



Faculté : Des sciences de l'ingénieur.
Département : Génie Civil.
Domaine : Construction Métallique Mixte.
Discipline : Charpente Métallique.
Spécialité : Charpente Métallique

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème :

ETUDE D'UNE STRUCTURE USAGE R+3
EN CHARPENTE METALLIQUE

Présenté par : BAKHOUCHE Ibtissem & BEZOUILL Samia

Encadrant : SLIMANI FAYCEL Grade : MCB

Université

Jury de Soutenance :

Mr : OUCIEF HOCINE	Grade : PROFESSEUR	Université	Président
Mr : SLIMANI FAYCEL	Grade : MCB	Université	Encadrant
Mr : FELLAH FARII	Grade : MCA	Université	Examineur

Année Universitaire : 2021/2022

REMERCIEMENTS

Je Tiens A Exprimer Toute Ma Reconnaissance A Mon Directeur

De Mémoire Monsieur SLIMANI FAYCEL.

Je La Remercie De M'avoir Encadré, Orienté, Aidé Et Conseillé.

J'adresse Mes Sincères Remerciements A Tous

Les Professeurs, Intervenants

Et Toutes Les Personnes Qui Par Leurs Paroles,

Leurs Ecrits, Leurs Conseils

Et Leurs Critiques Ont Guidé Mes Réflexions

Et Ont Accepté A Me Rencontrer

Et Répondre A Mes Questions Durant Mes Recherches.

Je Remercie Mes Très Chers Parents, Qui Ont Toujours Eté Là Pour Moi

Je Remercie Mon Homme Qui M'a Soutenu Tout Au Long De Mes Etudes

Je Remercie Tout Ma Famille, Ma Belle Famille Et Mes Amies Pour Leur
Encouragement

IBTISSEM

REMERCIEMENTS

Je Tiens A Exprimer Toute Ma Reconnaissance A Mon Directeur

De Mémoire Monsieur SLIMANI FAYCEL.

Je La Remercie De M'avoir Encadré, Orienté, Aidé Et Conseillé.

J'adresse Mes Sincères Remerciements A tout

Les Professeurs, Intervenants

Et Toutes Les Personnes Qui Par Leurs Paroles,

Leurs Ecrits, Leurs Conseils

Et Leurs Critiques Ont Guidé Mes Réflexions

Et Ont Accepté A Me Rencontrer

Et Répondre A Mes Questions Durant Mes Recherches.

Je Remercie Mes Très Chers Parents, Qui Ont Toujours Eté Là Pour Moi

Je Remercie Ma Sœur Qui M'a Soutenu Tout Au Long De Mes Etudes

Je Remercie Mon Homme Qui M'a Soutenu Tout Au Long De Mes Etudes

Je Remercie Tout Ma Famille Et Mes Amies Pour Leur Encouragement

A TousCeux Qui J'aime.

A Tous Ceux Qui M'aiment.

SAMIA

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....11

CHAPITRE I : GENERALITE

I-1- Présentation du projet	13
1.1.1 Données géométrique du projet.....	13
1.1.2 Localisation et données concernant le site.....	13
I-2- Règlement techniques.....	14
I-3- Matériaux utilisés	
I-3-1-	
Acier.....	14
I-3-2- Béton.....	14
I-3-3- Assemblages.....	15

CHAPITRE II : CONCEPTION DE L'OUVRAGE

II-1 Introduction	17
II-2 Conception architecturale :	17
II-3 Conception structurale :	17
II-3-1. Structure horizontale	17
II.3.2. Structure verticale.....	18

CHAPITRE III: EVALUATION DES CHARGES

III-1 Introduction	21
III.2.Charge permanentes	21
III.2.1. Plancher courant	21
III.2.2. Plancher terrasse inaccessible	22
III.2.3. Maçonnerie	22
III-2-4- poutres principales	23
III-2-5- Poutre intermédiaire	23
III.2.6-poutre secondaire (étage courant)	24
III.2.7. Acrotère	24
III.2.8. Escaliers (Volée)	24
III.2.9. Limon.....	25
III.2.10. le palier :.....	26

