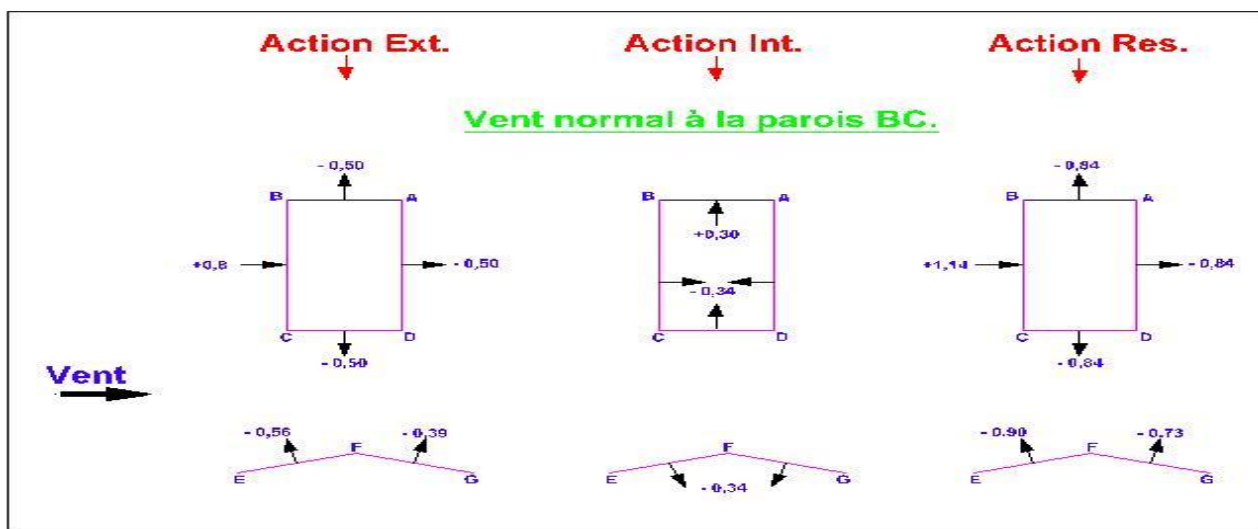
**Coefficient de pression résultante  $C_r$**  :

$$C_r = C_e - C_i$$

***Schéma des actions résultante parois AB***



*Schéma des actions résultante parois BC*



*Récapitulatifs des coefficients de pression*

Direction du vent	Actions	Parois				Versant de toiture	
		AB	BC	CD	AD	EF	FG
à 0°	C <sub>e</sub>	0,8	-0,31	-0,31	-0,31	-0,23	-0,3
	C <sub>i</sub>	-0,2	0,49	0,49	0,49	0,49	0,49

	$C_r$	<b>1</b>	-0,8	-0,8	-0,8	-0,72	-0,79
à 90°	$C_e$	-0,5	0,8	-0,5	-0,5	-0,56	-0,39
	$C_i$	0,3	-0,34	-0,34	-0,34	-0,34	-0,34
	$C_r$	<b>1,14</b>	-0,84	-0,84	-0,84	<b>-0,9</b>	-0,73

Les valeurs en fond gras sont les coefficients de pression résultants les plus défavorables pour le calcul des éléments de la construction.

### Détermination de la pression de calcul du vent

La pression statique de calcul du vent est donnée par la formule suivante :

$P = W_n = q_h k_s k_m \delta C_r$ , Avec :  $q_h$ : pression dynamique agissant à la hauteur  $h$  ;  $k_s$ : coefficient de site ;  $k_m$ : coefficient de masque ;  $\delta$ : coefficient de réduction et  $C_r$ : coefficient résultant

Pression dynamique de base :  $q_{10}$

Pression dynamique de base normale :  $q_{10N} = 60 \text{ daN/m}^2$

Pression dynamique de base extrême :  $q_{10E} = 1.75 \times q_{10N} = 1.75 \times 60 = 105 \text{ daN/m}^2$

Modification des pressions dynamiques de base :

Il n'y a aucune modification des pressions dynamiques de base car  $h = 9.68 \text{ m} < 10 \text{ m}$  donc  $q_h = q_{10}$

Alors  $q_h = 60 \text{ daN/m}^2$

Effet de site: Dans un site normal, le coefficient de site est de  $k_s = 1$

Effet de masque : pour des raisons sécuritaires on prend  $k_m = 1$

Effet de dimension : les dimensions horizontales ou verticales de la surface offerte au vent afférente à l'élément considéré dans le calcul sont 42,37m et 16,90 m.

On prend la plus grande dimension 42,37 et avec la figure (R-III-2.NV65) on tire  $\delta$

D'où  $\delta = 0,74$ .

La totalité des réductions autorisées par les règles : effet de masque et effet de dimension ne doit en aucun cas dépasser 33 %.

$$\delta = 0,74 ; k_m = 1 \Rightarrow (1 - k_m \cdot \delta) = 1 - 0,74 \times 1 = 0,26 = 28\% \leq 33\% .$$

**Coefficient de réduction des différents éléments**

L'élément	Dimension correspondante	$\delta$
panne	4,30 m	0,87
Ferme	15,70 m	0,81

**Pression dynamique du vent revenant à chaque élément**

$$\text{Panne: } W_n = 60 \times 1 \times 1 \times 0,87 \times (-0,90) = -46,98 \text{ daN/m}^2 = 0,47 \text{ KN/m}^2 \quad \uparrow$$

$$\text{Ferme: } W_n = 60 \times 1 \times 1 \times 0,81 \times (-0,90) = -43,74 \text{ daN/m}^2 = -0,44 \text{ KN/m}^2 \quad \uparrow$$

**3.1.2 Calcul des Fermes**

**Descente de charge**

$$\text{Poids surfacique propre de la ferme} = 0,85 \times \frac{L}{100} = 0,85 \times \frac{15,70}{100} = 0.13345 \text{ KN/m}^2$$

Entre-axe des fermes[m]	4,3	
Surface d'influence [m <sup>2</sup> ]	[(4,25/2)+(4,30/2)]*0.96=4,104	
Désignation	Charge permanente G (KN/m <sup>2</sup> )	Charge d'exploitation Q (KN/m <sup>2</sup> )
Poids propre de la panne	0,258	
Poids propre de la ferme	(0.85*15,70/100) = 0,135	
Toiture en tôle bac alu	0,100	
Charge d'entretien		0,646
<b>Total</b>	<b>0,49315</b>	<b>0,646</b>

Désignation	ELU	Résultats [KN ]	ELS	Résultats [KN ]
Charge permanente	((4 x G)/3)+((3 x Q)/2)*S	6,6752928	G+p	4,6750716

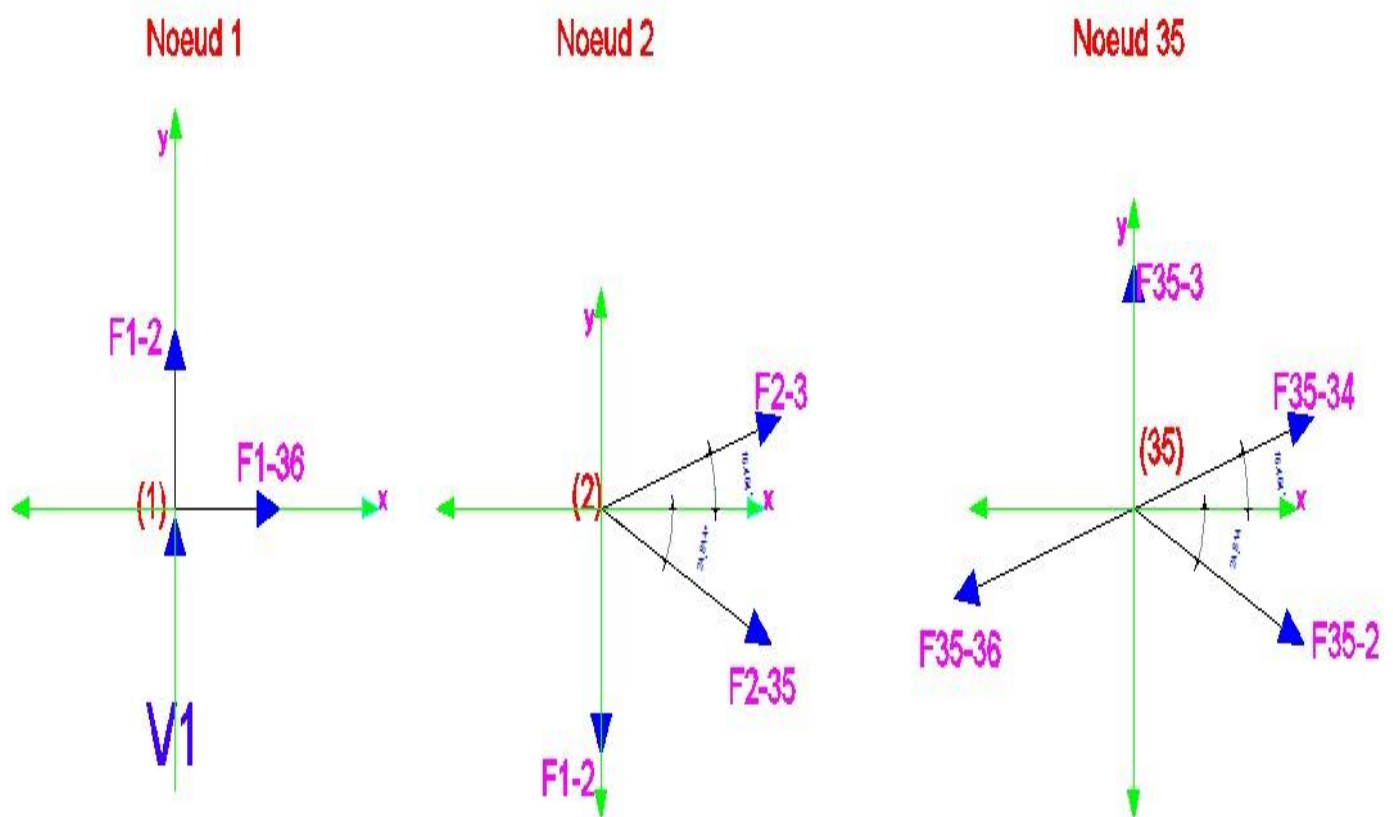
Charge d'exploitation	$0,1344 + ((3 \times Q) / 2) * S$	6,0006636	G+Wn	0,0950076
<b>Combinaison défavorable</b>	<b>Q<sub>max</sub></b>	<b>6,6752928</b>	<b>Q<sub>ser</sub> max</b>	<b>4,6750716</b>

Les relations d'appuis

$$V_1 = V_2 = \frac{16P}{2} = \frac{16 \times 6,675}{2} = 53,4 \text{ KN}$$

Méthode des nœuds

Quelques exemples :



Nœuds 1

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow F_{1-36} = 0$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow F_{1-2} + V_1 = 0 \Rightarrow F_{1-2} = -V_1 = -53,4 \text{ KN}$$

## Nœuds 2

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow F_{2-3} \cos 16,464^\circ + F_{2-35} \cos 24,814^\circ = 0 \quad (1)$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow F_{2-3} \sin 16,464^\circ - F_{2-35} \sin 24,814^\circ = F_{2-1} \quad (2)$$

$$(1) : F_{2-3} = -\frac{F_{2-35} \cos 24,814^\circ}{\cos 16,464^\circ}$$

$$(2) \quad -F_{2-3}(\cos 24,814 \tan 16,464 + \sin 24,814^\circ) - P_1 - F_{2-1} = 0$$

$$\Rightarrow F_{2-35} = \frac{-P_1 - F_{2-1}}{(\cos 24,814 \tan 16,464 + \sin 24,814^\circ)} = \frac{-\frac{3,3375 \text{ KN}}{2} + 53,4 \text{ KN}}{(\cos 24,814 \tan 16,464 + \sin 24,814^\circ)}$$

$$F_{2-35} = 72,77 \text{ KN (Traction)}$$

$$F_{2-3} = -\frac{72,77 \cos 24,814^\circ}{\cos 16,464^\circ} = -68,88 \text{ KN donc } F_{2-3} = -68,88 \text{ KN (compression)}$$

## Nœuds 35

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow F_{35-34} \cos 16,464^\circ - F_{36-35} \cos 16,464^\circ + F_{2-35} \cos 24,814^\circ = 0 \quad (1)$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow F_{35-34} \sin 16,464^\circ - F_{36-35} \sin 16,464^\circ - F_{2-35} \sin 24,814^\circ + F_{35-3} = 0 \quad (2)$$

$$(1): F_{35-34} = F_{36-35} - F_{2-35} \frac{\cos 24,814^\circ}{\cos 16,464^\circ}$$

$$(2): F_{36-35} (\sin 16,464^\circ - \sin 16,464^\circ) + F_{35-3} = F_{2-35} (\cos 24,814 \tan 16,464 + \sin 24,814^\circ)$$

$$F_{36-35} = 0$$

$$F_{35-3} = F_{2-35} (\cos 24,814 \tan 16,464 + \sin 24,814^\circ)$$

$$F_{35-3} = 72,77 (\cos 24,814 \tan 16,464 + \sin 24,814^\circ) = 50,06 \text{ KN}$$

$$F_{35-3} = 50,06 \text{ KN}(traction)$$

$$F_{35-34} = 0 - 72,77 \frac{\cos 24,814^\circ}{\cos 16,464^\circ} = -68,88 \text{ KN donc } F_{35-3} = -68,88 \text{ KN}(compression)$$

De cette méthode, tous les efforts sont calculés et les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau 9 : Les efforts dans les barres.

