

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE



**Université Abderrahmane
MIRA-BEJAIA**
Faculté de Technologie

Mémoire de fin d'études
Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme MASTER en Génie Civil

Option : *Construction métallique*



Etude d'un bâtiment R+5 en charpente

Métallique à usage d'habitation

Réalisé par :

- ✓ DAOUD TOUFIK.
- ✓ BOUHAOUI LAHCENE.

Encadré par :

Mr : A. LARABAT ZIANE.

Jury :

Président : Mr : BANOUNE .B.

Examineur : Mr : IDDIR .A\K.

Promotion 2013-2014

Introduction générale

Le but des études en génie civil est de concevoir et construire des ouvrages capables de résister aux multiples phénomènes naturels (tremblement de terre, vent extrême, neige...). Concevoir et construire se font avec des matériaux et chacun d'entre eux à ses spécificités tant sur le plan conceptuel que technique, mécanique et formel.

Les domaines d'application des constructions métalliques sont très nombreux. Ils concernent d'abord les bâtiments et les ouvrages d'art. Dans le cas des bâtiments, les halls industriels lourdes (aciéries) ou légères (usine de transformation ou de stockage) constituent un secteur où l'emploi de l'acier est fréquent pour la réalisation des ossatures et des bardages recouvrant celles-ci.

L'acier est livré au constructeur sous forme de profilés. Ceux-ci comportent des profilés normalisés, IPE (profil européen en forme de I), utilisés pour les éléments sollicités en flexion, HE (A, B) utilisés pour ceux qui sont sollicités en compression et flexion composée, U (en forme de U), permettant de reconstituer des profils.

Chapitre 01

Présentation de l'ouvrage

1. Introduction :

Dans le cadre de notre formation, nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études. Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle concrète et réelle.

Notre mission était de dimensionner les éléments d'une structure en charpente métallique avec les règles actuellement en vigueur. Dans ce chapitre nous ferons une présentation de toutes les données relatives au projet.

2. Présentation de l'ouvrage :

Ce projet consiste à une étude d'un bâtiment à usage d'habitation, implantée à REHGAIA Willaya d'Alger. La structure se compose d'un rez-de-chaussée et 5 étages.

- Hypothèses climatique: zone B pour la neige, zone I pour le vent (selon le RNV99).
- Zone sismique: zone III (forte sismicité selon le RPA99V2003).
- Catégorie II: bâtiment à usage d'habitation (selon le RNV99).

2.1. Dimension de l'ouvrage :

- Longueur total du bâtiment: 22,05m.
- Largeur total du bâtiment:10,30m.
- Hauteur total du bâtiment seul:20,40m.
- Hauteur de chaque niveau: 3,40 m.

2.2. Elément de l'ouvrage :

• **Ossature:** partie d'une structure, comprenant un ensemble d'élément structural directement assemblés et dimensionnés pour agir ensemble à fin de résister aux charges. La structure est constituée des poteaux en HE, poutres en IPE et contreventé par des palées triangulées.

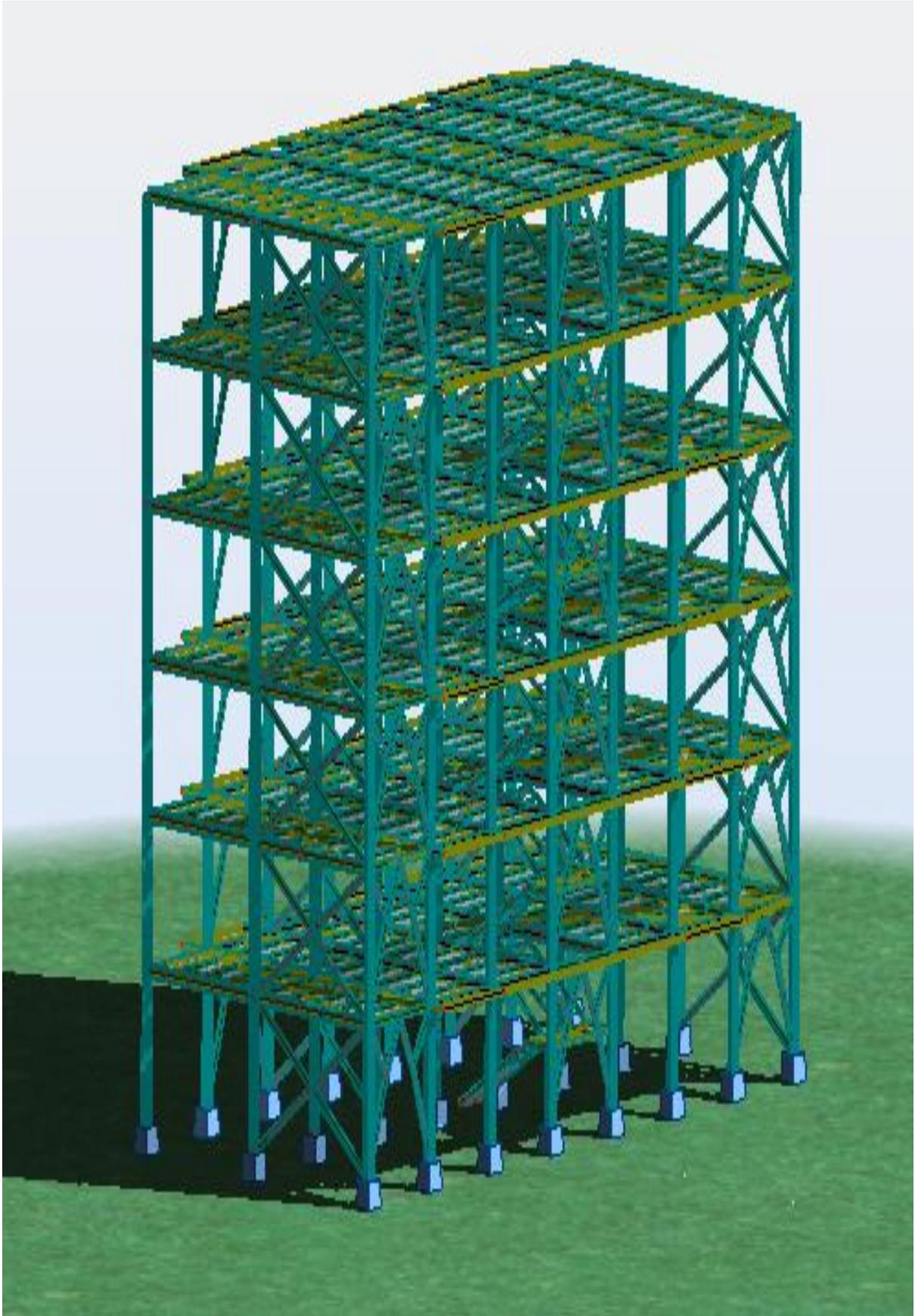


Figure 1.1: Ossature de l'ouvrage en (3D).

- **Plancher :**

On a choisi des planchers mixtes à dalle collaborant dont la composition est illustrée dans la figure suivante :

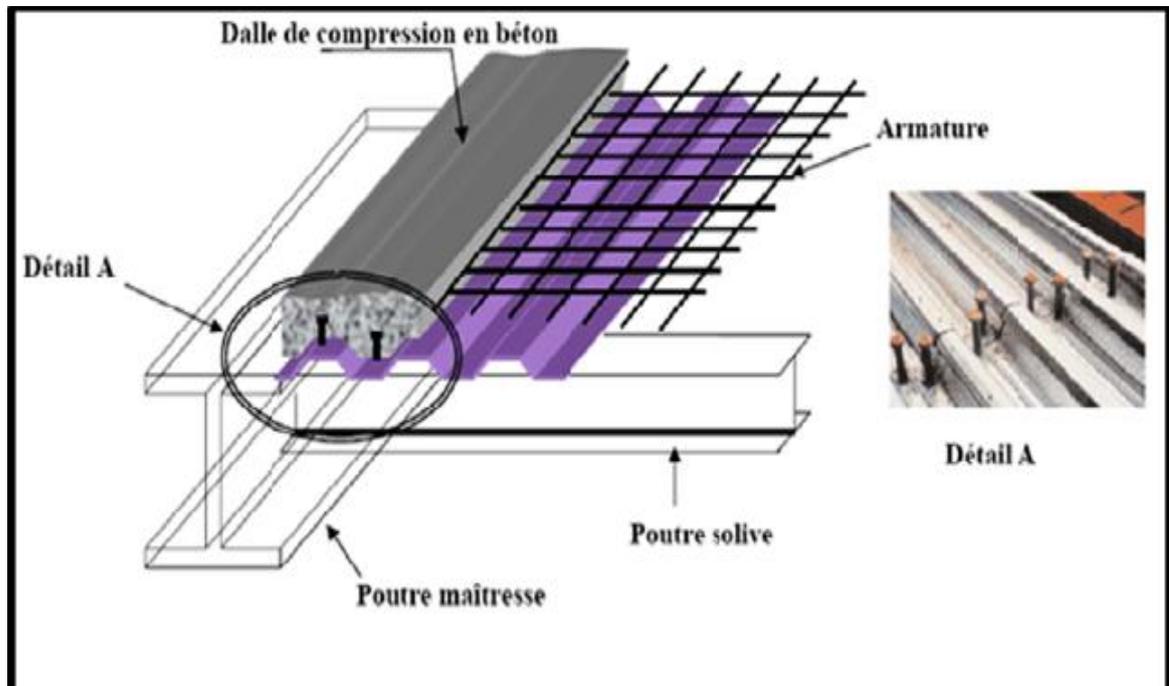


Figure 1.2 : Planche collaborant

Le bac d'acier est de type TN40, Cet élément forme un coffrage pour la dalle en béton, il permet :

- .D'assurer le coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage
- plateforme de travail avant la mise en œuvre de béton
- .D'éviter souvent la mise en place des étais et gagner de temps

L'épaisseur totale de la dalle est de 12cm

. Les planchers reposent sur un ensemble des poutres et solives métalliques

entre la dalle, le bac acier collaborant et la structure porteuse est assurée par des La liaison est assurée par des connecteurs comme indique la figure 1.2.

Escalier:

Les escaliers sont des structures accessoires qui permettent l'accès aux différents niveaux du bâtiment, ils sont en structure métallique, les marches en tôle, revêtues avec du béton et du carrelage.

Pour chaque étage, les escaliers comportent deux volets de marches portées par un limon.

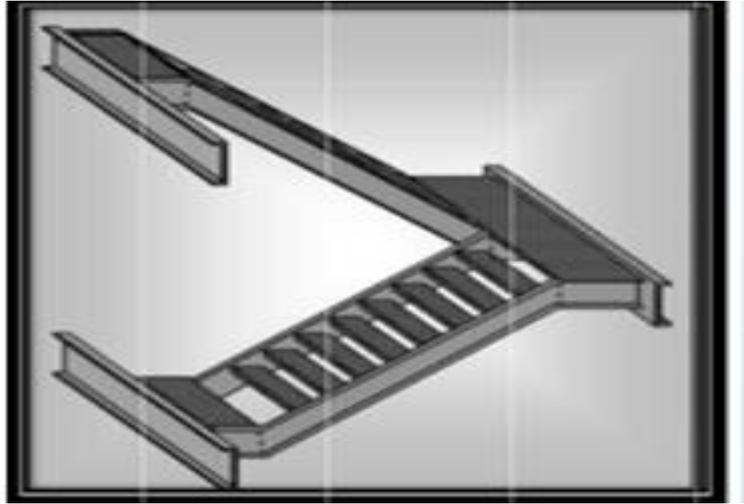


Figure 1.3: Escaliers

- **Acrotère:** la terrasse est entourée par trois types d'acrotère en béton armé d'une hauteur de (120 ; 60 ; 50) cm.

2.3. Assemblages

- **Assemblage boulonné :**

Le boulonnage est une méthode d'assemblage mécanique démontable. Les boulons servant à créer une liaison de continuité entre élément ou à assurer la transmission intégrale des efforts d'une partie à l'autre d'une construction.

Les valeurs nominales de la résistance limite d'élasticité « f_{yb} » ainsi que celle de la résistance à la traction « f_{ub} » des différentes classes de boulons sont indiquées dans le tableau suivant:

Classe	4,6	4,8	5,6	6,6	8,8	10,9
f_{yb} (MPa)	240	302	300	360	480	900
f_{ub} (MPa)	400	400	500	600	800	1000

Tableau 1.1: Valeurs nominales des résistances.

- **Assemblage soudé**

Le soudage est une technique d'assemblage permettant d'assurer la continuité métallique entre les pièces soudées.

3. Matériaux utilisés :

3.1. L'acier

C'est un matériau constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone, qui sont extraits de matières premières, naturelles tirées du sous-sol (mine de fer et de carbone).

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes:

- Le rapport $\frac{f_u}{f_y} > 1,2$
- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ($\varepsilon_u \geq 20 * \varepsilon_y$).
- Critère de l'allongement à la rupture $A_r \geq 15\%$.

Avec A_r : allongement au rupteur d'une éprouvette normalisée, mesurée sur une longueur entre repère $5,65\bar{A}$ ou A est l'aire de la section de l'éprouvette.

- Avoir une bonne soudabilité.

Les valeurs de calculs normalisées des principales caractéristiques des aciers de construction sont les suivantes:

- Module d'élasticité longitudinal : $E = 210000 \text{ N/mm}^2$
- Module de glissement: $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$.
- Coefficient de contraction latéral (poisson): $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ C}^\circ$.
- Masse volumique: $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$

La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier S235 caractérisé par:

- Limite d'élasticité : $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- Limite ultime: $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$

3.2. Béton :

C'est un matériau économique qui résiste bien à la compression. On utilise un béton dosé à 350 Kg/m^3 de ciment CPJ 42,5 pour les éléments de planchers et fondations.

Les hypothèses de calcul sont :

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a aucun glissement entre l'acier et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligée.

Les caractéristiques physiques et mécaniques sont :

- Pour les planchers, la classe du béton est C (25/30).
- Masse volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$
- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ N/mm}^2$
- La résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 0,06f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ N/mm}^2$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 10^{-3} \text{ C}^\circ$.

- Coefficient de retrait : $\varepsilon = 4.10^{-6}$

4. Règlements utilisés

- **RPA99/2003** (règles parasismique Algériennes version 2003).
- **Eurocode 4** (conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton).
- **D.T.R.B.C.2.2** (charges permanentes et charges d'exploitations).
- **D.T.R.C 2-4.7** (règlement neige et vent « RNV99 »).
- **BAEL 91-CBA93** (béton armé aux états limites).
- **Eurocode 3** (règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM 97 »).

5. Définition d'états limite de calcul :

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage ou l'un des ses éléments est strictement vérifiée au delà de cet état, on distingue deux états limites :

5.1. Etats limites ultimes :

Les états limites ultimes concernent la sécurité, telle la résistance aux charges et l'équilibre, lorsque la structure atteint le point où elle devient dangereuse pour l'usage auquel destinée.

Cela étant dit, il convient que l'ingénieur s'assure par des vérifications que la résistance maximal d'une structure (ou élément d'une structure) excède les actions maximum (charges ou déformations) qu'elle subira avec une marge de sécurité raisonnable. Pour le calcul des structures en acier, les principaux aspects qui doivent être vérifiés sont la résistance (y compris la plastification, le flambement, et la transformation au mécanisme) et l'équilibre statique d'ensemble.

5.2. Etats limites de service

Les états limites de service concernent les états où la structure, bien que « fonctionnelle » commence à se comporter de façon non satisfaisante en raison, par exemple, de vibration ou de déformations excessives. Il convient donc que l'ingénieur s'assure par des vérifications que la structure remplira sa fonction de façon satisfaisante lorsqu'elle sera soumise à ses charges de service ou d'exploitation.

A cet effet, l'état limite de service consiste à vérifier que les flèches ne sont pas excessives dans les conditions d'utilisation normale.

6. Actions et combinaisons d'actions

6.1. Les actions

- **Actions permanent Gi**
Poids propre des éléments de la construction

Poids propre des équipements fixes

- **Actions variables Q_i**

Charges d'exploitation

Charges appliquées en cours d'exécutions

- **Actions climatiques**

Vent (W)

Neige (S)

- **Actions accidentelles E_i**

Séisme

6.2. Combinaisons d'actions (CCM97-art 2.3.2.2).

6.2.1. Situations durable

- **ELU**

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

Avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$\sum \gamma_{Gi} \times G_{kj} + 1.5 \times Q_{k.max}$$

Avec prise en compte de tous les actions variables défavorables :

$$\sum \gamma_{Gi} \times G_{kj} + 1.35 \times \sum_{i>1} Q_{ki}$$

Avec :

G_{kj} : valeur caractéristique des actions permanentes.

Q_{ki} : valeur caractéristique des actions variables.

$\gamma_{Gi} = 1.35$: Si l'action agit défavorablement

- **ELS**

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

Avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$\sum G_{kj} + Q_{k.max}$$

Avec prise en compte de tous les actions variables défavorables :

$$\sum G_{kj} + 0.9 \times \sum_{i>1} Q_{ki}$$

6.2.2. Situation accidentelles (RPA 99 version 2003-art 5.2)

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de

déformation de calcul :

$$G + Q + E$$

$$0.8G \pm E$$

7. Les systèmes de stabilités :

La superstructure est principalement composée de murs en maçonnerie non porteurs .La stabilité de l'ensemble est assurée de la manière suivante :

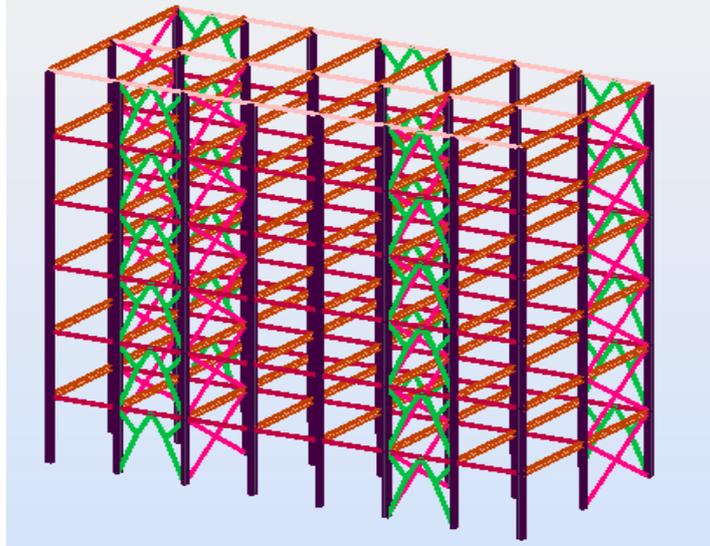


Figure 1.4 : Position des systèmes de contreventement en 3D

- Dans la direction transversale : la stabilité est assurée par des contreventements en X, Avec portique mixte sur deux travées encastées en pied.

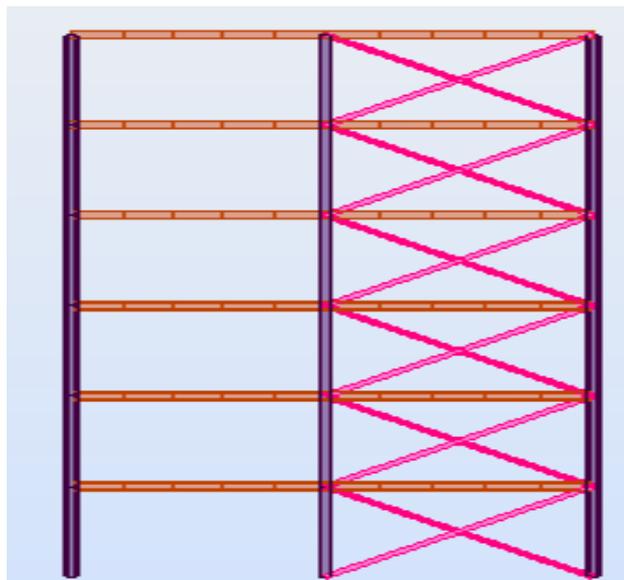


Figure 1.5 : Contreventements en X

- Dans la direction longitudinale : la stabilité est assurée par des contreventements en V, avec portiques mixte sur 7 travées avec poteaux encastrés en pied.

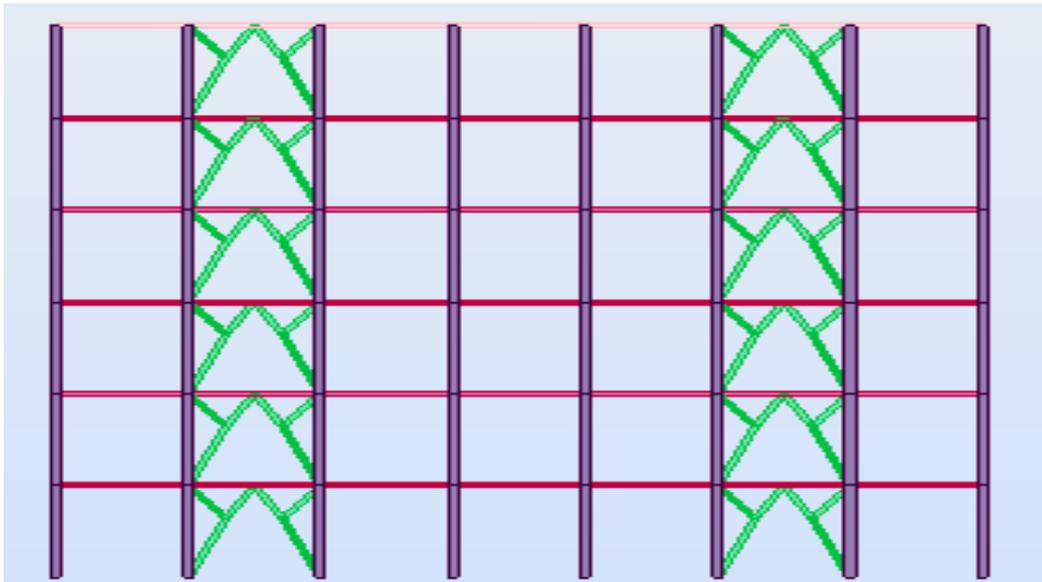


Figure 1.6 : contreventements en Y

8. Evaluation des actions :

Ce chapitre traite de l'influence des actions appliquées dues à l'environnement naturel ou à l'exploitation de l'ouvrage. On distingue essentiellement les actions suivantes :

- ✓ les actions permanentes.
- ✓ les actions variables, incluant les actions d'exploitations et celles climatiques (vent, neige)
- ✓ les actions accidentelles telles que l'action sismique.

8.1. Actions permanentes :

- **Plancher terrasse inaccessible :**

	Désignation des éléments	e (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/ml)
01	Gravillon de protection	5	19	0.85
02	Multicouche d'étanchéité	2	6	0.12
03	Forme de pente 15%	10	22	2.20
04	Isolation thermique	4	4	0.16
05	Tôle profilée (TN40)	/	/	0.11
06	Dalle en béton	12	25	3
07	Faux plafond	/	/	0.1
Charge permanente totale				G = 6.54
Surcharge d'exploitation				Q = 1

Tableau 1.2: Evaluation des charge du plancher terrasse inaccessible

• **Planchers courants:**

	Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	2	20	0.4
02	Mortier de pose	2	28	0.36
03	Lit de sable	2	16	0.32
04	Dalle en béton	12	25	3
05	Enduit plâtre	1	10	0.1
06	Cloison légers	10	7.5	0.75
07	Tôle profile (TN40)	/	/	0.11
Charge permanente totale				G = 5.04
Surcharge d'exploitation				Q = 1.50

Tableau 1.3: Evaluation des charge du plancher terrasse accessible.

• **Cloisons extérieures :**

Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment. Ils sont caractérisés par un coefficient de comportement qui caractérise la structure étudiée.

✓ **Evaluations des charges**

	Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Enduit extérieur en ciment	2	18	0.36
02	Brique creuse	2X10	1,8	3.6
03.	Lame d'aire	/	/	/
04	Enduit en plâtre	2	10	0.20
Charge permanente totale				G = 4.16

Tableau 1.4: Evaluation des charges des cloisons extérieures.

Avec 20% d'ouvertures: $G = 4,16 \times 0,8 = 3,32 \text{ kN/m}^2$

Chapitre 02

Etude climatique

1. Effet de la neige :

1. 1. Introduction :

Les structures sont soumises d'une façon directe à des charges d'origine variée. Ces charges sont considérées comme des actions directes et incluent les effets de pesanteur et environnementaux, tel que le vent et la neige. De plus des déformations peuvent être imposées à la structure, par exemple dues au tassement ou à la dilatation thermique. Ces charges sont des actions « indirectes ». Si on applique une approche quantitative à l'analyse des structures, il est nécessaire de pouvoir identifier l'intensité de ces actions. De plus, si la structure doit se comporter de façon satisfaisante pendant sa durée de vie, il est nécessaire de bien comprendre la nature de ces charges et de prendre des mesures appropriées afin d'éviter les problèmes, par exemple de fatigue ou de vibration.

• charge de neige sur les toitures :

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toitures Ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k$$

• S_k (en **Kg /m²**) : est la charge de la neige sur le sol, donnée par rapport au paragraphe 4(RNV99) , en fonction de l'altitude et la zone de neige (carte de neige).

• μ : est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme et donnée au paragraphe 6 (RNV99).

Notre bâtiment est situé à la Wilaya d'Alger c'est-à-dire en zone de neige : **zone B**

$$\mu = 0,8$$

$$S_k = \frac{(0,04 \times 28) + 10}{100} = 0,1 \text{KN} / \text{m}^2$$

H : l'altitude par rapport au niveau de la mer en (m).

$$H = 28 \text{ m}$$

$$S_k = \frac{(0,04 \times 28) + 10}{100} = 0,1 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$S = 0,8 \times 0,1 \Rightarrow S = \mathbf{0,08 \text{ KN} / \text{m}^2}$$

1. 2. Action de la neige :

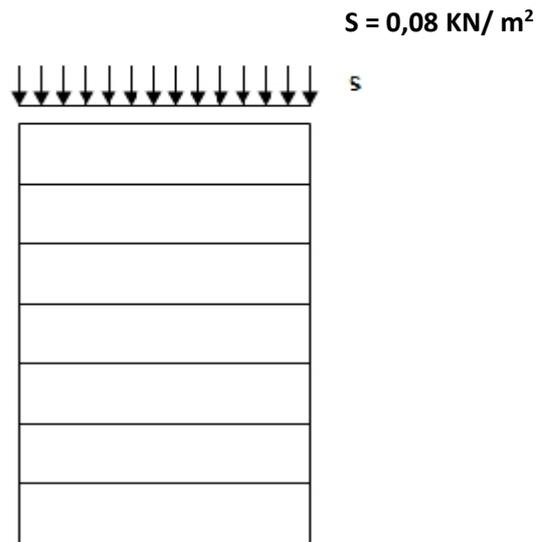


Figure 2.1 : action de la neige.

Chapitre 03

Pré-dimensionnement des éléments

Après avoir choisit la structure porteuse du bâtiment (poutres principales, secondaire et solives) on pré dimensionne chaque élément à partir de conditions suivantes :

- condition de la flèche pour déterminer le type de profilé adéquat.
- vérification à la condition de résistance.
- Vérification au cisaillement.

La vérification au déversement n'est pas nécessaire car on utilise les planchers collaborants qui empêchent le déversement.

1. Classification des sections transversales selon l'EUROCODE3:

Pour les besoins de calcul l'Eurocode3 a proposé quatre classes de sections transversales qui sont définies comme suit :

a : Classe 1 :

Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.

b : Classe 2 :

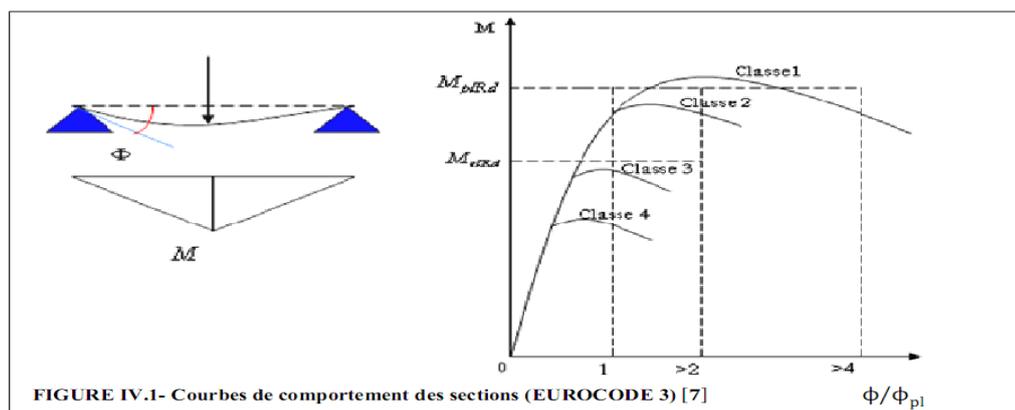
Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.

c : Classe 3 :

Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.

d : Classe 4 :

Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local. Les lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section sont présentées sur la figure ci-dessous :



$M_{pl,Rd}$: moment à l'état plastique réduit.

$M_{el,Rd}$: moment à l'état élastique réduit

Φ_p : rotation

Φ_{pl} : rotation à l'état plastique

Figure 3.1 : comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section.

2. Coefficient partiel de sécurité :

Le coefficient partiel de sécurité γ_M pour les matériaux doit être pris égal aux valeurs suivantes :

- ✓ Section de classe (1, 2,3) $\rightarrow \gamma_M = 1,1$
- ✓ Section de classe (4) $\rightarrow \gamma_M = 1,1$

- ✓ Sections nettes au droit des trous $\rightarrow \gamma_{M2} = 1,25$
- ✓ Cas des états limites ultimes des éléments $\rightarrow \gamma_{M1} = 1,10$

3. Valeurs limites des flèches :

Les structures en acier doivent être dimensionnées de manière que les flèches ne restent dans les limites appropriées à l'usage et à l'occupation envisagés du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage devant être supportés.

Les valeurs limites recommandées de flèches verticales sont indiquées dans le tableau ci-dessous (tableau 4.1 Eurocode3) [7] :

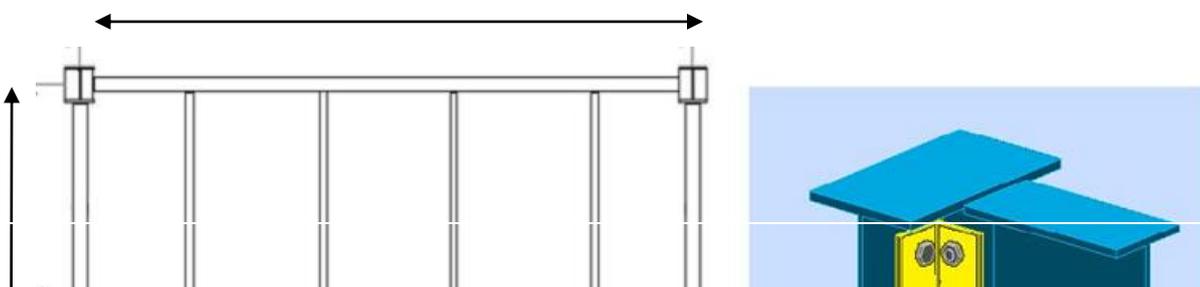
Conditions	$\delta_{V \max}$ (flèche dans l'état final)
Toitures en générales	L/200
Toiture supportant des personnels Autres que les personnels d'entretien	L/250
Planchers en général	L/250
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides	L/250
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime	L/400
Cas où $\delta_{V \max}$ peut nuire à l'aspect du bâtiment	L/250

Tableau 3.1 : Les valeurs limites recommandées de flèches verticales.

4. Les solives :

4.1. Predimensionnement des solives :

Les solives sont représentées en poutrelles (IPE, IPN). Ce sont des éléments qui travaillent en flexion sous l'effet des charges verticales. Ces solives sont pré dimensionnées au stade de montage.



1.06

Figure 3.2 : Solive de longueur $L=3,15\text{m}$, L'entraxe est de $1,06\text{ m}$.

4.1.1. Charge et surcharge :

Béton frais..... = $25 \times 0,12 \times 1,06 = 3,18\text{ kN/ml}$

Tôle profilé..... = $0,11 \times 1,06 = 0,117\text{ kN/ml}$

Q (chantier) = $1 \times 1,06 = 1,06\text{ kN/ml}$

$$G = 3,30\text{ kN/ml}$$

$$Q = 1,06\text{ kN/ml}$$

4.1 .2. Combinaison de charge :

ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 \times 3,30 + 1,5 \times 1,06$$

$$q_u = 6,05\text{ KN/ml}$$

ELS:

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 3,30 + 1,06$$

$$q_s = 4,36\text{ KN/ml}$$

4.1.3. Dimensionnement du profilé.

a. Condition de la Flèche :

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} \Rightarrow I_y \geq \frac{1250 \times q_s \times L^3}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{1250 \times 4,36 \times 10^{-2} \times 315^3}{384 \times 21000} = 211,24\text{ cm}^4$$

On choisit un IPE 120

	Poids	Section	Dimension	Caractiristique
--	-------	---------	-----------	-----------------

Profilé	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	tf mm	tw mm	r mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	W _{pl.y} cm ³	W _{pl.z} cm ⁴	iy cm	iz cm
IPE120	10,4	13,2	120	64	6,3	4,4	7	317,8	27,65	60,7	13,6	4,90	1,45

Tableau 3.2 : Caractéristiques des profilés.

4.1.4. Classification de la section transversale :

Ce paramètre permet de calculer la résistance des sections transversale en fonction de leur capacité à atteindre pleinement la plastification sur toute la hauteur de la section (rotule plastique) selon la capacité de rotation de la section et de voilement local éventuel, on définit la classe appartient la section comme suit:

➤ **La semelle**

$$b=64\text{mm}$$

$$C=b/2=32\text{mm}$$

$$t_f=6,3\text{mm}$$

$$C/t_f=5,08 < 10\varepsilon \cong 10$$

donc la semelle est de classe 1.

➤ **Ame fléchie**

$$d=93,4\text{mm}$$

$$t_w=4,4\text{mm}$$

$$d/t_w=21,22 < 72\varepsilon \cong 72$$

donc l'âme est de classe 1.