CHAPITRE V: ETUDE CLIMATIQUE

V- Effet de la neige.....	28
V-1. Introduction :.....	28
a) La charge de la neige sur le sol S_k	28
b) Coefficient de forme de la toiture	28
c) La charge de la neige sur la toiture	29

CHAPITRE IV : PRE DIMENSIONNEMENT LES ELEMENTS

STRUCTURAUX

IV-1-Introduction	31
IV-2-Classification des sections transversales selon le CCM97	31
IV-3-Principes du règlement CCM97.....	31
IV-4-Coefficient partiels de sécurité.....	32
IV-4-1.Sollicitation de calcul.....	32
IV-4-2.Valeurs limites des flèches.....	32
IV-5-Les solives :	32
IV-5-1.Pré dimensionnement des solives.....	32
IV-5-2. Dimensionnement des poutres secondaires.....	35
IV-5-3.poutres principales.....	39
IV-5-4. Etage courant.....	41
IV-6- poteaux	43
IV-7 Contreventements	44

CHAPITRE IIV : LES ELEMENTS SECONDAIRES

IIV-1.Escaliers	50
IIV- 2.LIMON	51
IIV-3- Palier de repos	54

CHAPITRE IIIV : PLANCHER MIXTE

IIIV-1. Introduction	57
IIIV-2. Evaluation des charges sur la solive.....	58
IIIV-3-Position de l'axe neutre plastique.....	61
IIIV-4. Dimensionnement de la connexion.....	63

Conclusion.....	70
-----------------	----

CHAPITRE X : ETUDE SISMIQUE

X-1. Introduction	72
X-2. Objectif de l'étude dynamique.....	72
X-3. Modélisation mathématique.....	72
X-4.Type d'analyse.....	72
X-5.Méthodes de calcul	73
X-6. Méthode statique équivalente	73
X-6-1.Principe de la méthode.....	73
X-6-2.Conditions d'application	73
X-6-3.Calcul de la force sismique totale.....	73
Conclusion	82

CHAPITRE IX : LES ASSEMBLAGES

IX-1. Introduction	84
IX-2. Fonctionnement des assemblages	84
IX-3. Assemblage poutre-poutre (solive-poutre principale).....	84
IX-4. Assemblages par double cornière	85
IX-5. Caractéristiques des éléments d'assemblage	85
IX-5-1.Assemblage poutre-solive.....	86
IX-5-2.Assemblage poteau-poutre principale (IPE 500-IPE400)	89
IX-5-3.Assemblage poteau - poutre secondaire	90
IX-5-4 .Assemblage platine – poutre	91
IX-5-5.Assemblage poteau - poutre secondaire	93
IX-5-6. Assemblage des éléments de contreventements	94
IX-5-7 .Assemblage des diagonales sur le gousset	95

CONCLUSION GENERALE.....	102
---------------------------------	------------

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 : Vue général d'un bâtiment métallique (ROBOT).....	13
Figure II-1 : Façade du projet.....	18
Figure II-2 : constitution d'un plancher collaborant.....	19
Figure II-3 : Contreventements en X	20
Figure II-4:Contreventements en Y.....	20
Figure III-1 :La poutre principale.....	23
Figure III-2 : Forme générale d'escalier.....	25
Figure IIIV -1 :Plancher collaborant	57
Figure IIIV-2 :Largeur de la dalle participante.....	59
Figure IIIV-3 Section mixte acier-béton.....	60
Figure IIIV-4: Axe neutre plastique de la poutre mixte dans la dalle	62
Figure IIIV -5: Connexion acier-béton.....	63
Figure III-V-6 : Connecteur à tête soudé.....	64
Figure IX-1 : assemblage poutre –solive.....	85
Figure IX-2 : Disposition des boulons.....	87
Figure IX-3 : Assemblage poteau-poutre principale.....	89
Figure IX-4 : Disposition des boulons dans l'assemblage poteau –poutre.....	90
Figure IX-5 : Assemblage platine poutre par cordon de soudure.....	92
Figure IX- 6:Assemblage des diagonales sur gousset	95
Figure IX- 7:Ancrage des poteaux	97
Figure IX- 8: La bêche	99
Figure IX- 9: Ancrage.....	100