Récapitulatifs des efforts dans les barres							
Eléments	N° des barres	Efforts [KN]	Nature des efforts	Eléments	N° des barres	Efforts [KN]	Nature des efforts
Membrure supérieure	[2-3]	-68,88	Compression	Membrure inférieure	[36-35]	0,00	
	[3-4]	-125,47	Compression		[35-34]	-68,88	Compression
	[4-5]	-173,36	Compression		[34-33]	-125,47	Compression
	[5-6]	-212,54	Compression		[33-32]	-173,36	Compression
	[6-7]	-243,01	Compression		[32-31]	-212,54	Compression
	[7-8]	-264,78	Compression		[31-30]	-243,01	Compression
	[8-9]	-277,84	Compression		[30-29]	-264,78	Compression
	[9-10]	-277,84	Compression		[29-28]	-277,84	Compression
Montants	[2-1]	53,40	Traction	Diagonales	[2-35]	72,77	Traction
	[3-35]	50,06	Traction		[3-34]	60,77	Traction
	[4-34]	43,39	Traction		[4-33]	51,42	Traction
	[5-33]	36,71	Traction		[5-32]	42,07	Traction
	[6-32]	30,04	Traction		[6-31]	32,72	Traction
	[7-31]	23,36	Traction		[7-30]	23,37	Traction
	[8-30]	16,69	Traction		[8-29]	14,02	Traction
	[9-29]	10,01	Traction				
	[10-28]	75,41	Traction				

### 3.1.3 Détails sur l'assemblage

Pour la soudure le calcul est fait de la manière suivante :

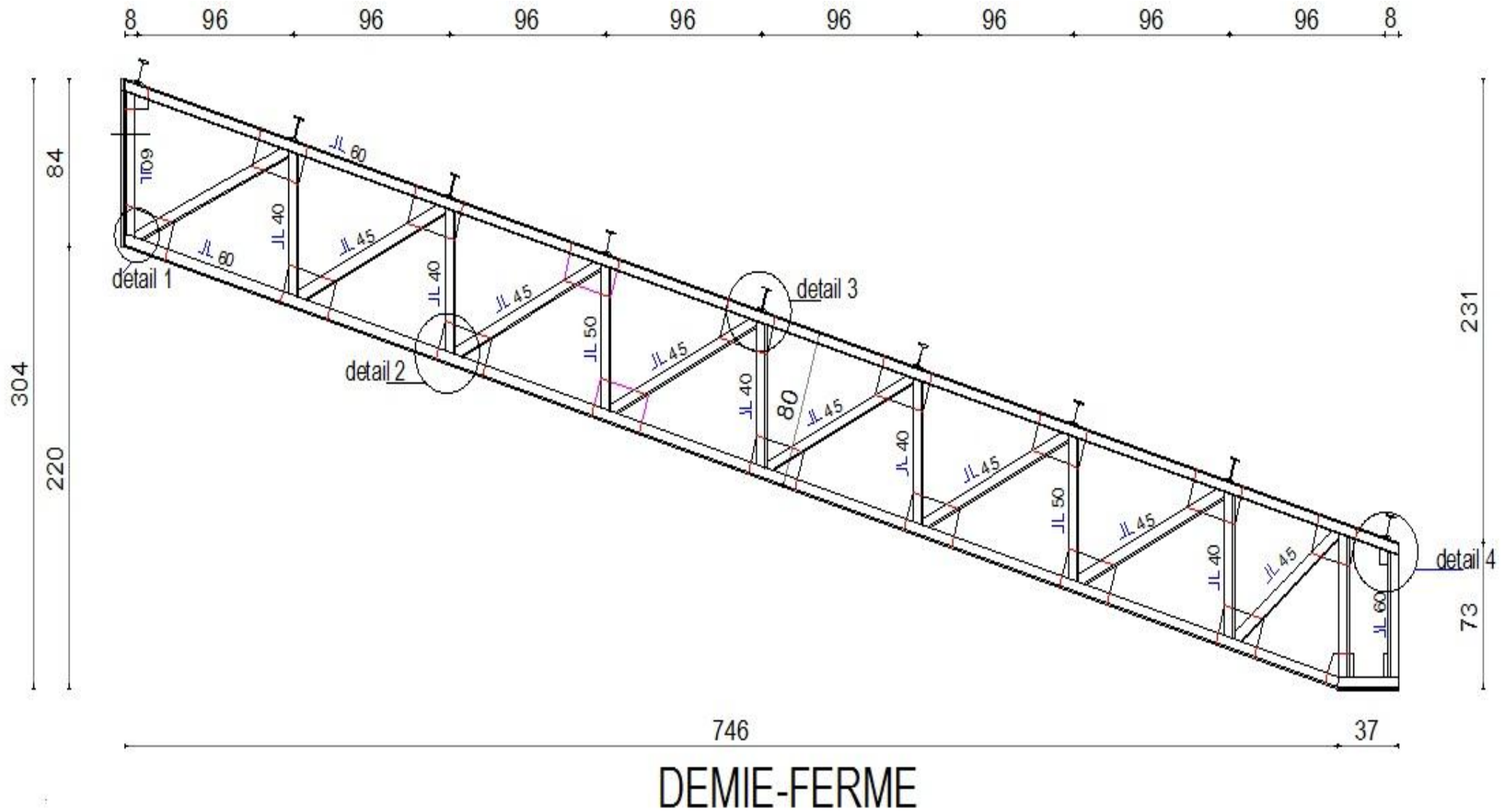
Pour le cordon frontal :  $\frac{N}{0,85 \times l_f \times \alpha \times a} \leq \sigma_s$  et pour le cordon latéral :  $\frac{N/2}{0,75 \times l_t \times \alpha \times a} \leq \sigma_s$

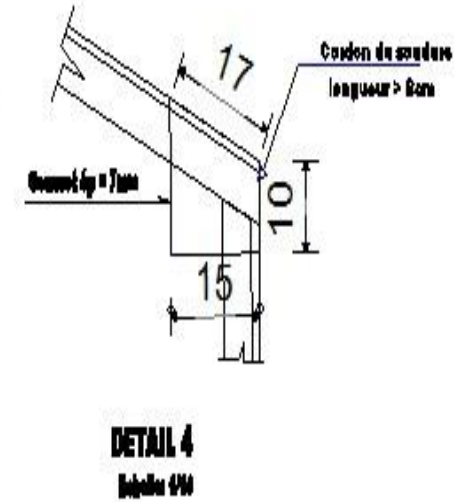
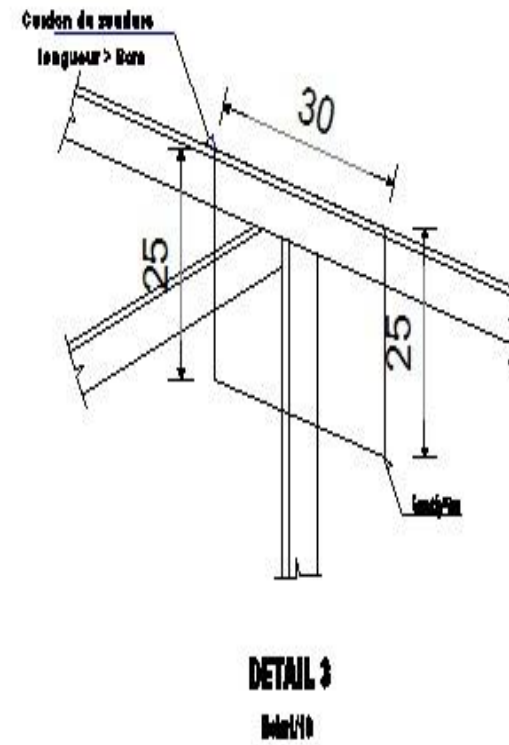
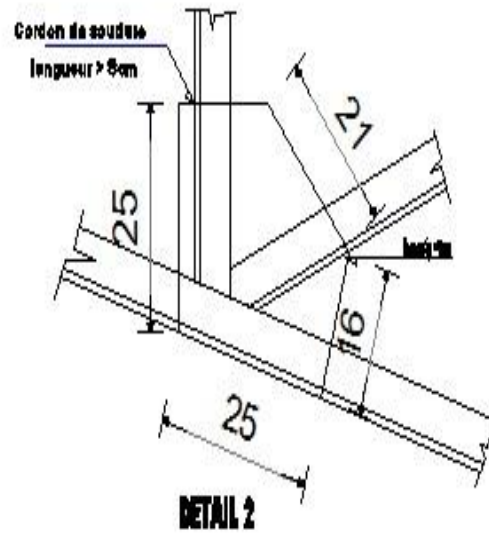
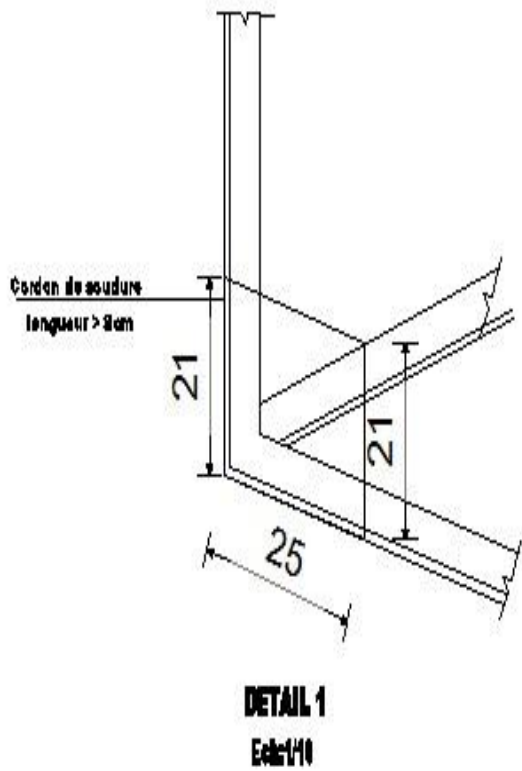
Tableau 10 : Calcul du cordon de soudure.

Eléments	N° des barres	EFFORT	a	$\alpha$	$l_f$	$l_t$
Membrure supérieure	[2-3]	68,88	10	0,88	0,44	0,25

	[3-4]	125,47	10	0,88	0,80	0,45
	[4-5]	173,36	10	0,88	1,10	0,63
	[5-6]	212,54	10	0,88	1,35	0,77
	[6-7]	243,01	10	0,88	1,55	0,88
	[7-8]	264,78	10	0,88	1,69	0,96
	[8-9]	277,84	10	0,88	1,77	1,00
	[9-10]	277,84	10	0,88	1,77	1,00
<b>Montants</b>	[2-1]	53,40	5	0,96	0,62	0,35
	[3-35]	50,06	5	0,96	0,58	0,33
	[4-34]	43,39	5	0,96	0,51	0,29
	[5-33]	36,71	5	0,96	0,43	0,24
	[6-32]	30,04	5	0,96	0,35	0,20
	[7-31]	23,36	5	0,96	0,27	0,15
	[8-30]	16,69	5	0,96	0,19	0,11
	[9-29]	10,01	5	0,96	0,12	0,07
	[10-28]	75,41	5	0,96	0,88	0,50
<b>Membrure Inférieure</b>	[36-35]	0,00	10	0,88	0,00	0,00
	[35-34]	68,88	10	0,88	0,44	0,25
	[34-33]	125,47	10	0,88	0,80	0,45
	[33-32]	173,36	10	0,88	1,10	0,63
	[32-31]	212,54	10	0,88	1,35	0,77
	[31-30]	243,01	10	0,88	1,55	0,88
	[30-29]	264,78	10	0,88	1,69	0,96
	[29-28]	277,84	10	0,88	1,77	1,00
<b>Diagonales</b>	[2-35]	72,77	5	0,96	0,85	0,48
	[3-34]	60,77	5	0,96	0,71	0,40
	[4-33]	51,42	5	0,96	0,60	0,34
	[5-32]	42,07	5	0,96	0,49	0,28
	[6-31]	32,72	5	0,96	0,38	0,22
	[7-30]	23,37	5	0,96	0,27	0,15
	[8-29]	14,02	5	0,96	0,16	0,09







## 3.2 ETUDE DES OUVRAGES DE LA SUPERSTRUCTURE EN BETON ARME

### 3.2.1 Etude du plancher

#### Descente des charges sur les planchers

Tableau11 : Descente des charges sur les planchers

<b>Charges sur le plancher Terrasse accessible R+1 coté Bureaux</b>			
Désignation	charges permanentes: G	charges d'exploitation: Q	Unité
<b>TOTAL</b>	<b>4,17</b>	<b>1</b>	KN/m <sup>2</sup>
<b>Charges sur le plancher Terrasse inaccessible R+1 coté Entrepôt</b>			
Désignation	Charge surfacique	charges d'exploitation: Q	Unité
<b>TOTAL</b>	<b>3,55</b>	<b>1</b>	KN/m <sup>2</sup>
<b>Charges sur le plancher haut RDC coté bureau</b>			
Désignation	Charge surfacique	charges d'exploitation: Q	Unité
<b>TOTAL</b>	<b>4,9</b>	<b>2,5</b>	KN/m <sup>2</sup>
<b>Charges sur le plancher haut RDC coté entrepôt</b>			
Désignation	Charge surfacique	charges d'exploitation: Q	Unité
<b>TOTAL</b>	<b>4,9</b>	<b>1</b>	KN/m <sup>2</sup>

#### Calcul du ferrailage de la table de compression

Pour la table de compression, nous avons l'entre-axe des nervures 60cm (comprise entre 50 cm et 80cm), alors nous aurons un quadrillage de 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures et 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

**Pour les barres perpendiculaires aux nervures :**

$$A^{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \text{ avec } b = 60 \text{ cm donc } A^{\perp} = \frac{4b}{f_e} = \frac{4 \times 60}{400} = 0.6 \text{ cm}^2$$

$A^{\perp} = 0.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$  . En tenant compte des espacements minimaux nous aurons 6HA6 par mètre avec un espacement de 20cm.

**Pour les barres parallèles aux nervures :**

$$A_{\Pi} = 0,5 A^{\perp} = 0,5 \times 0,6 \Rightarrow A_{\Pi} = 0,3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour les armatures parallèles aux nervures, nous prendrons 4HA6 avec un espacement de 33 cm. (Voir suivante le plan de disposition des armatures de la dalle de compression)

**3.2.2 Calcul de la nervure**

**Pré-dimensionnement**

On a  $L_1$  : La portée entre nus d'appui de la travée considérée ;

$L$  : La distance entre axes des nervures.

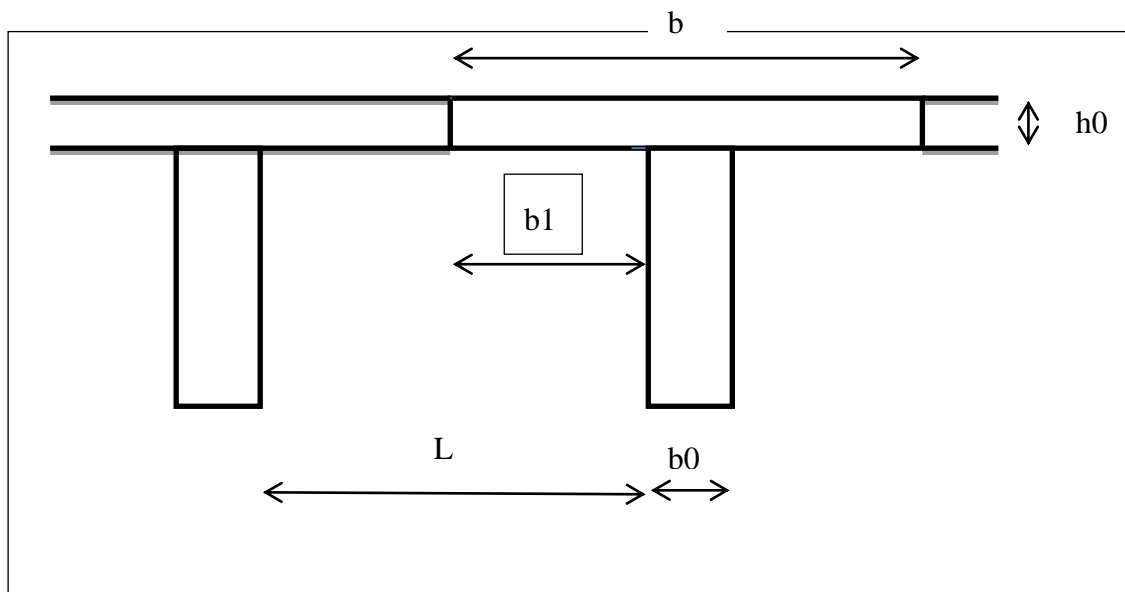
$$L = 60 \text{ et } L_1 = 458 \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq 24 \text{ cm.} \\ b_1 \leq \frac{458}{10} = 41,8 \text{ cm. } b_1 = \min(24 ; 41,8 ; 40) \\ 24 \leq b_1 \leq 46 \end{array} \right.$$

On prendra donc  $b_1 = 24 \text{ cm. } b = 2b_1 + b_o = 60 \text{ cm.}$

Les poutrelles étudiées dans notre structure auront les dimensions suivantes :

$L = 48 \text{ cm ; } b = 60 \text{ cm ; } h_0 = 4 \text{ cm et } b_1 = 24 \text{ cm}$

Détails nervure



Descente des charges

En considérant les différentes charges sur la plancher, voici ci-dessous les charges sur la nervure la plus sollicitée.