La section globale étant de **classe1** le calcul peut amener à la plasticité.

4.1.5. Vérification en tenant compte du poids propre du profilé :

$$q_u=1,35(G+G_p)+1,5Q = 6,18 \text{ KN/m .}$$

$$q_s= (G+G_p)+Q = 4,47 \text{ KN/m .}$$

✓ **Critère de flèche :**

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

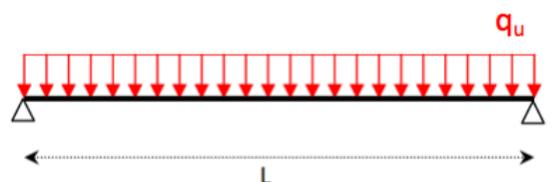
$$f = \frac{5 \times 4,47 \times 10^{-2} \times 315^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 317,8} = 0,86\text{cm}$$

$$f_{adm} = \frac{315}{250} = 1,26\text{cm}$$

$$f < f_{adm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4.1.6. Vérification de la condition de résistance :

$$M_y = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6,18 \times 3,15^2}{8} = 7,66\text{KNm}$$



$$M_{plrd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{M_o}} = \frac{235 \times 10^3 \times 60,7 \times 10^{-6}}{1,1} = 12,97 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 7,66 \text{ KN.m} \quad M_{plrd} = 12,79 \text{ KN.m}$$

$\Rightarrow M_{sd} < M_{plrd}$ Condition vérifiée.

4.1.7. Vérification de la condition du cisaillement :

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M_o}}$$

Avec :

A_v : l'aire de cisaillement

$$A_v = 629,52 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = 629,52 \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1,1} = 77,64 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd} :

$$V_{sd}^{\max} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{6,18 \times 3,15}{2} = 9,73 \text{ KN}$$

$V_{sd}^{\max} = 9,73 \text{ KN} < 0,5 V_{pl.Rd} = 38,82 \text{ KN} \Rightarrow$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Condition vérifiée.

5. Pré-dimensionnement des poutres secondaires :

On s'intéresse ici aux calculs des poutres les plus défavorables entre les poutres de rives et les poutres intermédiaires.

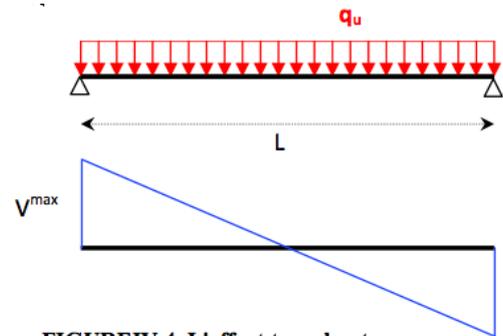
5.1. Plancher terrasse :

✓ Poutre de longueur 3,15 m entraxe 1,03m :

Les charges revenant sur la poutre sont :

Charges revenant	kN /m ²
Charge permanente du planche terrasse	G = 6,74
Charge d'exploitation sur planche terrasse	Q = 1,03
Charge de la neige	S = 0,083

Tableau 3.3 : Charge et surcharge d'exploitation.



FIGUREIV.4-L'effort tranchant

Figure 3.3: l'effort tranchant.

5.1.1 Combinaison d'action:

✓ **ELU :**

$$\left. \begin{aligned} q_{u1} &= 1,35G + 1,5 \times \max(Q; S) = 10,64 \text{ KN/ml} \\ q_{u2} &= 1,35G + 1,35(Q + S) = 10,49 \text{ KN/ml} \end{aligned} \right\} \Rightarrow q_u = \max(q_{u1}, q_{u2}) \Rightarrow q_u = 10,64 \text{ KN/ml}$$

✓ **ELS :**

$$\left. \begin{aligned} q_{s1} &= G + \max(Q; S) = 7,77 \text{ KN/ml} \\ q_{s2} &= G + 0,9(Q + S) = 7,67 \text{ KN/ml} \end{aligned} \right\} \Rightarrow q_s = \max(q_{s1}, q_{s2}) \Rightarrow q_s = 7,77 \text{ KN/ml}$$

5.1.2. Dimensionnement du profilé :

$$f = \frac{q_s \times L^4}{384 \times E \times I_z} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} \Rightarrow I_z \geq \frac{250 \times q_s \times L^3}{384 \times E} \quad I_z \geq \frac{250 \times 7,77 \times 10^{-2} \times 315^3}{384 \times 21000} = 75,29 \text{ cm}^4$$

Soit un IPE 180 caractérisé par :

Profilé	Poids	Section	Dimension					Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	r mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ⁴	i _y cm	i _z cm
IPE180	18,8	23,9	180	91	8	5,3	9	1317	100,81	166,4	34,6	7,42	2,05

Tableau 3.4 : Caractéristiques du profilé.

5.1.3. La classe de la section transversale :

✓ **La semelle :**

$$b=91\text{mm}$$

$$C=b/2=91/2=45,5\text{mm}$$

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

$$C/t_f=5,68 < 10\varepsilon \cong 10$$

Donc la semelle est de **classe 1**.

✓ **Ame fléchie :**

$$d=146\text{mm}$$

$$t_w=5,3\text{mm}$$

$$d/t_w=27,54 < 72\varepsilon \cong 72$$

Donc l'âme est de **classe 1**.

La section globale étant de **classe 1** donc le calcul peut amener à la plasticité.

5.1.4. Vérification en tenant compte du poids propre du profilé :

$$qu = 1,35(G+Gp) + 1,5(Q) = 10,89 \text{ KN/ml}$$

$$qs = (G+Gp) + Q = 7,96 \text{ KN/m}$$

✓ Critère de flèche :

$$f = \frac{q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f = \frac{7,96 \times 10^{-2} \times 315^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 541,2} = 0,96 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{315}{250} = 1,26 \text{ cm}$$

$$f < f_{adm}$$

Condition vérifiée.

✓ Critère de résistance :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{10,89 \times (3,15)^2}{8} = 13,50 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{1,1} = \frac{235 \times 10^3 \times 88,3 \times 10^{-6}}{1,1} = 18,86 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl.Rd}$$

Condition vérifiée.

✓ Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = A_v \cdot \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M_0}}$$

Avec :

A_v : l'aire de cisaillement.

$$A_v = 764,63 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl.Rd} = 764,63 \cdot \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1,1} = 94,36 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd} :

$$V_{sd}^{\max} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{10,89 \times 3,15}{2} = 17,15 \text{ KN}$$

$V_{sd}^{\max} = 17,15 \text{ KN} < 0,5V_{pl.Rd} = 47,18 \text{ KN} \Rightarrow$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Condition vérifiée.

5.2. Etage courant :

Poutre de longueur 3,15 m , entraxe 1,03m :

Evaluation des charges est surcharge :

Charges surfacique (kN/m ²)	Charges linéaire (kN/ml)
Charge permanente du planche courant	G ¹ = 5,04 × 1,03 = 5,19
Charge permanente des cloisons intérieures	G = 1,35 × 3,32 = 4,48
Charge d'exploitation sur planche courant	Q = 1,54

Tableau 3.5 : Charge et surcharge d'exploitation.

5.2.1. Combinaison d'action :

ELU

$$q_u = 1,35(G^1 + G) + 1,5Q$$

$$q_u = 15,36 \text{ KN/ml}$$

ELS

$$q_s = G^1 + G + Q$$

$$q_s = 11,21 \text{ KN/ml}$$

5.2.2. Dimensionnement du profilé :

$$f = \frac{q_s \times L^4}{384 \times E \times I_z} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} \Rightarrow I_z \geq \frac{250 \times q_s \times L^3}{384 \times E}$$

$$I_z \geq \frac{250 \times 11,21 \times 10^{-2} \times 315^3}{384 \times 21000} = 108,62 \text{ cm}^4$$

Donc on adopte un IPE 200 caractérisé par :

Profilé	Poids	Section	Dimension					Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	r mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ⁴	i _y cm	i _z cm
IPE200	22,4	28,5	200	100	8,5	5,6	12	1943,2	142,31	220,6	44,6	8,26	2,24

Tableau 3.6 : Caractéristiques du profilé.

5.2.3 : La classe de la section transversale :

✓ **La semelle :**

$$b = 100 \text{ mm}$$

$$C = b/2 = 100/2 = 50 \text{ mm}$$

$$t_f = 8,5 \text{ mm}$$

$$C/t_f = 5,88 < 10\varepsilon = 10$$

Donc la semelle est de classe 1.

✓ **Ame fléchie :**

$$d = 159 \text{ mm}$$

$$t_w = 5,6 \text{ mm}$$

$$d/t_w = 28,39 < 72\varepsilon = 72$$

donc l'âme est de **classe 1**.

La section globale étant de **classe 1** le calcul peut amener à la plasticité.

5.2.4. Vérification en tenant compte du poids propre du profilé :

$$q_u = 1,35(G' + G + G_p) + 1,5Q = 15,66 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = (G' + G + G_p) + Q = 11,43 \text{ KN/ml.}$$

- Critère de flèche :

$$f = \frac{q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f = \frac{11,43 \times 10^{-2} \times 315^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 1943,2} = 0,072 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{315}{250} = 1,26 \text{ cm}$$

$$f > f_{adm} \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

- Critère de résistance :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{15,66 \times (3,15)^2}{8} = 19,42 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{1,1} = \frac{235 \times 10^3 \times 220,6 \times 10^{-6}}{1,1} = 47,13 \text{ KN.m}$$

$$\text{On a que :} \quad M_{sd} < M_{pl.Rd} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = A_v \cdot \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M_0}}$$

- ✓ Calcul de l'effort tranchant V_{sd} :

$$V_{sd}^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{15,66 \times 3,15}{2} = 24,66 \text{ KN} < V_{pl.Rd} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$V_{sd}^{\max} = 24,77 \text{ KN} < 0,5V_{pl.Rd} = 59,82 \text{ KN} \Rightarrow$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

6. Pré-dimensionnement des poutres principales (sans connexion) :

Les poutres porteuses sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

Le même calcul se fait pour les planchers terrasses et les planchers courants.

On fait les calculs pour les poutres de rives et les poutres intermédiaires les plus défavorables.

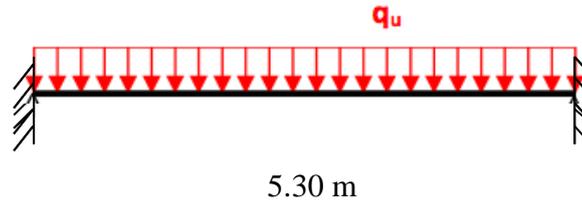


Figure 3.3: Schéma statique de la poutre principale.

6.1. Plancher terrasse :

- Poutre intermédiaire de longueur 5,30m, entraxe 3,15m
-

Charges surfacique	Charges linéaire (kN/ml)
Gplancher = 6,74 kN/m ²	Gp = 6,74x3,15 = 21,23
Gsolive = 0,104 kN/m	Gs = 4x(0,104x 3,15)/5,30= 0,24
Q = 1, 03 kN/m ²	Q = 1, 03x3, 14= 3,23
S = 0,08 kN/m ²	S =0,08x3,15= 0,252

Tableau 3.8: Charge et surcharge d'exploitation.

- **Combinaison d'action :**

✓ **ELU :**

$$\left. \begin{aligned} q_{u1} &= 1,35G + 1,5 \times \max(Q; S) = 33,42 \text{ KN / ml} \\ q_{u2} &= 1,35G + 1,35(Q + S) = 33,29 \text{ KN / ml} \end{aligned} \right\} \Rightarrow q_u = \max(q_{u1}, q_{u2}) \Rightarrow q_u = 33,42 \text{ KN / ml}$$

✓ **ELS :**

$$\left. \begin{aligned} q_{s1} &= G + \max(Q; S) = 24,46 \text{ KN / ml} \\ q_{s2} &= G + 0,9(Q + S) = 24,36 \text{ KN / ml} \end{aligned} \right\} \Rightarrow q_s = \max(q_{s1}, q_{s2}) \Rightarrow q_s = 24,46 \text{ KN / ml}$$

6.1.1. Dimensionnement du profilé :

$$f = \frac{q_s \times L^4}{384 \times E \times I_z} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} \Rightarrow I_z \geq \frac{250 \times q_s \times L^3}{384 \times E}$$

$$I_z \geq \frac{250 \times 24,46 \times 10^{-2} \times 530^3}{384 \times 21000} = 390,72 \text{ cm}^4$$

Soit un **IPE 270** caractérisé par :

Profilé	Poids	Section	Dimension					Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	tf mm	tw mm	r mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ⁴	iy cm	iz cm
IPE270	36,1	45,9	270	135	10,2	6,6	15	5789,8	419,77	484	97	11,23	3,02

Tableau 3.9: Caractéristiques du profilé.

6.1.2. La classe de la section transversale :

✓ **La semelle :**

$$b=135\text{mm}, \quad C=b/2=67,5\text{mm}$$

$$t_f=10,2\text{mm} \quad C/t_f=6,61 < 10\varepsilon = 10$$

Donc la semelle est de **classe 1**.

✓ **Ame fléchie :**

$$d=219,6\text{mm} \quad t_w=6,6\text{mm}$$

$$d/t_w=33,27 < 72\varepsilon = 72 \quad \text{donc l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de **classe 1** le calcul peut amener à la plasticité.

6.1.3. Vérification en tenant compte du poids propre du profilé :

$$q_u = 1,35(G_{pl}+G_s+G_p) + 1,5Q = 33,90 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (G_{pl}+G_s+G_p)+Q = 24,35 \text{ KN/ml}$$

✓ **Critère de flèche :**

$$f = \frac{q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f = \frac{24,82 \times 10^{-2} \times 530^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 5789,8} = 0,41 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{530}{250} = 2,12 \text{ cm}$$

On a que $f < f_{adm}$ Condition vérifiée.

✓ **Critère de résistance :**

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{33,90 \times (5,30)^2}{8} = 117,10 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{1,1} = \frac{235 \times 10^3 \times 484 \times 10^{-6}}{1,1} = 103,4 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} > M_{pl.Rd}$$

Condition non vérifiée.

Vu que la condition n'est vérifiée, on augmente la section du profilé.

Soit un **IPE 300** caractérisé par:

A	I _y	W _{ply}	W _{ely}	tf	tw	h	b	P
(cm ²)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm ³)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	kg/m
53,8	8356,1	628,4	557,1	10,7	7,1	300	150	42,2

Tableau 3.10 : Caractéristiques du profilé.

$$q_u = 1,35(G_{pl} + G_s + G_p) + 1,5Q = 33,99 \text{ KN/ml}$$

✓ **Critère de résistance :**

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{33,99 \times (5,30)^2}{8} = 117,38 \text{KN.m}$$

$$M_{pl.Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{1,1} = \frac{235 \times 10^3 \times 628,4 \times 10^{-6}}{1,1} = 134,25 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl.Rd}$$

Condition vérifiée.

✓ **Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = A_{vz} \cdot \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M_0}}$$

$$V_{pl.Rd} = 2570 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1,1} = 317 \text{KN}$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd} :

$$V_{sd}^{\max} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{33,99 \times 5,30}{2} = 88,59 \text{KN}$$

$V_{sd}^{\max} = 88,59 \text{KN} < 0,5V_{pl.Rd} = 158,5 \text{KN} \Rightarrow$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Condition vérifiée.

6.2. Plancher étage courant :

➤ **Poutre intermédiaire de longueur 5,30m, entraxe 3,15m**

Evaluation des charges est surcharge :

Charges surfacique	Charges linéaire (kN/ml)
Gplancher = 5,19 kN/m ²	Gp = 5,19 x3,15 = 16,35
Gsolive = 0,104 kN/m	Gs = 4x(0,104x 3,15)/5,30= 0,24
G : Charge permanente des cloison intérieur	G = 1,35x3,32 = 4,48
Q = 1,54 kN/m ²	Q = 1,54x3,15= 4,85

Tableau 3.11: Charge et surcharge d'exploitation.

➤ **Combinaison d'action :**

ELU: $q_u = 1,35(G_{pl}+G_s+G) + 1,5Q = 35,72$ KN/ml

ELS: $q_s = (G_{pl}+G_s+G)+Q = 25,92$ KN/ml

6.2.1. Dimensionnement du profilé :

$$f = \frac{q_s \times L^4}{384 \times E \times I_z} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} \Rightarrow I_z \geq \frac{250 \times q_s \times L^3}{384 \times E}$$

$$I_z \geq \frac{1250 \times 25,92 \times 10^{-2} \times 530^3}{384 \times 21000} = 584,569 \text{ cm}^4$$

Soit un **IPE 300** caractérisé par :

Profilé	Poids	Section	Dimension					Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	tf mm	tw mm	r mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wpl.y cm ⁴	Wpl.z cm ⁴	iy cm	iz cm
IPE300	42,2	53,8	300	150	10,7	7,1	15	8356,1	603,62	628,4	125,2	12,46	3,35

Tableau 3.12 : Caractéristiques du profilé.

➤ **La classe de la section transversale :**

• **La semelle**

b=150mm C=b/2=75mm

$$t_f=10,7\text{mm}$$

$$C/t_f=7,00 < 10\varepsilon = 10$$

donc la semelle est de **classe 1**.

- **Ame fléchie**

$$d=248,6\text{mm}$$

$$t_w=7,1\text{mm}$$

$$d/t_w=35,01 < 72\varepsilon = 72$$

donc l'âme est de **classe 1**.

La section globale étant de **classe 1** le calcul peut amener à la plasticité.

6.2.2. Vérification en tenant compte du poids propre du profilé :

$$q_u = 1,35(G_{pl}+G_s+G+G_p) + 1,5Q = 36,29 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (G_{pl}+G_s+G+G_p)+Q = 26,34 \text{ KN/ml}$$

- **Critère de flèche**

$$f = \frac{q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f = \frac{26,34 \times 10^{-2} \times 530^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 83561,1} = 0,3\text{cm}$$

$$f_{adm} = \frac{530}{250} = 2,12\text{cm}$$

$$f < f_{adm}$$

Condition vérifiée.

- **Critère de résistance**

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{36,29 \times (5,30)^2}{8} = 124,50\text{KN.m}$$

$$M_{pl.Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{1,1} = \frac{235 \times 10^3 \times 628,4 \times 10^{-6}}{1,1} = 134,25\text{KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl.Rd} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = A_{vz} \cdot \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M_0}}$$

$$V_{pl.Rd} = 2570 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1,1} = 317\text{KN}$$

- **Calcul de l'effort tranchant V_{sd} :**

$$V_{sd}^{\max} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{36,29 \times 5,30}{2} = 96,168\text{KN}$$

$$V_{sd}^{\max} < V_{pl.Rd} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$V_{sd}^{\max} = 96,128\text{KN} < 0,5V_{pl.Rd} = 158,5\text{KN} \Rightarrow$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

Conclusion: Après le pré dimensionnement, on a adopté les sections suivantes:

	solives	Poutres secondaires	Poutres principales
Plancher terrasse	IPE 120	IPE 180	IPE 300
Etages courants	IPE 120	IPE 200	IPE 300

Tableau 3.13 : Les différentes sections adoptées.

7. predimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent les charges et les surcharges, et qui transmettent ces derniers aux fondations, ils sont généralement des profilés en **HEA** ou **HEB**.

7.1. Les surfaces afférentes aux poteaux

Poteau central $3,15 \times 5,15 = 16,23 \text{ m}^2$.

Poteau de rive $1,575 \times 5,15 = 8,11 \text{ m}^2$.

Poteau d'angle $1,575 \times 2,65 = 4,17 \text{ m}^2$.

On s'intéresse ici aux calculs des poteaux centraux les plus sollicités.

➤ La loi de dégression des charges d'exploitation :

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations.

➤ La loi de dégression :

Etant donné que nous avons plus de 5 niveaux ; nous appliquons la loi de dégression des charges.

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial et bureau les charges va se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

Donc la loi de dégression sera comme suit :

$$\text{RDC} : Q_0$$

$$\text{Etage 1} : Q_0 + Q$$

$$\text{Etage 2} : Q_0 + Q + 0.9 \times Q$$

$$\text{Etage 3} : Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q$$

$$\text{Etage 4} : Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q$$

$$\text{Etage 5} : Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q$$

Etage 6 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q + 0.5 \times Q$

A partir du 6^{eme} étage on aura toujours :

Etage 7 : surcharge étage 6 + $0.5 \times Q$

Etage 8 : surcharge étage 7 + $0.5 \times Q$

Etage 9 : surcharge étage 8 + $0.5 \times Q$

DTR B.C 2.2 (6.3)

7.2. Évaluation des charges et surcharges :

Niveau	Désignation	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse inaccessible	106,60	
	Poutre principale	0,844	
	Poutre secondaire	0,258	
	Solive	0,416	
	Totale	108,11	16,23
N2	G venant de N1	108,11	
	Plancher courant	81,80	
	Poutre principale	0,844	
	Poutre secondaire	0,316	
	solive	0,416	
	cloison	29,15	
	Totale	220,64	40,58
N3	G venant de N2	220,64	
	Plancher courant	81,80	
	Poutre principale	0,844	
	Poutre secondaire	0,316	
	solive	0,416	
	cloison	29,15	
	Total	332,33	62,49
	G venant de N3	332,33	
	Plancher courant	81,80	

N4	Poutre principale	0,844	
	Poutre secondaire	0,316	
	solive	0,416	
	cloison	29,15	
	Total	444,86	81,97
N5	G venant de N4	444,86	
	Plancher courant	81,80	
	Poutre principale	0,844	
	Poutre secondaire	0,316	
	solive	0,416	
	cloison	29,15	
	Total	557,39	99,01
N6	G venant de N5	557,39	
	Plancher courant	81,80	
	Poutre principale	0,844	
	Poutre secondaire	0,316	
	solive	0,416	
	cloison	29,15	
TOTAL		669,92	113,62

Tableau 3.14 : Descente de charge du poteau.

7.3. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments sollicités en compression axiale, la valeur de calcul N_{sd} de l'effort de compression dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition

$$\text{Suivante : } N_{sd} \leq N_{c, sd} = \frac{A_{nee} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \implies A_{nee} \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y} \dots \dots \dots (5.16)$$

Avec :

Profilé de classe 1 $N_{c, Rd} = N_{pl, Rd}$.

N_{sd} : Effort de compression.

$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$. $\gamma_{m0} = 1,0$.

Pour tenir compte de l'effet du séisme on fait une majoration, en multipliant A_{nec} par 1,5.

Les résultats obtenu sont résumé dans le tableau suivant :

	N_{sd} (KN)	A_{nec} (cm ²)	Profilé choisi	A_{Choisi} (cm ²)	Profilé adopté
Poteaux	1074,82	45,73	HEA200	68,59	HEA240

Tableau 3.15 : Profilé adopté.

Chapitre 04

Etude des éléments secondaires

1. Etude de L'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée soumise à son poids propre, à une charge (Q) qui est due à la main courante et une force latérale sismique.

1.1. Hypothèse de calcul :

Les hypothèses à prendre en compte pour le calcul sont :

- Le calcul se fera pour une bande de 1ml.
- Type de fissuration est considérée préjudiciable.
- L'acrotère est sollicité en flexion composée.

1.2. Type d'acrotère :

Pour notre cas, nous avons 03 types d'acrotère (Figure 4.1)

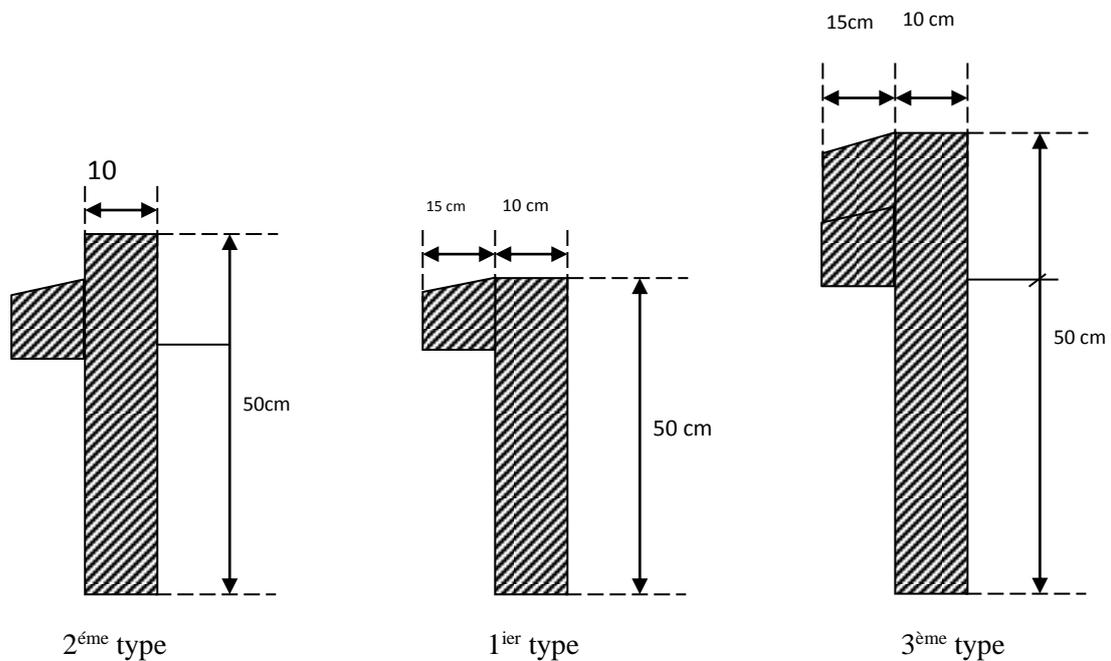


Figure 4.1 : Types d'acrotères.

➤ Evaluation des actions :

- Action permanent

Poids propre de l'acrotère..... $G_0 = S \times \rho \times 1$

Enduit extérieure (e=2cm) $G_1 = 20 \times 0,02 \times H$

Enduit intérieure (e=2cm)..... $G_2 = 20 \times 0,02 \times H$

Action d'exploitation..... $Q = 1 \text{ kN/m}$

➤ **Calcul des sollicitations :**

Calcul du centre de gravite:

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases}$$

Acrotère	Type 1	Type 2	Type 3
G	1,987 kN	3,637 kN	4,297 kN
Q	1,00 kN	1,00 kN	1,00 kN
S	0,0635 m ²	0,1135 m ²	0,1335 m ²
CDG	X _G =0,08 m Y _G = 0,29 m	X _G =0,06 m Y _G =0,51 m	X _G = 0,06 m Y _G = 0,59m

Tableaux 4.1 : Caractéristiques des acrotères.

1.3. Ferrailage de l'acrotère :

➤ **Vérification au séisme :**

D'après le RPA99 Version 2003 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone sismique.

Pour notre cas Zone III, Grouped'usage2 ⇒ A=0,25.

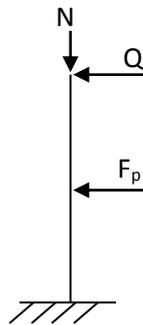


Figure 4.2 : Sollicitations exercées sur l'acrotère.

W_p : Poids propre.

C_p : Facteur de force horizontale $C_p = 0,8$.

F_p : Force horizontale pour les éléments non structuraux.

	Type 1	Type 2	Type 3
F_p	1,589	2,909	3,437

Tableau 4.2 : Vérification au séisme.

➤ **Sollicitations :**

L'acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher soumis au poids propre et la surcharge d'exploitation, le calcul se fait par une bande de 1 m.

$$N_G = W_p \cdot Y_G, \quad M_{Fp} = F_p \cdot Y_G$$

$$N_Q = 1 \text{ KN}, \quad M_Q = Q \cdot h$$

✓ **Effort normal :**

	Type 1	Type 2	Type 3
N_G (kN)	1,987	3,637	4,297

Tableau 4.3 : Les efforts normaux dans les acrotères.

✓ **Moment de flexion :**

	Type 1	Type 2	Type 3
M_{Fp}	0,46	1,48	2,02
M_Q	0,50	1	1,2

Tableau 4.4 : Les moments dans les acrotères.

Combinaisons d'actions :

		RPA 99	ELU	ELS
Sollicitations		G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (kN)	Type 1	1,987	2,682	1,987
	Type 2	3,637	4,90	3,637
	Type 3	4,297	5,80	4,297
M (kN.m)	Type 1	0,96	0,75	0,50
	Type 2	2,48	1,5	1
	Type 3	3,22	1,8	1,2

Tableau 4.5 : Sollicitations et combinaisons d'action.

La fissuration est considérée comme préjudiciable parce que ce sont des éléments qui sont exposés

aux intempéries, (variation de température, eau, neige, etc. ...). Le calcul se fera alors à l'ELU et à l'ELS.

La section à étudier est une section rectangulaire ($b \cdot h = 100 \cdot 10$) cm² sollicitée par une flexion composée

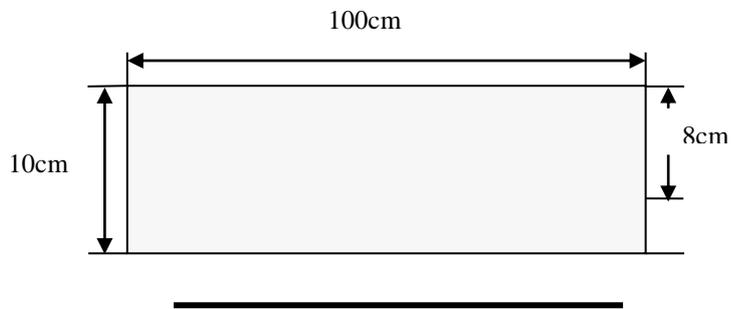


Figure 4.3 : Dimensions de la section a ferrillée.

➤ **Calcul de la section à l'ELU**

• **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,8}{5,80} = 0,31m \Rightarrow e_0 = 31cm$$

$$e_1 = \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm} \Rightarrow e_1 = 1,67 \text{ cm}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (S.P.C).

Donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1,8 + 5,80 \left(0,08 - \frac{0,1}{2} \right)$$

$$M_f = 1,974 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,974 \times 10^{-3}}{1,0 \cdot 0,08^2 \cdot 14,2} = 0,021$$

$$\mu_{bu} < 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0,186$$

Donc le diagramme passe par le pivot « A ».

$$\text{Pivot A : } \xi = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,021}) = 0,026 \quad \Rightarrow \alpha = 0,026$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,08 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,026) = 0,0716 \text{ m}$$

$$Z = 7,16 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z \cdot f_{st}} = \frac{1,974 \cdot 10^{-3}}{0,071 \cdot 384} = 0,724 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml}$$

$$A_l = 0,724 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = A_l - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,724 \cdot 10^{-4} - \frac{5,80 \cdot 10^{-3}}{384} = 0,573 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 0,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 1 \cdot 0,08 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,996 \text{ cm}^2$$

$$A_s < A_{\min} \Rightarrow \text{on ferraille avec } A_{\min}$$

On adopte: **4T8 = 2,01 cm²**.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3T8=1,51 cm²**.

- **Espacement :**

$$\text{Les armatures principales : } S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{on adopte : } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Les armatures répartition: } S_t \leq \frac{120}{3} = 40 \text{ cm} \Rightarrow \text{on adopte : } S_t = 40 \text{ cm}$$

- **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable) .

$$V_u = F_p + Q = 1,5(3,437 + 1) = 6,655 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{6,655}{1 \cdot 0,08} = 83,18 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0,083 \text{ MPa}.$$

$$\overline{\tau_u} < \min(0,13 \cdot f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \overline{\tau_u} < \min(3,25; 4) \text{ MPa} = 3,25 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,083 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum \mu_i} \text{ RPA99/2003 (Art A.6.13)}$$

Avec :

Σu_i : la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma u_i = \pi \cdot n \cdot \phi = 3,14 \cdot 4 \cdot 8 = 100,48 \text{ mm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{6655}{0,9 \cdot 80 \cdot 100,48} \Rightarrow \tau_{se} = 0,92 \text{ MPa}.$$

$$\overline{\tau_{se}} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28}.$$

$\psi_s = 1,5$ coefficient de scellement.

$$\overline{\tau_{se}} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 \Rightarrow \overline{\tau_{se}} = 2,83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$d=0,08 \text{ m}$; $N_{ser}=4,297 \text{ KN}$; $M_{ser}=1,2 \text{ KN.m}$; $\eta=1,6$ pour aciers HA

• **Position de l'axe neutre:**

$$c = e_G - e_y$$

e_l : Distance du centre de pression c , à la fibre la plus comprimée de la section .

$$\left. \begin{aligned} e_G &= \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,2}{4,297} = 0,28 \text{ m} \\ \frac{h}{6} &= \frac{0,1}{6} = 0,016 \text{ m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow e_l > \frac{h}{6} \rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$$e_y = \frac{h}{2} = 0,05 \text{ m}$$

$$c = 0,28 - 0,05 = 0,23 \text{ m}$$

$$y_{ser} = y_c - c$$

$$y_c^3 + py_c + q = 0$$

tel que ;

$$p = -3.c^2 - \frac{90.A'.(c-d')}{b} + \frac{90.A.(d-c)}{b}$$

$$P = -3.(-0,23)^2 + \frac{90.2,01.10^{-4}.(0,08+0,23)}{1} = -0,15m^2$$

$$q = -2.c^3 - \frac{90.A'.(c-d')^2}{b} - \frac{90.A.(d-c)^2}{b}$$

$$q = -2.(-0,23)^3 - \frac{90.2,01.10^{-4}.(0,08+0,23)^2}{1} = 0,022m^2$$

La résolution de l'équation : $y_c^3 - 0,15y_c + 0,022 = 0$

On choisit la solution qui vérifiée la condition suivante :

$$c < 0 \text{ et } y_c > 0 \quad c \geq y_c \leq h + c$$

$$\text{Donne : } y_c = 0,2425 \text{ m} \Rightarrow y_{ser} = 0,012 \text{ m}$$

• Calcul des contraintes :

Calcul le moment statique de la section homogène réduit

$$\mu_t = \frac{b.y_{ser}^2}{2} - 15.A.(d-y_{ser}) = 1,33.10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\tau_{bc} = \frac{N_{ser}.y_{ser}^2}{\mu_t} = \frac{4,297.10^{-3}.0,012^2}{1,33.10^{-4}} = 4,65.10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\tau_{bc} < \overline{\tau}_{bc} \Rightarrow$ la contrainte de béton est vérifiée.

$$\tau_s = \frac{15.N_{ser}.(d-y_{ser})}{\mu_t} = \frac{15.4,297.10^{-3}.(0,08-0,012)}{1,33.10^{-4}} = 32,95 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_s = \min \left[\left(\frac{2}{3} \cdot f_c \right); 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right] = 202 \text{ MPa.} \rightarrow \text{Fissuration nuisible.}$$

$\tau_s < \overline{\tau}_s \Rightarrow$ La contrainte dans l'acier est vérifiée.