LISTE DES TABLEAUX

TableauI-1: Caractéristique des nuances d'acier.....	14
--	----

Tableau III -1: charge permanente d'unplancher courant.....	21
Tableau III-2 : Evaluation des charge du plancher terrasse inaccessible.....	22
Tableau III-3 : Charge permanente pour les murs intérieurs.....	22
Tableau III-4 : Charge permanente pour les murs extérieurs.....	23
Tableau III -5: Evaluation des charges est surcharge des poutres intermédiaire	23
Tableau III -6 : charge permanente d'unplancher courant	24
Tableau III-7 :Charge permanente pour les escaliers	25
Tableau III-8: Charge permanente pour les Limons.....	26
Tableau III -9: Charge permanente pour les Paliers.....	26
Tableau V-1 :Coefficients de forme μ - toitures à un versant.....	28
TableauIV-1 :Charge permanente sur la poutre.....	35
Tableau IV-2 : charge et surcharge d'exploitation.....	39
TableauIV-3:Les différentes sections adoptées.	43
Tableau IV-4:Tableau De Profile Adapte.....	44
Tableau IV-5: La classe qualité des boulons ordinaire.....	47
Tableau IV-6:Dimension principale de pièce d'assemblage	47
Tableau IV -7 :Caractéristiques mécaniques des boulons.....	48
Tableau IIV-1:Evaluation des charges palier de repos	54
Tableau X-1:valeur de pénalité P_q et le facteur de qualité Q	75
Tableau X.2: valeurs récapitulatives des résultats.....	76
Tableau X.3: Vérification de la résultante des forces sismiques à la base	78
Tableau X.4 : Résultats extrais du logiciel Robot.....	79
Tableau X.5:déplacements horizontal sous séisme.....	80
Tableau X.6 : déplacements horizontal sous séisme.....	81
Tableau X.7 :déplacements relatifs sous séisme.....	82

NOTATIONS

G : action permanente
 Q : action d'exploitation
 g : Charge permanente uniformément répartie
 q : Charge d'exploitation uniformément répartie
 E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\ 000\ \text{MPa}$)
 G : Module de cisaillement : $G = E/(2(1+\nu)) = 81000\ \text{MPa}$
 tf : Epaisseur d'une semelle de poutre (mm, cm).
 tw : Epaisseur d'une âme de poutre (mm, cm).
 Le coefficient de poisson $\nu = 0.3$
 α : Le coefficient de dilatation
 Mel : Moment élastique
 Mpl : Moment plastique
 NR : Effort normal résistant
 V : Effort tranchant sollicitant
 NK : Effort normal critique d'Euler
 Nu : Effort normal ultime
 Vu : Effort tranchant ultime
 f (ou δ) : Flèche d'une poutre
 fub : Contrainte de rupture d'un boulon
 fu : Contrainte de rupture d'une pièce
 fY : Limite d'élasticité d'un acier
 σ : (sigma) Contrainte normale
 A : Section brute d'une pièce (cm^2).
 Anet : Section nette d'une pièce (cm^2).
 AV : Aire de cisaillement (cm^2).
 AS : Section résistante de la tige d'un boulon en fond de filet (cm^2).
 IY : Moment d'inertie de flexion maximal (cm^4).
 IZ : Moment d'inertie de flexion minimal (cm^4).
 WEL : Module de résistance élastique (cm^4).
 WPL : Module de résistance plastique (cm^3).
 a : Epaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure (mm).
 b : Largeur d'une semelle de poutre (cm).
 d0 : Diamètre nominal des tiges des boulons (cm).
 h : Hauteur d'une pièce en général (mm, cm).