DESCENTE DE CHARGES SUR LES NERVURES								
		charges permanentes surfaciques (KN/m <sup>2</sup> )	charges d'exploitations surfaciques (KN/m <sup>2</sup> )	largeur de reprise (m)	Charges linéaires à L'ELU (KN/m)	Charges linéaires à L'ELS (KN/m)	charges permanentes (KN/m)	charges d'exploitations (KN/m)
R+1	Coté entrepôt	4,17	1	0,6	4,2777	3,102	2,502	0,6
	Coté bureaux	3,55	1		3,7755	2,73	2,13	0,6
RDC	Coté entrepôt	4,9	2,5		6,219	4,44	2,94	1,5
	Coté bureaux	4,9	2,5		6,219	4,44	2,94	1,5

Détermination des sollicitations

Pour le calcul des sollicitations sur les nervures, nous avons utilisé **pyBar**(un logiciel libre de calcul de structures planes, basé sur la méthode des déplacements, écrit en Python et pyGTK)

Voici dans le tableau ci-après les différentes sollicitations sur la nervure de plus grande portée

	Mu [KN.m]	Mser [KN.m]	Vmax[KN]
Nervure N1 coté bureau R+1	9,34	6,67	8,94

Calcul de ferrailage de la nervure N3 coté bureau sur le plancher terrasse:

Le calcul se fera à l'ELU en prenant le moment maximal.

**Tableau12 : Détermination du mode de calcul**

<b>NERVURE - E.L.U.</b>				
<b>B.A.E.L 91 révisé 99</b>				
<b>Hypothèse d'études</b>				
Poutre soumise à la flexion simple				
Dimensions de la poutre données				
Sollicitations aux ELU connues				
Allongement des aciers limités à 1 %				
Raccourcissement du béton limité à 0.35 %				
Pas de glissement entre acier et béton				
<b>Données</b>				
Dimensions caractéristiques	Largeur de la table	b	0,60	m
	Largeur de la retombée	bo	0,12	m
Contrainte de l'acier utilisé	Hauteur de la table	ho	0,05	m
	Hauteur utile des aciers tendus	d	0,18	m
Contrainte du béton à 28 jours		Fe	400	MPa
Moment ultime	1,35 G + 1,5 Q	Fc28	25	MPa
Moment critique réduit	Dépend du type d'acier et de Fc28	Mu	0,00934	MN.m
		$\mu_l =$	0,392	
<b>Contraintes de calcul</b>				
Contrainte de compression du béton	$(0,85 \times Fc28) / 1,5$	Fbu	14,17	MPa
Contrainte de traction des aciers	$(Fe / 1,15)$	Fsu	347,83	MPa
Moment ultime réduit	$Mu / (b \times d^2 \times Fbu)$	$\mu_{lim}$	0,034	
Vérification	Il faut que $\mu_{lim} < \mu_l$	Vérifié		
Coefficient de la fibre neutre	$1,25 \times (1 - (1 - (2 \times mm))^{1/2})$	a	0,043	
Ordonnée de la fibre neutre	a x d	y	0,01	m
Détermination du mode de calcul	Si $y < (1,25 \times ho) \Rightarrow$ Calcul rectangulaire	<b>La section se calcul</b>		
	Si $y > (1,25 \times ho) \Rightarrow$ Calcul en T	<b>rectangulairement</b>		
<b>Données</b>				
Dimensions caractéristiques	Largeur de la poutre	b	0,12	m
	Hauteur utile des aciers tendus	d	0,18	m
Contrainte de l'acier utilisé	Hauteur utile des aciers comprimés ( si nécessaire )	d'	0,018	m
		Fe	400	MPa
Contrainte du béton à 28 jours		Fc28	25	MPa

Moment ultime	$1.35 G + 1.5 Q$	Mu	0,00934	MN.m
Moment réduit ultime		$\mu_l$	0,392	
Conditions de fissuration			Peu préjudiciable	
<b>Contraintes de calcul</b>				
Contrainte de compression du béton à l' ELU	$(0.85 \times F_{c28}) / 1.5$	Fbu	14,17	MPa
Contrainte de traction des aciers	$(F_e / 1.15)$	Fsu	347,8	MPa
Contrainte de compression du béton à l' ELS	$0.6 \times F_{c28}$	sbc	15	MPa
Résistance du béton en traction	$0.6 + (0.06 \times F_{c28})$	Ft28	2,10	MPa
<b>Calcul des moments réduits</b>				
Moment ultime réduit	$M_u / (b \times d^2 \times F_{bu})$	$\mu_\mu$	0,170	
Etat limite de compression du béton	si $\mu_\mu < \mu_l$	Système d'armatures retenu Pas d'aciers comprimés		
	si $\mu_\mu > \mu_l$			
Aciers comprimés nécessaires				
<b>Calcul des paramètres caractéristiques de la section</b>				
Coefficient de la fibre neutre	$1.25 \times (1 - (1 - (2 \times mm))^{1/2})$	a =	0,234	
Ordonnée de la fibre neutre	a x d	y =	0,04	m
Bras de levier du couple interne	d x (1 - (0.4 x a))	Zb =	0,16	m
<b>Détermination de la section théorique des aciers tendus</b>				
Section théorique d'acier	$M_u / (Z_b \times F_{su})$	Ast =	1,65	cm <sup>2</sup>
<b>Choix des sections commerciales des tendus</b>				
Choix :	3 HA 14	Ast 1	2,36	cm <sup>2</sup>
Section réelle d'acier	Ast 1 + Ast 2 + Ast 3	Ast =	2,36	cm <sup>2</sup>
Aciers de peau	1HA8	Choix :	0,5	cm <sup>2</sup>
<b>JUSTIFICATION A L'EFFORT TRANCHANT</b>				
<b>Données</b>				
Dimensions caractéristiques	Largeur de la poutre	b =	0,12	m
	Hauteur totale de la poutre	h =	0,20	m
	Hauteur utile de la poutre	d =	0,18	m
	Longueur de la poutre	l =	4,18	m
Contrainte de l'acier utilisé		Fe =	400	MPa
Contrainte du béton à 28 jours		Fc28 =	25	MPa
Effort tranchant ultime		Vu =	0,0089	MN
Coefficient K	K = 0 si (reprise de bétonnage, FTP) K = 1 si (flexion simple, FPP et FP)	K =	1	
Conditions de fissuration ( 1 ) FPP , ( 2 ) FP , ( 3 ) FTP			1	
<b>Calcul des contraintes admissibles</b>				
Contrainte limite de traction du	$0.6 + (0.06 \times F_{c28})$	ft28 =	2,10	MPa

béton			
Contrainte tangente de travail	$V_u / ( b \times d )$	$t_u =$	0,41 MPa
Contrainte tangente de travail admissible	FPP = mini [ ( 0.2 x Fc28 ) / 1.5 ; 5 MPa ]		
Vérification	FP et FTP = mini [ ( 0.15 x Fc28 ) / 1.5 ; 4 MPa ] $t_u < t_u \text{ adm}$	$t_u \text{ adm} =$	3,33 MPa vérifié
<b>Détermination des armatures transversales</b>			
Diamètre des armatures filantes		$\varnothing_l =$	10 mm
Diamètre maxi des aciers transversaux	mini ( $\varnothing_l$ , h / 35 , b / 10 )	$\varnothing_t \text{ .maxi}$	5,71 mm
Choix des armatures transversales		=	
Section des armatures transversales		$\varnothing_t =$	6 mm
Espacement maxi des aciers transversaux	mini [ 0.9 x d , 40 cm , ( At x Fe ) / ( 0.4 x b ) ]	At =	0,79 cm <sup>2</sup>
Espacement des aciers transversaux	( 0.9 x At x Fe ) / [ b x 1.15 x ( t_u - ( 0.3 x Ft28 x K ) ) ]	St maxi	16,2 cm
Vérification	St < St maxi et St > 7 cm	=	0
Espacement choisi	Si aciers comprimés => St maxi = 15 fl	St' =	- cm
			9,54
		vérifié	
		St =	7 cm
<b>Répartition des cours d'armatures</b>			
Espacement suivant Caquot	1° cours = St / 2 sur appui	1° cours =	3,50 cm
Suite de Caquot	Nombre de cours n = entier ( 1 / 2 ) Choisir dans la liste le nombre immédiatement inférieur à St Suite : 7 , 8 , 9 , 10 , 11 , 13 , 16 , 20 , 25 , 35 , 40	n =	2
<b>Justification aux appuis</b>			
Appui ( 1 ) rive , ( 2 ) intermédiaire		Choix	1
Profondeur minimale d'appui	( 3.75 x V_u ) / ( b x Fc28 )	a =	1,12 cm
Moment ultime		Mu =	0,00 MN.m
Section minimale d'armature sur appui	rive = ( V_u x 1.15 ) / Fe	1	
Caractéristique de la poutre	intermédiaire = ( 1.15 / Fe ) x [ V_u - ( Mu / 0.9 d ) ]	As =	0,26 cm <sup>2</sup>
Contrôle de la section minimale sur appui	Section commerciale des aciers tendus	1HA8	0,50 cm <sup>2</sup>
Condition de non fragilité	As < Ast ( Ast / ( b x d ) ) > 0.23 x ( Ft28 / Fe )		vérifié
			vérifié
<b>JUSTIFICATION DE LA FLECHE</b>			
<b>Flèche</b>	$f = \frac{M_{\text{max}} L^2}{96 \times E \times I}$		0.00451
<b>flèche admissible</b>	$f_{\text{lim}} = \frac{L}{500}$		0.0836



Vérification	$f_{lim} > f$	OK
--------------	---------------	----

### 3.2.3 Calcul des poutres

#### Pré-dimensionnement des poutres

Le Pré dimensionnement des poutres est fondé sur les règles du "BAEL 91 modifiées 99"

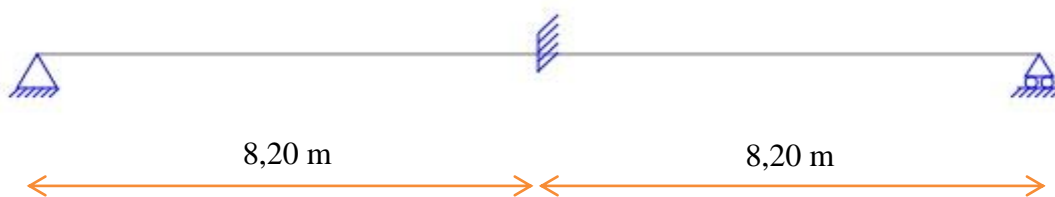
Pour une poutre hyperstatique :

$$\frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{12} \text{ et } 0,3 \times h \leq b \leq 0,5 \times h.$$

Où  $b$ ,  $h$  et  $L$  sont respectivement la base, la hauteur et la longueur de la travée de la poutre.

Nous présenterons les schémas statiques des poutres et ensuite nous donnerons les dimensions obtenues après pré-dimensionnement :

#### Schémas de la poutre(E15)

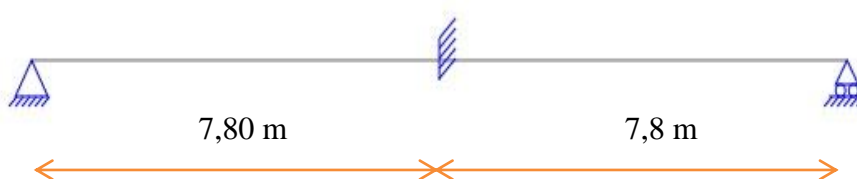


D'après les conditions de rigidité la hauteur de la poutre doit satisfaire les conditions :

$$\frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{12} \Rightarrow \frac{820}{16} \leq h \leq \frac{820}{12}; \text{ donc nous aurons } 51,25 \leq h \leq 68,3; \text{ Choix: } h = 60\text{cm}$$

$$0,3 \times 60 \leq b \leq 0,5 \times 60 \Rightarrow 18 \leq b \leq 30 \text{ Choix: } b = 30\text{cm}$$

#### Schémas de la poutre(A4)



D'après les conditions de rigidité la hauteur de la poutre doit satisfaire les conditions :

$$\frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{12} \Rightarrow \frac{780}{16} \leq h \leq \frac{780}{12} ; \text{ donc nous aurons } 39 \leq h \leq 65; \text{ Choix: } h = 60$$

$$0,3 \times 60 \leq b \leq 0,5 \times 60 \Rightarrow 18 \leq b \leq 30 \text{ donc } b = 30 \text{ cm}$$

Pour des raisons de mise en oeuvre et vu les dispositifs des plan de coffrage,

nous allons uniformiser toutes les poutres à cette dimension: **30 x60 cm**

### Descente des charges sur les poutres

### Calcul des armatures

Tableau13 : Calcul des armatures de la poutre principale.

<b>POUTRE RECTANGULAIRE A L'E.L.U.</b>			
<b>B.A.E.L 91 révisé 99</b>			
<b>Hypothèses d'études</b>			
Poutre soumise à la flexion simple			
Dimensions de la poutre données			
Sollicitations aux ELU connues			
Allongement des aciers limités à 1 %			
Raccourcissement du béton limité à 0.35 %			
Pas de glissement entre acier et béton			
<b>Données</b>			
Dimensions caractéristiques	Largeur de la poutre	b =	0,30 m
	Hauteur utile des aciers tendus	d =	0,54 m
	Hauteur utile des aciers comprimés ( si nécessaire )	d' =	0,05 m
Contrainte de l'acier utilisé		Fe =	400 MPa
Contrainte du béton à 28 jours		Fc28 =	25 MPa
Moment ultime	1.35 G + 1.5 Q	Mu =	0,159 MN.m
Moment réduit ultime		μl =	0,392
Conditions de fissuration			Peu préjudiciable
<b>Contraintes de calcul</b>			
Contrainte de compression du béton à l' ELU	( 0.85 x Fc28 ) / 1.5	Fbu =	14,17 MPa
Contrainte de traction des aciers	( Fe / 1.15 )	Fsu =	347,83 MPa
Contrainte de compression du béton à l' ELS	0.6 x Fc28	σbc =	15 MPa
Résistance du béton en traction	0.6 + ( 0.06 x Fc28 )	Ft28 =	2,10 MPa
<b>Calcul des moments réduits</b>			