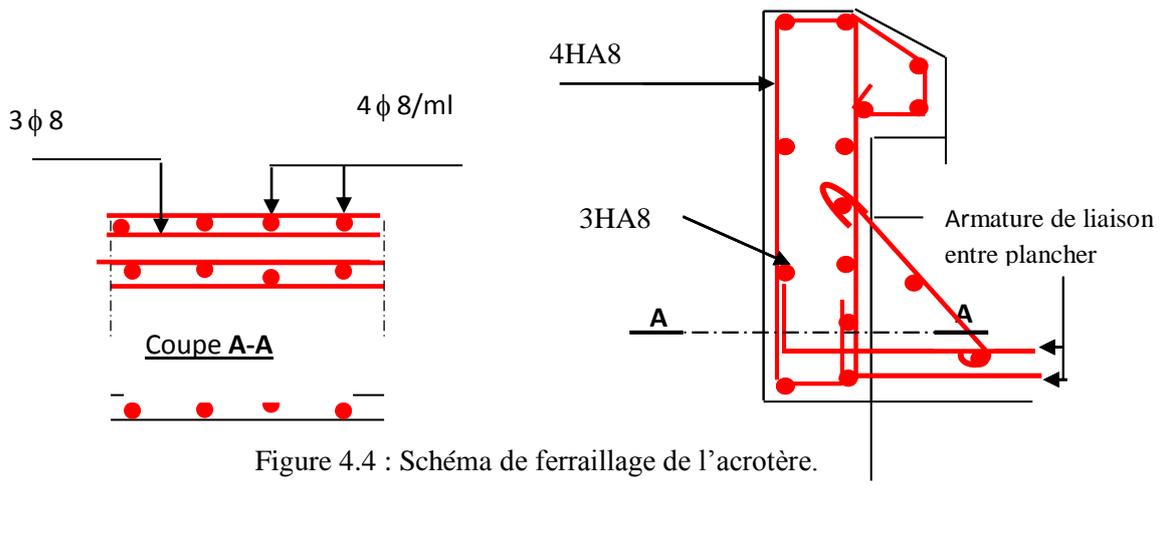


Figure 4.4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

2. Etude des escaliers :

2.1. Définition :

- **Un escalier** : est une suite de marches qui permettent de passer d'un niveau à un autre.
- **Un palier** : espace plat et spatiaux qui marque un étage après une série de marche, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- **Une volée** : est une partie droite ou courbé d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- **Un limon** : élément incliné supportant les marches. pour les limons, on emploie des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un profilé en U sur l'âme verticale.

2. 2. Choix des dimensions :

Les hauteurs des étages du bâtiment sont différentes, pour cela nous avons étudié les escaliers de passage du 1^{er} étage au 2^{eme} étage; puis généralisé la conception sur les autres étages.

- Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier :

- ✓ la hauteur de l'étage : $h = 3.4\text{m}$;
- ✓ les dimensions en plan de la cage d'escalier : $5.3*3.15\text{ m}^2$
- ✓ les conditions que doit satisfaire les marches et les contres marches sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} H : \text{hauteur de la marche, } 16.5 \leq H \leq 18.5 \text{ cm} \\ G : \text{largeur de la marche (giron), } 27 \leq G \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$60 - 2H + G \leq 66 \text{ cm. (Formule de BLONDEL).}$$

On dispose de 02 volées dans le 1^{er} étage, la hauteur de chacune est :

$$h' = \frac{h}{2} = \frac{340\text{cm}}{2} = 170\text{cm}$$

La largeur du volée est : $L' = 135\text{cm}$.

On admet une hauteur de marche de : $H = 17\text{cm}$, alors le nombre des marches (n) est :

$$n = \frac{h}{H} = \frac{340\text{cm}}{17} = 20 \text{ contre marches.}$$

Le nombre de marche = n-1= 19 marches.

A partir de la formule de BLONDEL on aura ; $60 \leq 2H+G \leq 64 \text{ cm} \iff G = 30 \text{ cm}$

2.3. Etude des marches:

Les marches sont construites par des tôles striées, d'épaisseur 5 mm rigidifiées par des cornières soudées au milieu des tôles. Les cornières sont soudées avec les cornières d'attaches, ces derniers sont boulonnés avec le limon, Comme l'indique la figure -4-5- ci- dessous

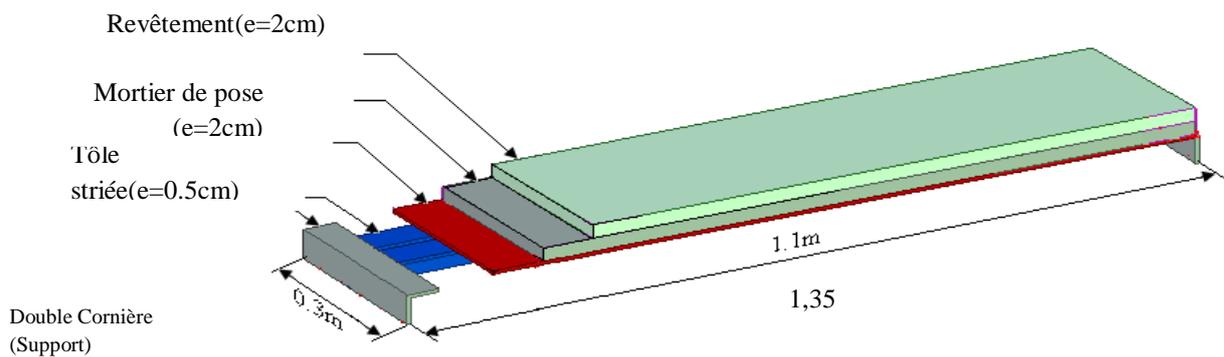


Figure 4.5 : Les constituants d'une marche.

2.3.1. Evaluation des charges :

La marche est soumise aux charges et surcharges suivantes :

✓ Revêtement (e= 2cm).....	$22 \times 0,02 = 0,44 \text{ kN/m}^2$
✓ Mortier de pose (e= 2cm).....	$20 \times 0,02 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
✓ Tôle striée (e= 0,5cm).....	$78,50 \times 0,005 = 0,39 \text{ kN/m}^2$
	$G = 1,23 \text{ kN/m}^2$
	$Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

2.3.2. Pré dimensionnement des cornières :

Chaque cornière reprend la moitié de la charge de la marche plus la charge de la contre marche.

ELS :

$$q_s = (G+Q) \times 0,15 + (G+Q) \times 0,17$$

$$q_s = (1,23+2,5) \times 0,15 + (1,23+2,5) \times 0,17$$

2.3.3. Vérification en tenant compte du poids propre de la cornière :

$$q_u = 1,35 (1,23 \times 0,15 + 1,23 \times 0,17 + 0,0377) + 1,5 (2,5 \times (0,15 + 0,17)) = 1,78 \text{ kN/m}$$

$$q_s = (1,23 \times 0,15 + 1,23 \times 0,17 + 0,0377) + 2,5 \times (0,15 + 0,17) = 1,23 \text{ kN/m}$$

➤ **Critère La flèche :**

$$f = \frac{q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f = \frac{1,23 \times 10^{-3} \times 1350^4}{384 \times 210 \times 10,96 \times 10^4} = 0,46 \text{ mm} \leq \frac{1350}{250} = 5,4 \text{ mm} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

➤ **La résistance :**

La condition de la résistance est la suivante : $M_{sd} \leq M_{Rd}$

D'après le tableau 5.3.1 de l'Eurcoude3 on a:

$$\frac{C}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{50}{5} = 10 \leq 10\varepsilon$$

Donc la cornière 50*50*5 est de classe 1

$$M_{sd} = \frac{q_u L^2}{12} = \frac{1,78 \times 1,35^2}{12} = 0,27 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y W_{pl,y}}{\gamma_0} = \frac{235 \times 10^3 \times 3,06 \times 10^{-6}}{1,1} = 0,65 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 0,27 \text{ KN.m} \leq M_{Rd} = 0,65 \text{ KN.m. Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{1,78 \times 1,35}{2} = 1,2 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_{sd} \times S}{e \times I_y} \leq \bar{\tau} = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

Avec : S est le moment statique

$$S = \sum A_i \times z_i = (50 \times 5) \times \frac{5}{2} + (50 - 5) \times \frac{50}{2} = 1650 \text{ mm}^3$$

$$\tau = 3,61 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 135,67 \text{ MPa} . \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2.4. Etude des limons :

2.4.1. Evaluation des charges :

Une volée contient deux limons, et chaque limon doit supporter la moitié des charges et des surcharges exercées sur la volée. La figure 4.6 représente la distribution des charges sur un limon.

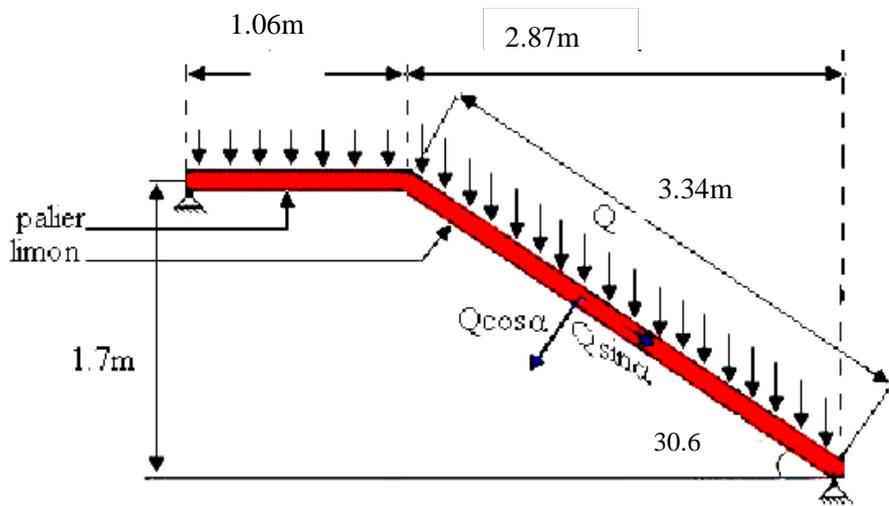


Figure 4.6 : La distribution des charges sur un limon

2.4.2. Les charges :

- G marche.....= 1,23kN/m²
 G_c. marche.....= 1,23 kN/m²
 Corniers × 2.....= 0,0754kN/m
 Poids du garde corps en acier.....= 0,3kN/m
 Q (charge d'exploitation).....= 2,5 kN/m²

2.4.3. Pré dimensionnement de limon :

$$q_s = \left[(1,23 + 1,23) \times \frac{1,35}{2} + 0,15 + 0,3 \right] + 2,5 \times \frac{1,35}{2} = 3,79 \text{ kN/m}$$

$$q_c = \left(\frac{0,0754 \times 1,35}{2} \right) \times \frac{3}{1} = 0,15 \text{ kN/m (Charge des cornières sur limon).}$$

$$f = \frac{5 \times q_s \times \cos \alpha \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} \Rightarrow I_y \geq \frac{1250 \times q_s \times \cos \alpha \times L^3}{384 \times E}$$

α : Angle d'inclinaison de limon (30,6°)

$$I_y \geq \frac{1250 \times 3,79 \times 10^{-3} \times 0,86 \times 3340^3}{384 \times 210} = 188,25 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Soit un UPN 100 caractérisé par :

A	I_y	W_{ely}	W_{ply}	i_y	i_z	h	b	P
(cm ²)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm ³)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(kg /m)
13,5	206	41,2	49,1	39,1	1,47	100	50	10,6

Tableau 4.6 : Caractéristiques du profilé.

2.4.4. Vérification en tenant compte du poids propre du profilé :

$$q_u = 1,35 (2,46 \times 0,675 + 0,106 + 0,15 + 0,3) + 1,5 (2,5 \times 0,675) = 5,72 \text{ kN/m}$$

$$q_s = (2,46 \times 0,675 + 0,15 + 0,3 + 0,106) + (2,5 \times 0,675) = 3,90 \text{ kN/m}$$

➤ **La flèche :**

$$f = \frac{5 \times q_s \cos \alpha \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f = \frac{5 \times 3,90 \times \cos 30,6 \times 10^{-3} \times 3340^4}{384 \times 210 \times 206 \times 10^4} = 12,57 \text{ mm} \leq \frac{3340}{250} = 13,36 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **La résistance :**

La condition de la résistance est la suivante : $M_{sd} \leq M_{rd}$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times \cos \alpha \times L^2}{8} = \frac{5,72 \times 0,86 \times 3,34^2}{8} = 6,86 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_0} = \frac{235 \times 10^3 \times 49,1 \times 10^{-6}}{1,1} = 10,49 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 6,86 \text{ KN.m} < M_{rd} = 10,49 \text{ KN.m.} \text{ (Condition vérifiée).}$$

$$N_{sd} = q_u \times \sin \alpha \times L = 5,72 \times (\sin 30,6) \times 3,34 = 9,72 \text{ KN}$$

$$N_{rd} = \frac{f_y \times A}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 13,5 \times 10^2}{1,1} \times 10^{-3} = 288,4 \text{ KN}$$

$$N_{sd} < N_{rd} \quad \text{(Condition vérifiée).}$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times \cos \alpha \times L}{2} = \frac{5,72 \times 0,86 \times 3,34}{2} = 8,21 \text{ KN}$$

$$V_{rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 10^3 \times 6,4 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1,1} = 78,94 \text{ KN} > V_{sd} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$V_{sd} < 0,5V_{Rd} \Rightarrow$ Pas d'interaction entre effort tranchant et le moment fléchissant.

➤ **Vérification au flambement par flexion :**

Calcul de l'élançement réduit :

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \times \sqrt{\beta_A}$$

$\beta_A = 1$ (UPN section de classe 1)

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon = 93,9$$

$$\lambda = \max(\lambda_y, \lambda_z)$$

$$\begin{cases} \lambda_y = \left(\frac{L_f}{i_y} \right) = 85,42 \\ \lambda_z = \left(\frac{L_f}{i_z} \right) = 227,21 \end{cases} \Rightarrow \lambda = 227,21$$

$\bar{\lambda} = 2,42 > 0,2$ (Il ya un risque de flambement).

Le limon est sollicité simultanément en flexion et en compression axiale, donc on doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{N}{\chi_{\min} A} + \frac{K_y \times M_y}{W_{pl,y} \times f_y} + \frac{K_z \times M_z}{W_{pl,z} \times f_y} \leq 1. \dots\dots\dots (I)$$

On considère le flambement par flexion suivant l'axe fort (y-y) est on calcul les paramètres suivants :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N}{\chi_y \times A \times f_y} \quad \text{Avec } k_y \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}(2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right) \quad \text{Avec } \mu_y \leq 0,9$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} = 0,90 \Rightarrow \chi_y = 0,60 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} = 2,42 \Rightarrow \chi_z = 0,14 \end{cases} \Rightarrow \chi_{\min} = (\chi_y, \chi_z) = 0,14$$

Courbe de flambement C (profile en U)

$$\beta_{My} = 1,3$$

β_{My} : Facteur de moment uniforme équivalent (moment dus à des charges latérales)

$$D'ou : \begin{cases} \mu_y = -3,19 < 0,9 \\ K_y = 1,16 < 1,5 \end{cases} \Rightarrow (I) = 1,44 > 1 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on augmente la section du profilé.

Soit un UPN 120 caractérisé par:

A	I _y	W _{ely}	W _{ply}	i _y	i _z	h	b	P
(cm ²)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm ³)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(kg /m)
17	364	60,6	72,6	46,2	15,9	120	55	13,4

Tableau 4.7 : Caractéristiques du profilé.

D'après les calculs on trouve des résultats suivants :

λ_y	λ_z	λ	$\bar{\lambda}$	χ_y	χ_z	χ_{\min}	β_{My}	M_y	μ_y	K_y	N
								(KN.m)			(KN)
72,29	210,06	210,06	2,23	0,68	0,16	0,16	1,3	15,51	-2,93	1,10	9,84

Tableau 4.8 : Les résultats des calculs.

Donc :

$$\frac{N}{\chi_{\min} A \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_y}{W_{pl,y} \times f_y \gamma_{m1}} = 0,18 < 1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2.5. Etude du palier de repos :

2.5.1. Evaluation des charges sur le palier :

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Tôle striée	0,5	78	0,39
Dalle en béton	8	25	2
Charge permanente totale		G = 3,23	
Surcharge d'exploitation		Q = 2.50	

Tableau 4.9 : Evaluation des charges sur le palier.

2.5.2. Pré-dimensionnement de la poutre palière :

Les charges revenant sur la poutre palière sont :

✓ **Les murs extérieurs:**

Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment. Ils sont caractérisés par un coefficient de comportement qui caractérise la structure étudiée.

✓ **Evaluations des charges**

	Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Enduit extérieur en ciment	2	20	0.40
02	Brique creuse	10	9	0,9
03.	Lame d'air	10	/	/
04	Brique creuse	10	9	0.9
05	Enduit intérieur en plâtre	1.5	10	0.30
Charge permanente totale			G = 2.50 x1,7= 4,25 KN /m	
Charge revenant du palier			G = 3,23 x0,53= 1,72 KN /m	
Surcharge d'exploitation			Q = 2.50 x 0,53=1,33 KN /m	

Tableau 4.10 : Evaluation des charges revenant sur la poutre palière.

✓ **La combinaison des charges à ELS :**

$$q_s = 4,25 + 1,72 + 1,33 = 7,30 \text{ kN/m}$$

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} \Rightarrow I_y \geq \frac{1250 \times q_s \times L^3}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{1250 \times 7,30 \times 10^{-3} \times 2910^3}{384 \times 210} = 278,84 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Soit un IPE120 caractérisé par :

	Poids	Section	Dimension	Caractéristique

Profilé														
	P	A	v _z A	h	b	t _f	t _w	r	I _y	I _z	W _{pl.y}	W _{pl.z}	i _y	i _z
	Kg/m	cm ²	cm ³	mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
IPE120	10,4	13,2	6,3	120	64	6,3	4,4	7	317	27,65	60,7	13,6	4,9	1,45

Tableau 4.11 : Caractéristiques du profilé.

2.5.3. Vérification en tenant compte du poids propre du profilé :

Les combinaisons des charges :

$$ELU : q_u = 1,35(4,25+1,73+ 0,104) + 1,5 (1,33) = 10,20 \text{ kN/m}$$

$$ELS : q_s = 4,25+1,73+ 0,104+1,33 = 7,31 \text{ kN/m}$$

➤ **La flèche :**

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f = \frac{5 \times 7,31 \times 10^{-3} \times 2910^4}{384 \times 210 \times 317 \times 10^4} = 10,25 \text{ mm.}$$

$$f_{adm} = \frac{2910}{250} = 11,64 \text{ mm}$$

$$f < f_{adm} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

➤ **La résistance :**

La condition de la résistance est la suivante : $M_{sd} \leq M_{Rd}$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{10,20 \times 2,91^2}{8} = 10,80 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_0} = \frac{235 \times 10^3 \times 60,7 \times 10^{-6}}{1,1} = 12,97 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 10,80 \text{ KN.m} < M_{Rd} = 12,97 \text{ KN.m.}$$

Condition vérifiée.

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{10,20 \times 2,91}{2} = 14,84 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_o}} = \frac{235 \times 10^3 \times 6,3 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1,1} = 77,70 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 14,84 \text{ KN} < V_{Rd} = 77,70 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$V_{sd} < 0,5V_{Rd} \Rightarrow \text{pas d'interaction entre effort tranchant et le moment fléchissant.}$$

2.6 : Pré dimensionnement de la console :

Figure 4.7 : Schéma statique.

Les charges revenant sur la console sont :

Charge des cloisons..... = 2,50 x 1,7 = 4,25 kN/m

Charge revenant du palier G=3,23 x 1,45 = 4,68 KN/m

Q = 2,5 x 1,45 = 3,62 KN/m

ELU $q_U = 1,35(4,25 + 4,68) + 1,5(3,62) = 17,48 \text{ KN/m}$

ELS $q_S = 4,25 + 4,68 + 3,62 = 12,55 \text{ KN/m}$

P : Charge concentre revenant de limon sur la consol.

$$P = \frac{G_{\text{limon}} \times L_{\text{limon}}}{2} = \frac{2,91 \times 3,34}{2} = 4,86 \text{ KN}$$

La poutre en console avec un chargement uniforme : $f = \frac{q \times L^4}{8EI}$

$$f = \frac{q_s \times L^4}{8 \times E \times I_y} + \frac{P \times L^3}{3 \times E \times I_y} \leq \frac{L}{250} \Rightarrow I_y \geq \left(\frac{q_s \times L^3}{8 \times E} + \frac{P \times L^2}{3 \times E} \right) \times 250$$

La poutre en console avec un chargement concentre : $f = \frac{PL^3}{3EI}$

$$I_y \geq \left(\frac{12,55 \times 1060^3}{8 \times 210000} + \frac{4,86 \times 10^3 \times 1060^2}{3 \times 210000} \right) \times 250 \Rightarrow I_y \geq 439,12 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Soit un IPE140 caractérisé par :

Profilé	Poids	Section		Dimension					Caractéristique					
	P	A	$v_z A$	h	b	tf	tw	r	I _y	I _z	W _{pl.y}	W _{pl.z}	i _y	i _z
	Kg/m	cm ²	cm ²	mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm

IPE140	12,9	16,4	7,6	140	73	6,9	4,4	7	541,2	44,90	88,3	19,2	5,74	1,65
--------	------	------	-----	-----	----	-----	-----	---	-------	-------	------	------	------	------

Tableau 4.12 : Caractéristiques du profilé.

2.6.1. Vérification en tenant compte du poids du profil :

$$q_u = 1,35 \times (0,129 + 4,25 + 4,68) + 1,5 \times 3,62 = 17,66 \text{ kN/m}$$

$$P_u = 1,35 \times 4,86 = 6,56 \text{ kN}$$

$$q_s = (0,129 + 4,68 + 4,25) + 3,62 = 12,68 \text{ kN/m}$$

$$P_s = 4,86 \text{ kN}$$

➤ Critère de flèche :

$$f = \frac{q_s \times L^4}{8 \times E \times I_y} + \frac{P \times L^3}{3 \times E \times I_y}$$

$$f = \frac{12,68 \times 1060^4}{8 \times 210000 \times 541,2 \times 10^4} + \frac{4,86 \times 10^3 \times 1060^3}{3 \times 210000 \times 541,2 \times 10^4} = 3,46 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{1060}{250} = 4,24 \text{ mm} \quad f < f_{adm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ La résistance :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} + P_u \times L = \frac{17,66 \times 1,06^2}{8} + 6,56 \times 1,06 = 16,87 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_0} = \frac{235 \times 10^3 \times 541,2 \times 10^{-6}}{1,1} = 115,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 16,87 \text{ KN.m} < M_{Rd} = 115,62 \text{ KN.m. (Condition vérifiée).}$$

➤ Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} = q_u \times L + P_u = 17,66 \times 1,06 + 6,56 = 25,28 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} = \frac{235 \times 10^{-3} \times 7,6 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1,1} = 93,74 \text{ KN} > V_{sd} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{sd} < 0,5 V_{Rd} \quad \text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.}$$

3. Etude des balcons :

Ce sont des dalles pleines pouvant reposer sur un, deux ou trois appuis. Les balcons sont considérés secondaires dans le contreventement de la structure

On a des balcons sur trois appuis.

Le type de balcon le plus défavorable:

$$L_x = 1,15\text{m}$$

$$L_y = 3,15\text{m}$$

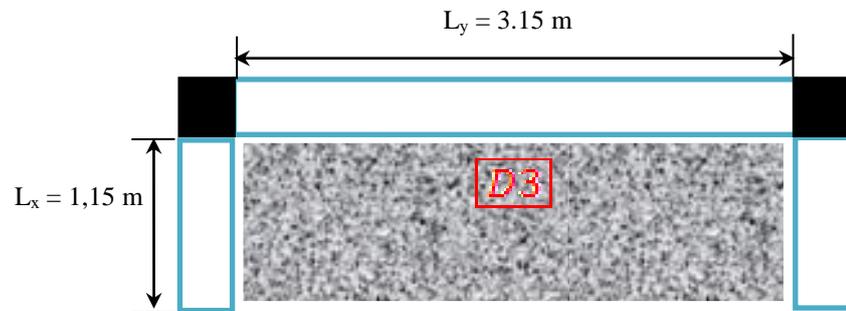


Figure 4.8 : Dalle sur 3 appuis (D3).

- **Condition de résistance**

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow 2,55 \leq e \leq 2,87\text{cm}$$

- **Condition de coup feu**

$e \geq 11\text{cm}$ (Pour deux heures de coup feu)

On prend une épaisseur de 12 cm

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,15}{3,15} = 0,36 \leq 0,4$$

La dalle travaille dans un seul sens.

3.1. Évaluation des charges :

- **La dalle** (charge répartie)

$$G = 4,40 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3,5 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 11,19 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_s = G + Q = 7,9 \text{ KN/m}^2.$$

- **Le garde corps en maçonnerie** (charge concentré)

$$G = 3,73 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 6,53 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_s = G + Q = 4,73 \text{ KN/m}^2.$$

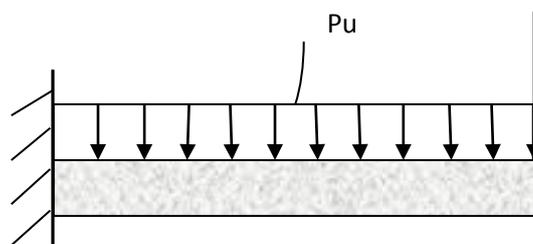


Figure 4.9 : Schéma statique de la console.

3.2. Les sollicitations :

- A L'ELU :

$$\text{Moment max: } M_u = \frac{P_1 \times l_x^2}{2} + P_2 l_x \Rightarrow M_u = 14.91 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } P_u = P_1 l_x + P_2 \Rightarrow P_u = 19.39 \text{ KN}$$

- A L'ELS :

$$M_s = 10.66 \text{ KN.m}$$

3.3. Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 m .

M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adpt} (cm ²)	S_t (cm)
16.2	0.129	0.174	8.37	5.12	1.08	4HA14=6.16	30

Tableau 4.13 : Calcul du ferrailage.

➤ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1.54 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2; S_t = 20 \text{ cm}$$

3.4. Les Vérification :

- A l'ELU :

✓ Vérification de l'espacement :

$$S_t \leq (3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } s_t = 30 \text{ cm}$$

✓ l'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{19.39 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.161 \text{ MPa} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ MPa.}$$

- A l'ELS

✓ la vérification de la contrainte dans le béton :

M_s (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
10.66	2.95	5949.96	5.28	15	vérifier

Tableau 4.14 : Vérification d'état limite de compression du béton.

✓ Vérification de la flèche :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \\ \frac{A}{b \times d} = 0.005 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

3.5. Schéma de ferrailage :

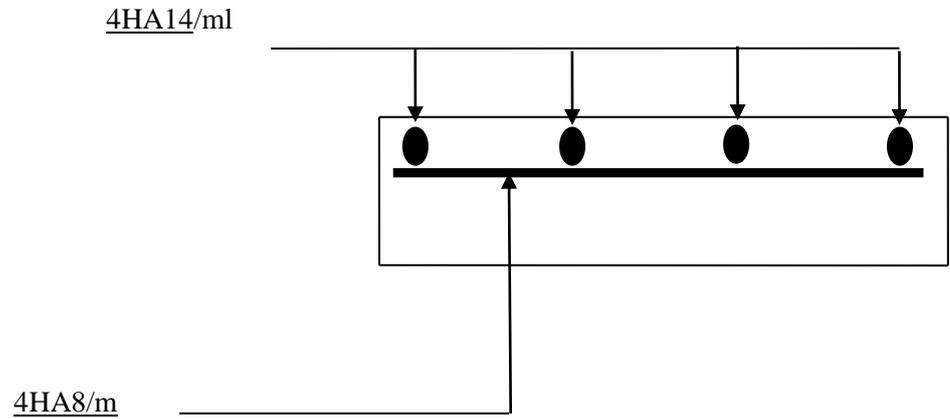


Figure 4.10 : Schéma de ferrailage.

Chapitre 05

Etude d'un plancher mixte

1. Introduction :

La construction mixte est l'association mécanique du béton armé et des profilés métalliques, en vue de former des éléments parfaitement monolithiques contribuent au meilleur fonctionnement d'un ouvrage de génie civil. Il s'agit de tirer le meilleur profit des matériaux constitutifs (béton, armatures et profilés métallique) de point de vue résistance, durabilité, protection, esthétique et rapidité d'exécution. L'adhérence mécanique entre les profilés métalliques et le béton armé n'existe pas à l'état naturel, on obtient cette solidarisation par le biais des organes de liaison appelés les connecteurs de cisaillement.

Généralement le choix de ce type de procédé est motivé pour les bâtiments à plusieurs étages, ou lorsque de grandes portées entre poteaux.

2. Description d'un plancher collaborant :

De manière classique, une sous-structure de plancher mixte est constituée par une poutraison métallique (solive) recouverte par une dalle en béton, connectée à la poutraison, le fonctionnement structurel de l'ensemble répondant au schéma suivant:

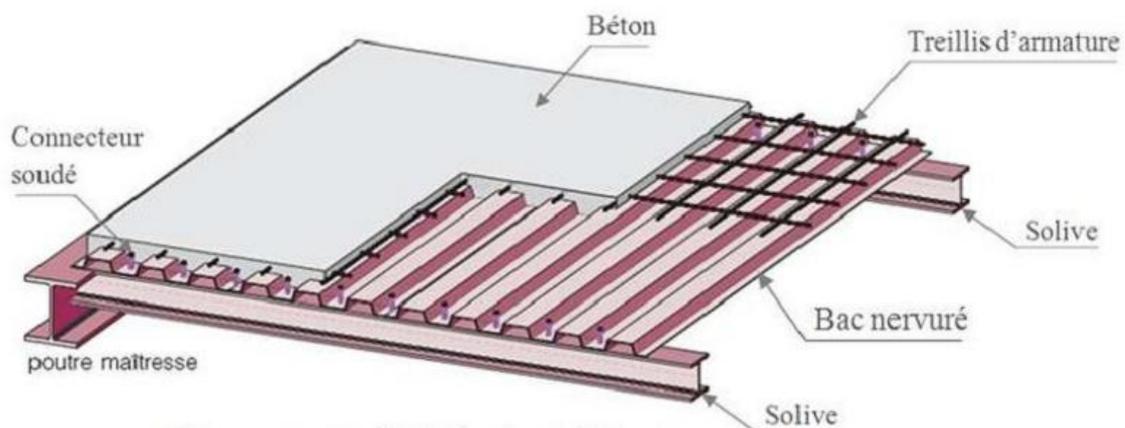


Figure 5.1: Eléments constructif d'un plancher collaborant.

3. Dispositions constructives selon l'EC04 :

- ✓ $h_t \geq 80 \text{ mm}$ Avec h_t : l'épaisseur totale de la dalle mixte.
- ✓ $h_c \geq 40 \text{ mm}$ Avec h_c : l'épaisseur du béton au dessus de la surface plane principale du moment des nervures de la tôle.
- ✓ Il y a lieu de prévoir une quantité minimale d'armatures longitudinales et transversales dans le béton égale à $0,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$.
- ✓ L'écartement des solives pour les planchers mixtes étant compris entre 0,8 m et 1,5 m. d'opte un écartement de 1,06 m, celle-ci sont isostatiques.

4. vérification des solives « IPE 120 » au stade définitif :

Etant donné que la dalle en béton armé est collaborante, on doit s'assurer alors que les éléments en acier et en béton travaillent solidairement. L'IPE 120 (voir dimensionnement

chapitre03) est de classe 1, les vérifications sera mené à une analyse plastique.

4.1. Hypothèses de calcul :

Pour calculer la résistance plastique d'une section mixte, on adopte les hypothèses suivantes [Bourrier, 1996] :

➤ La connexion de la travée (où se situe la section étudiée) est complète, de façon que le profilé métallique, ou la dalle de béton, ou encore l'ensemble des armatures puisse atteindre leur résistance maximale.

➤ Les fibres de la poutre en acier, y compris celles situées au voisinage immédiat de l'axe neutre, sont plastifiées en traction ou en compressions; les contraintes f_y exercées sur ces fibres sont donc égales à (f_y est la limite d'élasticité de l'acier).

➤ La distribution des contraintes normales dans le béton comprimé f_c est uniforme et égale à $0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ (f_{ck} est la résistance caractéristique à la compression sur une éprouvette cylindrique, mesuré à 28jours).

✓ La résistance du béton en traction est négligée.

✓ Les armatures de la dalle lorsqu'elles sont sollicitée en traction, sont plastifiées à la valeur de contrainte de calcul $\frac{f_{st}}{\gamma_s}$ (f_{st} est la limite d'élasticité caractéristique spécifiée des armatures).

✓ La contribution des armatures peut être négligée lorsque la dalle est comprimée.

4.2. Evaluation des charges sur la solive :

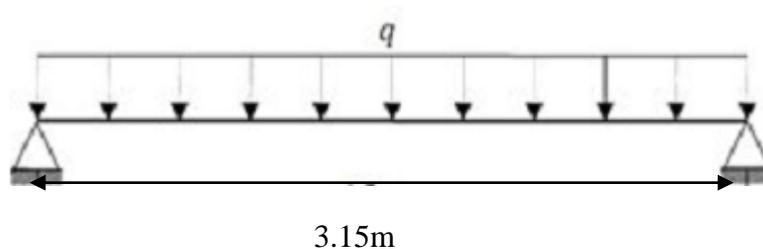


Figure 5. 2 : Schéma statique de la solive la plus défavorable.