Moment ultime réduit	$M_u / ( b \times d^2 \times F_{bu} )$	$\mu\mu = 0,128$
Etat limite de compression du béton	si $\mu\mu < \mu_l$ Pas d'aciers comprimés	
	si $\mu\mu > \mu_l$ Aciers comprimés nécessaires	<b>Système d'armatures retenu</b> <b>Pas d'aciers comprimés</b>
<b>Calcul des paramètres caractéristiques de la section</b>		
Coefficient de la fibre neutre	$1.25 \times ( 1 - ( 1 - ( 2 \times \mu\mu ) )^{1/2} )$	$\alpha = 0,172$
Ordonnée de la fibre neutre	$\alpha \times d$	$y = 0,09 \text{ m}$
Bras de levier du couple interne	$d \times ( 1 - ( 0.4 \times \alpha ) )$	$Z_b = 0,50 \text{ m}$
<b>Détermination de la section théorique des aciers tendus</b>		
Section théorique d'acier	$M_u / ( Z_b \times F_{su} )$	$A_{st} = 9,09 \text{ cm}^2$
<b>Choix des sections commerciales des tendus</b>		
Choix :	6HA 14	$A_{st} = 9,24 \text{ cm}^2$
Section réelle d'acier		$9,24 \text{ cm}^2$
Aciers de peau	Si $h > 70 \text{ cm} ; ( 3 \text{ cm}^2 \times \text{hauteur (m)})$	3HA8 $1,51 \text{ cm}^2$
<b>JUSTIFICATION A L'EFFORT TRANCHANT</b>		
<b>Données</b>		
Dimensions caractéristiques	Largeur de la poutre	$b = 0,30 \text{ m}$
	Hauteur totale de la poutre	$h = 0,60 \text{ m}$
	Hauteur utile de la poutre	$d = 0,54 \text{ m}$
	Longueur de la poutre	$l = 8,20 \text{ m}$
Contrainte de l'acier utilisé		$F_e = 400 \text{ MPa}$
Contrainte du béton à 28 jours		$F_{c28} = 25 \text{ MPa}$
Effort tranchant ultime		$V_u = 0,1724 \text{ MN}$
Coefficient K	$K = 0$ si ( reprise de bétonnage , FTP ) $K = 1$ si ( flexion simple , FPP et FP )	$K = 1$
Conditions de fissuration ( 1 ) FPP , ( 2 ) FP , ( 3 ) FTP		1
<b>Calcul des contraintes admissibles</b>		
Contrainte limite de traction du béton	$0.6 + ( 0.06 \times F_{c28} )$	$F_{t28} = 2,10 \text{ MPa}$
Contrainte tangente de travail	$V_u / ( b \times d )$	$\tau_u = 1,06 \text{ MPa}$
Contrainte tangente de travail admissible	FPP = $\text{mini} [ ( 0.2 \times F_{c28} ) / 1.5 ; 5 \text{ MPa} ]$ FP et FTP = $\text{mini} [ ( 0.15 \times F_{c28} ) / 1.5 ; 4 \text{ MPa} ]$	$\tau_{u \text{ adm}} = 3,33 \text{ MPa}$
Vérification	$\tau_u < \tau_{u \text{ adm}}$	vérifié
<b>Détermination des armatures transversales</b>		
Diamètre des armatures filantes		$\phi_l = 14 \text{ mm}$
Diamètre maxi des aciers transversaux	$\text{mini} ( \phi_l , h / 35 , b / 10 )$	$\phi_{t \text{ maxi}} = 14,00 \text{ mm}$
Choix des armatures transversales		$\phi_t = 6 \text{ mm}$
Section des armatures transversales		$A_t = 1,54 \text{ cm}^2$
Espacement maxi des aciers transversaux	$\text{mini} [ 0.9 \times d , 40 \text{ cm} , ( A_t \times F_e ) / ( 0.4 \times b ) ]$	$St \text{ maxi} = 40,00 \text{ cm}$
Espacement des aciers transversaux	$( 0.9 \times A_t \times F_e ) / [ b \times 1.15 \times ( \tau_u - ( 0.3 \times F_{t28} \times K ) ) ]$	$St' = 3,70 \text{ cm}$
Vérification	$St < St \text{ maxi}$ et $St > 7 \text{ cm}$	vérifié
Espacement choisi	Si aciers comprimés $\Rightarrow St \text{ maxi} = 15 \phi_l$	$St = 7 \text{ cm}$
<b>Répartition des cours d'armatures</b>		
Espacement suivant Caquot	1° cours = $St / 2$ sur appui	1° cours = $3,50 \text{ cm}$

Suite de Caquot	Nombre de cours $n = \text{entier} (l / 2)$ Choisir dans la liste le nombre immédiatement inférieur à St Suite : 7 , 8 , 9 , 10 , 11 , 13 , 16 , 20 , 25 , 35 , 40	$n = 2$
-----------------	--	---------

**Justification aux appuis**

Appui ( 1 ) rive , ( 2 ) intermédiaire		Choix : 1
Profondeur minimale d'appui	$( 3.75 \times V_u ) / ( b \times F_{c28} )$	$a = 8,62 \text{ cm}$
Moment ultime	Uniquement s' il s' agit d' un appui intermédiaire	$M_u = 0,283 \text{ MN.m}$
Section minimale d'armature sur appui	rive = $( V_{ux} 1.15 ) / F_e$ intermédiaire = $( 1.15 / F_e ) \times [ V_u - ( M_u / 0.9 d ) ]$	$A_s = 4,96 \text{ cm}^2$
Caractéristique de la poutre	Section commerciale des aciers tendus	3HA16 6,03 $\text{cm}^2$
Contrôle de la section minimale sur appui	$A_s < A_{st}$	vérifié
Condition de non fragilité	$( A_{st} / ( b \times d ) ) > 0.23 \times ( F_{t28} / F_e )$	vérifié

**JUSTIFICATION DE LA FLECHE**

<b>Flèche</b>	$f = \frac{M_{max} L^2}{96 \times E \times I}$	0.00344
<b>flèche admissible</b>	$f_{lim} = \frac{L}{500}$	0.0164
<b>Vérification</b>	$f_{lim} > f$	<b>OK</b>

**3.2.4 Calcul des poteaux**

**Calcul des efforts**

Poteau P1									
Poteau, côte a [m]	0,6		Poutre principale						
Poteau, côte b [m]	0,6		0,3      0,6						
S. d'influence[m <sup>2</sup> ]	8,28		G maçonnerie de 20[KN/m <sup>2</sup> ]      2,7						
Longueur exploitable [m]	6,19		Poids du béton [KN/m <sup>3</sup> ]	25					
DESCENTE DES CHARGES									
Poids des poutre[KN]	55,71	Poids de la maçonnerie+ enduit [KN]	138,10509	Poids de plancher [KN]	29,394	Poids du poteau [KN]	79,83	Poids de la ferme [KN]	53,4
Total Poids permanents (G)	356,439								
Poids d'exploitation plancher haut R+1(Q)	8,280								
Efforts									
<b>Nu [KN]</b>	<b>567,655</b>								
<b>Nser [KN]</b>	<b>419,427</b>								
Poteau P2									
Poteau, côte a [m]	0,3		Poutre principale						
Poteau, côte b [m]	0,3		0,3      0,6						
S. d'influence[m <sup>2</sup> ]	17,62		G maçonnerie de 20[KN/m <sup>2</sup> ]      2,7						
Longueur exploitable [m]	10,26		Poids du béton [KN/m <sup>3</sup> ]	25					

DESCENTE DES CHARGES			
Poids des poutre[KN]	Poids du béton pour l'arcade [KN]	Poids de plancher [KN]	Poids du poteau [KN]
92,34	33,07824	62,551	10,575
Total Poids permanents (G)		198,544	
Poids d'exploitation plancher haut R+1(Q)		17,620	
<b>Efforts</b>			
<b>Nu [KN]</b>		<b>338,634</b>	
<b>Nser [KN]</b>		<b>248,589</b>	
Poteau P3			
Poteau, côte a [m]	0,6	Poutre principale 0,3      0,6	G maçonnerie de 20[KN/m²]      2,7
Poteau, côte b [m]	0,6		
S. d'influence [m²]	15,96	Poids du béton [KN/m3]      25	
Longueur exploitable [m]	10,37		
DESCENTE DES CHARGES			
Poids des poutre[KN]	Poids de la maçonnerie+ enduit[KN]	Poids de plancher [KN]	Poids du poteau [KN]
93,33	186,96618	56,658	79,83
Total Poids permanents (G)		416,784	
Poids d'exploitation plancher haut R+1(Q)		15,960	
<b>Efforts</b>			
<b>Nu [KN]</b>		<b>674,588</b>	
<b>Nser [KN]</b>		<b>497,656</b>	
Poteau P4			
Poteau, côte a [m]	0,6	Poutre principale 0,3      0,6	G maçonnerie de 20[KN/m²]      2,7
Poteau, côte b [m]	0,6		
S. d'influence [m²]	31,8	Poids du béton [KN/m3]      25	
Longueur exploitable [m]	11,98		
DESCENTE DES CHARGES			
Poids des poutres [KN]	Poids de la maçonnerie+ enduit[KN]	Poids de plancher [KN]	Poids du poteau [KN]
107,82	29,54268	112,89	59,85
Total Poids permanents (G)		310,103	
Poids d'exploitation plancher haut R+1(Q)		31,800	
<b>Efforts</b>			
<b>Nu [KN]</b>		<b>536,289</b>	
<b>Nser [KN]</b>		<b>393,188</b>	
Poteau P5			
Poteau, côte a [m]	0,2	Poutre principale 0,2      0,45	G maçonnerie de 20 [KN/m²]      2,7
Poteau, côte b [m]	0,2		
S. d'influence [m²]	10,26	Poids du béton [KN/m3]      25	
Longueur exploitable [m]	4,93		
DESCENTE DES CHARGES			

Poids des poutres [KN]	Poids du béton pour l'arcade [KN]	Poids de plancher [KN]	Poids du poteau [KN]
33,2775	109,2025	93,0582	7,6
Total Poids permanents (G)		243,138	
Poids d'exploitation plancher haut R+1(Q)		35,910	
<b>Efforts</b>			
<b>Nu [KN]</b>		<b>439,417</b>	
<b>Nser [KN]</b>		<b>320,905</b>	
<b>Poteau P6</b>			
Poteau, côte a [m]	0,2		Poutre principale
Poteau, côte b [m]	0,2		0,2      0,45
S. d'influence [m²]	20,78		G maçonnerie de 20[KN/m²]      2,7
Longueur exploitable [m]	9,16		Poids du béton [KN/m3]      25
<b>DESCENTE DES CHARGES</b>			
Poids des poutres [KN]	Poids de la maçonnerie enduit [KN]	Poids de plancher [KN]	Poids du poteau [KN]
61,83	81,18	188,4746	7,6
Total Poids permanents (G)		339,085	
Poids d'exploitation plancher haut R+1(Q)		72,730	
<b>Efforts</b>			
<b>Nu [KN]</b>		<b>623,545</b>	
<b>Nser [KN]</b>		<b>452,996</b>	
<b>Poteau P7</b>			
Poteau, côte a [m]	0,2		Poutre principale
Poteau, côte b [m]	0,2		0,2      0,45
S. d'influence [m²]	4,39		G maçonnerie de 20[KN/m²]      2,7
Longueur exploitable [m]	4,2		Poids du béton [KN/m3]      25
<b>DESCENTE DES CHARGES</b>			
Poids des poutres [KN]	Poids de la maçonnerie+ enduit [KN]	Poids de plancher [KN]	Poids du poteau [KN]
28,35	68,1912	39,8173	7,6
Total Poids permanents (G)		143,959	
Poids d'exploitation plancher haut R+1(Q)		15,365	
<b>Efforts</b>			
<b>Nu [KN]</b>		<b>250,000</b>	
<b>Nser [KN]</b>		<b>183,222</b>	

**Calcul des aciers**

**Tableau 14 : Calcul des aciers du poteau**

POTEAU P4 RECTANGULAIRE
B.A.E.L 91 révisé 99
Données

Dimensions du poteau	Grand côté du poteau	b =	0,60 m
	Petit côté du poteau	a =	0,60 m
Contrainte de l'acier utilisé		Fe =	400 MPa
Contrainte du béton a 28 jours		Fcj =	25 MPa
Hauteur d'étage		Lo =	5,25 m
Poteau de rive : ( 1 ) oui ; ( 2 ) non		Type :	2
Effort ultime= 1.35 G + 1.5 Q		Nu =	0,536289411 MN
Nu/2 appliq. avt 28 j ==>>> K= 1.2 ==>>	On remplace Fc28 par Fcj		
Nu/2 appliq. avt 90 j ==>>> K= 1.1		Coefficient réducteur	
Nu/2 appliq. aps 90 j ==>>> K= 1		K =	1,1
<b>Résultats</b>			
Périmètre de la section	$( 2 \times a ) + ( 2 \times b )$	u =	2,40 m
Moment quadratique de la section	$( b \times a^3 ) / 12$	I.mini =	0,010800 m <sup>4</sup>
Aire de la section	$( a \times b )$	B =	0,3600 m <sup>2</sup>
Aire de la section - 2 cm périphérique	$( a - 0.02 ) \times ( b - 0.02 )$	Br =	0,3364 m <sup>2</sup>
Longueur de flambement	si poteau de rive : Lf = Lo , sinon Lf = 0,7 Lo	Lf =	3,68 m
Rayon de giration	$( I.mini / B ) ^{1/2}$	i =	0,1732 m
Elancement	$( Lf / i )$	$\lambda =$	21,22
Control : Elancement <70		Control :	vérifié
Coefficient d'élancement	si $\lambda > 50 : \alpha = ( 0.6 ( 50 / \lambda )^2 ) / K$ si $\lambda < 50 : \alpha = ( 0.85 / ( 1 + 0.2 ( \lambda / 35 )^2 ) ) / K$	$\alpha =$	0,720
Section théorique d'acier	$[ ( Nu / \alpha ) - ( Br \times Fc28 ) / 1.35 ] \times ( 1.15 / Fe )$	Ath =	-157,68 cm <sup>2</sup>
Section maximale d'acier	$( 5 \% B )$	A.maxi =	180,00 cm <sup>2</sup>
Section de calcul minimale	maxi $( 0.2 \% B ; 4 \times u ; Ath )$	Asc =	9,60 cm <sup>2</sup>
Control : Asc < A.maxi		Control :	vérifié
Choix d'une section commerciale	Choix des filants dans les angles	Choix 1 :	9 HA 12
	Choix des filants intermédiaires sur b	Choix 2 :	
	Choix des filants intermédiaires sur a	Choix 3 :	
Diamètre des armatures comprimées		$\phi_l =$	12 mm
Diamètre des aciers transversaux	$\phi_t < ( \phi_l / 3 )$	$\phi_t =$	6 mm
Espacement des aciers transversaux	si Ath < Asc : St = mini ( a+10 cm ; 40 cm ) sinon : St = mini ( a+10 cm ; 15 $\phi_l$ ; 40 cm )	St =	40 cm
Jonctions par recouvrement	Lr = 0.6 ls( soit 24 $\phi_l$ pour HA 400 ) ( soit 30 $\phi_l$ pour HA 500 et RL 235 )	Lr =	28,8 cm
<b>Dispositions constructives</b>			
Espacement maxi des aciers comprimés	$e < ( a + 10 \text{ cm} )$		vérifié
Armatures longitudinales	si $\lambda < 35 \Rightarrow$ Asc à placer dans les angles si $\lambda > 35 \Rightarrow$ Asc à placer le long de b		vérifié

### **3.2.5 Etude de l'escalier**

#### **Données :**

Hauteur totale à franchir L0 = 3,20 m

Nombre de marches  $n = 18$

Nombre de contremarches  $n_1 = 20$

Emmarchement  $E_1 = 1,50$  m

Poids volumique du béton =  $25 \text{ KN/m}^3$

Contrainte de l'acier utilisé =  $400 \text{ MPa}$

Contrainte du béton à 28 jours =  $25 \text{ MPa}$

Conditions de fissuration : Peu Préjudiciable

**Pré dimensionnement du giron et de la hauteur de marche**

Il comporte 02 volées identiques et 01 palier intermédiaire.