✓ **Plancher terrasse :**

$$G_{\text{solive}} = 0,104 \text{ kN/ml}$$

$$G = (6,54 \times 1,06) + 0,104 = 7,04 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 1 \times 1,06 = 1,06 \text{ kN/ml}$$

$$S = 0,08 \times 1,06 = 0,085 \text{ kN/ml}$$

ELU :

$$q_{u1} = 1,35G + 1,5 \times \max(Q, S) = 11,10 \text{ kN/m}$$
$$q_{u2} = 1,35G + 1,35(Q + S) = 11,04 \text{ kN/m} \Rightarrow q_u = \max(q_{u1}, q_{u2}) \Rightarrow q_u = q_{u1} = 11,10 \text{ kN/m}$$

ELS :

$$q_{s1} = G + \max(Q, S) = 8,10 \text{ kN/m}$$
$$q_{s2} = G + 0,9(Q + S) = 8,07 \text{ kN/m} \Rightarrow q_s = \max(q_{s1}, q_{s2}) \Rightarrow q_s = q_{s1} = 8,10 \text{ kN/m}$$

✓ **Étage courant :**

$$G = (5,04 \times 1,06) + 0,104 = 5,45 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 1,5 \times 1,06 = 1,59 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELU: } q_u = 1,35G + 1,5Q = 9,74 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q = 7,04 \text{ kN/ml}$$

Remarque : étant donné que les combinaisons de charge sur le plancher terrasse, et plus défavorable que celle de l'étage courant. Et le même profilé adopte comme solive, donc les vérifications seront mené uniquement pour le plancher terrasse.

4.2.1. Largeur de la dalle participante (b_{eff}) :

Selon l'article 4.2.2.1 et la figure 4.3 de l'EC04:

$$b_{\text{effe}} = 2 \times \min\left(\frac{L_0}{8}, \frac{b_i}{2}\right) = 2 \times \min\left(\frac{3,15}{8}, \frac{1,06}{2}\right)$$

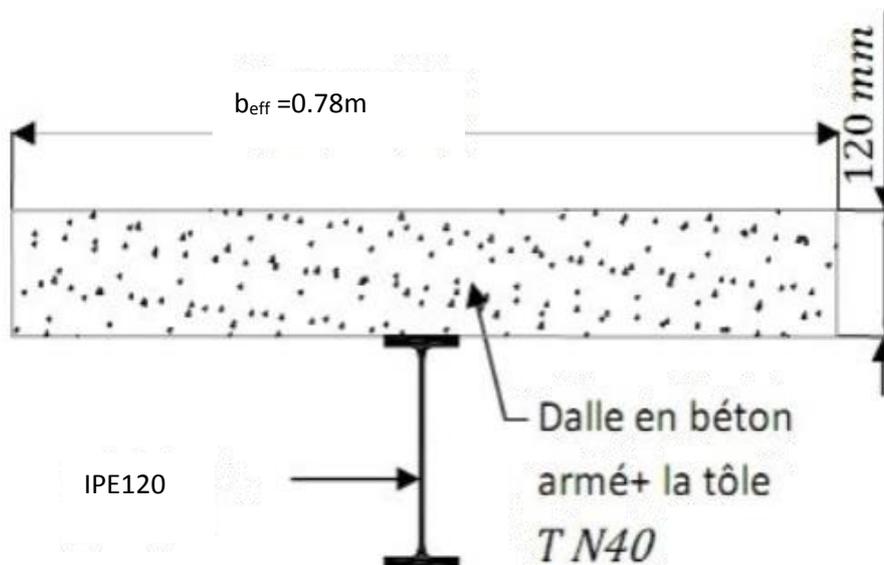


Figure 5.3 : Largeur de la dalle participante.

Figure 5.4 : Section mixte acier-béton.

Figure 5.4 : Section mixte acier-béton.

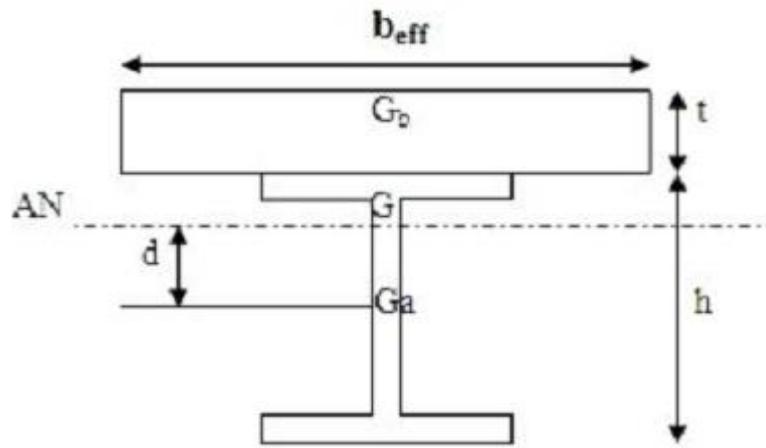


Figure 5.4 : Section mixte acier-béton.

4.2.2. Calcul de la section mixte :

On utilisera les formules suivantes et les résultats seront regroupés dans les tableaux ci-après

$$S = A + \left(\frac{b \times t}{n} \right)$$

$$d = \frac{b \times t}{n} \left(\frac{t + h}{2S} \right)$$

$$v_i = \left(\frac{h}{2} + d \right); \quad v_s = \left(\frac{h}{2} + t - d \right)$$

$$I_m = I_A + A \times d^2 + \frac{b \times t^3}{12n} + \frac{b \times t}{n} \left(\frac{t + h}{2} - d \right)^2$$

Avec:

$b = b_{\text{eff}}$: largeur de la dalle participante.

n = coefficient d'équivalence acier/béton ($n = 15$).

d : distance entre le centre de gravité de la solive et l'axe neutre.

S : section mixte.

A : section de la solive.

v_i : position de la fibre la plus tendus de l'acier par rapport à l'axe neutre.

v_s : position de la fibre la plus comprimée du béton par rapport à l'axe neutre.

I_m : moment d'inertie mixte de la section par rapport à l'axe neutre.

A(mm ²)	b(mm)	t(mm)	h(mm)	S(mm ²)	d(mm)	I _A (cm ⁴)	v_i (mm)	v_s (mm)	I _m (cm ⁴)
1320	780	120	120	7560	93,6	317,8	153,6	86,4	2657,94

Tableau 5.1 : Résultats des calculs.

- **Vérification de la flèche :**

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f = \frac{5 \times 8,10 \times 10^{-2} \times 315^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 2657,94} = 0,19 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{315}{250} = 1,26 \text{ cm} \quad f < f_{adm}$$

Condition vérifiée.

- **Vérification des contraintes :**

Contrainte dans la poutre acier :

$$\sigma_{ai} = \frac{M}{I_m} \times v_i$$

Contrainte de traction.

$$\sigma_{as} = \frac{M}{I_m} \times (v_s - t)$$

Contrainte de compression.

$$\sigma_{adm} = \frac{f_y}{\gamma_a}$$

Contrainte admissible de l'acier.

Contrainte dans la dalle béton :

$$\sigma_{bs} = \frac{M}{nI_m} \times v_s$$

Compression dans la fibre supérieure.

$$\sigma_{bi} = \frac{M}{nI_m} \times (v_s - t)$$

Compression dans la fibre inférieure.

$$\sigma_{adm} = 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Contrainte admissible du béton.

Avec :

$$M = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{11,10 \times (3,15)^2}{8} = 13,77 \text{KN.m}$$

type	σ_{ai} (MPa)	σ_{as} (MPa)	σ_{bs} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Observation
Acier	-79.57	+17.40			213,63	Vérifiée
Béton			+2.98	+1.16	14,16	Vérifiée

Tableau 5.2 : Valeurs des contraintes de flexion simple.

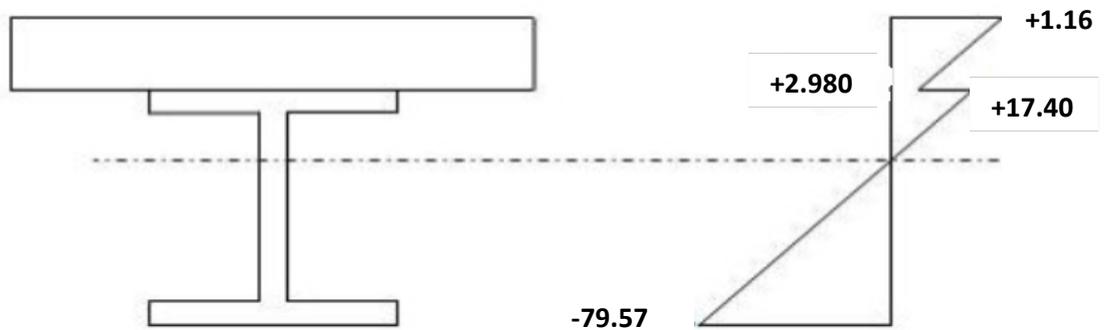


Figure 5.5 : Diagramme de répartition des contraintes.

4.2.3. Contraintes additionnelles dues au retrait du béton :

Après coulage de la dalle, le béton en durcissant, devrait s'accompagner d'un retrait (raccourcissement ϵ). Mais la dalle étant solidarifiée avec les poutres en acier. Ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle, à l'interface acier-béton.

La répartition des contraintes due au retrait est illustrée sur la figure 5.6 :

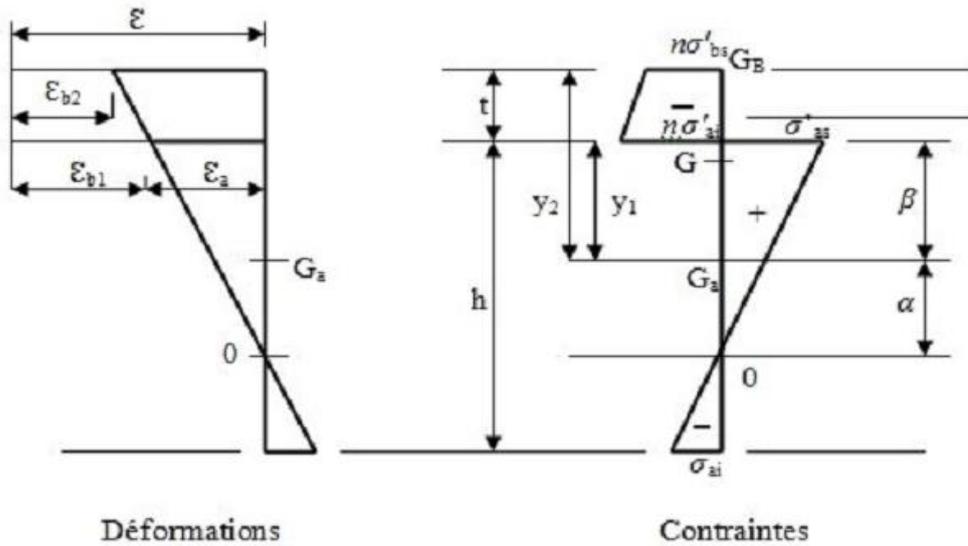


Figure 5.6 : Diagramme des contraintes dues au retrait.

Ces contraintes sont déterminées à partir des formules suivantes:

$$\beta = \frac{h+t}{2} = \frac{120+120}{2} = 120\text{mm} \quad \text{Distance entre le CDG de l'acier et le CDG de béton).}$$

$$\alpha = \frac{I_A}{A \times \beta} = \frac{317,8 \times 10^4}{1320 \times 120} = 20,06\text{mm} \quad \text{Distance entre le CDG de l'acier et l'AN de la section}$$

Homogène).

$$B = b_{\text{eff}} \times t = 93,6 \times 10^2 \text{mm}^2$$

$$K = \frac{B \times E_a \times \varepsilon \times \beta \times A}{(n \times I_A \times A) + (B \times I_A) + (B \times A \times \beta^2)}$$

$$\varepsilon = 4 \times 10^{-6} \quad \text{Coefficient de retrait.}$$

$$\text{Donc : } K = 1,31 \times 10^{-2} \text{N/mm}^3$$

$$y_1 = \frac{h}{2} + a = \frac{120}{2} + 20,06 = 80,06\text{mm}$$

$$y_2 = y_1 + t = 200,06\text{mm}$$

Avec:

y_1 : distance entre l'interface et l'ANP de la section homogène

Y_2 : distance entre la fibre supérieure du béton et l'ANP de la section homogène.

D'où les valeurs des contraintes :

$$\sigma_a' = K \times y_1 = 0,90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a = K(h - y_1) = 0,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{b1}' = \frac{1}{n} (E_a \times \varepsilon - K \times y_1) = -0,013 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{b2}' = \frac{1}{n} (E_a \times \varepsilon - K \times y_2) = -0,118 \text{ MPa}$$

Remarque :

Après le calcul des contraintes dues au retrait, on remarque que ces dernières sont négligeables devant les contraintes dues à la flexion simple, d'où la vérification des conditions précédentes.

4.2.4. Position de l'axe neutre plastique :

$$F_a = A_a \frac{f_y}{\gamma_a} = 1320 \frac{235 \times 10^{-3}}{1,1} = 282 \text{ KN}$$

$$F_c = h_c \times b_{\text{eff}} \times 0,85 \times \frac{F_{ck}}{\gamma_c} = 0,08 \times 0,78 \times 0,85 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 884 \text{ KN}$$

$F_c > F_a$ Donc : l'axe neutre plastique dans la dalle.

$$Z_{\text{anp}} = \frac{F_a}{b_{\text{eff}} \times 0,85 \times \frac{F_{ck}}{\gamma_c}} = 0,025 \text{ m} < h_c = 0,08 \text{ m}$$

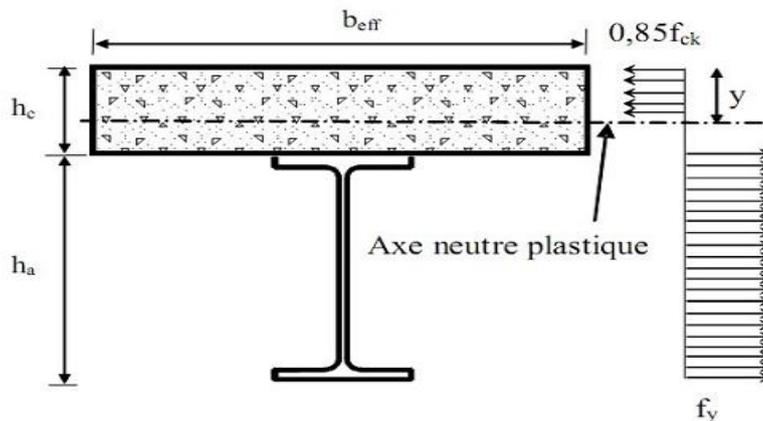


Figure 5.6 : Axe neutre plastique de la poutre mixte dans la dalle.

4.2.5. Vérification de la résistance :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{11,10 \times (3,15)^2}{8} = 13,77 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z_{anp}}{2} \right)$$

$$M_{pl,Rd} = 282 \left(\frac{0,12}{2} + 0,04 + 0,08 - \frac{0,025}{2} \right) = 47,23 \text{KN.m} > M_{sd} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4.2.6. Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{11,10 \times (3,15)^2}{8} = 17,84 \text{KN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{Mo}} = \frac{235 \times 6,3 \times 10^2 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 77,70 \text{KN}$$

$V_{sd} < 0,5V_{Rd} = 38,85 \text{KN} \Rightarrow$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

4.2.7. Vérification au déversement :

La solive étant entièrement connectée au plancher, elle ne risque pas de se déverser d'où la non nécessité de la vérifier au déversement.

5. Dimensionnement de la connexion :

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle du béton la solive. Ils doivent être capable de présenter une résistance vis-à-vis du soulèvement de la dalle, et peut être utiles également d'empêcher le glissement entre les deux éléments à assemblée.

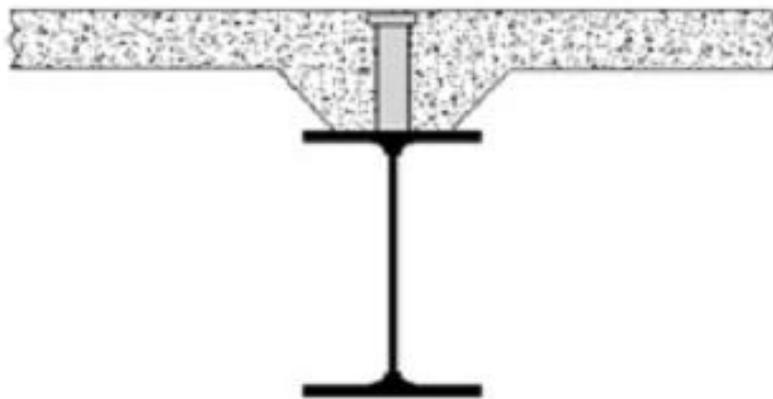


Figure 5.7 : Connexion acier-béton.

5.1. Choix des connecteurs :

Les connecteurs choisis sont des goujons à tête soudée, qui sont des boulons HR et de classe 4.6 ayant les dimensions suivantes:

$$h = 80 \text{ mm}$$

$$d = 18 \text{ mm}$$

$$f_u = 460 \text{ MPa}$$

f_u : résistance ultime en traction

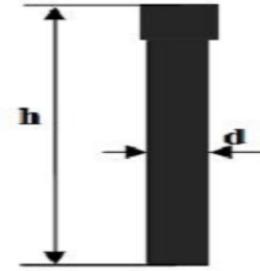


Figure 5.8 : Goujon

5.2. Résistance des connecteurs au cisaillement :

Le dimensionnement de la connexion est réalisé en supposant une connexion complète. La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur est donnée par: $P_{rd} = \min(P_{rd1}, P_{rd2})$

Avec :

P_{rd1} : Effort résistant au cisaillement du goujon lui-même.

P_{rd2} : Effort résistant au cisaillement de l'enrobage du goujon.

$$P_{rd1} = \frac{0,8 \times F_u \times \pi \times d^2}{4 \times \gamma_v}$$

$$P_{rd2} = \frac{0,29 \times a \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v}$$

f_u : La résistance ultime en traction spécifiée de l'acier de goujon : $f_u = 460 \text{ N/mm}^2$

γ_v : Facteur partiel de sécurité égal à 1,25

$$a: \text{Facteur de correction} \Rightarrow \begin{cases} a = 1 \\ a = 0,25 \times \left(\frac{h}{d} + 1\right) \end{cases} \quad \text{si} \quad \begin{cases} \frac{h}{d} > 4 \\ 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \end{cases}$$

h: hauteur du goujon.

d: diamètre du goujon.

E_{cm} : la valeur moyenne du module sécant du béton.

($E_{cm} = 30,5 \text{ KN/mm}^2$ (tirer de tableau 3.2 EC04).

$$\text{On trouve } \begin{cases} P_{rd1} = 71877,696 \text{ N} \\ P_{rd2} = 65637,634 \text{ N} \end{cases} \Rightarrow P_{rd} = 65637,634 \text{ N} .$$

5.3. Dimensionnement de la connexion de la poutre :

La poutre est simplement appuyée et chargée uniformément.

$$L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{3,15}{2} = 1,575 \text{ m} .$$

5.3.1. Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal :

$$V_{lf} = \min \left(A_a \frac{f_y}{\gamma_a}; b_{eff} \times 0,85 \times \frac{h_c f_{ck}}{\gamma_a} \right) \Rightarrow V_{lf} = 282 \text{ KN} .$$

- **Le nombre de goujons :**

$$N_f = \frac{V_{lf}}{P_{rd}} = 4,30 \approx 5 \text{ goujons} .$$

5.3.2. L'espace des goujons :

Soit $N=5$ goujons sur la demi-longueur (L_{cr}) de la solive, c'est-à-dire 10 goujons sur la longueur totale de la solive.

$$\frac{N}{N_f} = \frac{5}{4,30} = 1,16 > 0,4 \quad \text{Condition vérifiée ; EC4; art 6.2).}$$

$$e = \frac{L_{cr}}{N_f} = \frac{1,575}{5} = 0,315 \text{ m} = 31,5 \text{ cm} .$$

L'entraxe longitudinal maximal des connecteurs sur la longueur critique ne doit pas dépasser 6 fois l'épaisseur totale de la dalle (ht) ni 800 mm conformément à l'EC4.

$$e < \min (6ht; 800) = \min (720; 800) .$$

$$e < 720 \text{ mm} . \quad \text{(Condition vérifiée).}$$

5.3.3. Vérification de la soudure du goujon :

On doit vérifier :

$$P_{rd} \leq F_{w,rd} = \frac{\pi(d+2a)a \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times 1,25}$$

a : Cordon de la soudure (4 mm).

f_u : 360 MPa

B_w : 0,80

Donc : $F_{w,rd} = 67874,22 \text{ N} > P_{rd} = 65637,634 \text{ N}$ (Condition vérifiée).

6. Ferrailage de la dalle de plancher :

La dalle est une surface horizontale, supportant des charges verticales concentrées ou réparties. Pour notre cas, il s'agit d'une dalle mixte nervurée qui porte sur un seul sens, les nervures sont perpendiculaire aux solives.

6.1. Combinaison d'action :

- **Plancher terrasse :**

$$G = 6,54 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$S = 0,08 \text{ kN/m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} q_{u1} = 1,35G + 1,5 \times \max(Q, S) \\ q_{u2} = 1,35G + 1,35(Q + S) \end{array} \right\} \Rightarrow q_u = \max(q_{u1}, q_{u2}) \Rightarrow q_u = q_{u1} = 10,33 \text{ KN/m}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} q_{s1} = G + \max(Q, S) \\ q_{s2} = G + 0,9(Q + S) \end{array} \right\} \Rightarrow q_s = \max(q_{s1}, q_{s2}) \Rightarrow q_s = q_{s1} = 7,54 \text{ KN/m}^2.$$

- **Plancher étage courant :**

$$G = 5,04 \text{ kN/m}^2.$$

$$Q = 1,5 \text{ kN/m}^2.$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 7,7 \text{ kN/m}^2.$$

$$q_s = G + Q = 5,54 \text{ kN/m}^2.$$

Remarque :

Nous constatons que le plancher terrasse est le plus sollicité, donc on ferraille les dalles de ce dernier et on adopte le même ferrailage pour les dalles du plancher courant.

6.2. Calcul des sollicitations :

$$q_u = 10,33 \text{ kN/m}$$

$$L_x = 1 \text{ m (une bande de 1m)}$$

$$L = 3,15 \text{ m}$$

$$\text{Epaisseur } e = 8 \text{ cm}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,31 < 0,4$$

Donc le panneau de dalle travaille dans un seul sens (sens de L_x), la dalle se calcul comme une poutre en flexion simple.

$$\text{Moment isostatique: } M_0 = \frac{q_u \times L_x^2}{8} = 1,29 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Moment en travée : } M_0 = 0,75 \times M = 0,96 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Moment en appui: } M_a = -0,5 \times M_0 = -0,64 \text{ kN.m.}$$

6.3. Calcul des armatures :

- Armature en travée :

$$M_t = 0,96 \text{ kN.m; } b = 1 \text{ m; } h = 8 \text{ cm; } d' = 2 \text{ cm } d = 6 \text{ cm.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} < 0,318 < \mu_t = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$a = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \Rightarrow a = 0,02.$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times a) \Rightarrow Z = 0,06 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} \Rightarrow A = 0,46 \text{ cm}^2.$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 1 \times 0,06 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0,724 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A = 0,725 \text{ cm}^2.$$

On choisit : **4HA8** = $2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

$$\text{Donc : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

On choisit : **4HA6** = $1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

- Armature en appuis :

$$M_a = 0,64 \text{ kN.m; } b = 1 \text{ m; } h = 8 \text{ cm; } d' = 2 \text{ cm; } d = 6 \text{ cm.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} < 0,012 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$a = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \Rightarrow a = 0,015.$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times a) \Rightarrow Z = 0,06m.$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z \times f_{st}} \Rightarrow A = 0,3cm^2.$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 1 \times 0,06 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0,724cm^2$$

$$A = \max(A_a; A_{\min}) \Rightarrow A = 0,725cm^2.$$

On choisit : **4HA8** = 2,01cm² / ml.

$$\text{Donc : } S_t = \frac{100}{4} = 25cm.$$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5cm^2$$

On choisit : **4HA6** = 1,13cm² / ml.

6.4. Vérification de la dalle :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_x = \frac{q_u \times L}{2} = 5,16KN.$$

$$\tau_u = \frac{V_x}{b \times d} = \frac{5,16}{1 \times 0,06} = 0,086MPa.$$

$$\bar{\tau} = 0,06 \times f_{c28} = 1,5MPa > \tau_u \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification à l'ELS :**

$$q_s = 7,54 \text{ kN/m.}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = 0,94 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Moment en travée: } M_t = 0,75 \times M_0 = 0,7 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Moment en appui: } M_a = 0,5 \times M_0 = 0,47 \text{ kN.m.}$$

✓ **En travée :**

Mt = 0,7 kN.m; A= 2,01cm; b= 1m ; d= 0,06 m.

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 7,2 \times 10^{-6} m^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_t}{I} \times y = 1,55 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}. \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

✓ **En appuis :**

Ma = 0,47 kN.m; A= 2,01cm; b= 1m ; d= 0,06 m.

$$\frac{b}{2} \times y^2 + (15 \times A \times y) - (15 \times A \times d) \Rightarrow y = 0,016 m.$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 7,2 \times 10^{-6} m^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_a}{I} \times y = 1,04 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}. \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

• **Etat limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ 2) \frac{h}{L} \geq \frac{3}{80} \\ 3) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 1) \Rightarrow 0,08 > 0,03 \\ 2) \Rightarrow 0,08 > 0,037 \\ 3) \Rightarrow 0,0033 < 0,005 \end{array} \right. \quad (\text{Les conditions sont vérifiées})$$

Toutes les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

7. Pré-dimensionnement des poutres principales (avec connexion) :

7.1. Stade de montage :

Portée L = 5,30m.

Distance entre axe = 3,15 m.

Béton frais..... = 25×0,12×3,15= 9,45 kN/ml.

Tôle profilé..... = 0,11×3,15= 0,35 kN/ml.

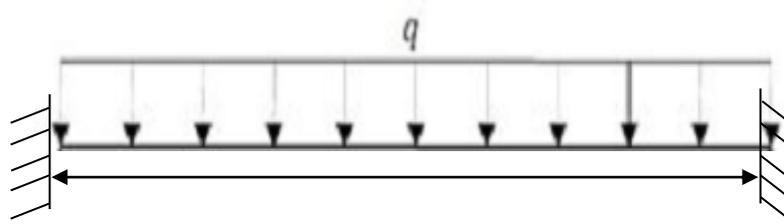
Poids des solives..... = 0,104 kN/ml.

Q (chantier)..... = 1×3, 15= 3,15kN/ml.

G = 9,91kN/ml.

Q = 3,15 kN/ml.

✓ ELS: $q_s = G+Q=13,06\text{kN/ml}$.



5.30

Figure 5.9 : Schéma statique de la poutre principale.

• **Dimensionnement du profilé :**

$$f = \frac{q_s \times L^4}{384 \times E \times I_z} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} \Rightarrow I_z \geq \frac{250 \times q_s \times L^3}{384 \times E}$$

$$I_z \geq \frac{250 \times 13,06 \times 10^{-2} \times 530^3}{384 \times 21000} = 275,91\text{cm}^4$$

Soit un IPE 240 caractérisé par :

Profilé	Poids	Section	Dimension					Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	r mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl.y} cm ⁴	W _{pl.z} cm ⁴	i _y cm	i _z cm
IPE240	30,7	39,1	240	120	9,8	6,2	15	3891,6	283,58	366,6	73,9	9,97	2,69

Tableau 5.3 : Caractéristiques du profilé.

La classe de la section transversale :

• **La semelle :**

$$B = 120 \text{ mm.}$$

$$C = b/2 = 60 \text{ mm.}$$

$$t_f = 9,8 \text{ mm.}$$

$$C/t_f = 6,12 < 10\varepsilon \approx 10.$$

Donc la semelle est de **classe 1**.

➤ **Ame fléchie :**

$$d=190,4 \text{ mm.}$$

$$t_w=6,2 \text{ mm.}$$

$$d/t_w=30,70 < 72\varepsilon \approx 72.$$

Donc l'âme est de **classe 1**.

La section globale étant de **classe 1** le calcul peut amener à la plasticité.

7.2. Vérification en tenant compte du poids propre du profilé :

$$q_u = 1,35(G+G_p) + 1,5Q = 18,52 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = (G+G_p)+Q = 13,37 \text{ KN/ml.}$$

• **Critère de flèche :**

$$f = \frac{q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}.$$

$$f = \frac{13,37 \times 10^{-2} \times 530^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 3891,6} = 0,33 \text{ cm.}$$

$$f_{adm} = \frac{530}{250} = 2,12 \text{ cm.}$$

$$f < f_{adm}$$

Condition vérifiée.

• **Critère de résistance :**

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{18,52 \times (5,30)^2}{8} = 65,03 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{1,1} = \frac{235 \times 10^3 \times 366,6 \times 10^{-6}}{1,1} = 78,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl.Rd}$$

Condition vérifiée.

• **Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = A_v \cdot \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M_0}}.$$

Avec :

A_v : l'air de cisaillement.

$$A_v = 1910 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl.Rd} = 1910 \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1,1} = 235,58 \text{ KN}.$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd} :

$$V_{sd}^{\max} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{18,52 \times 5,30}{2} = 49,07 \text{ KN}.$$

$V_{sd}^{\max} = 49,07 \text{ KN} < 0,5 V_{pl.Rd} = 117,80 \text{ KN} \Rightarrow$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Condition vérifiée.

Vérification au déversement :

$$M_{sd} \leq M_{bRd} = \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}} \dots \dots \dots (I)$$

Avec:

M_{sd} : Moment appliqué $M_{sd} = 65,03 \text{ kN.m}$

M_{bRd} : Moment résistant.

χ_{LT} : est le coefficient de réduction pour le déversement donné par :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left[\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0,5}} \quad \text{Avec} \quad \chi_{LT} \leq 1$$

$\overline{\lambda}_{LT}$ est l'élancement réduit de l'élément donné par :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

$\beta_w = 1$ (section de la classe 1).

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon = 93,9.$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\sqrt{C1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L \times t_f}{h \times i_z} \right)^2 \right]}}$$

$C1$: facteur dépend des conditions de charge et d'encastrement ($C1=1,132$).

Donc : $\overline{\lambda}_{LT} = 0,95 > 0,4$ (il y a un risque de déversement).

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$\alpha_{LT} = 0,21$ Pour les profilé laminés, donc $\phi_{LT} = 1,03$ et $\chi_{LT} = 0,70 < 1$

Donc : (I) $\Leftrightarrow M_{bRd} = 54,82 \text{ KN.m} < M_{sd} = 65,03 \text{ KN.m}$ Condition non vérifiée.

La condition n'est pas vérifiée, on augmente la section du profilé soit un IPE 270.

Après le calcul on trouve :

$M_{bRd} = 68,25 \text{ KN.m} > M_{sd} = 65,03 \text{ KN.m}$ Condition vérifiée.

7.3. Vérification de la poutre principale au stade définitif :

$G = 21,20 \text{ kN/ml}$

$Q = 3,15 \text{ kN/ml}$

$S = 0,252 \text{ kN/ml}$

✓ **ELU :**

$$\left. \begin{aligned} q_{u1} &= 1,35G + 1,5 \times \max(Q, S) = 33,35 \text{ KN/ml} \\ q_{u2} &= 1,35G + 1,35(Q + S) = 29,69 \text{ KN/ml} \end{aligned} \right\} \Rightarrow qu = \max(q_{u1}, q_{u2}) \Rightarrow qu = q_{u1} = 33,69 \text{ KN/ml}$$

✓ **ELS :**

$$\left. \begin{aligned} q_{s1} &= G + \max(Q, S) = 24,35 \text{ KN/ml} \\ q_{s2} &= G + 0,9(Q + S) = 24,26 \text{ KN/ml} \end{aligned} \right\} \Rightarrow qu = \max(q_{s1}, q_{s2}) \Rightarrow qu = q_{s1} = 24,35 \text{ KN/ml}$$

7.3.1. Largeur de la dalle participante (b_{eff}) :

Selon l'article 4.2.2.1 et la figure 4.3 de l'EC04:

$$b_{eff} = 2 \times \min\left(\frac{L_0}{8}, \frac{b_i}{2}\right) = 2 \times \min\left(\frac{5,30}{8}, \frac{3,15}{2}\right)$$

$$b_{eff} = 1,325 \text{ m}$$

7.3.2. Calcul de la section mixte :

On utilisera les formules suivantes et les résultats seront regroupés dans les tableaux ci-après

$$S = A + \left(\frac{b \times t}{n}\right)$$

$$d = \frac{b \times t}{n} \left(\frac{t + h}{2S}\right)$$

$$I_m = I_A + A \times d^2 + \frac{b \times t^3}{12n} + \frac{b \times t}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

I_m : moment d'inertie mixte de la section par rapport à l'axe neutre.

A(mm ²)	b(mm)	t(mm)	h(mm)	S(mm ²)	d(mm)	IA(cm ⁴)	Im(cm ⁴)
4590	1325	120	270	15190	136,08	5789,8	19241,44

Tableau 5.4 : Résultats de calcul.

• **Vérification de la flèche :**

$$f = \frac{q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}.$$

$$f = \frac{24,26 \times 10^{-2} \times 530^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 5789,8} = 2,04 \text{ cm}.$$

$$f_{adm} = \frac{530}{250} = 2,12 \text{ cm}.$$

$$f < f_{adm}$$

Condition vérifiée.

$$F_c = h_c \times b_{eff} \times 0,85 \times \frac{F_{ck}}{\gamma_c} = 0,08 \times 1,325 \times 0,85 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 1501,67 \text{ KN}$$

7.3.3. Position de l'axe neutre plastique :

$$F_a = A_a \frac{f_y}{\gamma_a} = 4590 \frac{235 \times 10^{-3}}{1,1} = 980,60 \text{ KN}.$$

$F_c > F_a$ donc : l'axe neutre plastique dans la dalle .

$$Z_{anp} = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0,85 \times \frac{F_{ck}}{\gamma_c}} = 0,052 \text{ m} < h_c = 0,08 \text{ m}$$

7.3.4. Vérification de la résistance :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{33,35 \times 5,30^2}{8} = 117,10 \text{ KN.m}.$$

$$M_{pl.rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z_{anp}}{2} \right).$$

$$M_{pl.rd} = 980,60 \left(\frac{0,27}{2} + 0,04 + 0,08 - \frac{0,052}{2} \right) = 224,55 \text{KN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Comparaison entre une poutre mixte et non mixte :

Après les calculs, on remarque que le mixage de la poutre principale permet un gain important de la matière (IPE 300 → IPE 270), ce qui prouve l'efficacité de la construction mixte de point de vue économique.

8. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté une étude et dimensionnement d'un plancher mixtes acier-béton. L'hypothèse fondamentale utilisée par toutes ces théories est qu'il existe une connexion parfaite entre l'acier et le béton. Étant donné que l'adhérence entre les deux matériaux est très faible, la solidarisation est effectuée par des systèmes de liaison «connecteurs» capables de transmettre les différents efforts à l'interface.

A travers cette étude nous avons démontré que le plancher collaborant, réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur 8cm posé sur des solives IPE120, supporte les charges appliqué au niveau de chaque étage de la structure.

La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de diamètre 18 mm, espacées de 31,5cm entre eux.

Chapitre 06

Etude sismique

1. Introduction

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes, elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations, les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leur masse qui s'opposent aux mouvements, ce qui entraîne bien entendu des efforts dans les structures. Le but de l'étude sismique est la détermination des efforts induits et leur distribution dans le système de stabilité.

Dans cette partie nous allons analyser l'effet des deux sens parasismiques qui définies:

- **sens I:** perpendiculaire à la façade principale (ossature contreventée par palées triangulées en X).
- **sens II :** parallèle à la façade principale (ossature contreventée par palées triangulées en V)

2. Type d'analyse :

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur sur les cas de chargement à savoir:

- Le poids propre de la structure.
- Les actions climatiques (selon le RNV 99).
- Les actions sismiques (selon le RPA 99/2003).

3. Méthodes de calcul :

La quasi-totalité des méthodes d'évaluation de l'action sismique est basée sur la théorie dynamique du génie sismique, d'où l'analogie qui doit en résulter, tant pour la définition de cette action que pour les facteurs qui la conditionnent.

Le calcul des forces sismique peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ méthode statique équivalente.
- ✓ méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

3.1. Méthode statique équivalente

3.1.1. Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système

de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le

comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément. C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure:

- Une ductilité suffisante
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures

3.1.2. Conditions d'application

Selon le RPA 99/2003(art 4.1.2), nous pouvons dire que la méthode est applicable sur notre structure vue que les conditions suivantes sont satisfaites:

- Régularité en plan et en élévation.
- Ouvrage en zone III avec une hauteur totale inférieure à 30 m.

3.1.3. Calcul de la force sismique totale :

D'après l'article 4.2.3 de RPA 99/2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule:

$$V = W \times \frac{A \times D \times Q}{R} \quad (\text{Art4.2.3 RPA 99/2003}).$$

A: coefficient d'accélération de la zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/2003, fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone ; III} \\ \text{Groupe d'usage 1.b (art 3.2 de RPA 99/2003)} \end{array} \right. \Rightarrow A=0,25$$

D: facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur d'amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{2}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad (\text{Art 4.2.3 ; RPA 99/2003})$$

Avec:

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site, donnée par le tableau 4.7 art 4.2.3.

(RPA 99/2003). Le rapport du sol nous indique que notre structure est implantée au site meuble (catégorie S3), donc $T_2 = 0,5$ s

$$(\eta) : \text{Facteur d'amortissement} \quad \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad (\text{art 4.2.3;RPA99/2003})$$

Où: ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance de remplissage.

Portique en acier avec remplissage dense $\Rightarrow \xi = 5\% \Rightarrow \eta = 1$

$$T : \text{Période fondamentale de la structure} : T = C_t \times (h_N)^{\frac{3}{4}}. \quad (\text{Art 4.2.4;RPA99/2003})$$

C_T : est un coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, donné par le tableau 4.6 (RPA99/2003).

Dans notre cas, le contreventement assuré par des palées triangulées et des murs en maçonnerie. $C_T = 0,05$

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$h_N = 20,4 \text{ m} \quad \Longrightarrow T_x = T_y = 0,05 \times (20,4)^{\frac{3}{4}} = 0,48 \text{ s}$$

Le RPA préconise de majorer la période fondamentale statique de 30% (art 4.2.4)

$$T_x = T_y = 1,3 \times 0,48 = 0,63 \text{ s}$$

On a $T_2 = 0,5 > T = 0,48$ s

$$\text{Donc: } D = 2,5\eta = 2,5$$

R: coefficient de comportement global de la structure

➤ Pour sens I :

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3 du RPA 99/ version 2003 art 4.2.3) en fonction du système de contreventement. Mixte portique + ossature contreventée par palées triangulées en X. $RI = 5$

➤ Pour sens II :

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3 de RPA 99/ version 2003 art 4.2.3) en fonction du système de contreventement. Mixte portique + palées triangulées en V. RII =4

Remarque : le RPA exige dans le cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents

dans, Les deux directions concéderaient qu'il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite.

Donc on prend la valeur de R=4 pour notre structure.

- Q: facteur de qualité est fonction de:
 - ✓ La redondance et la géométrie des éléments de la structure
 - ✓ La régularité en plan et en élévation
 - ✓ La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum Pq \quad (\text{Art 4.2.4;RPA99/2003}).$$

Pq : est la pénalité à retenue selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée à partir du tableau 4.4 (arti4.2.3 ; RPA 99/2003).

Critère de qualité	Valeur de P_q	
	P_{qx}	P_{qy}
1-condition minimale de files de contreventement	0,05	0
2-redondance en plan	0	0
3-régularité en plan	0	0
4-régularité en élévation	0	0
5-contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6-contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
	$Q_x = 1.05$	$Q_y = 1$

Tableau 6.1: valeur de pénalité P_q et le facteur de qualité Q

- W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5 (RPA99).

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation, donc le coefficient de pondération est $\beta = 0.20$.

W= 10585.22KN. (Poids totale de la structure).

Résumé des valeurs :

Paramètre	Sens X	Sens Y
A	0.25	0.25
D	2.5	2.5
Q	1.05	1
R	4	4
W (KN)	10585.22	10585.22

Tableau 6.2: valeurs récapitulatives des résultats

La force sismique totale :

$$\begin{cases} V_x = 10585.22 \times \frac{0.25 \times 2.5 \times 1.05}{4} = 1736.63KN \\ V_y = 10585.22 \times \frac{0.25 \times 2.5 \times 1}{4} = 1653.94KN \end{cases}$$

3.2. Objectifs de l'étude dynamique :

3.2.1 Principe de la méthode modale spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Cette méthode est applicable pour les constructions suivantes :

- a. Les structures régulières en plan comportant des planchers rigides ;
- b. Les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides
- c. Les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles.

4. Modélisation de la structure étudiée :

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux.etc), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis Robot est utilisé.

4.1. Description du logiciel Robot millenium :

Le Robot millenium version 2013 est un logiciel de l'analyse et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adopté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil, il permet de modéliser tout type de structure en 2D ou en 3D.

Le but de l'analyse d'une structure consiste en une meilleure compréhension de son comportement sous l'effet des différentes actions ainsi que la connaissance de la distribution des efforts internes. À cet effet la méthode de calcul utilisé est celle des éléments finis (MEF).

Cette méthode est un outil de résolution numérique approchée des problèmes de structure et, plus généralement des problèmes physique et mécanique... etc. elle permet la détermination des déplacements, les réactions et les contraintes dans n'importe quel élément de la structure.

4.2. Etapes de la modélisation de la structure sous Robot :

- 1) définition des matériaux.
- 2) définition des sections.
- 3) définition de l'élément dalle
- 4) ajouter différents groupes pour faciliter la localisation des éléments.
- 5) définition de la géométrie de base (ligne de construction).
- 6) affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies.
- 7) définition des charges à appliquer.
- 8) définition des combinaisons de charges et qui sont les suivantes :
 - $1.35G+1.5Q$
 - $G+Q$
 - $G+Q\pm E$
 - $0.8G\pm E$
- 9) ajouter un diaphragme à chaque plancher
- 10) définir les conditions aux limites :

-pour les fondations en choisissant un type d'appui.

-pour les palées de stabilités en ajoutant des articulations et en rigidifiant les zones qui doivent l'être selon la conception choisie au départ.

11) lancer l'analyse

12) ouvrir le fichier résultat dont l'extension, afin de vérifier les déplacements, la période de la structure, le taux de participation de la masse pour voir si le nombre de modes choisies est suffisant.

13) visualisation des efforts trouvés (M, N, T).

5. Analyse modale :

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme. Sur une structure, elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse. Pour le comportement global, celui ci peut être considéré comme la somme des contributions des différents modes. Ce type d'analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation. Il est caractérisé par les données suivants :

-Groupe d'usage

-Facteur de qualité

- Zone de sismicité

- Pour le coefficient de comportement comme on a deux types de contreventements selon les deux directions il y a lieu d'adopter pour R la valeur la plus petite.

Le tableau suivant récapitule les résultats obtenus :

Sens	V_{dy} (KN)	V_{st} (KN)	$0.8 \times V_{st}$	Remarque
x-x	1224.61	1736.63	1389.30	$V_{dy} < 0.8 \times V_{st}$
y-y	1434.77	1653.94	1323.15	$V_{dy} > 0.8 \times V_{st}$

Tableau 6.3: Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

5.1. Résultante des forces sismiques :

Selon le RPA 99/2003 (article 4.3.6), la résultante des forces sismiques à la base obtenues par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par méthode statique équivalente.

On doit vérifier que $V_{dynamique} \geq 0.8 \times V_{st}$

On remarque que la condition de RAP n'est pas vérifiée dans le sens (x-x).

$V_{dyn} < 0.8V_{st}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans

le rapport : $r < \frac{0.8 \times V_{st}}{V_{dy}} = 1.14$

5.2. Nombre de modes de vibrations à considérer

- **Pourcentage de participation de masse**

Selon le RPA99/V2003, Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure. Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

6. Disposition des Palées de Stabilité :

Plusieurs essais ont été effectués pour trouver la disposition adéquate pour notre projet, en se basant sur les recommandations de RPA.

La forme architecturale de la structure, nous a poussés à rechercher un bon comportement dynamique qui peut résister aux différentes sollicitations.



Figure 6.1 : Disposition des Palées de Stabilité

Les résultats obtenus à partir de logiciel Robot sont résumés dans le tableau suivant :

Mode	Période(s)	Masse cumulée Ux	Masse cumulée UY	Masse cumulée UZ	Masse modale UX	Masse modale UY
1	0,594	72,699	0,000	0,00	0,72699	0,000095
2	0,488	72,706	74,126	0,00	0,00007	0,7411
3	0,278	72,744	75,688	0,00	0,00037	0,0156
4	0,176	92,997	75,691	0,00	0,2025	0,00004
5	0,123	92,998	93,614	0,00	0,00001	0,1772
6	0,09	93,653	93,627	0,00	0,0065	0,00014
7	0,08	97,398	93,631	0,00	0,0347	0,000035
8	0,069	97,405	93,671	0,00	0,000065	0.000000

Tableau 6.4 : Résultats extrais du logiciel Robot

❖ Analyse des résultats

A partir de ce tableau, on remarque que le taux de participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir du mode 5, sont suffisant pour représenter un bon comportement de la structure.

Pour cette disposition des Palées de Stabilité, on remarque que la période calculée par le logiciel est supérieur à celle exigée par le RPA.

Remarque :

En revérifiée la période après la vérification de l'ossature dans le chapitre.

6.1. Les réponses modales de la structure :

Les déformations de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants sont :

✓ 1^{ier} mode :

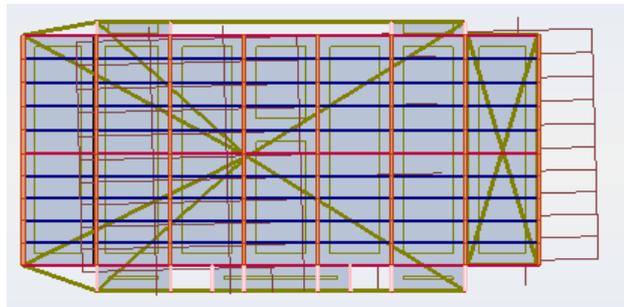


Figure 6.2 : Translation suivant l'axe X-X avec une période de 0,594s.

✓ 2^{ieme} mode :

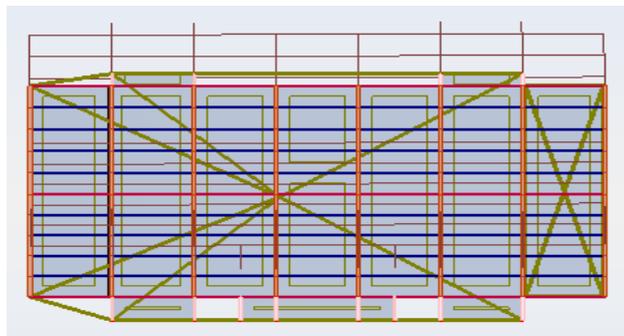


Figure 6.3 : Translation suivant l'axe Y-Y avec une période de 0,488s.

✓ 3^{ieme} mode :

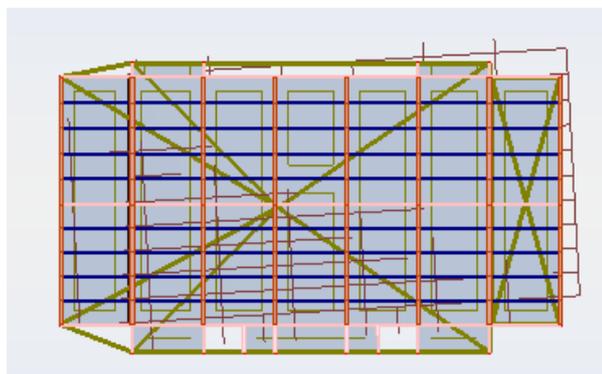


Figure 6.4 : Rotation suivant l'axe Z-Z avec une période de à 0,278s.

7. Vérification des déplacements :

7.1. Situation accidentelle

Le RPA99/2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismique seules et préconise de limiter les déplacements relatif latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui adjacent à 1% de la hauteur d'étage (article 5.10).

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta K = R \delta e K \quad (4.19 \text{ RPA99/2003})$$

R : coefficient de comportement R= 4

$\delta e K$: Déplacement dus aux forces sismiques.

Les déplacements horizontaux à partir du fichier Robot au n'aura le tableau suivant :

Niveau	Sens X-X	Sens Y-Y
	$\delta K (U_x)$ (cm)	$\delta K (U_y)$ (cm)
0	0	0
3.4	1.6	0.9
6.8	3.1	1.8
10.2	4.5	2.7
13.6	5.7	3.6
17	6.6	4.3
20.4	7.2	4.9

Tableau 6.5 : déplacements horizontal sous séisme.

Le déplacement relatif au niveau« K » par rapport au niveau « K-1 » est égale à :

$$\Delta K = \delta K - \delta K-1$$

La valeur du déplacement limite est donnée par :

$$\frac{h_i}{100} = \frac{340}{100} = 3.4 \text{ cm}$$

Les déplacements relatifs sont donnés dans le tableau suivant :

Niveau (m)	Déplacement relatifs (cm)	
	$\Delta K(U_x)$	$\Delta K(U_y)$
0	0	0
3.4	1.6	0.9
6.8	1.5	0.9
10.2	1.4	0.9
13.6	1.2	0.8
17	0.9	0.7
20.4	0.6	0.6

Tableau 6.6 : déplacements relatifs sous séisme.

$$\Delta K (\text{max}) = 1.6\text{cm} < 3.4\text{cm}$$

Donc les déplacements relatifs latéraux sont vérifiés.

7.2. Vérification des effets du second ordre :

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement.

Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1 \quad (\text{Art 5.9 ; RPA99/2003}).$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	Sens X-X			Sens Y- Y		
			Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k
1	3,4	1667,1066	0,0160000	1171,450	0,0425223	0,009	1434,84	0,019528064
2	3,4	1667,1066	0,0150000	1110,750	0,0420431	0,009	1370,98	0,020437677
3	3,4	1667,1066	0,014	993,64	0,0438651	0,009	1242,41	0,022552657

4	3,4	1667,1066	0,012	828,07	0,0451164	0,008	1048,56	0,023752912
5	3,4	1667,1066	0,009	620,34	0,0451682	0,007	793,67	0,02745859
6	3,4	2324,2317	0,006	376,15	0,0496604	0,006	485,71	0,038458678

Tableau 6.7 : Vérification à l'effet P- Δ .

- **Analyse des résultats**

On remarque d'après les résultats obtenus ($\theta_k < 0,1$) dans tous les niveaux, d'où les effets des seconds ordres peuvent être négligés.

8. Conclusion :

D'après l'analyse dynamique de la structure, et la comparaison avec le code algérien on peut dire que notre structure résiste bien à l'action sismique malgré qu'elle soit implantée en zone de forte sismicité ce qui explique bien le rôle des systèmes de contreventements utilisées.

Chapitre 07

Vérification de l'ossature

1. Introduction

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés sur la base des règles [CCM 97], et la vérification est faite à l'aide des combinaisons de la force sismique, et des charges verticales, sous les combinaisons les plus défavorables tirés du logiciel Robot.

2. Vérification de la poutre principale IPE 270 :

La longueur de la poutre $L = 5,30$ m

Les efforts sont tirés à partir du Robot, sous la combinaison : G+Q+E

$$V_{sd} = 41.32 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 24.32 \text{ KN.m}$$

La section IPE 270 est de classe 01 en flexion simple

✓ Vérification à la résistance :

• Vérification au cisaillement

Il faut vérifiée que : $V_{sd} \leq V_{Rd}$

$$V_{sd} = 41.32 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = A_{vz} \times \frac{fy / \sqrt{3}}{\gamma_{M_0}} = 2210 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1.1} = 272.59 \text{ KN}.$$

Avec : A_v : l'aire de cisaillement .

$V_{sd} = 41.32KN < 0,5 V_{Rd} = 136.2KN \Rightarrow$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. (Condition vérifiée).

✓ **Vérification au moment résistant :**

$$M_{sd} = 24.32KN.m$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{1,1} = \frac{235 \times 10^3 \times 484 \times 10^{-6}}{1,1} = 103.4KN.m > M_{sd} \text{ Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification à la stabilité :**

• **Vérification au déversement ;**

La vérification au déversement n'est pas nécessaire car on utilise les planchers collaborant qui empêche le déversement.

\implies donc le profilé IPE 270 convient comme poutre principale.

2.1. Vérification de la poutre secondaire étage courant IPE160 :

La longueur de la poutre $L=3.15m$

Les efforts sont tirés à partir du Robot Sous la combinaison : G +Q+E

$$V_{sd} = 269.21KN$$

$$M_{sd} = 47.87KN.m$$

La section IPE 160 est de classe 01 en flexion simple

✓ **Vérification à la résistance :**

• **Vérification au cisaillement**

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq V_{Rd}$

$$V_{sd} = 269.21KN$$

$$V_{Rd} = A_{vz} \times \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M_0}} = 970 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1.1} = 120.30KN < V_{sd}. \quad (\text{Condition non vérifiée}).$$

Vu que la condition n'est vérifiée en augmentant la section à IPE270.

$$V_{Rd} = 2210 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1.1} = 274.04KN > V_{sd} \Rightarrow \text{Condition de cisaillement est vérifiée}$$

$V_{sd} = 269.21KN > 0.5V_{Rd} = 137.02KN \Rightarrow$ il y a une interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Lorsque l'effort tranchant V_{sd} dépasse 50% de $V_{pl,Rd}$, il convient de réduire la valeur de la résistance de la section transversale à la flexion à $M_{v,Rd}$, moment de résistance plastique réduit compte tenu de l'effort tranchant, obtenu comme suit : (Art.5.4.7CCM97).

$$M_{v.Rd} \leq M_{c.Rd}$$

Avec ;

$$\begin{cases} M_{v.Rd} = [Wpl - \frac{\rho A_v^2}{4tw}] \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \\ \rho = (\frac{2V_{sd}}{V_{pl.Rd}} - 1)^2 \\ M_{c.Rd} = Wpl \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \end{cases}$$

$$\rho = 0.921$$

$$M_{v.Rd} = 103.03KN < M_{c.Rd} = 113.74KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification au moment résistance :**

$$M_{sd} = 47.87KN.m$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{1.1} = \frac{235 \times 10^3 \times 484 \times 10^{-6}}{1.1} = 103.4KN.m$$

$$M_{sd} = 47.87KN.m < M_{Rd} = 103.4KN.m \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

⇒ donc le profilé IPE 270 convient comme poutre secondaire d'étage courant .

2.2. Vérification de la poutre secondaire étage terrasse IPE140 :

La longueur de la poutre L= 3.15 m

Les efforts sont tirés à partir du Robot, sous la combinaison : G+Q+E

$$V_{sd} = 298.41KN$$

$$M_{sd} = 73.08KN.m$$

La section IPE 140 est de classe 01 .

✓ **Vérification à la résistance :**

• **Vérification au cisaillement :**

$$V_{Rd} = A_{vz} \times \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 760 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1.1} = 94.24KN < V_{sd}. \quad (\text{Condition non vérifiée}).$$

On augment la section jusque à IPE300.

$$V_{Rd} = 2570 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1.1} = 318.68KN < V_{sd} = 298.41. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$V_{sd} = 298.41KN > 0,5 V_{Rd} = 159.34KN \Rightarrow$ il y a une interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Il faut vérifier que : $M_{v.Rd} \leq M_{c.Rd}$

Donc ; $M_{v.Rd} = 113.87 \text{ KN.m} < M_{c.Rd} = 134.24 \text{ KN.m} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

• **Vérification au moment résistant :**

$$M_{sd} = 73.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{1,1} = \frac{235 \times 10^3 \times 628.4 \times 10^{-6}}{1,1} = 134.24 \text{ KN.m} > M_{sd} \text{ Condition vérifiée.}$$

\Rightarrow donc le profilé IPE 300 convient comme poutre secondaire d'étage terrasse.

3. Vérification des poteaux :

Les poteaux sont les éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

les poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et le moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du Robot :

- 1.35G+1.5Q
- G+Q
- G+Q+E
- 0.8G±E

➤ **Sollicitations de calcul :**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel Robot, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Combinations	h(m)	N(KN)	M _y (KN.m)	M _z (KN.m)	Vu
G+Q+E _x	3.40	2565.90	M _{sup} =16.06 M _{inf} =-89.71	M _{sup} =31.30 M _{inf} =-63.8	295,28

Tableau 7.1 : Sollicitations dans les poteaux

➤ **Vérification de Poteau central HEA240 du RDC :**

✓ **Vérification à la résistance**

• **Vérification à l'effort normal**

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{76,8 \times 10^2 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 1640,72 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 2565.90 > N_{pl.Rd} = 1640,72 \text{ KN}$$

Condition non vérifiée.

Vu que la condition n'est vérifiée, on augmente la section du profilé à HEA360.

$$N_{pl.Rd} = \frac{133.5 \times 10^2 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 2852.04 \text{ KN} > N_{pl.Rd} = 2565.90$$

Condition vérifiée.

Caractéristique de profilé :

Profilé	Poids	Section	Dimension					Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	tf mm	tw mm	d mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	W _{pl.y} cm ³	W _{pl.z} cm ⁴	iy cm	iz cm
HEA360	112	142,8	350	300	17,5	10	261	33090	7887	2088	802,3	15,22	7,43

Tableau 7.2 : Caractéristiques des profilés.

- **La classe de la section transversale :**

- **La semelle**

$$b=300 \text{ mm}$$

$$C=b/2=150 \text{ mm}$$

$$tf=17,5 \text{ mm}$$

$$C/tf=8,57 < 10\varepsilon = 10$$

donc la semelle est de **classe 1**.

- **Ame fléchie**

$$d=261 \text{ mm}$$

$$tw=10 \text{ mm}$$

$$d/tw=26,1 < 72\varepsilon = 72$$

donc l'âme est de **classe 1**.

La section globale étant de **classe 1** le calcul peut amener à la plasticité.

- **Vérification à l'effort tranchant :**

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = A_v \cdot \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{sd} = 295,28 \text{ KN}$$

$$V_{pl.Rd} = 4896 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1,1} = 603,89 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 295.28 \text{ KN} < 0,5 V_{Rd} = 301.94 \text{ KN} \Rightarrow$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. (Condition vérifiée).

- **Vérification au moment fléchissant :**

$$M_{sd} = 89.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 10^3 \times 2562 \times 10^{-6}}{1,1} = 446,072 \text{ KN.m.}$$

$$M_{sd} < M_{pl.Rd} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3.1. Vérification à l'instabilité :

La vérification à l'instabilité est donnée par les formules suivantes : (Eurocode3.5.5.4)

-Flexion composée avec risque de Flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + K_y \frac{M_{sd,y}}{W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + K_z \frac{M_{sd,z}}{W_{pl,z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \dots \dots \dots (I)$$

-Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + K_{LT} \frac{M_{sd,y}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}} + K_z \frac{M_{sd,z}}{W_{pl,z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

3.1.1. Vérification au flambement :

- Longueur de flambement

$L_{fy} = L_{fz} = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 3,40 = 2,38$ (Encastrement).

➤ **Suivant l'axe (y-y)**

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \times \sqrt{\beta_A} \quad \text{(Classe 1)}$$

$$\beta_A = 1 \quad \lambda_1 = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{2380}{152,2} = 15,64 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0,166$$

$\bar{\lambda}_y = 0,166 < 0,2 \Rightarrow$ Pas de risque de flambement suivant l'axe (y-y).

➤ **Suivant l'axe (z-z)**

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{2380}{74,3} = 32,03$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{32,03}{93,9} \right) \times \sqrt{1} = 0,34$$

$\bar{\lambda}_z = 0,34 > 0,2 \Rightarrow$ Donc il ya un risque de flambement suivant l'axe (z-z).

- **Calcul de χ_z :**

Choix de la courbe de flambement

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{350}{300} = 1,166 \leq 1,2 \\ t_f = 17,5 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \text{ Courbe de flambement c}$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,34 \Rightarrow \chi_z = \chi_{\min} = 0,9745$$

• **Calcul K_z :**

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \quad \text{Avec } K_z \leq 1,5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) + \left(\frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right) \quad \text{Avec } \mu_z \leq 0,9$$

$$\psi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = -\frac{31,30}{63,8} = -0,49$$

$$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi = 2,14$$

On trouve

$$\mu_z = 0,624 < 0,9$$

$$K_z = 0,95 < 1,5$$

Donc à partir de l'équation (I) on aura : $1,134 > 1$ (condition non vérifiée)

On augmente la section, Soit un HEA400.

$$\bar{\lambda}_y = 0,13 < 0,2 \Rightarrow \text{ Pas de risque de flambement suivant l'axe (y-y).}$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,34 > 0,2 \Rightarrow \text{ Donc ya un risque de flambement suivant l'axe (z-z).}$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,34 \Rightarrow \chi_z = \chi_{\min} = 0,982$$

$$\mu_z = 0,624 < 0,9$$

$$K_z = 0,564 < 1,5$$

Donc à partir de l'équation (I) on aura : $1,01 > 1$ (condition non vérifiée)

On augmente la section, Soit un HEA450.

$$\bar{\lambda}_y = 0,13 < 0,2 \Rightarrow \text{ Pas de risque de flambement suivant l'axe (y-y).}$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,35 > 0,2 \Rightarrow \text{ Donc ya un risque de flambement suivant l'axe (z-z).}$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,35 \Rightarrow \chi_z = \chi_{\min} = 0,9451$$

$$\mu_z = 0,624 < 0,9$$

$$K_z = 0,628 < 1,5$$

Donc à partir de l'équation (I) on aura : $0,908 < 1$ Condition vérifiée

3.1.2. Vérification au déversement

Le phénomène de déversement n'est à prendre en compte que pour des élancements réduits

$$\bar{\lambda}_{LT} > 0,4$$

Avec $\bar{\lambda}_{LT}$ donné par la formule suivante :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

$$\beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\sqrt{C1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L \times t_f}{h \times i_z} \right)^2 \right]}}$$

C1 : facteur dépend des conditions de charge et d'encastrement (C1=1,285).

$$\lambda_{LT} = \frac{3400/72,9}{\sqrt{1,285 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{3400 \times 21}{440 \times 72,9} \right)^2 \right]}} = 36,53$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{36,53}{93,9} \right] = 0,38$$

$\overline{\lambda}_{LT} = 0,38 < 0,4 \Rightarrow$ Pas de risque de déversement.

\Rightarrow Donc le profilé HEA 450 convient comme poteau au RDC.

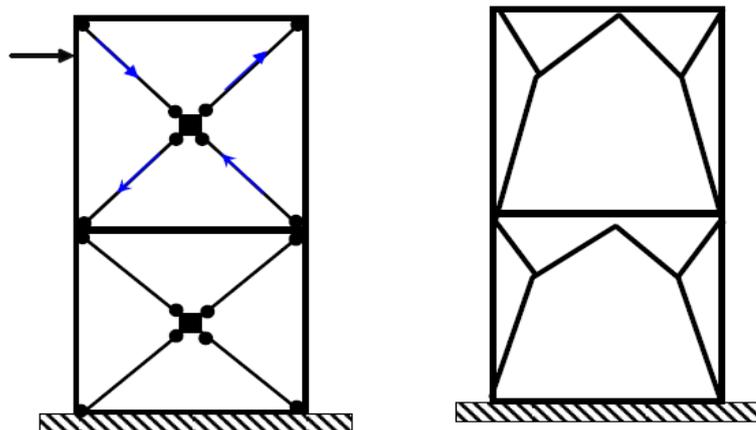
4. Vérification du système de contreventement :

Les types des palées triangulées utilisés dans cette étude et qui sont autorisées par le règlement parasismique algérienne RPA99/2003 sont :

Les palées en X : dans ce type de palée, il est admis de considérer que seules les barres tendues, pour un sens donne de l'action sismique, intervienne avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature.

Les palées en V : dans ce type de palée, le point d'intersection des diagonales se trouve sur la barre horizontale. la résistance à l'action sismique est fournie par la participation conjointe des barres tendue et des barres comprimées.

Le comportement dissipatif global de ce type de palée est de moindre efficacité.



Palée en X.

Palée en V.

Figure 7.1 : Les systèmes de contreventements.

Dans le cadre de cette étude on utilise des sections en UPN et UPN qui sont de forme représentées ci-dessous tel que :

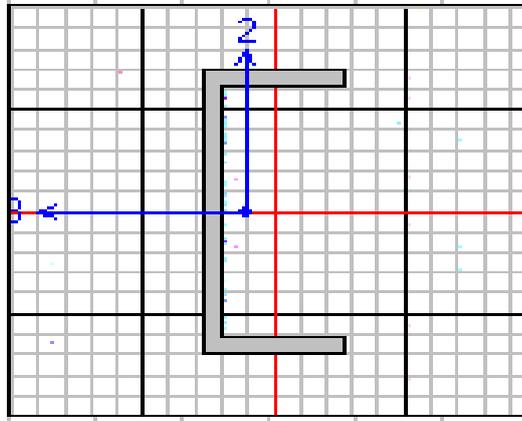


Figure 7.2 : La section UPN.

4. 1. Vérification des palées en (X) UPN180 :

Caractéristique de profilé UPN180 :

caractéristique profilé	I_y cm ⁴	I_z cm ⁴	W_{ply} cm ³	W_{plz} cm ³	A_{brute} cm ²	P_p kg/ml	i_y cm	i_z cm
UPN 180	1350	114	179	42.9	27.9	21.9	7	2.02

Tableau 7.3 : Caractéristique du profilé.

➤ Vérification sous l'effort de traction :

Ils sont sollicités en traction avec un effort $N_{tsd} = 239.72$ KN obtenue sous la combinaison G+Q+E (combinaison qui donne l'effort maximum).

On doit vérifier que :

$$N_{tsd} \leq N_{trd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$A = 27.9$ cm² (section brute).

$$N_{trd} = 27.9 \times 10^2 \times \frac{235 \times 10^{-3}}{1.1} = 596.045 \text{ KN} .$$

$$N_{tsd} = 471.88 \text{ KN} \leq N_{trd} = 596.045 \text{ KN} .$$

Condition vérifiée.

• Vérification à la compression :

Les diagonales sont sollicitées à la compression seule avec un effort $N_{csd} = 152.14$ kN, obtenue sous la combinaison 0.8G-E_y (combinaison qui donne l'effort maximum). Donc elles doivent être vérifiées au flambement simple.

Longueur d'une barre :

$$L_0 = \sqrt{5.30^2 + 3.40^2} = 3.15m.$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_{csd} \leq N_{crd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}.$$

$\beta_w = 1$: Section de classe 1.

✓ **Calcul du coefficient de réduction :**

Suivant (y-y) :

$$L_{ky} = L_0 = 3.15m.$$

$$\lambda_y = \frac{L_{iy}}{i_y} = \frac{315}{7} = 45.$$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon.$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_w} = 0.479.$$

Pour les profilés en U, on a courbe de flambement C, on trouve $\chi_y = 0.870$.

Suivant (z-z) :

$$L_{kz} = L_0 = 3.15m.$$

$$\lambda_z = \frac{L_{kz}}{i_z} = \frac{315}{2.02} = 155,94.$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_w} = 1.66.$$

Courbe de flambement C ; $\chi_z = 0.271$.

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0.271.$$

▪ **Section brute :** (A= 24cm²)

$$N_{crd} = 0.271 \times 1 \times 27.9 \times 10^2 \times \frac{235}{1.1} \times 10^{-3} = 151.11KN.$$

On a $N_{crd} = 151.11KN \leq N_{csd} = 152.14KN$.

Condition vérifiée.

4.2. Vérification des palées triangulées en V inversé :

Comme on a dit que la RPA exige la vérification à la traction et à la compression.

- **Vérification à la traction :**

Ils sont sollicités en traction avec un effort $N_{tsd} = 1134.60\text{kN}$, obtenue sous la combinaison G+Q+E (combinaison qui donne l'effort maximum).

On doit vérifier que :

$$N_{tsd} \leq N_{trd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}.$$

$A = 27.9 \text{ cm}^2$ (section brute).

$$N_{trd} = 27.9 \times 10^2 \times \frac{235 \times 10^{-3}}{1.1} = 596.045 \text{ KN}.$$

$$N_{tsd} = 1134.60 \text{ KN} > N_{trd} = 596.04 \text{ KN}.$$

Condition non vérifiée.

Vu que les vérifications qu'on a effectuées on trouve que UPN260 n'est pas vérifiée donc on augmente la section à UPN280

$A = 53.4 \text{ cm}^2$ (section brute).

$$N_{trd} = 53.4 \times 10^2 \times \frac{235 \times 10^{-3}}{1.1} = 1140.818 \text{ KN}.$$

$$N_{tsd} = 1134.60 \text{ KN} \leq N_{trd} = 1140.818 \text{ KN}.$$

Condition vérifiée.

- **Vérification à la compression :**

Les diagonales sont sollicitées à l'effort de compression $N_{csd} = -193.55 \text{ kN}$, obtenue sous la Combinaison 0.8G-E.

On doit vérifier que :

$$N_{csd} \leq N_{crd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}.$$

$\beta_w = 1$: Section de classe 1.

- **Calcul du coefficient de réduction :**

➤ **Suivant (y-y) :**

$$L_{ky} = L_0 = 1.5 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{150}{10.9} = 13.761$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_w} = 0.146.$$

Courbe de flambement C, on trouve $\chi_y = 1$.

➤ **Suivant (z-z) :**

$$L_{iz} = L_0 = 1.5m$$

$$\lambda_z = \frac{L_{kz}}{i_z} = \frac{150}{2.74} = 54.744$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_w} = 0.583$$

Courbe de flambement C ; $\chi_z = 0.8142$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0.8142$$

▪ **Section brute :** (A= 53.4cm²).

$$N_{crd} = 0.8142 \times 1 \times 53.4 \times 10^2 \times \frac{235}{1.1} \times 10^{-3} = 928.854KN.$$

Donc ; $N_{csd} = 193.854KN < N_{crd} = 928.854KN.$ donc pas de risque de flambement

Conclusion : Après les vérifications, on a adopté les sections suivantes.

Element	Profilé
Les poutres principales	IPE270
Les poutres secondaires étage terrasse	IPE300
Les poutres secondaires étage courant	IPE270
Les poteaux	HEA450
Palée de stabilité en X	UPN180
Palée de stabilité en V	UPN280

Tableaux 7.4 : Tableau récapitulative

Chapitre 08

Calcul des assemblages

1. Généralités :

1.1 Rôle des assemblages :

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations souvent importantes, généralement statiques, mais quelque fois dynamiques (effets de chocs, vibration etc...) entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion afin de réaliser l'ossature de l'ouvrage projeté. Ces organes critiques pour l'ouvrage tant sous l'aspect de l'intégrité structurelle que sous l'aspect économique, doivent être conçus et dimensionnés avec au moins autant de soin que les composants élémentaires.

Pour réaliser une structure métallique, on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages),
- Soit concourantes (attaches poutre / poteau, treillis... etc.).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants,
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

1.2 Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- Les assemblages soudés ;

- Les assemblages boulonnés ;
- Les assemblages rivetés ;
- Les assemblages collés.

Qui correspondent à deux types de fonctionnement distincts : obstacle et / ou adhérence.

Dans notre étude, l'assemblage boulonné est le mode largement utilisé, présente en général l'avantage d'une démontrabilité facile, avec récupération intégrale des composants initiaux.

2. Assemblage poutre-poutre (solive-poutre principale) :

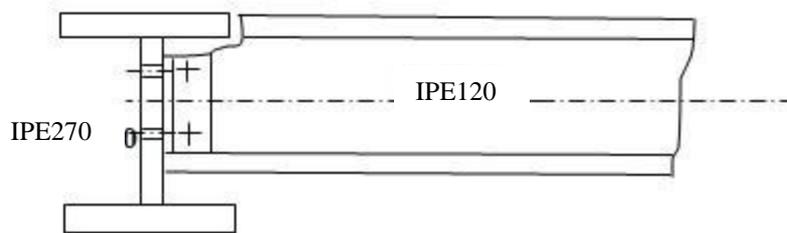


Figure 8.1 : Assemblage solive-poutre principale.

• Assemblages par double cornière :

Ils sont de loin les plus répandus, notamment en Algérie, pour assembler les solives ou les poutres secondaires du plancher sur les poutres principales. Les boulons utilisés sont des boulons ordinaires non précontraints, autorisant un certain glissement. Ce fait ainsi que la souplesse intrinsèque des cornières confèrent à la poutre supportée une certaine latitude pour tourner. C'est la raison pour laquelle ce type d'assemblage est considéré comme une articulation par conséquent ne transmet pas de moment fléchissant. Le seul effort global transmis est l'effort tranchant V_{sd} correspondant à la réaction de la poutre supportée sur la poutre support.

✓ Caractéristiques des éléments d'assemblage :

Les solives sont articulées aux poutres par des cornières d'attache, l'effort tranchant repris par

l'assemblage est celui qui transmet la solive à la poutre soit $V_{st} = 58,18\text{kN}$. Cette assemblage est réalisé avec des boulons ordinaire de classe 8.8 caractérisé par :

$F_{yb} = 640\text{ MPa}$ (Limite d'élasticité).

$F_{ub} = 800\text{ MPa}$ (Limite de la résistance ultime à la traction).

On choisit une double de cornière de (L30×30×4)

Solive : IPE 120 ;

Poutre principale : IPE270.

2.1. Dimensionnement des boulons :

✓ Coté solive :

La résistance de calcul au cisaillement est obtenue par la formule suivante :

$$F_{V.Rd} = 0,6 f_{ub} \times A_S / \gamma_{Mb}$$

$\gamma_{Mb} = 1,25$ (Résistance au cisaillement).

Le nombre de boulon $n=2$ et le nombre de plan de cisaillement $p=2$

$$F_{V.Sd} = \frac{V.Sd}{np} = 14.545 \text{ KN}$$

$$F_{V.Sd} \leq F_{V.Rd} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A_S}{\gamma_{Mb}} \Rightarrow A_S \geq \frac{F_{V.Sd} \times \gamma_{Mb}}{0.6 \times f_{ub}}$$

$$\Rightarrow A_S \geq 37.87 \text{ mm}^2$$

Soit des boulons de type M(10) avec : $A_S = 58 \text{ mm}^2$

✓ **Coté poutre principale :**

On choisit le même type des boulons M(10) avec : $A_S = 58 \text{ mm}^2$

• **Disposition géométrique :**

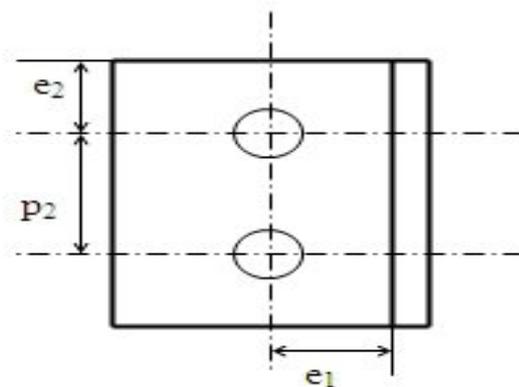


Figure 8.2 : Disposition des boulons.

$$\left\{ \begin{array}{l} 3 d_0 \leq P_2 \leq (\min 14t ; 200\text{mm}) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_2 = 40\text{mm} \end{array} \right.$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq (\min 12t ; 150\text{mm}) \Rightarrow e_2 = 30\text{mm}$$

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq (\min 12t ; 150\text{mm}) \Rightarrow e_1 = 20\text{mm}$$

2.2. Vérifications nécessaires :

✓ Assemblage trop long :

Assemblage long $\Rightarrow L \geq 15 \times d$

$$L = (n-1) P_2 = 40 \text{ mm}$$

$15d = 150 \text{ mm} > L = 40 \text{ mm} \Rightarrow$ assemblage n'est pas long

✓ La pression diamétrale :

On doit vérifier que:

$$F_{V.Sd} \leq F_{b.Rd} = 2.5 \times \alpha \frac{F_U \times d \times t_p}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_U = 36 \text{ daN} / \text{mm}^2, \gamma_{Mb} = 1.25, d = 10 \text{ mm}, d_0 = 11 \text{ mm},$$

L'épaisseur des cornières est $t = 4 \text{ mm}$.

$$\alpha = \text{Min}\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{Ub}}{f_U}, 1\right) \Rightarrow \alpha = 0,9$$

$$F_{b.Rd} = 2.5 \times 0,9 \times \frac{360 \times 10 \times 4}{1.25} \times 10^{-3} = 25,92 \text{ KN}$$

$$F_{V.Sd} = 20,85 \text{ KN} \leq F_{b.Rd} = 25,92 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ Vérification des boulons au cisaillement :

Ces boulons doivent reprendre l'effort tranchant V_{sd} ainsi que le moment local d'excentrement :
 $M_e = V_{sd} \times e$. L'effort maximal résultant $F_{r,sd}$ repris par chaque boulon est donné par la relation :

$$F_{r,sd} = \sqrt{F_{v,sd}^2 + F_{h,sd}^2}$$

Avec: $F_{v,sd} = 58,18KN$; $F_{h,sd} = \frac{V_{sd} \times e}{d_e}$ (pour $n = 2$).

V_{sd} : effort fléchissant vertical ;

$F_{r,sd}$: effort de cisaillement résultant de calcul par boulon ;

$F_{h,sd}$: effort de cisaillement horizontal par boulon dû au moment local d'excentrement ;

$F_{v,sd}$: effort de cisaillement vertical par boulon ;

d_e : distance séparant les rangées extrêmes des boulons ;

n : nombre des boulons ;

e : distance entre l'axe d'un trou et l'âme de la poutre maîtresse.

AN :

$$V_{sd} = 58,18KN \Rightarrow F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{58,18}{2} = 29,09KN$$

$$F_{h,sd} = \frac{V_{sd} \times e}{d_e} = \frac{58,18 \times 30}{120} = 14,545KN \quad (\text{Avec } d_e = 120mm).$$

$$D'où : F_{r,sd} = \sqrt{29,09^2 + 14,545^2} = 32,52KN$$

Comme les boulons travaillent au double cisaillement, l'effort maximal résultant doit vérifier :

$$F_{r,sd} \leq 2F_{v,Rd}$$

$F_{v,Rd}$: résistance de calcul de cisaillement par boulon ;

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = 18,88KN$$

$$\text{Donc} \quad F_{r,sd} = 32,52KN \leq 2F_{v,Rd} = 37,76KN \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Cisaillement du bloc :**

la rupture par cisaillement de bloc résulte d'une rupture de traction le long de la ligne de trou de fixation délimitant le bloc en zone tendue accompagnée d'un écoulement plastique le long de la rangée de trou délimitant ce bloc en zone cisailée. Elle se traduit par l'enlèvement de la zone hachurée.

Il faut vérifier : $V_{sd} \leq V_{eff,rd}$ (art 5.5.2.2; EC 3) ,

$$F_{eff.Rd} = \frac{F_y \times A_{veff}}{\sqrt{3} \times \gamma_0}$$

Avec : A_{veff} : aire efficace de cisaillement = $t L_{v,eff}$

$$L_{v,eff} = L_v + L_1 + L_2 \text{ mais } L_{v,eff} < L_3$$

$$L_1 = a_1 = e_2 = 30 \text{ mm}$$

$$L_2 = (a_2 - k d_{0,t}) (f_u / f_y)$$

$d_{0,t}$: taille des trous le long de la ligne tendue

$t = 5 \text{ mm}$: épaisseur de l'âme

$k = 0,5$ pour une seule rangée de boulons

Donc : $L_2 = 27,03 \text{ mm}$

$$L_v = P_2 = 40 \text{ mm.}$$

$$L_{v,eff} = 93,03 \text{ mm}$$

$$A_{veff} = 485,15 \text{ mm}$$

$V_{eff.Rd} = 59,839 \text{ kN} > V_{sd}$ Pas de risque de cisaillement du bloc. (Condition vérifiée)

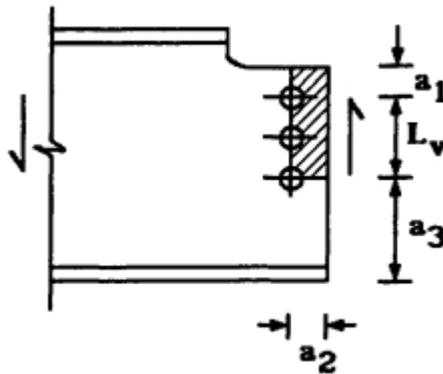


Figure 8.3 : Schéma de cisaillement du bloc.

3. Assemblage poteau-poutre principale (HEA450-IPE270) :

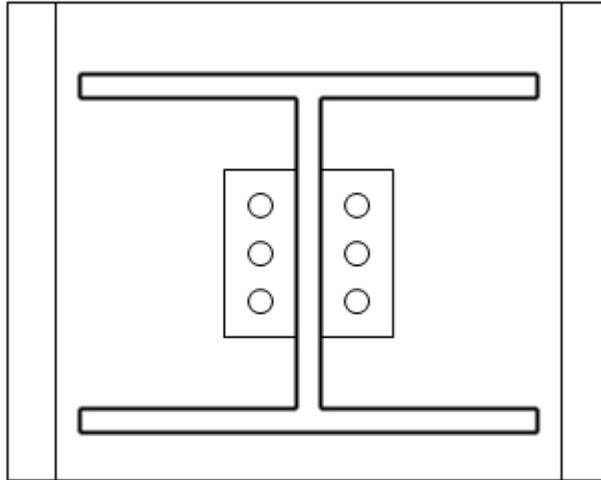


Figure 8.4 : Assemblage par double cornière.

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons ordinaires sous l'effort tranchant 41,32kN obtenue à l'ELU.

Vsd=

Les boulons sont de classe 8.8 caractérisé par :

$$F_{yb} = 640 \text{ MPa}$$

$$F_{ub} = 800 \text{ MPa}$$

3.1. Dimensionnement des boulons :

✓ Coté cornière-poutre :

La résistance de calcul au cisaillement est obtenue par la formule suivante :

$$F_{V.Rd} = 0,6 f_{ub} \times A_s / \gamma_{Mb}$$

$$f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{Mb} = 1,25 \text{ (Résistance au cisaillement).}$$

Le nombre de plans de cisaillement n=2

$$F_{V.Sd} = \frac{V_{.Sd}}{np} = 10,38 \text{ KN}$$

$$F_{V.Sd} \leq F_{V.Rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{V.Sd} \times \gamma_{Mb}}{0,6 \times f_{ub}}$$

$$\Rightarrow A_s \geq 27,03 \text{ mm}^2$$

Soit des boulons de type M (14) avec $A_s = 115 \text{ mm}^2$

✓ Coté cornière poteau :

On choisit des boulons de type M(14) avec $A_s = 115 \text{ mm}^2$

Choix de la cornière

On choisit une cornière (L60×60×8)

✓ **Disposition géométrique :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 3 d_0 \leq P_2 \leq (\min 14t ; 200\text{mm}) \\ 1,5 d_0 \leq e_2 \leq (\min 12t ; 150\text{mm}) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} P_2 = 100\text{mm} \\ e_2 = 60\text{mm} \end{array} \right.$$

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq (\min 12t ; 150\text{mm}) \quad e_1 = 40\text{mm}$$

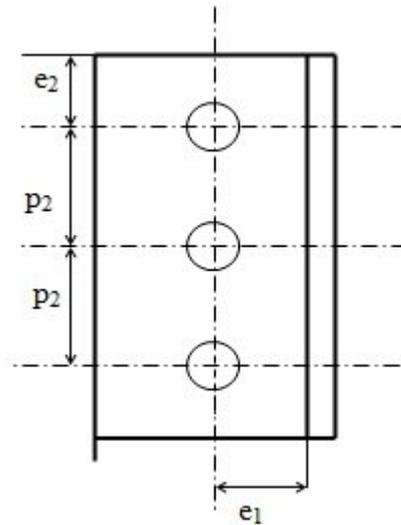


Figure 8.5 : Disposition des boulons.

3.2. Vérification nécessaires :

✓ **Assemblage trop long**

Assemblage long $\Rightarrow L \geq 15 \times d$

$$L = (n-1) P_2 = 200 \text{ mm}$$

$15d = 210 \text{ mm} > L \Rightarrow$ assemblage n'est pas long

✓ **La pression diamétrale :**

On doit vérifier que :

$$F_{V.Sd} \leq F_{b.Rd} = 2,5 \times \alpha \frac{F_U \times d \times t_p}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{b.Rd} = 2.5 \times 0,88 \times \frac{360 \times 14 \times 8}{1.25} \times 10^{-3} = 70,96 \text{KN}$$

\

$$F_U = 36 \text{daN} / \text{mm}^2, \gamma_{Mb} = 1.25, d = 14 \text{ mm}, d_0 = 16 \text{mm},$$

L'épaisseur des cornières est $t = 8 \text{ mm}$.

$$\alpha = \text{Min}\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{Ub}}{f_U}, 1\right) \Rightarrow \alpha = 0,88$$

$$F_{V.Sd} = 10,38 \text{KN} \leq F_{b.Rd} = 70,96 \text{KN}$$

Condition vérifiée

4. Assemblage poteau - poutre secondaire :

✓ Assemblage poteau - poutre secondaire étage terrasse HEA450-IPE300 :

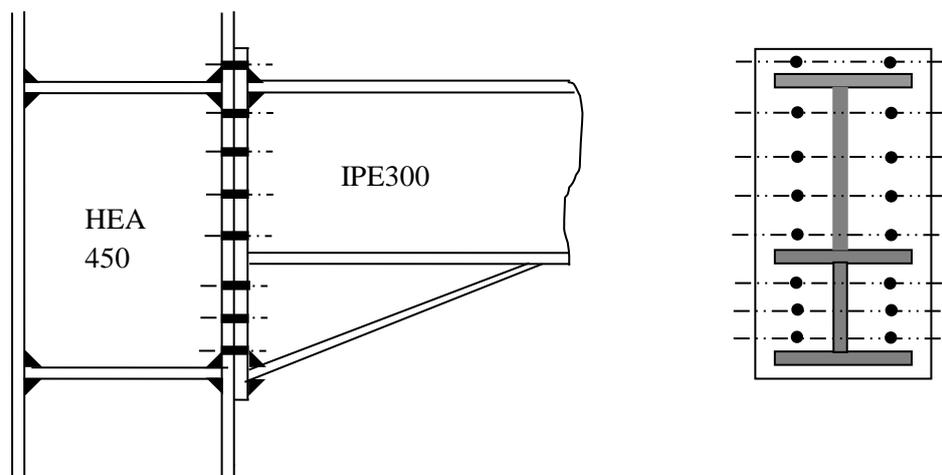


Figure 8.6 : Assemblage poteau poutre par une platine.

4.1. Assemblage poteau-platine :

- Disposition des boulons :

Soit les boulons : HR M14 de classe 8.8, disposés comme l'indique la figure sur une platine (690*200*20) mm.

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200), \text{ on prend } p_1 = 80 \text{ mm} ;$$

$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200)$, on prend $p_2 = 80$ mm

$e_1 \geq 1.5 d_0$: on prend $e_1 = 40$ mm ;

$e_2 \geq 1.2 d_0$: on prend $e_2 = 40$ mm.

• **Données de calcul :**

L'assemblage ci-dessus est sollicité par :

- un moment fléchissant : $M_{Sd} = 73.08$ KN.m

- un effort tranchant : $V_{Sd} = 298.4$ KN

- un effort normal : $N_{Sd} = 372.28$ KN

On peut considérer que le moment appliqué M se traduit par un effort de traction dans la semelle supérieure et un effort de compression dans la semelle inférieure.

• **Détermination des efforts dans les boulons :**

Nous considérons uniquement les boulons tendus c'est-à-dire les quatre rangées (horizontales) supérieures soit :

$$N_i = \frac{M \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

$$\left. \begin{array}{l} d_1 = 616mm \\ d_2 = 531mm \\ d_3 = 451mm \\ d_4 = 371mm \end{array} \right\} \Rightarrow \sum d_i^2 = 1002459mm^2$$

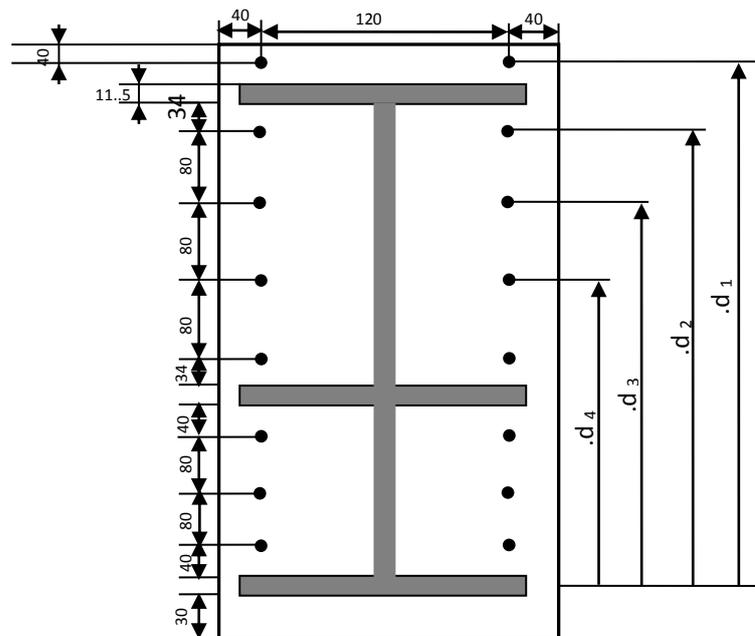


Figure.8.7 : Disposition des boulons dans l'assemblage poteau -poutre

$$N_1 = \frac{Md_1}{\sum d_i^2} = 44.90KN$$

$$N_2 = \frac{Md_2}{\sum d_i^2} = 38.71KN$$

$$N_3 = \frac{Md_3}{\sum d_i^2} = 32.88KN$$

$$N_4 = \frac{Md_4}{\sum d_i^2} = 27.04KN$$

➤ **Résistance des boulons à la traction :**

Il faut vérifier que :

$$N_1 \leq n \times F_{b.Rd}$$

$$\text{Avec : } F_{b.Rd} = 0.7 f_{ub} \times A_s$$

$F_{b.Rd}$: Résistance de calcul de traction par boulon ;

f_{ub} : La résistance à la traction des boulons égale à 800 Mpa pour les boulons ;

$A_s = 115 \text{ mm}^2$: section du boulon dans la partie non fileté ;

n : Nombre de boulons par rangée.

$$F_{b.Rd} = 0.7 \times 800 \times 10^{-3} \times 115 = 64.4KN$$

$$N_1 = 44.90KN \leq n \times F_{b.Rd} = 2 \times 64.4 = 128.8KN$$

Condition vérifiée

➤ **Résistance de l'assemblage au moment fléchissant :**

Le moment fléchissant extérieur M_e appliqué à l'assemblage est la somme du moment M_{Sd} et un moment M_N , engendré par l'effort de traction N_{Sd} , qui vaut :

$$M_N = \frac{N_{Sd} \times (h - t_f) \times b \times t_f}{A}$$

h : hauteur du profilé IPE300 ;

b : largeur du profilé IPE300 ;

t_f : épaisseur de la semelle ;

A : air de la section totale.

Donc le moment fléchissant extérieur M_e , appliqué à l'assemblage est:

$$M_e = M_{sd} + M_N = 73.08 + \frac{372.28 \times (0.3 - 0.0107) \times 0.15 \times 0.0107}{53.8 \times 10^{-4}} = 105.21 \text{ KN.m}$$

Moment résistant effectif de l'assemblage

$$\text{Il est donné par : } M_{Rd} = \frac{n \times F_{b.Rd} \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$M_{Rd} = \frac{2 \times 64.4 \times 1.002459}{0.616} = 209.60 \text{ KN.m}$$

Il faut vérifier que

$$M_e \leq M_{Rd}$$

$$\text{AN : } M_e = 105.21 \text{ KN.m} \leq M_{Rd} = 209.60 \text{ KN.m}$$

Condition vérifiée.

➤ **La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{v.Rd}$$

n: est le nombre total des boulons.

L'effort de cisaillement de calcul par boulon égale :

$$V_{sd} / n = 298.4 / 16 = 18.65 \text{ KN}$$

L'effort résistant au cisaillement par boulon égale ;

$$F_{v.Rd} = \frac{0.5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.5 \times 800 \times 10^{-3} \times 115}{1.25} = 36.8 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_{sd} / n = 18.65 \text{ KN} \leq F_{v.Rd} = 36.8 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

➤ **Résistance de l'âme du poteau en traction :**

Il faut vérifier que :

$$F_v \leq F_t$$

$$\text{Avec : } F_t = \frac{f_y \times t_{wc} \times b_{eff}}{\gamma_{M0}} ; F_v = \frac{M_{sd}}{(h - t_f)_{poutre}}$$

Largeur efficace de l'âme du poteau : $b_{eff} = 150 \text{ mm}$

L'épaisseur de l'âme du poteau : $t_{wc} = 11.5mm$

L'épaisseur de la semelle de la poutre : $t_f = 10,7mm$

$$F_t = \frac{235 \times 10^{-3} \times 11.5 \times 150}{1.1} = 368.52KN$$

$$F_v = \frac{73.08}{(300 - 10.7) \times 10^{-3}} = 256.61KN$$

$$F_v = 256.61KN \leq F_t = 368.52KN$$

Condition vérifiée

➤ Résistance de l'âme du poteau en compression

Il faut vérifier :

$$F_C < F_{C.Rd}$$

$$F_{C.Rd} = f_y \times t_{wc} \left[1.25 - 0.5 \gamma_{M0} \frac{\sigma_n}{f_y} \right] \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}} ; \quad F_c = \frac{M_{Sd}}{b_{eff}} ;$$

σ_n : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau donnée par :

$$\sigma_n = \frac{V_{Sd}}{A} + \frac{M_{Sd}}{W_{pl,y}}$$

$$\sigma_n = \frac{298.4}{178} + \frac{73.08}{3216} = 1.7KN / mm^2$$

$$F_{C.Rd} = 235 \times 10^{-3} \times 11.5 \left[1.25 - 0.5 \times 1.1 \frac{1.7}{23.5} \right] \frac{150}{1.1} = 445.99KN$$

$$F_c = \frac{73.08}{0.15} = 487.2KN$$

$$\text{Donc : } F_C = 487.2KN \geq F_{C.Rd} = 445.99KN$$

Condition non vérifiée

$F_C \geq F_{C.Rd}$: Donc la condition n'est pas satisfaite d'où on choisi un raidisseur d'épaisseur supérieure ou égale à l'épaisseur de la semelle du poteau ($e_p = 11.5$ mm).

Soit donc les raidisseurs d'épaisseur $t = 20$ mm.

4.2. Assemblage platine – poutre :

Cet assemblage est réalisé au moyen de cordon de soudure. On suppose que le moment est équilibré uniquement par les cordons reliant les semelles à la platine.

On suppose également que l'effort tranchant est repris par les cordons d'attaches de l'âme.

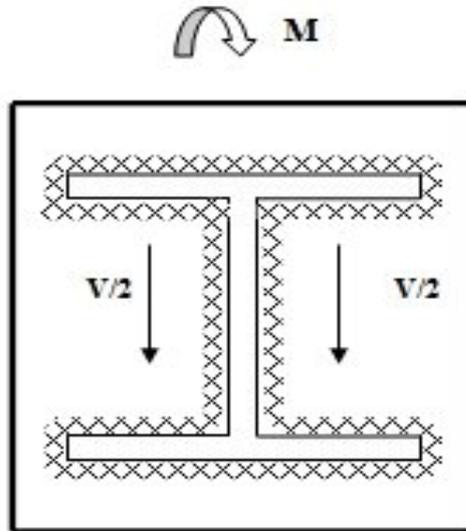


Figure 8.8 : Assemblage platine poutre par cordon de soudure.

4.2.1. Calcul des gorges de soudure :

- **Gorge reliant l'âme :**

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante :

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5t_w$$

On prend $a = 4\text{mm}$

- **Gorge reliant la semelle :**

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5t_f$$

On prend $a = 4\text{mm}$

4.2.2. Distribution des efforts sur les différents cordons :

- **Cordon âme-platine :**

Chaque cordon reprend $\frac{V_{sd}}{2}$

$$F_{w, sd} = \frac{V_{sd}}{2} = 149.2\text{KN}$$

La longueur du cordon : $L_w = h - 2t_f = 278.6\text{ mm}$

- **Cordon semelle platine :**

La longueur du cordon : $L = 2b - t_w = 312.5\text{ mm}$

Chaque cordon reprend $F_{w, Sd}$ avec

$$F_{wsd} = \frac{M_{sd}}{2(h - t_f)} = 126.30 \text{KN}$$

4.2.3. Vérification :

- **Cordon âme – platine :**

$$F_{w, Sd} \leq F_{w, Rd}$$

$F_{w, Rd}$: est la résistance d'un cordon de soudure

$$F_{w, Rd} = \frac{a \times L_w \times F_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw} \times \sqrt{3}} = 231.62 \text{KN} > F_{w, Sd} = 149.2 \text{KN}$$

$$F_{w, Sd} = 149.20 \text{KN} \leq F_{w, Rd} = 231.62 \text{KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Cordon semelle – platine :**

$$F_{w, Sd} \leq F_{w, Rd}$$

$F_{w, Rd}$: est la résistance d'un cordon de soudure

$$F_{w, Rd} = \frac{4 \times 312.5 \times 360}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 259.30 \text{KN}$$

$$F_{w, Sd} = 126.30 \text{KN} \leq F_{w, Rd} = 259.30 \text{KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Assemblage poteau - poutre secondaire étage courant HEA450-IPE300 :**

On opte le même assemblage de poteau-poutre secondaire étage terrasse HEA450-IPE300 car si le plus défavorable

5. Assemblage poteau –console :

5.1. Assemblage poteau – platine :

L'assemblage sera réalisé par des boulons HR de classe 8.8 sous les sollicitations les plus défavorable suivantes :

- **Données de calcul :**

L'assemblage ci-dessus est sollicité par :

- un moment fléchissant : $M_{Sd} = 5.25 \text{KN.m}$

- un effort tranchant : $V_{Sd} = 31.68 \text{KN}$

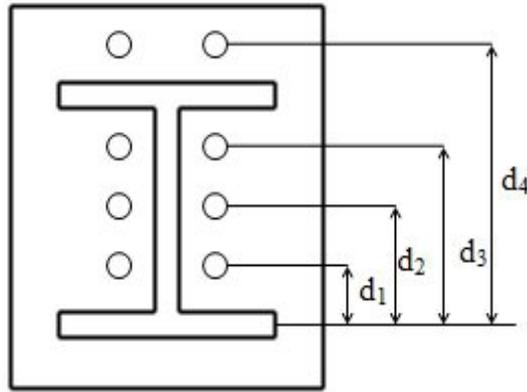


Figure 8.9 : Assemblage poteau console par une platine.

$$\left. \begin{array}{l} d_4 = 196mm \\ d_3 = 134mm \\ d_2 = 84mm \\ d_1 = 34mm \end{array} \right\} \Rightarrow \sum d_i^2 = 64584mm^2$$

5.1.1. Détermination des efforts dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus.

$$N_4 = \frac{Md_4}{\sum d_i^2} = 15.93KN$$

$$N_3 = \frac{Md_3}{\sum d_i^2} = 10.89KN$$

$$N_2 = \frac{Md_2}{\sum d_i^2} = 6.83KN$$

$$N_1 = \frac{Md_1}{\sum d_i^2} = 2.76KN$$

5.1.2. Dimensionnement des boulons :

$$N_4 \leq n \times F_p$$

n: nombre de boulon par rangée (n=2)

$$F_p = 0.7 A_s F_{bu}$$

Donc

$$A_s = \frac{N}{n \cdot 0.7 A_s F_{bu}} = 31.61 mm^2$$

On choisit des boulons HR de type M(12) avec $A_s = 84.3 mm^2$

5.1.3. Calcul du moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_R = \frac{N_{t.Rd} \times \sum d_i^2}{d_4}$$

$$N_{t.Rd} = n \times F_{b.Rd} = 94.4 \text{ KN}$$

Donc : $M_R = 31,11 \text{ kN.m} > M_{sd} 24,107 \text{ kN.m}$ Condition vérifiée

5.1.4. Vérifications nécessaires:

On doit vérifier que :

- Cisaillement plus traction

On doit vérifier

$$\frac{F_{v.sd}}{F_{v.Rd}} + \frac{F_{t.sd}}{F_{t.Rd}} \leq 1.$$

$$F_{t.sd} = \frac{N_4}{2} = 7.96 \text{ KN}$$

$$F_{t.Rd} = 0.9 \times A_s \frac{F_{ub}}{\gamma_{Mb}} = 48.55 \text{ KN}$$

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{np} = 7.92 \text{ KN}$$

$$F_{v.Rd} = 0.6 \times A_s \frac{F_{ub}}{\gamma_{Mb}} = 32.37 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } \frac{7.92}{32.37} + \frac{7.96}{48.55} = 0.41 \leq 1$$

Condition vérifiée

- Vérification du poinçonnement :

On doit vérifier que :

$$F_{t.sd} \leq B_{p.Rd} = 0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \frac{F_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{t.sd} = 7.96 \text{ KN} \leq B_{p.Rd} = 0.6 \times \pi \times 20.5 \times 20 \frac{360}{1.5} = 185.38 \text{ KN}$$

Pas de risque de poinçonnement

5.2. Assemblage platine – poutre :

Cet assemblage est réalisé au moyen de cordon de soudure. On suppose que le moment est équilibré uniquement par les cordons reliant les semelles à la

platine. On suppose également que l'effort tranchant est repris par les cordons d'attaches de l'âme.