Giron  $G = 30$  cm

$$\text{Hauteur de marche } h = \frac{L_0}{n_1} = \frac{320}{20} = 16 \text{ cm donc } h = 16 \text{ cm}$$

**Vérification de la relation de BLONDEL**

$$59 \text{ cm} \leq G + 2h \leq 66 \text{ cm Avec } G + 2h = 30 + 2 \times 16 = 62 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} < G + 2h = 62 < 66 \text{ cm donc la relation est vérifiée.}$$

**Pré dimensionnement de la paillasse et du palier**

Angle moyen d'inclinaison  $\alpha = 28,072^\circ$  et l'épaisseur du palier et de la paillasse ( $e_p$ ) est donnée par :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \text{ donc on aura } \frac{320}{30} \leq e_p \leq \frac{320}{20} \Rightarrow 10,67 \leq e_p \leq 16 \text{ choix : } e_p = 16 \text{ cm}$$

**Calcul de la section des aciers**

Tableau 15 : Calcul de la section des aciers de l'escalier

<b>ESCALIER A VOLEE DROITE</b>
<b>B.A.E.L 91 révisé 99</b>
<b>Données</b>



Hauteur totale à franchir		lo =	3,2	m
Nombre de marches		n1 =	18	
Nombre de contremarches		n =	20	
Emmarchement		n1 =	1,60	m
Epaisseur de la paillasse		ep =	16	cm
Poids volumique du béton		pvb =	25	KN / m <sup>3</sup>
Contrainte de l'acier utilisé		Fe =	400	MPa
Contrainte du béton à 28 jours		Fc28 =	25	MPa
Conditions de fissuration		Peu préjudiciable		
<b>Résultats</b>				
Hauteur de marche	( lo / n )	ht =	16,00	cm
Giron	60 < 2 ht < 64	g =	30,00	cm
Longueur de volée étudiée		l =	2,7	m
Nombre de marches concernées		n =	9	
Hauteur à franchir correspondante	( n x ht )	l' =	1,44	m
Epaisseur moyenne de la volée	ep+ ( ht / 2 )	e' =	24,00	cm
Angle moyen d'inclinaison	inv( tan ( l' / l ) )	a' =	28,07	°
Charges permanentes G	( pvb / cos a' ) x e' x b+Rev+Garde Corps	G =	24,77	KN / ml
Charges d'exploitations Q	( 2,5 KN/m <sup>2</sup> x b )	Q =	4,00	KN / ml
Effort de service repris par l'escalier	( G + Q )	Pser =	28,77	KN / ml
Effort ultime repris par l'escalier	( 1.35 G + 1.5 Q )	Pu =	39,44	KN / ml
Moment de service	( Pser x l <sup>2</sup> ) / 8	Mser =	26,21	KN . m
Moment ultime	( Pu x l <sup>2</sup> ) / 8	Mu =	35,94	KN . m
Coefficient de sollicitation	( Mu / Mser )	g =	1,37	
Moment réduit ultime	Dépend du type d'acier	ml =	0,3920	
Hauteur utile de la volée	( ep - 3 cm )	d =	13	cm
Contrainte de calcul du béton	( 0.85 x Fc28 ) / 1.5	Fbu =	14,17	MPa
Contrainte de calcul de l'acier	( Fe / 1.15 )	Fsu =	347,83	MPa
Moment réduit ultime	Mu / ( b x d <sup>2</sup> x Fbu )	μl =	0,0938	
Système d'armatures retenues	il faut que mm < ml	aciers simples		
Coefficient de la fibre neutre	1.25 x ( 1 - ( 1 - 2mm ) <sup>1/2</sup> )	a =	0,123	
Bras de levier du couple interne	d x ( 1 - 0.4a )	Zb =	12,36	cm
<b>Section théorique des aciers filants</b>	<b>Mu / ( Zb x Fsu )</b>	<b>Ax =</b>	<b>8,36</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>
<b>Choix des sections commerciales</b>	<b>il faut que fl &lt; ( e' / 10 )</b>	<b>8HA12</b>	<b>9,05</b>	
<b>Espacement des armatures filantes</b>	<b>inférieur au mini ( 3ht ; 33 cm )</b>	<b>St 1 =</b>	<b>20,00</b>	<b>cm</b>
<b>Section théorique des aciers de répartitions</b>	<b>( Ax / 4 )</b>	<b>Ay =</b>	<b>2,09</b>	<b>cm<sup>2</sup> / ml</b>
<b>Choix des sections commerciales</b>	<b>Lire dans le tableau des aciers</b>		<b>2,36</b>	
<b>Espacement des armatures de répartitions</b>	<b>inférieur au mini ( 4ht ; 45 cm )</b>	<b>St 2 =</b>	<b>20,00</b>	<b>cm</b>

### 3.3 ETUDE DES FONDATIONS

Les semelles seront calculées à l'aide de la contrainte admissible du sol. Les charges considérées sont celles à l'ELS. Les calculs se feront comme suit :

**Détermination des dimensions de la semelle sous le poteau P4**

<i>S4 sous P4</i>				
<i>Nu [KN]</i>	536,289			
<i>Nser [KN]</i>	393,188			
SEMELLE DE FONDATION ISOLEE				
B.A.E.L 91 révisé 99				
Données				
Dimensions du poteau	Grand côté du poteau	b =	0,6	m
	Petit côté du poteau	a =	0,6	m
Contrainte de l'acier utilisé		Fe =	400	MPa
Contrainte du béton à 28 jours		Fc28 =	25	MPa
Effort de service = G + Q		Nser =	0,393188082	MN
Effort ultime = 1.35 G + 1.5 Q		Nu =	0,536289411	MN
Contrainte admissible du sol	Dépend du type de sol	q.sol =	0,2	MPa
Type de calcul (1) Débords homothétiques, (2) Débord constant		Type :	2	
Conditions de fissuration (1) FP, (2) FTP		Type :	1	
Résultats				
<i>Aire approchée de la surface portante ( Nser / q.sol )</i>			<i>S1 =</i>	<i>1,97</i> m <sup>2</sup>
Calcul des dimensions approchées	<u>Débord homothétique</u>			
	$A1 = ( S1 \times ( a / b ) )^{1/2}$			
	$B1 = ( S2 \times ( b / a ) )^{1/2}$			
	Débord A = 0,40			m
<u>Débord constant</u>				
Débord B = 0,40			m	

	$\text{Débord} = [(((4 \times S1) + a^2 - 2ab + b^2)^{1/2}) - a - b] / 4$	$A1 =$	1,40	m
	$A1 = a + (2 \times \text{débord}), B1 = b + (2 \times \text{débord})$	$B1 =$	1,40	m
<b>Choix des dimensions</b>	$A > A1$	$A =$	1,70	m
	$B > B1$	$B =$	1,70	m
Hauteur minimale de la semelle	Si $\text{débord} > 15 \text{ cm}$ $((B - b) / 4) + 5 \text{ cm}$			
	Si $\text{débord} < 15 \text{ cm}$ $(2 \times \text{débord}) + 5 \text{ cm}$	Ht mini =	0,33	m
Choix de la hauteur de la semelle	Arrondir	Ht =	0,35	m
Calcul de la hauteur utile	$(Ht - 5 \text{ cm})$	d =	0,30	m
<b>Contrôle de la contrainte admissible du sol</b>				
Aire de la surface portante	$(A \times B)$	S =	2,89	m <sup>2</sup>
Poids propre de la semelle	$(A \times B \times Ht \times 0.025)$	Pp =	0,0253	MN
Charge totale sur le sol	$(Nu + Pp)$	N =	0,5616	MN
Contrainte de travail sur le sol	$(N / S)$	q' =	0,194	MPa
<b>Contrôle</b>	$(q' < q)$		<b>vérifié</b>	
<b>Détermination des aciers tendus</b>				
Contrainte de traction du béton	$0.6 + (0.06 \times Fc28)$	Ft28 =	2,10	MPa
Contrainte de traction de l'acier	$FP = \text{mini} (2/3 Fe ; \text{maxi} (1/2 Fe ; 110 \times ((h \times Ftj)^{1/2})))$			
	$FTP = 0.80 \times \text{sst}(FP)$	sst =	201,63	MPa
<b>Nappe inférieure</b>	$(N / 8) \times ((B - b) / (d \times \text{sst}))$	$Ax // b =$	12,77	cm <sup>2</sup>
<b>Nappe supérieure</b>	$(N / 8) \times ((A - a) / (d \times \text{sst}))$	$Ay // a =$	12,77	cm <sup>2</sup>
<b>Choix des sections commerciales</b>	<b>9HA14</b>	$Ax \Rightarrow$	13,85	
		$Ay \Rightarrow$	13,85	

**Tableau 16 : calcul des semelles de la fondation**

<i>S3 sous P1</i>			
<i>Nu [KN]</i>	567,655		
<i>Nser [KN]</i>	419,427		
<b>SEMELLE DE FONDATION ISOLEE</b>			
<b>B.A.E.L 91 révisé 99</b>			
<b>Données</b>			
Dimensions du poteau	Grand côté du poteau	b =	0,6 m
	Petit côté du poteau	a =	0,6 m
Contrainte de l'acier utilisé		Fe =	400 MPa
Contrainte du béton à 28 jours		Fc28 =	25 MPa
Effort de service = G + Q		Nser =	0,419426954 MN
Effort ultime = 1.35 G + 1.5 Q		Nu =	0,567654687 MN
Contrainte admissible du sol	Dépend du type de sol	q.sol =	0,2 MPa
Type de calcul (1) Débords homothétiques, (2) Débord constant		Type :	2
Conditions de fissuration (1) FP, (2) FTP		Type :	1
<b>Résultats</b>			
<i>Aire approchée de la surface portante</i>	<i>( Nser / q.sol )</i>	<i>S1 =</i>	<i>2,10 m<sup>2</sup></i>
Calcul des dimensions approchées	<u>Débord homothétique =&gt;</u>		
	$A1 = ( S1 \times ( a / b ) )^{1/2}$		
	$B1 = ( S2 \times ( b / a ) )^{1/2}$	Débord	0,42 m
		A =	
	<u>Débord constant =&gt;</u>	Débord	0,42 m
		B =	
	Débord = $[((( 4 \times S1 ) + a^2 - 2ab + b^2 )^{1/2}) - a - b ] / 4$	A1 =	1,45 m
	$A1 = a + ( 2 \times \text{débord} )$ , $B1 = b + ( 2 \times \text{débord} )$	B1 =	1,45 m
<b>Choix des dimensions</b>	$A > A1$	<b>A =</b>	<b>1,80 m</b>
	$B > B1$	<b>B =</b>	<b>1,80 m</b>
Hauteur minimale de la semelle	Si débord > 15 cm => $(( B - b ) / 4 ) + 5 \text{ cm}$		
	Si débord < 15 cm => $( 2 \times \text{débord} ) + 5 \text{ cm}$	Ht mini =	0,35 m
Choix de la hauteur de la semelle	Arrondir	Ht =	0,40 m
Calcul de la hauteur utile	$( Ht - 5 \text{ cm} )$	d =	0,35 m
<b>Contrôle de la contrainte admissible du sol</b>			
Aire de la surface portante	$( A \times B )$	S =	3,24 m <sup>2</sup>
Poids propre de la semelle	$( A \times B \times Ht \times 0.025 )$	Pp =	0,0324 MN
Charge totale sur le sol	$( Nu + Pp )$	N =	0,6001 MN
Contrainte de travail sur le sol	$( N / S )$	q' =	0,185 MPa
<b>Contrôle</b>	$( q' < q )$		<b>vérifié</b>
<b>Détermination des aciers tendus</b>			
Contrainte de traction du béton	$0.6 + ( 0.06 \times Fc28 )$	Ft28 =	2,10 MPa
Contrainte de traction de l'acier	FP = $\text{mini} ( 2/3 \text{ Fe } ; \text{maxi} ( 1/2 \text{ Fe } ; 110 \times (( h \times F_{tj} )^{1/2} )))$		
	FTP = $0.80 \times \text{sst} ( \text{FP} )$	sst =	201,63 MPa
<i>Nappe inférieure</i>	$( N / 8 ) \times (( B - b ) / ( d \times \text{sst} ))$	<b>Ax // b =</b>	<b>12,75 cm<sup>2</sup></b>
<i>Nappe supérieure</i>	$( N / 8 ) \times (( A - a ) / ( d \times \text{sst} ))$	<b>Ay // a =</b>	<b>12,75 cm<sup>2</sup></b>
<b>Choix des sections commerciales</b>	<b>9HA14</b>	<b>Ax =&gt;</b>	<b>13,85</b>

Ay => 13,85

S3 sous P2				
Nu [KN]	338,634			
Nser [KN]	248,589			
SEMELLE DE FONDATION ISOLEE				
B.A.E.L 91 révisé 99				
Données				
Dimensions du poteau	Grand côté du poteau	b =	0,3	m
	Petit côté du poteau	a =	0,3	m
Contrainte de l'acier utilisé		Fe =	400	MPa
Contrainte du béton à 28 jours		Fc28 =	25	MPa
Effort de service = G + Q		Nser =	0,24858 89	MN
Effort ultime = 1.35 G + 1.5 Q		Nu =	0,33863 44	MN
Contrainte admissible du sol	Dépend du type de sol	q.sol =	0,2	MPa
Type de calcul (1) Débords homothétiques, (2) Débord constant		Type :	2	
Conditions de fissuration (1) FP, (2) FTP		Type :	1	
Résultats				
Aire approchée de la surface portante	( Nser / q.sol )	SI =	1,24	m <sup>2</sup>
Calcul des dimensions approchées	Débord homothétique =>			
	A1 = ( S1 x ( a / b ) ) ^1/2			
	B1 = ( S2 x ( b / a ) ) ^1/2	Débord A =	0,41	m
	Débord constant =>	Débord B =	0,41	m
	Débord = [((( 4 x S1 ) + a <sup>2</sup> - 2ab + b <sup>2</sup> )^1/2) - a - b ] / 4	A1 =	1,11	m
	A1 = a+( 2 x débord ), B1 = b+( 2 x débord )	B1 =	1,11	m
<b>Choix des dimensions</b>	<b>A &gt; A1</b>	<b>A =</b>	<b>1,40</b>	<b>m</b>
	<b>B &gt; B1</b>	<b>B =</b>	<b>1,40</b>	<b>m</b>
Hauteur minimale de la semelle	Si débord > 15 cm => (( B - b ) / 4 ) + 5 cm			
	Si débord < 15 cm => ( 2 x débord ) + 5 cm	Ht mini =	0,33	m
Choix de la hauteur de la semelle	Arrondir	Ht =	0,35	m
Calcul de la hauteur utile	( Ht - 5 cm )	d =	0,30	m
Contrôle de la contrainte admissible du sol				
Aire de la surface portante	( A x B )	S =	1,96	m <sup>2</sup>
Poids propre de la semelle	( A x B x Ht x 0.025 )	Pp =	0,0172	MN
Charge totale sur le sol	( Nu + Pp )	N =	0,3558	MN
Contrainte de travail sur le sol	( N / S )	q' =	0,182	MPa
<b>Contrôle</b>	<b>( q' &lt; q )</b>			<b>vérifié</b>
Détermination des aciers tendus				
Contrainte de traction du béton	0.6 + ( 0.06 x Fc28 )	Ft28 =	2,10	MPa
Contrainte de traction de l'acier	FP = mini ( 2/3 Fe ; maxi ( 1/2 Fe ; 110 x (( h x Ftj )^1/2 ) ) )			
	FTP = 0.80 x sst ( FP )	sst =	201,63	MPa

<i>Nappe inférieure</i>	$(N/8) \times ((B - b) / (d \times sst))$	$Ax // b =$	<b>8,09</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>
<i>Nappe supérieure</i>	$(N/8) \times ((A - a) / (d \times sst))$	$Ay // a =$	<b>8,09</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>
<i>Choix des sections commerciales</i>	<b>8HA12</b>	$Ax \Rightarrow$	<b>9,05</b>	
		$Ay \Rightarrow$	<b>9,05</b>	