On prend l'épaisseur de la platine $e = 20\text{mm}$

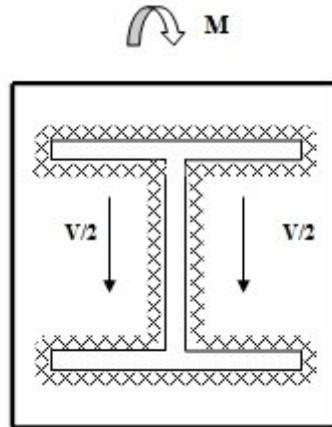


Figure 8.10 : Assemblage platine poutre par cordon de soudure

5.2.1. Calcul des gorges de soudure :

- **Gorge reliant l'âme :**

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante :

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5t_w \quad \text{n'est pas vérifié}$$

Donc on prend $a = 3\text{mm}$

- Gorge reliant la semelle

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5t_f = 3.45\text{mm}$$

On prend $a = 3\text{mm}$

5.2.2. Distribution des efforts sur les différents cordons :

- Cordon âme-platine

Chaque cordon reprend $\frac{V_{sd}}{2}$

$$F_{w, sd} = \frac{V_{sd}}{2} = 15.84\text{KN}$$

La longueur du cordon : $L_w = h - 2t_f = 126.2\text{mm}$

- Cordon semelle platine

La longueur du cordon : $L = 2b - t_w = 63.6\text{mm}$

Chaque cordon reprend $F_{w, Sd}$ avec

$$F_{wsd} = \frac{M_{sd}}{2(h - t_f)} = 19.62 \text{KN}$$

5.2.3. Vérification :

- **Cordon âme – platine :**

$$F_{w, Sd} \leq F_{w, Rd}$$

$F_{w, Rd}$: est la résistance d'un cordon de soudure

$$F_{w, Rd} = \frac{a \times L_w \times F_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw} \times \sqrt{3}} = 78.69 \text{KN} > F_{w, Sd} = 19.62 \text{KN}$$

$$F_{w, Sd} = 19.62 \text{KN} \leq F_{w, Rd} = 78.69 \text{KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Cordon semelle – platine :**

$$F_{w, Sd} \leq F_{w, Rd}$$

$F_{w, Rd}$: est la résistance d'un cordon de soudure

$$F_{w, Rd} = \frac{3 \times 63.6 \times 360}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 39.65 \text{KN}$$

$$F_{w, Sd} = 19.62 \text{KN} \leq F_{w, Rd} = 39.65 \text{KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

6. Assemblage poteau-poteau (HEA450-HEA450) :

Cet assemblage est sollicité par :

- Un moment fléchissant : $M_{Sd} = 89.61 \text{KNm}$;
- Un effort normal $N_{sd} = 2565.9 \text{KN}$
- Un effort tranchant : $V_{Sd} = 295.28 \text{KN}$.

On utilise, pour réaliser cet assemblage :

Boulons HR Ø18 classe 10.9

Epaisseur des couvre joint : $e = 30 \text{mm}$

$$f_{ub} = 1000 \text{N/mm}^2$$

$$f_{u(\text{couvre joint})} = 360 \text{MPa}.$$

On vérifiera en premier lieu l'assemblage des semelles (couvre joint et boulon) et en second lieu l'âme (couvre joint et boulon).

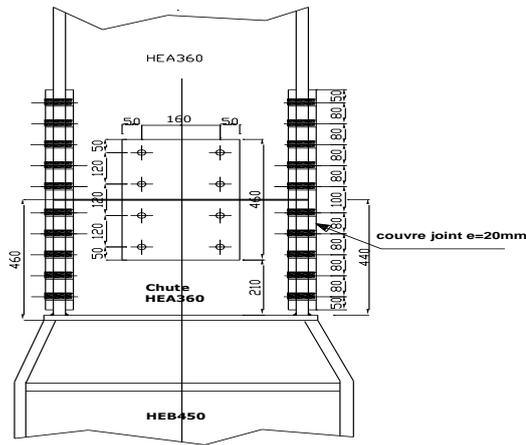


Figure 8.11 : Assemblage poteau-poteau par couvre joint.

6.1. Assemblage des semelles par couvre joint :

- **Résistance de la semelle du profilé :**

$$A = b \times t_f = 300 \times 21 = 6300 \text{ mm}^2$$

$$A_{f.net} = A - 2d_0 \times t_f = 6300 - 2 \times 30 \times 21 = 5040 \text{ mm}^2$$

Il n'est pas nécessaire de faire une vérification en section nette de la semelle en traction car :

$$0,9 \frac{A_{f.net}}{A} \geq \frac{f_y}{f_u} \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M0}} \Rightarrow 0,9 \frac{5040}{6300} = 0,8 \geq \frac{235 \times 1,25}{360 \times 1,1} = 0,74$$

- **Résistance des couvre joints de la semelle :**

Calcul des sections brutes et nettes des couvre joint :

$$A = 300 \times 30 = 9000 \text{ mm}^2$$

$$A_{f.net} = 9000 - 2 \times 20 \times 21 = 8160 \text{ mm}^2$$

$$0,9 \frac{A_{f.net}}{A} \geq \frac{f_y}{f_u} \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M0}} \Rightarrow 0,9 \frac{8160}{9000} = 0,90 \geq \frac{235 \times 1,25}{360 \times 1,1} = 0,74$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{9000 \times 235}{1,1} = 1922,72 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{Sd}}{2} = \frac{2565,9}{2} = 1282,95 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{Sd}}{2} = 1282,95 \text{ KN} \leq N_{pl.Rd} = 1922,72 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

➤ **Résistance des boulons des semelles :**

Il faut vérifier : $N_{Sd} \leq F_{v.Rd.10boulons}$

La résistance au cisaillement d'un boulon HR Ø20 cisailé dans la partie non fileté est donnée par :

$$F_{v.Rd} = \frac{0,6 f_{ub} \cdot A}{\gamma_{MB}} = \frac{0,6 \times 1000 \times 314}{1,25} = 150,7 \text{ kN}$$

La résistance de dix (10) boulons sollicités en double cisaillement :

$$F_{v.Rd.10boulons} = 10 \times 2 \times 150,7 = 3014 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 2560,9 \text{ KN} \leq F_{v.Rd.10boulons} = 3014 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Assemblage des âmes par couvre joints :**

➤ **Résistance au cisaillement d'un couvre joint d'âme :**

La largeur de la couvre joint : $b = b(\text{HEA450}) - 50 = 390 \text{ mm}$

Il faut vérifier que : $\frac{V_{Sd}}{2} \leq V_{pl.Rd}$

$$A = 390 \times 30 = 11700 \text{ mm}^2 \quad (\text{Section brute du couvre joint d'âme})$$

$$A_{net} = 11700 - 2 \times 20 \times 30 = 10380 \text{ mm}^2$$

$$0,9 \frac{A_{f.net}}{A} \geq \frac{f_y}{f_u} \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M0}} \Rightarrow 0,9 \frac{10380}{11700} = 0,89 \geq \frac{235 \times 1,25}{360 \times 1,1} = 0,74$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{11700 \times 235 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 1443,11 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{Sd}}{2} = \frac{2565,9}{2} = 1282,95 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{Sd}}{2} = 1282,95 \text{ KN} \leq V_{pl.Rd} = 1443,11 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Résistance au cisaillement des boulons :**

• **Calcul des sollicitations dans les boulons :**

L'excentricité de l'effort de cisaillement V_{Sd} par rapport au centre de gravité du groupe de boulons attachant une moitié du couvre joint d'âme engendre un moment d'excentricité M_e qui vaut : $M_e = V_{sd} \times e$

$$D'où \quad M_e = 2565,90 \times 0,12 = 307,90 \text{ KN.m}$$

Chaque boulon est sollicité par une force $F_{V.Sd}$ due à l'effort tranchant et une force $F_{H.Sd}$ due au moment d'excentricité M_e . Ces forces valent respectivement

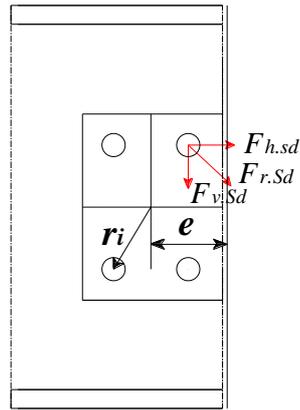


Fig.8.12 : Sollicitations des boulons dans un demi couvre joint d'âme

$$F_{v.sd} = \frac{V_{.sd}}{n} = \frac{2565.9}{4} = 641.47 \text{ KN} ; F_{h.sd} = \frac{M_e}{d} = \frac{307,90}{0.12} = 2565.90 \text{ KN}$$

Avec $d = 120 \text{ mm}$: distance séparant les rangées extrêmes de boulons.

La somme vectorielle permet d'obtenir la résultante des efforts tranchants exercés sur le boulon le plus sollicité, on trouve :

$$F_{r.sd} = \sqrt{F_{v.sd}^2 + F_{h.sd}^2} = \sqrt{641.47^2 + 2565.90^2} = 2644.86 \text{ KN}$$

La résistance au cisaillement d'un boulon déjà calculé auparavant, soit 1922.72 KN , comme il y a deux plans de cisaillement, la résistance totale vaut :

$$F_{v,Rd} = 1922.72 \times 2 = 3845.44 \text{ KN}$$

$$F_{r.sd} = 1922.72 \text{ KN} \leq F_{v,Rd} = 3845.44 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

7. Assemblage des éléments de contreventements :

7.1. Assemblage du contreventement en croix de Saint-André-portique :

L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction $N_{t.sd} = 816,218 \text{ kN}$

7.1.1. Assemblage gousset-noeud du portique :

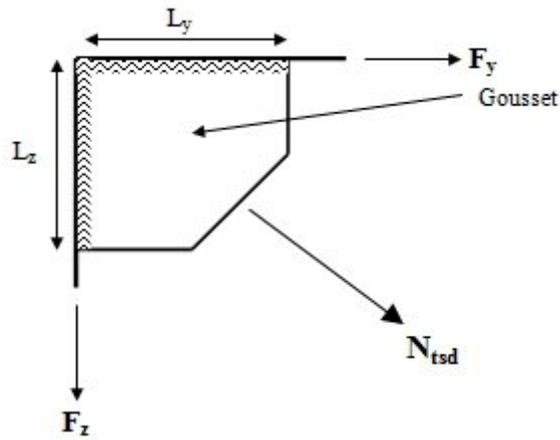


Figure 8.13: Assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure.

- Pré dimensionnement du gousset

L'épaisseur du gousset dépend de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

F(KN)	200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

Tableau 8.1 : Epaisseur du gousset au fonction de l'effort appliqué.

On a :

$N_{t,sd} = 239,72 \text{ kN}$; donc on prend : $e=10\text{mm}$

- Pré dimensionnement de la gorge de soudure

Elle est donnée par la formule suivante :

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5t_{\text{max}}$$

t_{max} : épaisseur maximale des pièce assemblées

$$t_{\text{max}} = t \text{ (HEA450} = 21\text{mm)}$$

Donc : $a = 10\text{mm}$

La longueur du cordon de soudure est donnée par :

$$N_{pl,Rd} = \frac{N_{Sd} \times \gamma_{Mw} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{2 a F_u} \dots\dots\dots (I)$$

Il faut décomposer l'effort en deux composantes (figure 8.11).

$$\text{tg } \alpha = \frac{3,40}{5,30} = 0,64 \Rightarrow \alpha = 32,68^\circ$$

Donc :

$$F_y = N_{t,sd} \times \cos 32,68 = 201,77\text{KN}$$

$$F_z = N_{t,sd} \times \sin 32,68 = 129,43\text{KN}$$

A partir de l'équation (I), on aura :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x \geq 6,06\text{cm} \\ \text{donc on prend } L_x = 7 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$L_y \geq 3,89 \text{ cm}$$

$$L_y = 4 \text{ cm}$$

7.1.2. Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique :

Pour ce type d'assemblage, on choisit des boulons ordinaires de classe 8.8 et on dispose deux boulons dans chaque rangée.

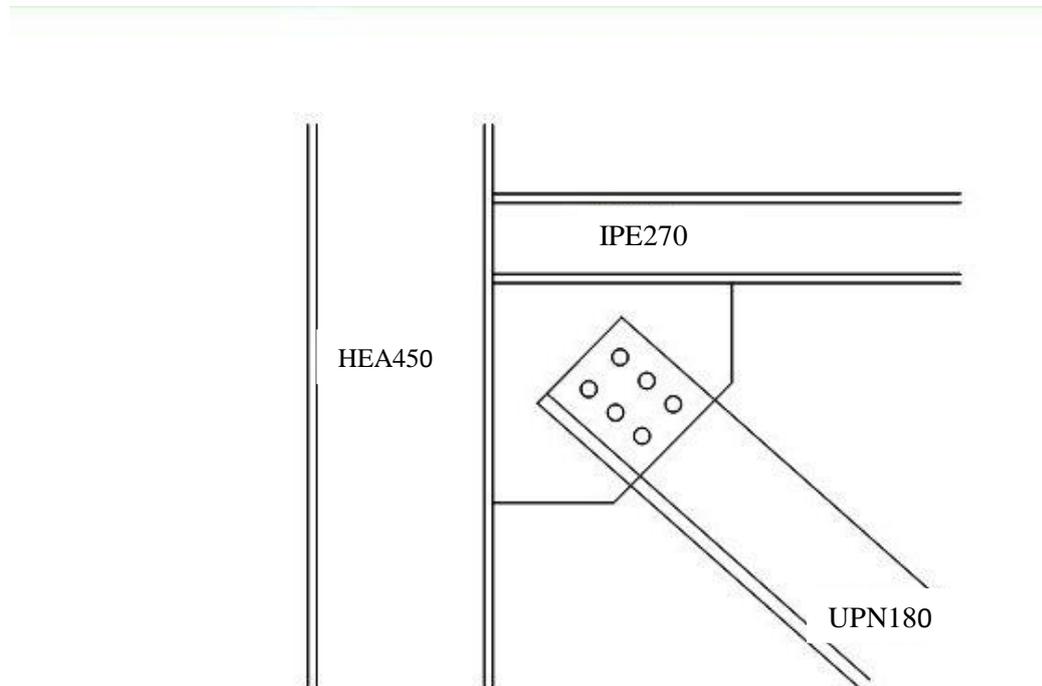


Figure 8.14 : Assemblage des diagonales sur gousset.

- **Distribution de l'effort normale sur les boulons :**

$$F_{V.Sd} = \frac{V_{.Sd}}{np} = \frac{239.72}{6} = 39.95 \text{ KN}$$

Avec :

p : nombre de plan de cisaillement

n: nombre de boulons

- **Dimensionnement des boulons :**

$$F_{V.Sd} \leq F_{v.Rd} = 0.6 \times A_s \frac{F_{ub}}{\gamma_{Mb}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{V.Sd} \times \gamma_{Mb}}{0.6 F_{ub}} = 104.03 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons de types M(14) avec $A_s = 115 \text{ mm}^2$

- Disposition géométrique

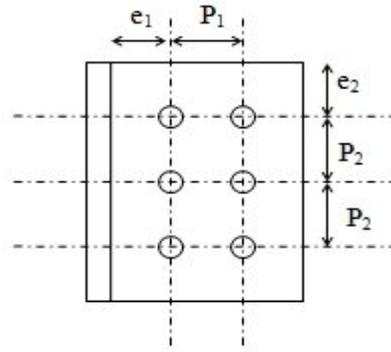


Figure 8.15 : Disposition géométrique.

$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200)$: on prend $p_1 = 100$ mm ;

$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200)$: on prend $p_2 = 100$ mm

$e_1 \geq 1.5 d_0$: on prend $e_1 = 40$ mm ;

$e_2 \geq 1.2 d_0$: on prend $e_2 = 40$ mm.

2.2. Vérifications nécessaires:

- **Vérification vis-à-vis de l'assemblage trop long :**

Assemblage long $\Rightarrow L \geq 15 \times d$

$$L = (n-1) P_2 = 100 \text{ mm}$$

$15d = 210 \text{ mm} > L = 100 \text{ mm} \Rightarrow$ assemblage n'est pas long

- **La pression diamétrale :**

- ✓ **Cornière :**

On doit vérifier que:

$$F_{V.Sd} \leq F_{b.Rd} = 2.5 \times \alpha \frac{F_U \times d \times t_p}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_U = 36 \text{ daN} / \text{mm}^2, \gamma_{Mb} = 1.25, d = 14 \text{ mm}, d_0 = 15 \text{ mm},$$

L'épaisseur des cornières est $t = 10,4$ mm.

$$\alpha = \text{Min}\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{Ub}}{f_U}, 1\right) \Rightarrow \alpha = 0,88$$

$$F_{b.Rd} = 2.5 \times 0,66 \times \frac{360 \times 14 \times 18}{1.25} \times 10^{-3} = 69,189 \text{ KN}$$

$$F_{V.Sd} = 39,95 \text{ KN} \leq F_{b.Rd} = 69,189 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

✓ **Gousset :**

$$F_{b.Rd} = 2.5 \times \alpha \frac{F_U \times d \times t_p}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{b.Rd} = 2.5 \times 0,66 \times \frac{360 \times 10 \times 18}{1.25} \times 10^{-3} = 85,53 \text{KN}$$

$$F_{V.Sd} = 39,95 \text{KN} \leq F_{b.Rd} = 85,53 \text{KN}$$

Condition vérifiée

• **Vérification de la section nette de la cornière :**

$$\text{On doit vérifier que: } F_{t.Sd} \leq F_{t.Rd} = 0.9 \times A_{\text{net}} \frac{F_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$A_{\text{net}} = 10 \times (130 - 2 \times 15) = 1000 \text{mm}^2$$

$$F_{t.Sd} = 39,95 \text{KN} \leq F_{t.Rd} = 480 \text{KN}$$

(Condition vérifiée)

7. 1. 3 Assemblage des diagonales pour palée de stabilité:

✓ **La Stabilité en X :**

Profilés UPN 180

$$N_{sd} = 23972 \text{dan}$$

Soit des boulons de $\Phi = 14 \text{mm}$ et de classe (8-).

$$A_s = 115 \text{mm}^2, F_{ub} = 800 \text{Mpa}, F_{yb} = 640 \text{Mpa}$$

$$\left. \begin{array}{l} e_1 \geq 1,2d_0 = 28,8 \\ e_2 \geq 1,5d_0 = 52,8 \\ p_1 \geq 2,2d_0 = 36 \\ p_2 \geq 3d_0 = 72 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} e_1 = 30 \text{mm} \\ e_2 = 60 \text{mm} \\ p_1 = 40 \text{mm} \\ p_2 = 80 \text{mm} \end{array} \right.$$

➤ **Résistance au glissement d'un boulon :**

$$F_s = k_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{MS}$$

$\mu = 0,4$: coefficient de frottement des pièces.

$K_s = 1$: coefficient fonction de la dimension des trous de perçage.

$m = 2$: nombre de plan de cisaillement.

$$F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$$

$$F_p = 64,4 \text{ kN}$$

Donc :

$$F_s = 1 \times 0,4 \times 2 \times 1 \times 64,4 / 1,25 = 30,5 \text{ kN}$$

- **Nombre de boulon :**

$$n = \frac{N_{s,d}}{F_s} = 7,85$$

Donc on prend 8 boulons pour vérifier les boulons au glissement.

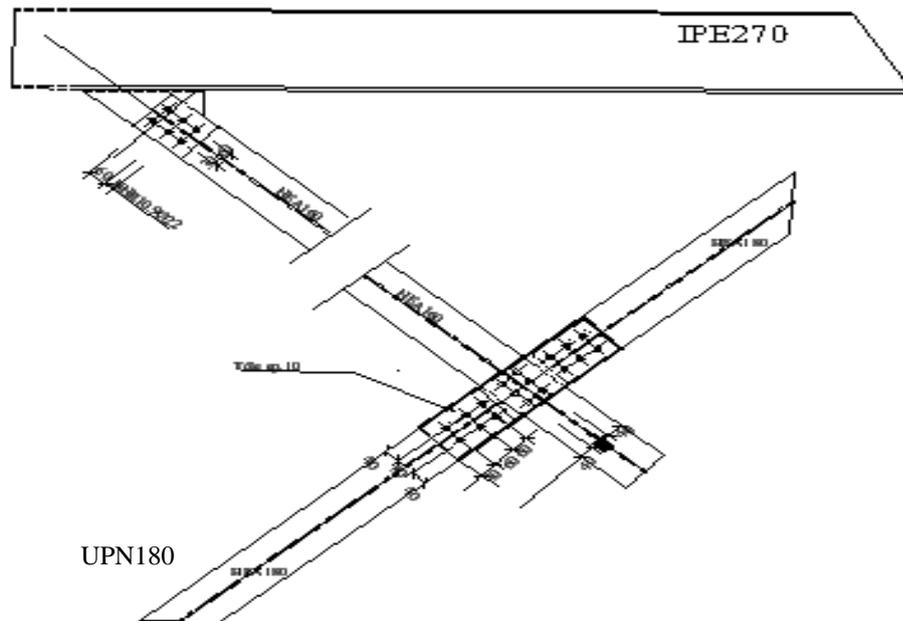


Figure 8.16: Assemblage diagonale en X

➤ **Vérification de la pression diamétrale :**

On prend des goussets d'épaisseur $t=10\text{mm}$, $f_u=36\text{dan/mm}^2$.

$$F_{b,Rd} = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / y_{mb}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}, \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) = \min (0,45, 0,58, 2,77, 1)$$

$$\alpha = 0,45$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,45 \times \frac{360 \times 14 \times 10}{1,25} \times 10^{-3} = 71,28 \text{ kN}$$

$$F_{V.Sd} = 29,96\text{KN} \leq F_{b.Rd} = 71,28\text{KN}$$

Condition vérifiée

Pour le gousset on doit vérifier que : $F_{sd} \leq F_{bRd}$

$$F_{b.Rd} = 2.5 \times \alpha \frac{F_U \times d \times t_p}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{b.Rd} = 2.5 \times 0,45 \times \frac{360 \times 14 \times 10}{1.25} \times 10^{-3} = 45,36\text{KN}$$

$$F_{V.Sd} = 29,96\text{KN} \leq F_{b.Rd} = 45,36\text{KN}$$

Condition vérifiée

7.2. Assemblage de contreventement en « V » inversé :

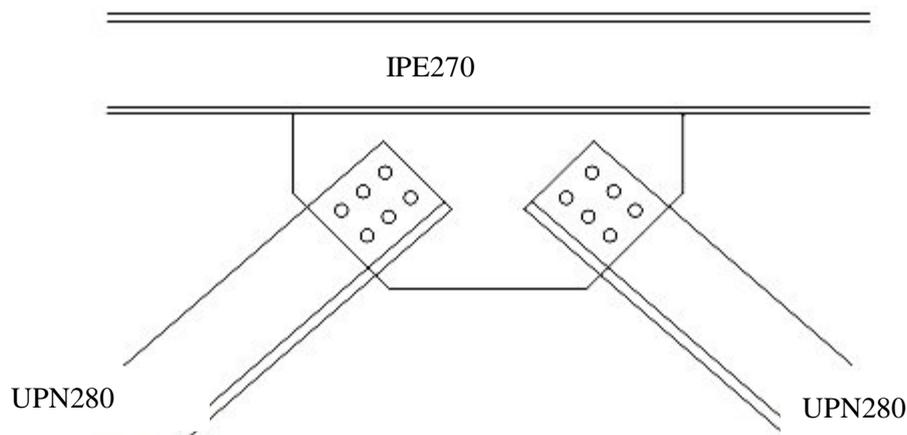


Figure 8.17 : Assemblage de contreventement en V inversé.

7.2.1. Assemblage gousset-poutre principale :

➤ Pré dimensionnement du gousset :

La plaque est soumise à deux efforts de traction :

$$N_{t,sd} = 1134,60 = 2269,2\text{kN}$$

On prend l'épaisseur du gousset $t = 18\text{mm}$

- **Pré dimensionnement de la gorge de soudure :**
- ✓ **La gorge de soudure :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5t_{\max} = 9 \text{ mm}$$

t_{\max} : épaisseur maximale des pièce assemblées

$$t_{\max} = t_{\text{IPE270}} = 10,2\text{mm}$$

Donc on prend : $a = 10\text{mm}$

La longueur du cordon de soudure est donnée par :

$$N_{pl,Rd} \geq \frac{\frac{N_{sd}}{2} \times \gamma_{Mw} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{aF_u} = 9,09\text{cm}$$

Soit $L = 10 \text{ cm}$

7.2.2. Assemblage des diagonales sur le gousset

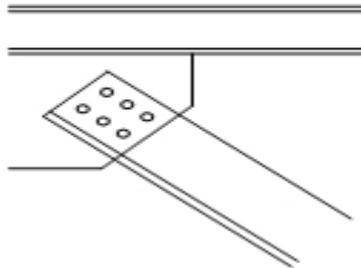


Figure 8.18 : Assemblage des diagonales sur le gousset

- Distribution de l'effort normale sur les boulons

$$F_{V.Sd} = \frac{V_{.Sd}}{np} = \frac{1134.6}{6} = 189.1\text{KN}$$

- **Dimensionnement des boulons :**

$$F_{V.Sd} \leq F_{v.Rd} = 0.6 \times A_s \frac{F_{ub}}{\gamma_{Mb}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{V.Sd} \times \gamma_{Mb}}{0.6F_{ub}} = 332.44 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons de types M(24) avec $A_s = 353\text{mm}^2$

$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200)$; on prend $p_1 = 100 \text{ mm}$;

$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200)$: on prend $p_2 = 100 \text{ mm}$

$e_1 \geq 1.5 d_0$; $e_1 \geq 22,5 \text{ mm}$, on prend $e_1 = 40 \text{ mm}$;

$e_2 \geq 1.2 d_0 : e_2 \geq 18 \text{ mm}$, on prend $e_2 = 40 \text{ mm}$

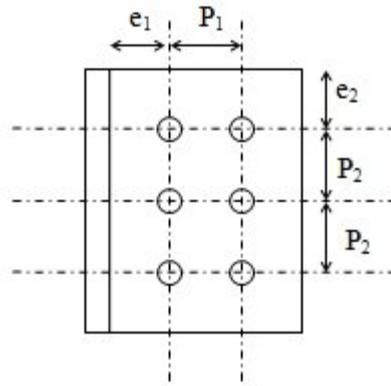


Figure 8.19: Disposition géométrique

- **Vérification vis-à-vis de l'assemblage trop long :**

Assemblage long $\Rightarrow L \geq 15 \times d$

$$L = (n-1) P_2 = 100 \text{ mm}$$

$15d = 360 \text{ mm} > L = 100 \text{ mm} \Rightarrow$ assemblage n'est pas long

- **La pression diamétrale :**

- ✓ **Cornière :**

On doit vérifier que:

$$F_{V.Sd} \leq F_{b.Rd} = 2.5 \times \alpha \frac{F_U \times d \times t_p}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_U = 36 \text{ daN} / \text{mm}^2, \gamma_{Mb} = 1.25, d = 24 \text{ mm}, d_0 = 26 \text{ mm},$$

L'épaisseur des cornières est $t = 15,2 \text{ mm}$.

$$\alpha = \text{Min}\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{Ub}}{f_U}, 1\right) \Rightarrow \alpha = 0,51$$

$$F_{b.Rd} = 2.5 \times 0,51 \times \frac{360 \times 24 \times 18}{1.25} \times 10^{-3} = 158,63 \text{KN}$$

$$F_{V.Sd} = 189,1 \text{KN} \geq F_{b.Rd} = 158,63 \text{KN} \quad \text{Condition non vérifiée}$$

La condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire d'augmenter l'épaisseur du gousset

$$t_p \geq \frac{F_{b.Rd} \times \gamma_{Mb}}{2.5 \times \alpha \times F_U \times d} = 19,62 \text{ mm.}$$

Soit l'épaisseur du gousset $t=20\text{mm}$

✓ **Gousset :**

$$F_{b.Rd} = 2.5 \times \alpha \frac{F_U \times d \times t_p}{\gamma_{Mb}} \quad F_{b.Rd} = 2.5 \times 0,51 \times \frac{360 \times 24 \times 20}{1.25} \times 10^{-3} = 196,256 \text{KN}$$

$$F_{V.Sd} = 189,1 \text{KN} \leq F_{b.Rd} = 196,256 \text{KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

8. Calcul des pieds de poteau :

8. 1. Introduction

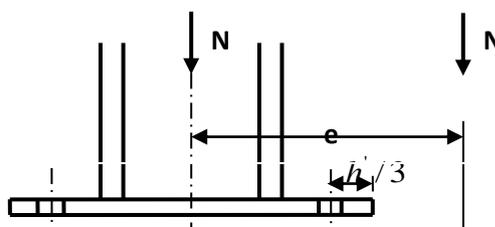
Les tiges d'ancrages ont pour but de résister aux effets des charges de calcul, elles doivent assurer la résistance en traction nécessaire vis-à-vis des effets de soulèvement et des moments de flexions.

8. 2. Ancrages des poteaux (HEA450)

Dans cette partie du bâtiment les pieds de poteaux sont encastés, ce qui veut dire que les poteaux sont sollicités en pieds par un moment, un effort normal et un effort tranchant.

$$M = 8917,0 \text{daN.m}$$

$$N = 256590 \text{daN}$$



$T = 29528 \text{ daN}$

Figure 8. 20. Pied de poteau encastré

$$T = A \cdot \sigma_a$$

$$C = 1/2 \cdot b \cdot h' \cdot \sigma_b$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} \quad (\text{coefficient d'equivalence acier-béton})$$

$$\sigma_a = n \cdot \sigma_b \frac{h - h'}{h'}$$

T: Effort de traction sollicitant les boulons de gauche

C: Effort de compression sollicitant le béton sous la platine

σ_a : contrainte due à l'effort de traction appliqué aux tiges d'encrage

σ_b : contrainte due à l'effort de compression sollicitant le béton sous la platine.

$$h'^3 + 3(1-h) \cdot h'^2 + 90A \frac{l}{b} h' - 90A \frac{l}{b} h = 0$$

La résolution de l'équation ci-dessus permet d'obtenir h' et par la suite vérifier σ_a et σ_b

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{h - \frac{h'}{3}} \leq \sigma_e$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot N \cdot l}{b h' (h - \frac{h'}{3})} \leq \bar{\sigma}_b$$

8.3. Calcul et dimensionnement de la platine

$$\sigma_e = 23,5 \text{ daN} / \text{mm}^2$$

$$\text{béton} : \bar{\sigma}_b = 2,5 \text{ daN} / \text{mm}^2$$

$$A = 4000 \text{ mm}^2 \quad (\text{Section d'une file de boulons})$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{8917}{256590} = 0,034 \text{ m} = 34,75 \text{ mm} = D/6 = 108,33 \text{ mm}$$

$$\text{avec } D = 650 \text{ mm}$$

Donc le centre de poussée se trouve hors du tiers centrale de la section et la platine a tendance à se soulever à gauche.

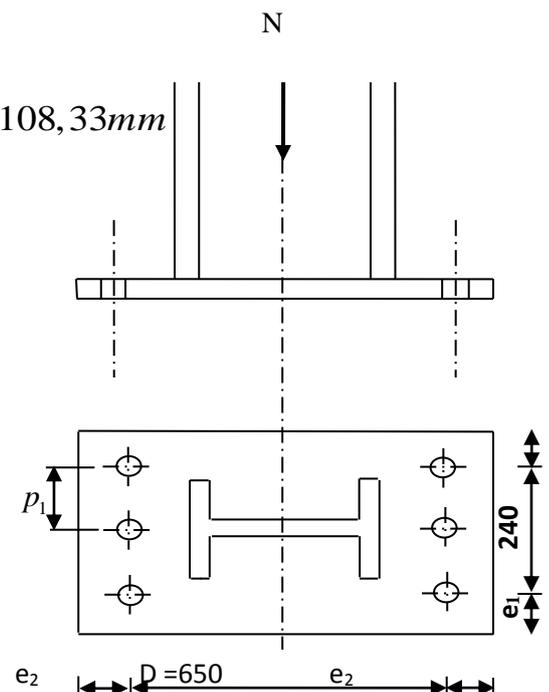
Selon l'Eurocode3 :

Diamètre nominal du trou d_0 :

$$d = 39 \text{ mm} \quad (\text{diamètre du boulon})$$

$$d_0 = d + 3 = 42 \text{ mm}$$

Entraxe longitudinale (p_1)



$$p_1 \geq 2,2d_0 = 85,8mm$$

$$\text{on prend } p_1 = 120mm$$

$$e_1 \geq 1.5d_0 = 60mm$$

$$\text{on prend } e_1 = 70mm$$

$$e_2 \geq 1.2d_0 = 48mm$$

$$\text{On prend } e_2 = 60mm$$

➤ **Vérification de la contrainte de compression du béton**

$$A = 4000mm^2$$

$$l = e + \frac{D}{2} = 1625mm$$

$$h = e_2 + D = 710mm$$

$$b = 380mm$$

l'équation du troisième degré s'écrit alors :

$$h^3 + 3(l-h)h^2 + 90 \times 4000 \times \frac{l}{b}h - 90 \times 4000 \times \frac{l}{b}h = 0$$

$$\Rightarrow h' = 393,73mm$$

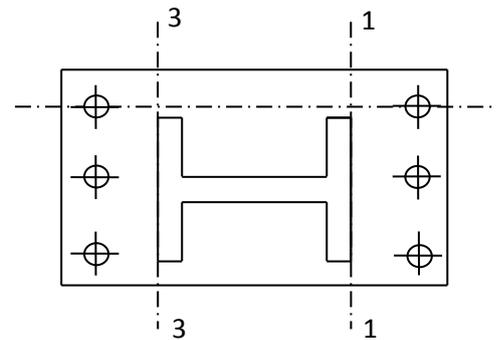
la contrainte de compression sur le béton est alors égale à :

$$\sigma_b = \frac{2 \times 45719 \times 1625}{380 \times 393,73 \times (710 - 393,73/3)} = 2,13 daN/mm^2 < \bar{\sigma}_b = 2,5 daN/mm^2$$

➤ **Vérification des goujons à la traction**

$$\sigma_a = \frac{N \cdot (l - h + h'/3)}{A(h - h'/3)} = \frac{256590 \cdot (1625 - 710 + 393,73/3)}{4000 \cdot (710 - 393,73/3)} = 2,175 daN/mm$$

$$\Rightarrow \sigma_a = 21,7 < \sigma_e = 23,5 daN/mm^2$$



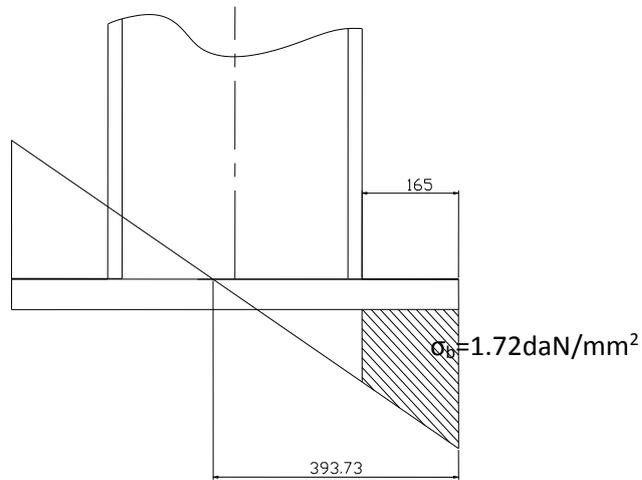


Figure 8. 21. Vérification dans la section 1.1

8.4. Calcul de l'épaisseur de la platine

➤ Vérification de la section 1.1

Les moments fléchissant correspondant une bande de

largeur unité (1cm) et d'épaisseur t sont

$$M_1 = 217,16,5,0,165/2 = 295,39 \text{ daN.m}$$

$$M_2 = (72,1,16,5)/2,0,165/3 = 32,71 \text{ daN.m}$$

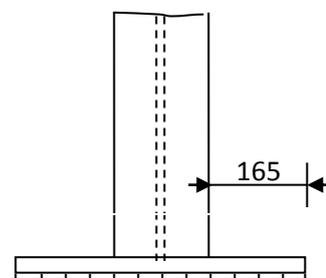
$$M = M_1 - M_2 = 262,68 \text{ daN.m}$$

Le moment fléchissant dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal des contraintes situé à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

Le module d'inertie de la platine est : $\frac{I}{v} = \frac{bt^2}{6}$

La contrainte de flexion dans la section 1-1 est :

$$6 \times 262,68$$



$$\sigma = \frac{M}{I/v} = \frac{6.M}{bt^2} = \frac{6 \times 201,41}{1 \times t^2} \leq \sigma_e = 2350 \text{ daN/cm}^2$$

$$t \geq 7,17 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la section 2.2**

$$M = 217.16,5.0,165/2 = 295,39 \text{ daN.m}$$

$$\text{D'où : } \sigma = \frac{6.M}{t^2} = \frac{6 \times 295,39}{t^2} = \frac{1772,15 \times 10}{t^2} \leq \sigma_e = 2350 \text{ daN/cm}^2$$

$$\Rightarrow t \geq 7,73 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la section 3-3**

Du coté tendu, la platine est soumise à un moment

$M = 0,105T$ avec T : effort de traction repris par les goujons

$$T = A \cdot \sigma_a = 4000 \cdot 21,3 = 85200 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow M = 8526 \text{ daN.m}$$

$$\frac{I}{v} = \frac{bt^2}{6}$$

il faut donc vérifier que :

$$\frac{6.M}{38t^2} = \frac{6 \times 8946}{38t^2} \leq \sigma_e = 2350 \text{ daN/cm}^2$$

$$\Rightarrow t \geq 8,67 \text{ cm}$$

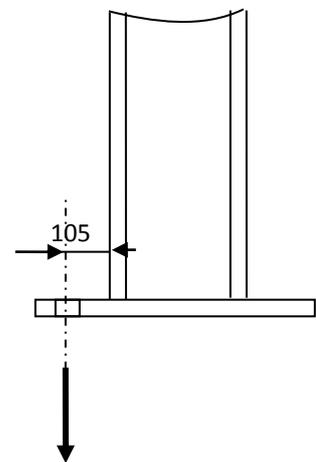


Figure 8. 22. Vérification dans section 3-3

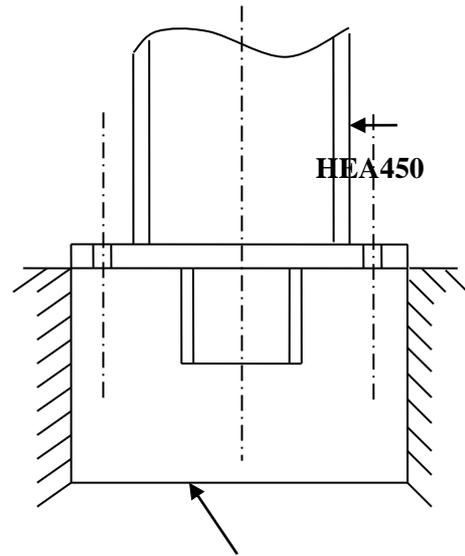
Finalement nous sélectionnerons une plaque d'assise de 3cm d'épaisseur

Et on' ajoute des raidisseurs

➤ **Dimensionnement de la bêche:**
Condition de pose d'une bêche

⇒ La pose d'une bêche s'avère nécessaire.

Le cas le plus défavorable pour le dimensionnement des bèches est obtenu lorsque l'effort tranchant en pied de poteau est maximal. Selon l'Eurocode3 la vérification d'une pièce soumise à un effort tranchant « T » se fait par la formule suivante :



$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} \quad \text{avec } V_{sd} = T = 29528 \text{ daN}$$

$V_{pl.Rd}$: c'est la valeur de calcul de la résistance plastique.

$$V_{pl.Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{MO}} \quad \text{avec } : \gamma_{MO} = 1,1$$

$$A_v = A - 2b t_f + (t_w + 2r) t_f$$

$$A_v \geq \frac{V_{sd} \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{MO}}{f_y} = 239,39 \text{ mm}^2$$

$A_v \geq 239,39 \text{ mm}^2$ pour la bêche nous choisirons un profilé IPE100.

✓ **Diamètre des goujons :**

L'effort admissible par scellement. dans le cas de goujon avec crose. Fixer par

Règles CM66 (article 5,123)

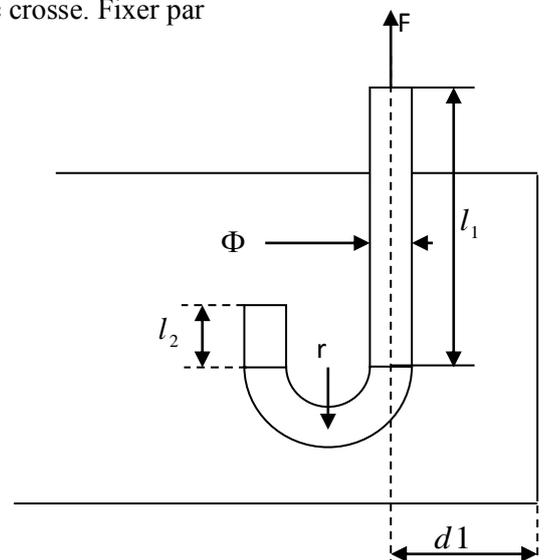
$$\text{Il faut vérifier que } N_a \geq \frac{N}{6} + \frac{M}{3D}$$

$$\text{Telle que } N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\Phi}{\left(1 + \frac{\Phi}{d_1} \right)} (l_1 + 6,4r + 3,5l_2)$$

$$r = 3\Phi$$

$$l_2 = 2\Phi$$

$$l_1 = 20\Phi$$



g_c : la résistance du béton

f_{ub} : la limite de rupture pour les boulons de classe HR10,9

$$g_c = 350 \text{ kg} / \text{m}^3$$

$$f_{ub} = 1000 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$V_g = \frac{V_{sd}}{6} + \frac{M}{3D} = \frac{256590}{6} + \frac{891700}{650} = 44136,84 \text{ daN}$$

Figure 8.23: Tige d'encrage

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7 \times 35}{10^7} \right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{0,250} \right)^2} \geq N_{\text{tige}} = \frac{N_t}{6} + \frac{M}{3D} = \frac{256590}{6} + \frac{891700}{650} = 44136,84 \text{ daN}$$

Pour avoir la valeur de Φ il faut résoudre l'équation suivante :

$$1716087,36 \Phi^2 + 3432174,72 \Phi + 44136,84 = 0$$

Et on aura que $\Phi \geq 58,46 \text{ mm}$

On utilise des tiges marteau de diamètre $\Phi = 60 \text{ mm}$

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\Phi}{\left(1 + \frac{\Phi}{d_1} \right)} (l_1 + 6,4r + 3,5l_2) \geq \frac{N}{6} + \frac{M}{3D}$$

$$\Rightarrow N_a = 58236,008 \text{ daN} \geq V_g = 44136,84 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l'effort de traction $N_{\text{tige}} < N_t = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$

$$N_{\text{tige}} = 44136,84 \text{ daN} < N_t = \frac{2826 \times 23,5}{1,1} = 60373,63 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Chapitre 09

Etude de l'infrastructure

1. Introduction :

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, Palée...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation se fait en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques ou mécaniques des sols.

Les questions abordées dans ce chapitre concernent la détermination des dimensions et le ferrailage des éléments de fondations en tant qu'éléments en béton armé.

Dans le cas le plus général, un élément de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale) :

- Un effort normal.
- Une force horizontale, résultant par exemple de l'action d'un séisme.
- Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

2. Détermination des sollicitations :

Pour le dimensionnement des fondations superficielles, les sollicitations sont déterminées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- ✓ $G+Q+E$
- ✓ $0.8G \pm E$ RPA99/V2003 (Art.10.1.4.1)

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 :

- ✓ ELU : $1.35G+1.5Q$
- ✓ ELS : $G+Q$

3. Choix du type de fondation :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol d'assise.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ Les charges transmises au sol.
- ✓ La profondeur du bon sol.

D'après le rapport du sol, il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle (filante ou radier) à au moins 1.20 m de profondeur après terrassements des remblais et de prendre une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 1.5$ bars.

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

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

avec :

N : effort transmis de la superstructure jusque à la base.

S : Surface d'appui sur le sol.

σ_{sol} : La capacité portante du sol.

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne conviennent pas, on passe au radier général.

Remarque :

L'étude de l'infrastructure se fait après la modalise avec l'élément adopté aux vérifications.

3.1. Vérification des semelles isolées :

N.B : pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

Effort normal agissant sur la semelle calculé selon la combinaison ELS ; obtenu par le logiciel Robot.

N = 703.95 KN.

Soit : $S = A \cdot B = A^2$

D'où ;

$$A = B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{703.95}{1.5 \times 10^2}} = 2.17 \text{ m}^2.$$

Soit : A = B = 2.20m.

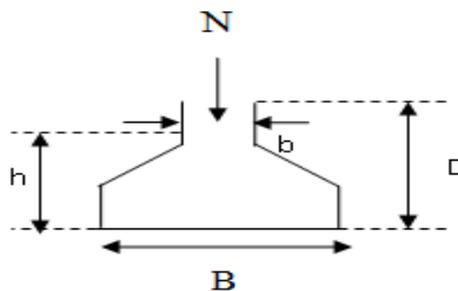


Figure 9.1 : schéma d'une semelle isolée

On remarque qu'il y a un chevauchement entre les semelles des poteaux dans le sens(x-x), elles sont très rapprochées dans le sens(y-y), (voir le plan d'implantation), donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas. Ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

3.2. Vérification des semelles filantes :

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que : $\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S}$

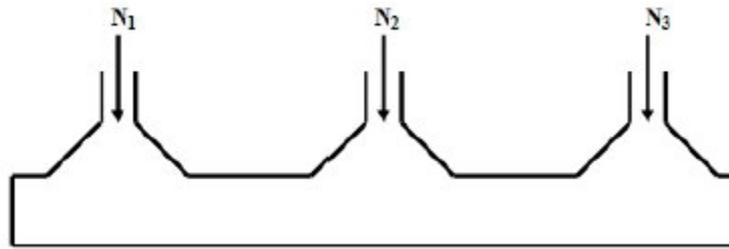


Figure 9 .2 : Schéma d'une Semelle filante

Avec :

$N = \sum N_i$ (de chaque file de poteaux.)

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle

L: Longueur de la file considérée (10.30m).

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L}$$

Les résultats des efforts de « N » sous la combinaison (G+Q+E) sont résumés dans le tableau qui suit :

N1	N2	N3	ΣN
543.92	703.95	652.81	1900.68

$$B \geq \frac{1900.68}{1.5 \times 10^2 \times 10.30} = 1.23m$$

B=1.25m

On remarque que l'entre axe entre les deux portiques est de 3.15 donc on a pris le choix des semelles filantes.

3.2.1 Vérification de la contrainte

$$\sigma = \frac{N_x}{B \times L} = \frac{\sum N + 1.35G_0}{B \times L} \leq \sigma_{sol}$$

Calcul ce G_0 :

La semelle est ancrée à 1.6 m de profondeur :

G_0 =poids propre de la semelle + poids propre des avants poteaux.

$G_0=214.96\text{KN}$.

$$\sigma = \frac{N_x}{B \times L} = \frac{1900.68 + 1.35 \times 214.96}{1.25 \times 10.30} = 170.16\text{Kpa} \geq \sigma_{sol} = 150\text{KPa}$$

Donc on augmente la largeur de la semelle.

$$\sigma = \frac{N_x}{B \times L} = \frac{1900.68 + 1.35 \times 214.96}{1.7 \times 10.30} = 125.13\text{Kpa}$$

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5\text{cm} = \frac{170-25}{4} + 5 = 41.25\text{cm}$$

$\sigma \leq \sigma_{sol}$ donc on opte pour les dimensions suivantes :

→ $B=1.7\text{m}$

→ $h= 45\text{cm}$

3.2.2 Vérification au renversement des semelles soumises a un moment fléchissant :

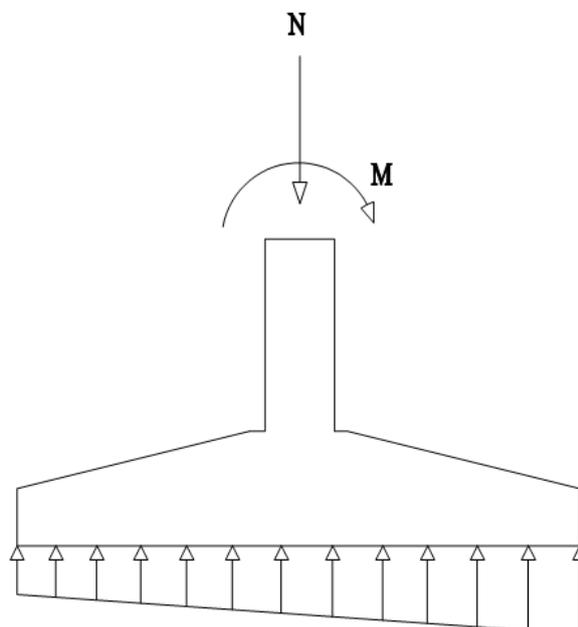


Figure 9.3: Semelle soumise a un effort normal et un moment de fléchissant

Dans le cas où la semelle est soumise a un moment M la réaction du sol n'est dans ce cas pas uniforme sous la semelle, alors il y a lieu de vérifier la contrainte qui une contrainte moyenne.

$\sigma_{moy} = (\sigma_{min} + 3\sigma_{max}) / 4$; les valeurs de σ données par :

Si $e = M/N \leq B/6$:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = (N/B \times L) \times (1 + 6e/B) \\ \sigma_{min} = (N/B \times L) \times (1 - 6e/B) \end{array} \right.$$

Les résultats des valeurs de (e) sont donnés par le tableau suivant :

Semelle	N(KN)	M(KN.m)	e (m)	B (m)	B/6	Observation $e \leq B/6$
	2190.87	189.57	0.08	1.7	0.26	Vérifiée

Les résultats des valeurs de (σ) sont donnés par le tableau suivant :

Semelle	N (KN)	M (KN.m)	L (m)	B (m)	σ_{max} (KPa)	σ_{min} (KPa)	σ_{moy} (KPa)	σ_{sol} (KPa)
	2190.87	189.57	10.30	1.7	160.16	90.09	142.64	150

Tableau 9.1: Valeurs des contraintes sous les différentes semelles.

✓ **Remarque :**

On remarque que ($\sigma_{moy} < \sigma_{sol}$) pour toutes les semelles, la condition est vérifiée

3.3. Ferrailage de la semelle

- **Transversalement :**

La transmission des charges par les bielles de béton comprimé :

ELU :

$$N_x = 2190.87 \text{ KN.}$$

$$A_s = \frac{N \times (B - b)}{8.d.f_{st}}$$

$$A_s = \frac{2190.87 \times (1.7 - 0.25)}{8.(0.45 - 0.05).348.1000}$$

$$A_s = 25.85 \text{ cm}^2$$

- **Longitudinalement:**

$$A_t = \frac{A_s}{3}$$

$$A_t = \frac{25.85}{4} = 6.47 \text{ cm}^2$$

Les résultats des sections d'acier a adopter pour les semelles sont donnés par le tableau suivant :

semelle	B	h	Nx	L	As cm ²	A adopter	At	A adopter
	1.7	0.45	2190.87	10.30	25.85	9HA20=28. 27cm ²	6.47	6HA12=6.79 cm ²

Tableau 9.2 : Tableau de ferrailage des semelles

➤ **Schéma de ferrailage :**

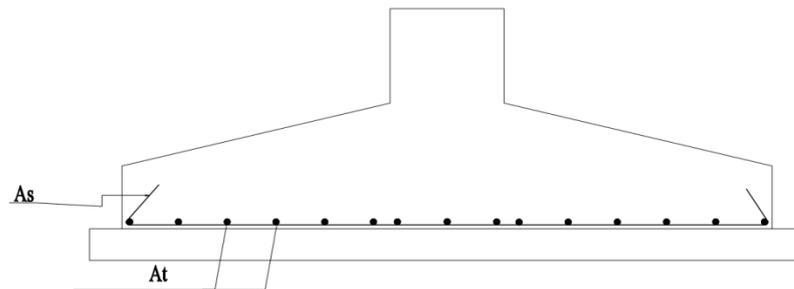


Figure 9.4 : Schéma de ferrailage de la semelle filante.

4. Voiles périphériques :

Les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de terrain naturel .Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées des terres.

Il doit remplir les exigences suivantes :

- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante.
- ✓ Épaisseur minimale $E_p \geq 15$ cm.

4.1. Dimensions de voile périphérique :

Les dimensions du voile périphérique sont représentées sur la figure suivante :

On prend, $E_p = 20$ cm

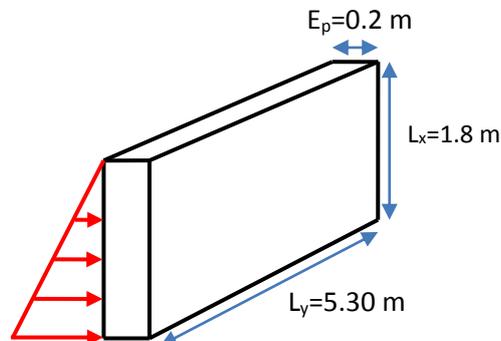


Figure 9.5 : Dimensions de voile périphérique.

4.2. Caractéristiques du sol :

- ✓ Poids spécifique : $\gamma = 20$ KN/m³.
- ✓ Angle de frottement : $\varphi = 18^\circ$
- ✓ Cohésion : $C = 0.27$ bars.

4.3. Méthode de calcul :

Le voile périphérique est considéré comme un ensemble de panneaux dalles, encastés en chaque côté. Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

4.4 Sollicitations :

a. Poussée des terres :

$$P_1 = \gamma \times h \times \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$P_1 = 20 \times 1.8 \times \operatorname{tg}^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{18}{2} \right) - 2 \times 0.27 \times \operatorname{tg} \left(\frac{180}{4} - \frac{18}{2} \right)$$

$$P_1 = 18.69 \text{ KN/m}^2.$$

b. Charge due à la surcharge :

Au vu du plan de masse annexé au plan de notre structure, il existe un terrain qui peut être exploitable dans le futur. Pour tenir compte d'éventuelles charges que ça peut engendrer ; on prévoit le calcul de notre voile périphérique en tenant compte d'une surcharges $Q = 10$ KN/m².

$$P_2 = Q \times \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 10 \times \operatorname{tg}^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{18}{2} \right) = 5.28 \text{ KN/m}^2.$$

4.5. Ferrailage de voile périphérique :

❖ Calcul à l'ELU :

$$P_u = 1.35 \times P_1 + 1.5 \times P_2 = 33.15 \text{ KN/m}^2.$$

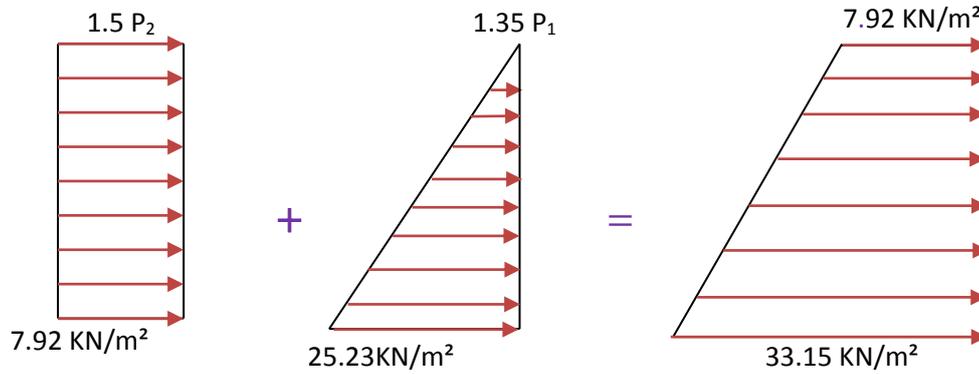


Figure 9.6: Diagrammes des contraintes.

$$\begin{cases} L_x = 1.8 \text{ m} \\ L_y = 5.3 \text{ m} \\ E_p = 20 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{\min}(h = 0\text{m}) = 1.5 \times P_2 = 7.92 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\max}(h = 1.6 \text{ m}) = 1.35 \times P_1 + 1.5 \times P_2 = 33.15 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 26.84 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.33 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans un seul sens.}$$

$$\begin{cases} A^{\min} = \rho_0 \times b \times e \\ \rho_0 = 0.0008 \end{cases}$$

▪ **ELU :**

Tableau 9.3: Sollicitation et ferrailage du voile périphérique			
Sens	Désignation	$q_u = 26.84 \text{ KN/m}^2$	
		Travées	Appuis
X-X	M_0 (KN.m)	43.48	43.48
	M (KN.m)	36.96	-21.74
	$A_{\text{calculée}}$ (cm ² /ml)	5.49	3.19
	A_{min} (cm ² /ml)	1.6	1.6
	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ² /ml)	5HA12 = 5.65	5HA10 = 3.95

- Sens y-y :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit } A_r = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

➤ **Vérification au cisaillement:**

On doit vérifier :

$$V_u = \frac{q_u * L_x}{2} * \frac{1}{1 + \left(\frac{\rho}{2}\right)} = 23.56 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.02 < \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 4\text{MPa}) = 3.25 \text{ MPa.}$$

Commentaire : Pas risque de cisaillement par effort tranchant.

❖ **Vérfications à l'ELS :**

$$\begin{cases} L_x = 1.8 \text{ m} \\ L_y = 5.30 \text{ m.} \\ E_p = 20 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{\min}(h = 0\text{m}) = P_2 = 5.28 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\max}(h = 1.8 \text{ m}) = P_1 + P_2 = 23.97 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 20.61 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

• **Vérification des contraintes :**

Les résultats obtenus sont ;

		Tableau 9.4 : Vérification des contraintes								
Localisation		M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
Sens x-x	En travée	28.38	5.65	5.03	23235	6.15	15	274.16	210.6	Non vérifiée
	En appuis	-16.70	3.95	4.31	17255	4.17	15	227.75	210.6	Non Vérifiée

On remarque que la contrainte de l'acier en travée et en appuis ne sont pas vérifiées ($\sigma_s > \bar{\sigma}_s$), donc on doit augmenter la section de l'acier

Sens	Localisation	M _{ser} (KNm)	A _{adopté} (cm ²)	σ _b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	Travée	28.38	5HA14 = 7.70	5.46	15	203.77	210.6
	Appui	-16.70	6HA10 = 4.74	3.87	15	191.02	210.6

On remarque que toutes les conditions ($\sigma_s < \bar{\sigma}_s$) sont vérifiées.

A_r = 4HA8 = 2.01 cm² /ml.

❖ **Espacement des armatures .**

Conformément au RPA 99/2003, l'espacement doit vérifier la condition suivante:

- ✓ Sens X-X: $S_t \leq \min(3E_p, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. Alors, $S_t = 20 \text{ cm}$.
- ✓ Sens Y-Y: $S_t \leq \min(4E_p, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$. Alors, $S_t = 25 \text{ cm}$.

❖ Schémas de ferrailages:

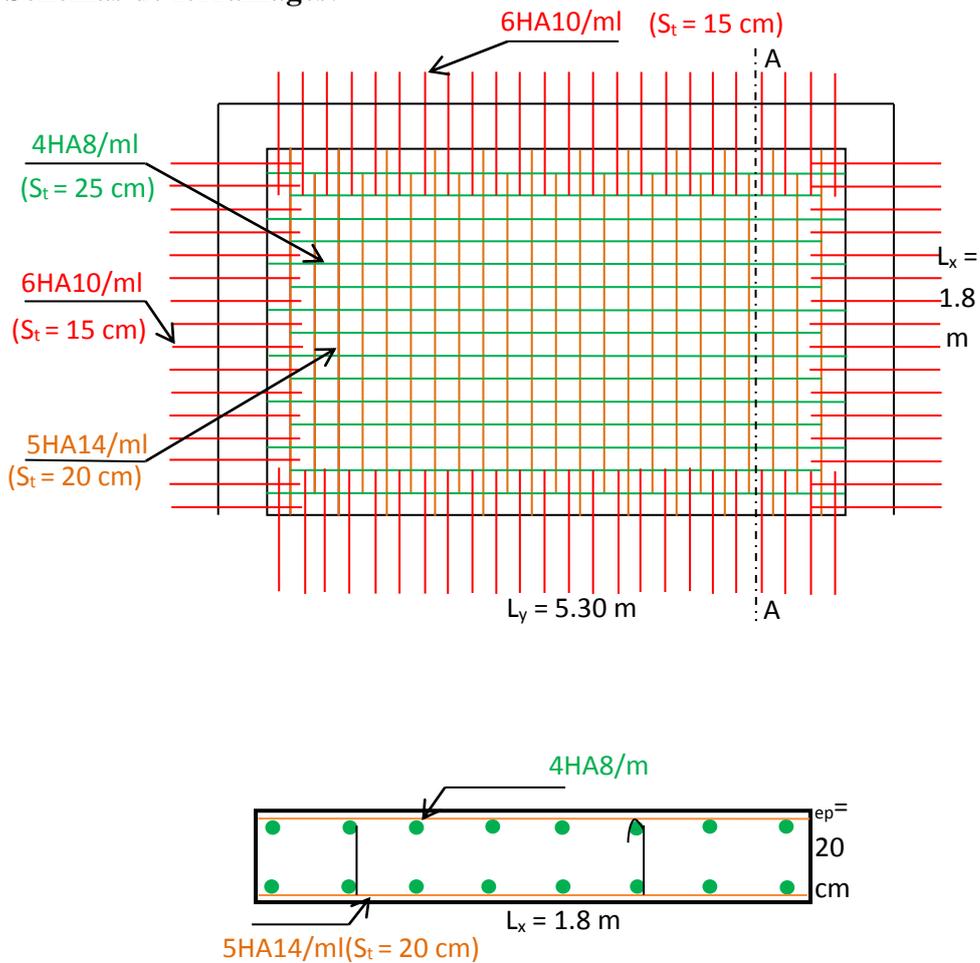


Figure 9.7: Schéma du ferrailage du voile périphérique

Conclusion:

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Le voile est calculé et ferrillé comme un plancher encastré au niveau du radier.

Chapitre 10

Vérification de la stabilité d'ensemble

1. Vérification de la stabilité d'ensemble :

Après avoir dimensionné et vérifié les éléments de la structure à la résistance, et à la stabilité, on doit aussi s'assurer de la stabilité d'ensemble.

La stabilité de la structure est assurée si le rapport suivant est vérifié : $\frac{M_{st}}{M_R} \geq 1$.

Avec:

M_{ST} : moment stabilisateur.

M_R : moment de renversement.

2. Déterminations des forces renversantes:

2.1. Cas du vent :

- **Vent perpendiculaire à la façade principale (sens V1) :**

Les valeurs des forces renversantes ainsi que les moments de renversements sur chaque niveau sont données dans les tableaux suivants : (voir l'étude climatique).

✓ **Pour un $C_{pi}=0.8$:**

Niveau	RDC	Etage1	Etage2	Etage3	Etage4	Etage5
$\sum (q_j \times S_i)$ (KN)	66.609	84.206	97,816	107,611	116,707	125.911
Z_j (m)	3.4	6.8	10.2	13.6	17	20.4
M_R (KN.m)	226.47	572.60	997.723	1463.509	1984.019	2568.58

Tableau 10.1: Sollicitations sous $C_{pi}=+0,8$.

La somme des moments renversants est : $\sum M_{Ri} = 7812.901$ kN.m

✓ **Pour un $C_{pi}= - 0.5$:**

Niveau	RDC	Etage1	Etage2	Etage3	Etage4	Etage5
$\sum (q_j \times S_i)$ (KN)	72.125	88.457	102.364	113.861	124.215	136.125
Z_j (m)	3.4	6.8	10.2	13.6	17	20.4
M_R (KN.m)	245.225	601.507	1044.112	1548.509	2111.655	2776.95

Tableau 10.2: Sollicitations sous $C_{pi}= - 0.5$.

La somme des moments renversants est : $\sum M_{Ri} = 8327.958$ kN.m.

- **Vent parallèle à la façade principale (sens V2) :**

✓ **Pour $C_{pi}=+0,8$:**

Niveau	RDC	Etage1	Etage2	Etage3	Etage4	Etage5
$\sum (q_j \times S_i)$ (KN)	46,365	54,702	59,837	63,635	66,605	69,140
Z_j (m)	3.4	6.8	10.2	13.6	17	20.4
M_R (KN.m)	157.641	371.973	610.337	865.436	1132.285	1410.456

Tableau 10.3: Sollicitations sous $C_{pi}=+0,8$.

La somme des moments renversants est : $\sum M_{Ri} = 4548.128$ kN.m.

✓ **Pour un $C_{pi}= - 0.5$:**

Niveau	RDC	Etage1	Etage2	Etage3	Etage4	Etage5
$\sum (q_j \times S_i)$ (KN)	54,796	65,278	70,717	75,205	78,715	81,711
Z_j (m)	3.4	6.8	10.2	13.6	17	20.4
M_R (KN.m)	186.306	443.890	721.313	1022.788	1338.155	1666.904

Tableau 10.4: Sollicitations sous $C_{pi}= - 0.5$.

La somme des moments renversants est : $\sum M_{Ri} = 5379.356$ kN.m.

2.2. Cas du séisme

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau sol-fondation. Les valeurs suivantes sont tirées à partir du **Robot**

F_z (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)
168.35	15.36	62.99

Tableau 10.5: Sollicitations sous E

$$M_{R/x-x} = M_x + F_z * Y_G = 15.36 + 168.35 * 10.37 = 1761.149 \text{ KN}$$

$$M_{R/y-y} = M_y + F_z * Y_X = 62.99 + 168.35 * 4.35 = 795.312 \text{ KN}$$

3. Détermination des forces stabilisatrices:

F_Z (kN)	M_X (kN.m)	M_Y (kN.m)
2746.66	6821.7	9816.27

Tableau10.6: Sollicitations sous G+Q+ E

$$F_{Z \text{ (total)}} = F_Z + P_{\text{radier}} = 2746.66 + 6381.71 = 9128.37 \text{KN}$$

$$M_{\text{st}/x-x} = F_{Z \text{ (total)}} \times Y_G = 28482.864 \text{KN}$$

$$M_{\text{st}/y-y} = F_{Z \text{ (total)}} \times X_G = 11947.971 \text{KN}$$

3. 1. Comparaison entre les moments renversants et les moments stabilisateurs :

		C_{pi}	$M_{\text{st}/x-x} / M_{R/xx}$	$M_{\text{st}/y-y} / M_{R/yy}$
Cas du vent	vent sur la façade principale (V1)	+0.8	3.645	1.53
		-0.5	3.420	1.43
	vent sur la façade secondaire (V2)	+0.8	6.262	2.627
		-0.5	5.294	2.22
Cas du séisme			16.170	15.02

Tableau 10.7: Rapport M_{st} / M_R .

Conclusion :

D'après les résultats du tableau ci-dessus, on remarque que le rapport $M_{\text{st}}/M_R > 1$.

Donc la structure est stable vis-à-vis des l'actions sismique et du vent

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Dans notre travail on a étudié les différentes étapes de la construction d'un bâtiment venant de l'étude climatique et le rapport entre le lieu d'implantation avec le choix des profilés. Ce dernier est basé sur l'étude sismique, des planchers, et des contreventements, on doit aussi mentionner que la formation et la construction de l'homme n'est jamais complète mais c'est toujours à parfaire et à développer.

On ne saurait prétendre que cette étude nous a met hors de portée de toutes difficultés de la construction métallique, mais il n'en demeure pas moins qu'elle nous a permis d'élargir le champ de nos connaissances et nous encouragent à entamer ce vaste domaine.

Par ailleurs, nous pensons que le contenu de ce projet serait d'autant plus viable que si on pouvait apporter plus sévèrement des aspects sécurités, techniques et économiques.

Avant de clore notre mémoire, nous tenons sincèrement à témoigner notre gratitude à tous ceux qui - pour la préparation de ce projet - ont bien voulu nous apporter leurs aides et conseils et souhaitons en même temps le développement et l'évolution de cette spécialité en dépassant ses inconvénients.