S3 sous P3			
<i>Nu [KN]</i>			<b>674,588</b>
<i>Nser [KN]</i>			<b>497,656</b>
SEMELLE DE FONDATION ISOLEE			
B.A.E.L 91 révisé 99			
Données			
Dimensions du poteau	Grand côté du poteau	b =	0,6 m
	Petit côté du poteau	a =	0,6 m
Contrainte de l'acier utilisé		Fe =	400 MPa
Contrainte du béton à 28 jours		Fc28 =	25 MPa
Effort de service = G + Q		Nser =	0,4976 MN 55807
Effort ultime = 1.35 G + 1.5 Q		Nu =	0,6745 MN 88439
Contrainte admissible du sol	Dépend du type de sol	q.sol =	0,2 MPa
Type de calcul (1) Débords homothétiques, (2) Débord constant		Type :	2
Conditions de fissuration (1) FP, (2) FTP		Type :	1
Résultats			
<i>Aire approchée de la surface portante</i>	$(Nser / q.sol)$	<b>S1 =</b>	<b>2,49 m<sup>2</sup></b>
Calcul des dimensions approchées	<u>Débord homothétique</u> => $A1 = (S1 \times (a / b))^{1/2}$ $B1 = (S2 \times (b / a))^{1/2}$	Débord A =	0,49 m
	<u>Débord constant</u> => Débord = $[(((4 \times S1) + a^2 - 2ab + b^2)^{1/2}) - a - b] / 4$ $A1 = a + (2 \times \text{débord})$ , $B1 = b + (2 \times \text{débord})$	Débord B =	0,49 m
<b>Choix des dimensions</b>	<b>A &gt; A1</b> <b>B &gt; B1</b>	<b>A =</b> <b>B =</b>	<b>1,90 m</b> <b>1,90 m</b>
Hauteur minimale de la semelle	Si débord > 15 cm => $((B - b) / 4) + 5$ cm Si débord < 15 cm => $(2 \times \text{débord}) + 5$ cm	Ht mini =	0,38 m
Choix de la hauteur de la semelle	Arrondir	Ht =	0,40 m
Calcul de la hauteur utile	$(Ht - 5 \text{ cm})$	d =	0,35 m
Contrôle de la contrainte admissible du sol			
Aire de la surface portante	$(A \times B)$	S =	3,61 m <sup>2</sup>
Poids propre de la semelle	$(A \times B \times Ht \times 0.025)$	Pp =	0,0361 MN
Charge totale sur le sol	$(Nu + Pp)$	N =	0,7107 MN
Contrainte de travail sur le sol	$(N / S)$	q' =	0,197 MPa
<b>Contrôle</b>	$(q' < q)$		<b>vérifié</b>

<b>Détermination des aciers tendus</b>			
Contrainte de traction du béton	$0.6 + (0.06 \times F_{c28})$	$F_{t28} =$	2,10 MPa
Contrainte de traction de l'acier	$FP = \min(2/3 F_e; \max(1/2 F_e; 110 \times ((h \times F_{tj})^{1/2})))$		
	$FTP = 0.80 \times sst (FP)$	$sst =$	201,63 MPa
<i>Nappe inférieure</i>	$(N/8) \times ((B - b) / (d \times sst))$	$A_x // b =$	16,36 cm <sup>2</sup>
<i>Nappe supérieure</i>	$(N/8) \times ((A - a) / (d \times sst))$	$A_y // a =$	16,36 cm <sup>2</sup>
<i>Choix des sections commerciales</i>	<b>9HA16</b>	$A_x \Rightarrow$	18,1
		$A_y \Rightarrow$	18,1

<b>S4 sous P4</b>			
<i>Nu [KN]</i>			<b>536,289</b>
<i>Nser [KN]</i>			<b>393,188</b>
<b>SEMELLE DE FONDATION ISOLEE</b>			
<b>B.A.E.L 91 révisé 99</b>			
<b>Données</b>			
Dimensions du poteau	Grand côté du poteau	$b =$	0,6 m
	Petit côté du poteau	$a =$	0,6 m
Contrainte de l'acier utilisé		$F_e =$	400 MPa
Contrainte du béton à 28 jours		$F_{c28} =$	25 MPa
Effort de service = G + Q		$N_{ser} =$	0,3931 MN 88082
Effort ultime = 1.35 G + 1.5 Q		$N_u =$	0,5362 MN 89411
Contrainte admissible du sol	Dépend du type de sol	$q_{sol} =$	0,2 MPa
Type de calcul (1) Débords homothétiques, (2) Débord constant		Type :	2
Conditions de fissuration (1) FP, (2) FTP		Type :	1
<b>Résultats</b>			
<i>Aire approchée de la surface portante</i>	$(N_{ser} / q_{sol})$	$S1 =$	1,97 m <sup>2</sup>
Calcul des dimensions approchées	<u>Débord homothétique</u> =>		
	$A1 = (S1 \times (a / b))^{1/2}$		
	$B1 = (S2 \times (b / a))^{1/2}$	Débord	
		A =	0,40 m
	<u>Débord constant</u> =>	Débord	
	Débord = $[(((4 \times S1) + a^2 - 2ab + b^2)^{1/2}) - a - b] / 4$	B =	0,40 m
	$A1 = a + (2 \times \text{débord}), B1 = b + (2 \times \text{débord})$	A1 =	1,40 m
<b>Choix des dimensions</b>	$A > A1$	A =	1,70 m
	$B > B1$	B =	1,70 m
Hauteur minimale de la semelle	Si débord > 15 cm => $((B - b) / 4) + 5$ cm	Ht mini	
	Si débord < 15 cm => $(2 \times \text{débord}) + 5$ cm	=	0,33 m
Choix de la hauteur de la semelle	Arrondir	Ht =	0,35 m
Calcul de la hauteur utile	$(Ht - 5 \text{ cm})$	d =	0,30 m
<b>Contrôle de la contrainte admissible du sol</b>			

Aire de la surface portante	$(A \times B)$	$S =$	2,89 m <sup>2</sup>
Poids propre de la semelle	$(A \times B \times Ht \times 0.025)$	$Pp =$	0,0253 MN
Charge totale sur le sol	$(Nu + Pp)$	$N =$	0,5616 MN
Contrainte de travail sur le sol	$(N / S)$	$q' =$	0,194 MPa
<b>Contrôle</b>	$(q' < q)$		<b>vérifié</b>
<b>Détermination des aciers tendus</b>			
Contrainte de traction du béton	$0.6 + (0.06 \times Fc28)$	$Ft28 =$	2,10 MPa
Contrainte de traction de l'acier	$FP = \text{mini} (2/3 Fe ; \text{maxi} (1/2 Fe ; 110 \times ((h \times Ftj)^{1/2})))$ $FTP = 0.80 \times sst (FP)$	$sst =$	201,63 MPa
<i>Nappe inférieure</i>	$(N / 8) \times ((B - b) / (d \times sst))$	$Ax // b =$	12,77 cm <sup>2</sup>
<i>Nappe supérieure</i>	$(N / 8) \times ((A - a) / (d \times sst))$	$Ay // a =$	12,77 cm <sup>2</sup>
<i>Choix des sections commerciales</i>	<b>9HA14</b>	$Ax \Rightarrow$	13,85
		$Ay \Rightarrow$	13,85

<b>S5 sous P5</b>			
<i>Nu [KN]</i>	<b>439,417</b>		
<i>Nser [KN]</i>	<b>320,905</b>		
<b>SEMELLE DE FONDATION ISOLEE</b>			
<b>B.A.E.L 91 révisé 99</b>			
<b>Données</b>			
Dimensions du poteau	Grand côté du poteau	$b =$	0,2 m
	Petit côté du poteau	$a =$	0,2 m
Contrainte de l'acier utilisé		$Fe =$	400 MPa
Contrainte du béton à 28 jours		$Fc28 =$	25 MPa
Effort de service = G + Q		$Nser =$	0,3209 MN 0543
Effort ultime = 1.35 G + 1.5 Q		$Nu =$	0,4394 MN 16806
Contrainte admissible du sol	Dépend du type de sol	$q.sol =$	0,2 MPa
Type de calcul (1) Débord homothétiques, (2) Débord constant		Type :	2
Conditions de fissuration (1) FP, (2) FTP		Type :	1
<b>Résultats</b>			
<i>Aire approchée de la surface portante</i>	$(Nser / q.sol)$	$S1 =$	1,60 m <sup>2</sup>
Calcul des dimensions approchées	<u>Débord homothétique</u> => $A1 = (S1 \times (a / b))^{1/2}$ $B1 = (S2 \times (b / a))^{1/2}$	Débord $A =$	0,53 m
	<u>Débord constant</u> => Débord = $[(((4 \times S1) + a^2 - 2ab + b^2)^{1/2}) - a - b] / 4$ $A1 = a + (2 \times \text{débord}), B1 = b + (2 \times \text{débord})$	Débord $B =$	0,53 m
<b>Choix des dimensions</b>	$A > A1$ $B > B1$	$A =$ $B =$	1,60 m 1,60 m
Hauteur minimale de la semelle	Si débord > 15 cm => $((B - b) / 4) + 5$ cm		



	Si débord < 15 cm => ( 2 x débord ) + 5 cm	Ht mini =	0,40	m
Choix de la hauteur de la semelle	Arrondir	Ht =	0,45	m
Calcul de la hauteur utile	( Ht - 5 cm )	d =	0,40	m
<b>Contrôle de la contrainte admissible du sol</b>				
Aire de la surface portante	( A x B )	S =	2,56	m <sup>2</sup>
Poids propre de la semelle	( A x B x Ht x 0.025 )	Pp =	0,0288	M N
Charge totale sur le sol	( Nu + Pp )	N =	0,4682	M N
Contrainte de travail sur le sol	( N / S )	q' =	0,183	MP a
<b>Contrôle</b>	<b>( q' &lt; q )</b>		<b>vérifié</b>	
<b>Détermination des aciers tendus</b>				
Contrainte de traction du béton	0.6 + ( 0.06 x Fc28 )	Ft28 =	2,10	MP a
Contrainte de traction de l'acier	FP = mini ( 2/3 Fe ; maxi ( 1/2 Fe ; 110 x (( h x Ftj ) <sup>1/2</sup> )))			
	FTP = 0.80 x sst ( FP )	sst =	201,63	MP a
<i>Nappe inférieure</i>	( N / 8 ) x (( B - b ) / ( d x sst ))	Ax // b =	10,16	cm <sup>2</sup>
<i>Nappe supérieure</i>	( N / 8 ) x (( A - a ) / ( d x sst ))	Ay // a =	10,16	cm <sup>2</sup>
<i>Choix des sections commerciales</i>	<b>9HA12</b>	Ax =>	10,18	
		Ay =>	10,18	

<b>S6 sous P6</b>				
<b>Nu [KN]</b>	<b>623,545</b>			
<b>Nser [KN]</b>	<b>452,996</b>			
<b>SEMELLE DE FONDATION ISOLEE</b>				
<b>B.A.E.L 91 révisé 99</b>				
<b>Données</b>				
Dimensions du poteau	Grand côté du poteau	b =	0,2	m
	Petit côté du poteau	a =	0,2	m
Contrainte de l'acier utilisé		Fe =	400	MPa
Contrainte du béton à 28 jours		Fc28 =	25	MPa
Effort de service = G + Q		Nser =	0,4529 9606	MN
Effort ultime = 1.35 G + 1.5 Q		Nu =	0,6235 45131	MN
Contrainte admissible du sol	Dépend du type de sol	q.sol =	0,2	MPa
Type de calcul (1) Débords homothétiques, (2) Débord constant		Type :	2	
Conditions de fissuration (1) FP, (2) FTP		Type :	1	
<b>Résultats</b>				
<i>Aire approchée de la surface portante</i>	( Nser / q.sol )	SI =	2,26	m <sup>2</sup>
Calcul des dimensions approchées	Débord homothétique			
	A1 = ( S1 x ( a / b ) ) <sup>1/2</sup>			

	$B1 = (S2 \times (b/a))^{1/2}$	Débord A =	0,65	m
	Débord constant =>	Débord B =	0,65	m
	Débord = $(((4 \times S1) + a^2 - 2ab + b^2)^{1/2} - a - b) / 4$	A1 =	1,50	m
	A1 = a + (2 x débord), B1 = b + (2 x débord)	B1 =	1,50	m
<b>Choix des dimensions</b>	<b>A &gt; A1</b>	<b>A =</b>	<b>1,90</b>	<b>m</b>
	<b>B &gt; B1</b>	<b>B =</b>	<b>1,90</b>	<b>m</b>
Hauteur minimale de la semelle	Si débord > 15 cm => $((B - b) / 4) + 5$ cm	Ht mini =	0,48	m
	Si débord < 15 cm => (2 x débord) + 5 cm			
Choix de la hauteur de la semelle	Arrondir	Ht =	0,50	m
Calcul de la hauteur utile	(Ht - 5 cm)	d =	0,45	m
<b>Contrôle de la contrainte admissible du sol</b>				
Aire de la surface portante	(A x B)	S =	3,61	m <sup>2</sup>
Poids propre de la semelle	(A x B x Ht x 0.025)	Pp =	0,0451	MN
Charge totale sur le sol	(Nu + Pp)	N =	0,6687	MN
Contrainte de travail sur le sol	(N / S)	q' =	0,185	MPa
<b>Contrôle</b>	<b>(q' &lt; q)</b>			<b>vérifié</b>
<b>Détermination des aciers tendus</b>				
Contrainte de traction du béton	$0.6 + (0.06 \times Fc28)$	Ft28 =	2,10	MPa
Contrainte de traction de l'acier	FP = mini (2/3 Fe ; maxi (1/2 Fe ; 110 x ((h x Ftj)^{1/2})))			
	FTP = 0.80 x sst (FP)	sst =	201,63	MPa
<i>Nappe inférieure</i>	$(N / 8) \times ((B - b) / (d \times sst))$	Ax // b =	15,66	cm <sup>2</sup>
<i>Nappe supérieure</i>	$(N / 8) \times ((A - a) / (d \times sst))$	Ay // a =	15,66	cm <sup>2</sup>
<i>Choix des sections commerciales</i>	<b>8HA16</b>	Ax =>	16,08	
		Ay =>	16,08	

<b>S7 sous P7</b>				
<b>Nu [KN]</b>	<b>250,000</b>			
<b>Nser [KN]</b>	<b>183,222</b>			
<b>SEMELLE DE FONDATION ISOLEE</b>				
<b>B.A.E.L 91 révisé 99</b>				
<b>Données</b>				
Dimensions du poteau	Grand côté du poteau	b =	0,2	m
	Petit côté du poteau	a =	0,2	m
Contrainte de l'acier utilisé		Fe =	400	MPa
Contrainte du béton à 28 jours		Fc28 =	25	MPa
Effort de service = G + Q		Nser =	0,1832 22025	MN
Effort ultime = 1.35 G + 1.5 Q		Nu =	0,2500 00196	MN
Contrainte admissible du sol	Dépend du type de sol	q.sol =	0,2	MPa
Type de calcul (1) Débords homothétiques, (2) Débord constant		Type :	2	

Conditions de fissuration (1) FP, (2) FTP		Type :	1
Résultats			
Aire approchée de la surface portante	$( N_{ser} / q_{sol} )$	$S_I =$	<b>0,92</b> m <sup>2</sup>
Calcul des dimensions approchées	<u>Débord homothétique</u> => $A_1 = ( S_1 \times ( a / b ) )^{1/2}$ $B_1 = ( S_2 \times ( b / a ) )^{1/2}$	Débord A =	0,38 m
	<u>Débord constant</u> => Débord = $[((( 4 \times S_1 ) + a^2 - 2ab + b^2 )^{1/2}) - a - b] / 4$ $A_1 = a + ( 2 \times \text{débord} )$ , $B_1 = b + ( 2 \times \text{débord} )$	Débord B =	0,38 m
<b>Choix des dimensions</b>	$A > A_1$ $B > B_1$	A = B =	<b>1,20</b> m <b>1,20</b> m
Hauteur minimale de la semelle	Si débord > 15 cm => $(( B - b ) / 4 ) + 5$ cm Si débord < 15 cm => $( 2 \times \text{débord} ) + 5$ cm	Ht mini =	0,30 m
Choix de la hauteur de la semelle	Arrondir	Ht =	0,35 m
Calcul de la hauteur utile	$( H_t - 5 \text{ cm} )$	d =	0,30 m
Contrôle de la contrainte admissible du sol			
Aire de la surface portante	$( A \times B )$	S =	1,44 m <sup>2</sup>
Poids propre de la semelle	$( A \times B \times H_t \times 0.025 )$	Pp =	0,0126 MN
Charge totale sur le sol	$( N_u + P_p )$	N =	0,2626 MN
Contrainte de travail sur le sol	$( N / S )$	q' =	0,182 MPa
<b>Contrôle</b>	$( q' < q )$		<b>vérifié</b>
Détermination des aciers tendus			
Contrainte de traction du béton	$0.6 + ( 0.06 \times F_{c28} )$	Ft28 =	2,10 MPa
Contrainte de traction de l'acier	FP = $\text{mini} ( 2/3 F_e ; \text{maxi} ( 1/2 F_e ; 110 \times (( h \times F_{tj} )^{1/2} ) ) )$ FTP = $0.80 \times \text{sst} ( FP )$	sst =	201,63 MPa
<b>Nappe inférieure</b>	$( N / 8 ) \times (( B - b ) / ( d \times \text{sst} ) )$	Ax // b =	<b>5,43</b> cm <sup>2</sup>
<b>Nappe supérieure</b>	$( N / 8 ) \times (( A - a ) / ( d \times \text{sst} ) )$	Ay // a =	<b>5,43</b> cm <sup>2</sup>
<b>Choix des sections commerciales</b>	<b>7HA10</b>	Ax => Ay =>	<b>5,5</b> <b>5,5</b>

**Tableau 17 : Redimensionnement des semelles**

S8	
Nu [KN]	<b>1135,309</b>
Nser [KN]	<b>838,854</b>
SEMELLE DE FONDATION ISOLEE	
B.A.E.L 91 révisé 99	
Données	
Dimensions du poteau	Grand côté du poteau b = 1,2 m

Contrainte de l'acier utilisé	Petit côté du poteau	a =	0,6 m
Contrainte du béton à 28 jours		Fe =	400 MPa
Effort de service = G + Q		Fc28 =	25 MPa
Effort ultime = 1.35 G + 1.5 Q		Nser =	0,8388 MN 53907
Contrainte admissible du sol	Dépend du type de sol	Nu =	1,1353 MN 09374
Type de calcul (1) Débord homothétiques, (2) Débord constant		q.sol =	0,2 MPa
Conditions de fissuration (1) FP, (2) FTP		Type :	2
		Type :	1
<b>Résultats</b>			
<b>Aire approchée de la surface portante</b>	$( Nser / q.sol )$	<b>SI =</b>	<b>4,19 m<sup>2</sup></b>
Calcul des dimensions approchées	<u>Débord homothétique</u> => $A1 = ( S1 \times ( a / b ) ) ^{1/2}$ $B1 = ( S2 \times ( b / a ) ) ^{1/2}$	Débord A =	0,58 m
	<u>Débord constant</u> => Débord = $[((( 4 \times S1 ) + a^2 - 2ab + b^2 )^{1/2} ) - a - b ] / 4$ $A1 = a + ( 2 \times \text{débord} )$ , $B1 = b + ( 2 \times \text{débord} )$	Débord B =	0,58 m
<b>Choix des dimensions</b>	<b>A &gt; A1</b> <b>B &gt; B1</b>	A1 =	1,77 m
Hauteur minimale de la semelle	Si débord > 15 cm => $(( B - b ) / 4 ) + 5 \text{ cm}$ Si débord < 15 cm => $( 2 \times \text{débord} ) + 5 \text{ cm}$	A =	<b>2,20 m</b>
Choix de la hauteur de la semelle	Arrondir	B =	<b>3,00 m</b>
Calcul de la hauteur utile	$( Ht - 5 \text{ cm} )$	Ht mini =	0,50 m
		Ht =	0,60 m
		d =	0,55 m
<b>Contrôle de la contrainte admissible du sol</b>			
Aire de la surface portante	$( A \times B )$	S =	6,60 m <sup>2</sup>
Poids propre de la semelle	$( A \times B \times Ht \times 0.025 )$	Pp =	0,0990 MN
Charge totale sur le sol	$( Nu + Pp )$	N =	1,2343 MN
Contrainte de travail sur le sol	$( N / S )$	q' =	0,187 MPa
<b>Contrôle</b>	$( q' < q )$		<b>vérifié</b>
<b>Détermination des aciers tendus</b>			
Contrainte de traction du béton	$0.6 + ( 0.06 \times Fc28 )$	Ft28 =	2,10 MPa
Contrainte de traction de l'acier	FP = $\text{mini} ( 2/3 Fe ; \text{maxi} ( 1/2 Fe ; 110 \times (( h \times Ftj )^{1/2} )))$ FTP = $0.80 \times \text{sst} ( FP )$	sst =	201,63 MPa
<b>Nappe inférieure</b>	$( N / 8 ) \times (( B - b ) / ( d \times \text{sst} ) )$	Ax // b =	<b>25,04 cm<sup>2</sup></b>
<b>Nappe supérieure</b>	$( N / 8 ) \times (( A - a ) / ( d \times \text{sst} ) )$	Ay // a =	<b>22,26 cm<sup>2</sup></b>
<b>Choix des sections commerciales</b>	<b>13HA16</b>	Ax =>	<b>26,13</b>
	<b>12HA16</b>	Ay =>	<b>24,12</b>

<b>S9</b>	
<b>Nu [KN]</b>	<b>677,269</b>
<b>Nser [KN]</b>	<b>497,178</b>

SEMELLE DE FONDATION ISOLEE				
B.A.E.L 91 révisé 99				
Données				
Dimensions du poteau	Grand côté du poteau	b =	0,3	m
	Petit côté du poteau	a =	0,6	m
Contrainte de l'acier utilisé		Fe =	400	MP a
Contrainte du béton à 28 jours		Fc28 =	25	MP a
Effort de service = G + Q		Nser =	0,497177 752	M N
Effort ultime = 1.35 G + 1.5 Q		Nu =	0,677268 865	M N
Contrainte admissible du sol	Dépend du type de sol	q.sol =	0,2	MP a
Type de calcul (1) Débord homothétiques, (2) Débord constant		Type :	2	
Conditions de fissuration (1) FP, (2) FTP		Type :	1	
Résultats				
<b>Aire approchée de la surface portante</b>	$( Nser / q.sol )$	<b>SI =</b>	<b>2,49</b>	m <sup>2</sup>
Calcul des dimensions approchées	<u>Débord homothétique =&gt;</u> $A1 = ( S1 \times ( a / b ) ) ^{1/2}$ $B1 = ( S2 \times ( b / a ) ) ^{1/2}$	Débord A =	0,57	m
	<u>Débord constant =&gt;</u> $Débord = [((( 4 \times S1 ) + a^2 - 2ab + b^2)^{1/2} ) - a - b ] / 4$ $A1 = a + ( 2 \times débord )$ , $B1 = b + ( 2 \times débord )$	Débord B =	0,57	m
<b>Choix des dimensions</b>	<b>A &gt; A1</b> <b>B &gt; B1</b>	A =	<b>2,20</b>	<b>m</b>
		B =	<b>1,70</b>	<b>m</b>
Hauteur minimale de la semelle	Si débord > 15 cm => $(( B - b ) / 4 ) + 5$ cm Si débord < 15 cm => $( 2 \times débord ) + 5$ cm	Ht mini =	0,40	m
Choix de la hauteur de la semelle	Arrondir	Ht =	0,45	m
Calcul de la hauteur utile	$( Ht - 5$ cm )	d =	0,40	m
Contrôle de la contrainte admissible du sol				
Aire de la surface portante	$( A \times B )$	S =	3,74	m <sup>2</sup>
Poids propre de la semelle	$( A \times B \times Ht \times 0.025 )$	Pp =	0,0421	M N
Charge totale sur le sol	$( Nu + Pp )$	N =	0,7193	M N
Contrainte de travail sur le sol	$( N / S )$	q' =	0,192	MP a
<b>Contrôle</b>	$( q' < q )$		<b>vérifié</b>	
Détermination des aciers tendus				
Contrainte de traction du béton	$0.6 + ( 0.06 \times Fc28 )$	Ft28 =	2,10	MP a
Contrainte de traction de l'acier	FP = mini ( 2/3 Fe ; maxi ( 1/2 Fe ; 110 x (( h x Ftj ) <sup>1/2</sup> ))) FTP = 0.80 x sst ( FP )	sst =	201,63	MP a

<i>Nappe inférieure</i>	$(N/8) \times ((B - b) / (d \times sst))$	$Ax // b = 15,61$	$cm^2$
<i>Nappe supérieure</i>	$(N/8) \times ((A - a) / (d \times sst))$	$Ay // a = 17,84$	$cm^2$
<i>Choix des sections commerciales</i>	<b>8HA16</b>	$Ax \Rightarrow 16,08$	
	<b>9HA16</b>	$Ay \Rightarrow 18,1$	

<b>S10</b>			
<i>Nu [KN]</i>	<b>1072,579</b>		
<i>Nser [KN]</i>	<b>786,376</b>		
<b>SEMELLE DE FONDATION ISOLEE</b>			
<b>B.A.E.L 91 révisé 99</b>			
<b>Données</b>			
Dimensions du poteau	Grand côté du poteau	b =	0,6 m
	Petit côté du poteau	a =	1,2 m
Contrainte de l'acier utilisé		Fe =	400 MPa
Contrainte du béton à 28 jours		Fc28 =	25 MPa
Effort de service = G + Q		Nser =	0,7863 MN 76164
Effort ultime = 1.35 G + 1.5 Q		Nu =	1,0725 MN 78821
Contrainte admissible du sol	Dépend du type de sol	q.sol =	0,2 MPa
Type de calcul (1) Débord homothétiques, (2) Débord constant		Type :	2
Conditions de fissuration (1) FP, (2) FTP		Type :	1
<b>Résultats</b>			
<i>Aire approchée de la surface portante</i>	$(Nser / q.sol)$	<b>S1 =</b>	<b>3,93</b> m <sup>2</sup>
Calcul des dimensions approchées	<u>Débord homothétique</u> =>		
	$A1 = (S1 \times (a / b))^{1/2}$		
	$B1 = (S2 \times (b / a))^{1/2}$	Débord	
		A =	0,55 m
	<u>Débord constant</u> =>	Débord	
	$Débord = [(((4 \times S1) + a^2 - 2ab + b^2)^{1/2}) - a - b] / 4$	B =	0,55 m
	$A1 = a + (2 \times débord)$ , $B1 = b + (2 \times débord)$	A1 =	2,31 m
	<b>A &gt; A1</b>	A =	<b>3,00</b> m
	<b>B &gt; B1</b>	B =	<b>2,00</b> m
Hauteur minimale de la semelle	Si débord > 15 cm => $((B - b) / 4) + 5$ cm		
	Si débord < 15 cm => $(2 \times débord) + 5$ cm	Ht mini =	0,40 m
Choix de la hauteur de la semelle	Arrondir	Ht =	0,45 m
Calcul de la hauteur utile	$(Ht - 5$ cm)	d =	0,40 m
<b>Contrôle de la contrainte admissible du sol</b>			
Aire de la surface portante	$(A \times B)$	S =	6,00 m <sup>2</sup>
Poids propre de la semelle	$(A \times B \times Ht \times 0.025)$	Pp =	0,0675 MN
Charge totale sur le sol	$(Nu + Pp)$	N =	1,1401 MN
Contrainte de travail sur le sol	$(N / S)$	q' =	0,190 MPa

<i>Contrôle</i>	$(q' < q)$	<i>vérifié</i>
<b>Détermination des aciers tendus</b>		
Contrainte de traction du béton	$0.6 + (0.06 \times F_{c28})$	$F_{t28} = 2,10$ MPa
Contrainte de traction de l'acier	$FP = \min(2/3 F_e ; \max(1/2 F_e ; 110 \times ((h \times F_{tj})^{1/2})))$ $FTP = 0.80 \times sst(FP)$	$sst = 201,63$ MPa
<i>Nappe inférieure</i>	$(N/8) \times ((B - b) / (d \times sst))$	$A_x // b = 24,74$ cm <sup>2</sup>
<i>Nappe supérieure</i>	$(N/8) \times ((A - a) / (d \times sst))$	$A_y // a = 31,80$ cm <sup>2</sup>
<i>Choix des sections commerciales</i>	<b>13HA16</b>	$A_x \Rightarrow 26,13$
	<b>16HA16</b>	$A_y \Rightarrow 32,16$

<b>S11</b>		
<i>Nu [KN]</i>	<b>2145,158</b>	
<i>Nser [KN]</i>	<b>1572,752</b>	
<b>SEMELLE DE FONDATION ISOLEE</b>		
<b>B.A.E.L 91 révisé 99</b>		
<b>Données</b>		
Dimensions du poteau	Grand côté du poteau	$b = 1,2$ m
	Petit côté du poteau	$a = 1,2$ m
Contrainte de l'acier utilisé		$F_e = 400$ MPa
Contrainte du béton à 28 jours		$F_{c28} = 25$ MPa
Effort de service = G + Q		$N_{ser} = 1,5727$ MN $52328$
Effort ultime = 1.35 G + 1.5 Q		$N_u = 2,1451$ MN $57643$
Contrainte admissible du sol	Dépend du type de sol	$q_{sol} = 0,2$ MPa
Type de calcul (1) Débord homothétiques, (2) Débord constant		Type : 2
Conditions de fissuration (1) FP, (2) FTP		Type : 1
<b>Résultats</b>		
<i>Aire approchée de la surface portante</i>	$(N_{ser} / q_{sol})$	$S1 = 7,86$ m <sup>2</sup>
Calcul des dimensions approchées	<u>Débord homothétique</u> => $A1 = (S1 \times (a / b))^{1/2}$ $B1 = (S2 \times (b / a))^{1/2}$	Débord $A = 0,80$ m
	<u>Débord constant</u> => Débord = $[(((4 \times S1) + a^2 - 2ab + b^2)^{1/2}) - a - b] / 4$ $A1 = a + (2 \times \text{débord})$ , $B1 = b + (2 \times \text{débord})$	Débord $B = 0,80$ m $A1 = 2,80$ m $B1 = 2,80$ m
<b>Choix des dimensions</b>	$A > A1$ $B > B1$	$A = 3,50$ m $B = 3,50$ m
Hauteur minimale de la semelle	Si débord > 15 cm => $((B - b) / 4) + 5$ cm Si débord < 15 cm => $(2 \times \text{débord}) + 5$ cm	Ht mini = 0,63 m
Choix de la hauteur de la semelle	Arrondir	Ht = 0,65 m
Calcul de la hauteur utile	$(Ht - 5 \text{ cm})$	$d = 0,60$ m

<b>Contrôle de la contrainte admissible du sol</b>				
Aire de la surface portante	$(A \times B)$	S =	12,25	m <sup>2</sup>
Poids propre de la semelle	$(A \times B \times Ht \times 0.025)$	Pp =	0,1991	MN
Charge totale sur le sol	$(Nu + Pp)$	N =	2,3442	MN
Contrainte de travail sur le sol	$(N / S)$	q' =	0,191	MP a
<b>Contrôle</b>	$(q' < q)$			<b>vérifié</b>
<b>Détermination des aciers tendus</b>				
Contrainte de traction du béton	$0.6 + (0.06 \times Fc28)$	Ft28 =	2,10	MPa
Contrainte de traction de l'acier	FP = mini ( 2/3 Fe ; maxi ( 1/2 Fe ; 110 x (( h x Ftj ) <sup>1/2</sup> ))) FTP = 0.80 x sst ( FP )	sst =	201,63	MPa
<i>Nappe inférieure</i>	$(N / 8) \times ((B - b) / (d \times sst))$	Ax // b =	55,71	cm <sup>2</sup>
<i>Nappe supérieure</i>	$(N / 8) \times ((A - a) / (d \times sst))$	Ay // a =	55,71	cm <sup>2</sup>
<i>Choix des sections commerciales</i>	<b>28HA16</b>	Ax =>	56,28	
		Ay =>	56,28	

<b>S12</b>				
<i>Nu [KN]</i>			<b>1247,090</b>	
<i>Nser [KN]</i>			<b>905,992</b>	
<b>SEMELLE DE FONDATION ISOLEE</b>				
<b>B.A.E.L 91 révisé 99</b>				
<b>Données</b>				
Dimensions du poteau	Grand côté du poteau	b =	0,2	m
	Petit côté du poteau	a =	0,4	m
Contrainte de l'acier utilisé		Fe =	400	MPa
Contrainte du béton à 28 jours		Fc28 =	25	MPa
Effort de service = G + Q		Nser =	0,9059 9212	MN
Effort ultime = 1.35 G + 1.5 Q		Nu =	1,2470 90262	MN
Contrainte admissible du sol	Dépend du type de sol	q.sol =	0,2	MPa
Type de calcul (1) Débords homothétiques, (2) Débord constant		Type :	2	
Conditions de fissuration (1) FP, (2) FTP		Type :	1	
<b>Résultats</b>				
<i>Aire approchée de la surface portante</i>	$(Nser / q.sol)$	S1 =	4,53	m <sup>2</sup>
Calcul des dimensions approchées	<u>Débord homothétique</u> A1 = ( S1 x ( a / b ) ) <sup>1/2</sup> B1 = ( S2 x ( b / a ) ) <sup>1/2</sup>	Débord A =	0,92	m
	<u>Débord constant =&gt;</u> Débord = [((( 4 x S1 ) + a <sup>2</sup> - 2ab + b <sup>2</sup> ) <sup>1/2</sup> ) - a - b ] / 4 A1 = a+( 2 x débord ), B1 = b+( 2 x débord )	Débord B =	0,92	m
		A1 =	2,23	m
		B1 =	2,03	m
<b>Choix des dimensions</b>	<b>A &gt; A1</b>	<b>A =</b>	<b>2,90</b>	<b>m</b>



	<b><math>B &gt; B1</math></b>	<b><math>B =</math></b>	<b>2,40</b>	<b>m</b>
Hauteur minimale de la semelle	Si débord > 15 cm => $((B - b) / 4) + 5$ cm	Ht mini =	0,60	m
	Si débord < 15 cm => $(2 \times \text{débord}) + 5$ cm			
Choix de la hauteur de la semelle	Arrondir	Ht =	0,65	m
Calcul de la hauteur utile	$(Ht - 5 \text{ cm})$	d =	0,60	m
<b>Contrôle de la contrainte admissible du sol</b>				
Aire de la surface portante	$(A \times B)$	S =	6,96	m <sup>2</sup>
Poids propre de la semelle	$(A \times B \times Ht \times 0.025)$	Pp =	0,1131	MN
Charge totale sur le sol	$(Nu + Pp)$	N =	1,3602	MN
Contrainte de travail sur le sol	$(N / S)$	q' =	0,195	MPa
<b>Contrôle</b>	<b><math>(q' &lt; q)</math></b>			<b>vérifié</b>
<b>Détermination des aciers tendus</b>				
Contrainte de traction du béton	$0.6 + (0.06 \times Fc28)$	Ft28 =	2,10	MPa
Contrainte de traction de l'acier	FP = mini ( 2/3 Fe ; maxi ( 1/2 Fe ; 110 x (( h x Ftj ) <sup>1/2</sup> )))			
	FTP = 0.80 x sst ( FP )	sst =	201,63	MPa
<i>Nappe inférieure</i>	$(N / 8) \times ((B - b) / (d \times sst))$	Ax // b =	30,92	cm <sup>2</sup>
<i>Nappe supérieure</i>	$(N / 8) \times ((A - a) / (d \times sst))$	Ay // a =	35,13	cm <sup>2</sup>
<i>Choix des sections commerciales</i>	<b>16HA16</b>	Ax =>	32,16	
	<b>18HA16</b>	Ay =>	36,18	

<b>S13</b>				
<b>Nu [KN]</b>	<b>500,000</b>			
<b>Nser [KN]</b>	<b>366,444</b>			
<b>SEMELLE DE FONDATION ISOLEE</b>				
<b>B.A.E.L 91 révisé 99</b>				
<b>Données</b>				
Dimensions du poteau	Grand coté du poteau	b =	0,4	m
	Petit coté du poteau	a =	0,2	m
Contrainte de l'acier utilisé		Fe =	400	MPa
Contrainte du béton à 28 jours		Fc28 =	25	MPa
Effort de service = G + Q		Nser =	0,3664 4405	MN
Effort ultime = 1.35 G + 1.5 Q		Nu =	0,5000 00393	MN
Contrainte admissible du sol	Dépend du type de sol	q.sol =	0,2	MPa
Type de calcul (1) Débords homothétiques, (2) Débord constant		Type :	2	
Conditions de fissuration (1) FP, (2) FTP		Type :	1	
<b>Résultats</b>				
<i>Aire approchée de la surface portante</i>	$(Nser / q.sol)$	<b>S1 =</b>	<b>1,83</b>	<b>m<sup>2</sup></b>
Calcul des dimensions approchées	Débord homothétique =>			
	$A1 = (S1 \times (a / b))^{1/2}$			
	$B1 = (S2 \times (b / a))^{1/2}$	Débord A =	0,53	m

<b>Choix des dimensions</b>	Débord constant =>	Débord	0,53	m
	$B =$			
	Débord = $[(((4 \times S1) + a^2 - 2ab + b^2)^{1/2}) - a - b] / 4$	$A1 =$	1,26	m
	$A1 = a + (2 \times \text{débord}), B1 = b + (2 \times \text{débord})$	$B1 =$	1,46	m
	$A > A1$ $B > B1$	$A =$ $B =$	<b>1,50</b> <b>1,90</b>	<b>m</b> <b>m</b>
Hauteur minimale de la semelle	Si débord > 15 cm => $((B - b) / 4) + 5$ cm	Ht mini	0,43	m
	Si débord < 15 cm => $(2 \times \text{débord}) + 5$ cm	=		
Choix de la hauteur de la semelle	Arrondir	Ht =	0,45	m
Calcul de la hauteur utile	$(Ht - 5 \text{ cm})$	d =	0,40	m
<b>Contrôle de la contrainte admissible du sol</b>				
Aire de la surface portante	$(A \times B)$	S =	2,85	m <sup>2</sup>
Poids propre de la semelle	$(A \times B \times Ht \times 0.025)$	Pp =	0,0321	MN
Charge totale sur le sol	$(Nu + Pp)$	N =	0,5321	MN
Contrainte de travail sur le sol	$(N / S)$	q' =	0,187	MPa
<b>Contrôle</b>	$(q' < q)$			<b>vérifié</b>
<b>Détermination des aciers tendus</b>				
Contrainte de traction du béton	$0.6 + (0.06 \times Fc28)$	Ft28 =	2,10	MPa
Contrainte de traction de l'acier	FP = mini ( 2/3 Fe ; maxi ( 1/2 Fe ; 110 x (( h x Ftj ) <sup>1/2</sup> )))			
	FTP = 0.80 x sst ( FP )	sst =	201,63	MPa
<b>Nappe inférieure</b>	$(N / 8) \times ((B - b) / (d \times sst))$	$Ax // b =$	<b>12,37</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>
<b>Nappe supérieure</b>	$(N / 8) \times ((A - a) / (d \times sst))$	$Ay // a =$	<b>10,72</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>
<b>Choix des sections commerciales</b>	<b>9HA14</b>	$Ax =>$	<b>13,85</b>	
	<b>7HA14</b>	$Ay =>$	<b>10,78</b>	

<b>S11</b>				
<b>Nu [KN]</b>	<b>2145,158</b>			
<b>Nser [KN]</b>	<b>1572,752</b>			
<b>SEMELLE DE FONDATION ISOLEE</b>				
<b>B.A.E.L 91 révisé 99</b>				
<b>Données</b>				
Dimensions du poteau	Grand côté du poteau	b =	0,6	m
	Petit côté du poteau	a =	0,6	m
Contrainte de l'acier utilisé		Fe =	400	MPa
Contrainte du béton à 28 jours		Fc28 =	25	MPa
Effort de service = G + Q		Nser =	1,572752328	MN
Effort ultime = 1.35 G + 1.5 Q		Nu =	2,145157643	MN
Contrainte admissible du sol	Dépend du type de sol	q.sol =	0,2	MPa
Type de calcul (1) Débords homothétiques, (2) Débord constant		Type :	2	
Conditions de fissuration (1) FP, (2) FTP		Type :	1	
<b>Résultats</b>				
<b>Aire approchée de la surface</b>	$(Nser / q.sol)$	<b>SI =</b>	<b>7,86</b>	<b>m<sup>2</sup></b>

<i>portante</i>				
Calcul des dimensions approchées	<u>Débord homothétique</u> =>			
	$A1 = ( S1 \times ( a / b ) ) ^{1/2}$			
	$B1 = ( S2 \times ( b / a ) ) ^{1/2}$	Débord A =	1,10	m
<b>Choix des dimensions</b>	<u>Débord constant</u> =>		Débord B =	1,10 m
	Débord = $[((( 4 \times S1 ) + a^2 - 2ab + b^2 )^{1/2}) - a - b ] / 4$		A1 =	2,80 m
	$A1 = a + ( 2 \times \text{débord} )$ , $B1 = b + ( 2 \times \text{débord} )$		B1 =	2,80 m
	$A > A1$		A =	<b>3,50 m</b>
	$B > B1$		B =	<b>3,50 m</b>
Hauteur minimale de la semelle	Si débord > 15 cm => $(( B - b ) / 4 ) + 5$ cm			
	Si débord < 15 cm => $( 2 \times \text{débord} ) + 5$ cm		Ht mini =	0,78 m
Choix de la hauteur de la semelle	Arrondir		Ht =	0,80 m
Calcul de la hauteur utile	$( Ht - 5 \text{ cm} )$		d =	0,75 m
<b>Contrôle de la contrainte admissible du sol</b>				
Aire de la surface portante	$( A \times B )$		S =	12,25 m <sup>2</sup>
Poids propre de la semelle	$( A \times B \times Ht \times 0.025 )$		Pp =	0,2450 MN
Charge totale sur le sol	$( Nu + Pp )$		N =	2,3902 MN
Contrainte de travail sur le sol	$( N / S )$		q' =	0,195 MPa
<b>Contrôle</b>	$( q' < q )$			<b>vérifié</b>
<b>Détermination des aciers tendus</b>				
Contrainte de traction du béton	$0.6 + ( 0.06 \times Fc28 )$		Ft28 =	2,10 MPa
Contrainte de traction de l'acier	FP = mini ( 2/3 Fe ; maxi ( 1/2 Fe ; 110 x (( h x Ftj ) <sup>1/2</sup> )))			
	FTP = 0.80 x sst( FP )		sst =	201,63 MPa
<i>Nappe inférieure</i>	$( N / 8 ) \times (( B - b ) / ( d \times sst ))$		Ax // b =	<b>57,29 cm<sup>2</sup></b>
<i>Nappe supérieure</i>	$( N / 8 ) \times (( A - a ) / ( d \times sst ))$		Ay // a =	<b>57,29 cm<sup>2</sup></b>
<b>Choix des sections commerciales</b>	<b>29HA16</b>		Ax =>	<b>58,29</b>
			Ay =>	<b>58,29</b>

<b>S14</b>				
<i>Nu [KN]</i>	<b>878,834</b>			
<i>Nser [KN]</i>	<b>641,811</b>			
<b>SEMELLE DE FONDATION ISOLEE</b>				
<b>B.A.E.L 91 révisé 99</b>				
<b>Données</b>				
Dimensions du poteau	Grand côté du poteau		b =	0,2 m
	Petit côté du poteau		a =	0,4 m
Contrainte de l'acier utilisé			Fe =	400 MPa
Contrainte du béton à 28 jours			Fc28 =	25 MPa
Effort de service = G + Q			Nser =	0,6418 MN 1086
Effort ultime = 1.35 G + 1.5 Q			Nu =	0,8788 MN 33611
Contrainte admissible du sol	Dépend du type de sol		q.sol =	0,2 MPa

Type de calcul (1) Débords homothétiques, (2) Débord constant		Type :	2	
Conditions de fissuration (1) FP, (2) FTP		Type :	1	
<b>Résultats</b>				
<i>Aire approchée de la surface portante</i>	$( N_{ser} / q_{.sol} )$	$S1 =$	<b>3,21</b>	m <sup>2</sup>
Calcul des dimensions approchées	<u>Débord homothétique =&gt;</u> $A1 = ( S1 \times ( a / b ) ) ^{1/2}$ $B1 = ( S2 \times ( b / a ) ) ^{1/2}$	Débord A =	0,75	m
	<u>Débord constant =&gt;</u> Débord = $[((( 4 \times S1 ) + a^2 - 2ab + b^2 )^{1/2} ) - a - b ] / 4$ $A1 = a + ( 2 \times \text{débord} )$ , $B1 = b + ( 2 \times \text{débord} )$	Débord B =	0,75	m
<b>Choix des dimensions</b>	$A > A1$ $B > B1$	A1 = B1 = A = B =	1,89 1,69 <b>2,50</b> <b>2,00</b>	m m <b>m</b> <b>m</b>
Hauteur minimale de la semelle	Si débord > 15 cm => $(( B - b ) / 4 ) + 5 \text{ cm}$ Si débord < 15 cm => $( 2 \times \text{débord} ) + 5 \text{ cm}$	Ht mini =	0,50	m
Choix de la hauteur de la semelle	Arrondir	Ht =	0,55	m
Calcul de la hauteur utile	$( Ht - 5 \text{ cm} )$	d =	0,50	m
<b>Contrôle de la contrainte admissible du sol</b>				
Aire de la surface portante	$( A \times B )$	S =	5,00	m <sup>2</sup>
Poids propre de la semelle	$( A \times B \times Ht \times 0.025 )$	Pp =	0,0688	MN
Charge totale sur le sol	$( N_u + P_p )$	N =	0,9476	MN
Contrainte de travail sur le sol	$( N / S )$	q' =	0,190	MPa
<b>Contrôle</b>	$( q' < q )$			<b>vérifié</b>
<b>Détermination des aciers tendus</b>				
Contrainte de traction du béton	$0.6 + ( 0.06 \times F_{c28} )$	Ft28 =	2,10	MPa
Contrainte de traction de l'acier	FP = $\text{mini} ( 2/3 F_e ; \text{maxi} ( 1/2 F_e ; 110 \times (( h \times F_{tj} )^{1/2} )))$ FTP = $0.80 \times \text{sst} ( FP )$	sst =	201,63	MPa
<i>Nappe inférieure</i>	$( N / 8 ) \times (( B - b ) / ( d \times \text{sst} ))$	Ax // b =	<b>21,15</b>	cm <sup>2</sup>
<i>Nappe supérieure</i>	$( N / 8 ) \times (( A - a ) / ( d \times \text{sst} ))$	Ay // a =	<b>24,67</b>	cm <sup>2</sup>
<b>Choix des sections commerciales</b>	<b>11HA16</b> <b>13HA16</b>	Ax => Ay =>	<b>22,11</b> <b>26,13</b>	