l : Longueur en général ou portée d'une poutre (mm, cm, m).
 l_f : Longueur de flambement (mm, cm, m).
 l_d : Longueur de déversement d'une poutre (mm, cm, m).
 l_K : Longueur de flambement d'une poutre (mm, cm, m).
 R : Rigidité d'une barre (cm^3).
 t : Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle (mm, cm).
 \emptyset : Diamètre d'une section transversale (cm^2 , mm^2).
 k_s : Coefficient de dimension des trous perçage pour boulons
 k_y et k_z : Coefficients de flambement flexion
 $n=V / N_p$: ou nombre de boulons
 β_M : Facteur de moment uniforme équivalent (flambement)
 β_w : Facteur de corrélation (soudures)
 ε : (epsilon) Coefficient de réduction élastique de l'acier
 η : (eta) Facteur de distribution de rigidités (flambement)
 λ : (lambda) Elancement
 λ_{cr} : Elancement critique d'Euler
 λ_k : Élancement eulérien
 λ : Elancement réduit
 λ_{LT} : Élancement de déversement
 λ_w : Élancement de l'âme d'un poutre
 μ : (mu) Coefficient de frottement
 ρ : (rho) Rendement d'une section
 χ : (chi) Coefficient de réduction de flambement
 χ_{LT} : Coefficient de réduction de déversement
 ψ : Coefficient de distribution de contraintes (psi)
 δ_{ek} : Déplacement dus aux forces sismiques

Introduction Générale

INTRODUCTION GENERALE

Après la révolution industrielle au XIXe siècle, où la construction métallique utilisa principalement du fer puddlé (Tour Eiffel), l'acier fit sa génération. Les gratte-ciels

américains furent parmi les premiers exemples à être construits sur une ossature métallique, sur lesquelles viennent fixer les façades non porteuses. De nos jours, la construction métallique va de la petite serrurerie jusqu'à la grosse charpente de tablier de pont ou d'immeubles, tout en passant par les hangars industriels, agricoles, bâtiments commerciaux, de bureaux, etc.

L'étude des constructions métalliques deviennent de plus en plus très recommandées en construction et en architecte, et nous savons que la science et la progression des recherches des savons dans les différents domaines ont un seul but : “ la stabilité et la facilité de la vie d'humanité”. Du cette idée, le projet du fin d'étude a était créer.

Une structure métallique est un assemblage de pièces de métal généralement l'acier, soudées ou boulonnées l'une à l'autre. Pour cela la construction en acier présente plusieurs avantages sur la construction en béton et l'acier offre des avantages très appréciables dans la construction des bâtiments métalliques, parmi ces avantages on peut citer :

- Grande portées, plateaux intérieurs libres de poteaux, modularités des espaces. Le bâtiment peut changer totalement de configuration intérieure et d'affectation, sans modification de la structure initiale.
- Pérennité des structures et limitation des frais de restauration et d'entretien.
- Légèreté de la structure, ce qui offre la possibilité d'ajouter un ou plusieurs étages en toute sécurité, sans faire souffrir les fondations.
- Rapidité des travaux par rapport au temps que nécessitent une démolition et une reconstruction.

Durant ce projet, on va apprendre différentes méthodes de calcul, en utilisant les codes relatifs à ce genre des projets (**Eurocode3, RPA99, RNV99 version 2013, DTR BC2.2**), dans le but d'être capable de :

- Déterminer tous les actions agissantes sur la structure : charges permanentes, charges variables et charges climatiques.
- Examiner les combinaisons possibles de ces charges pondérées afin d'en tirer celle la plus déformable.
- Calculer les sollicitations qui en résultent.
- Dimensionner les différentes composantes de la structure, en tenant compte la résistance des pièces et la stabilité du forme (déformations, flèches...etc.).

Tout ce calcul sera envisagée sur le logiciel « ROBOT » qui tenant en compte toute les charges compliquées et très difficiles de calculer en main (charges séismique, efforts dynamiques... etc.).

CHAPITRE I GENERALITE

Introduction :

I-1 Présentation du projet :

Notre projet est un bâtiment métallique de bureaux, situé à Annaba. Il est composé RDC, et trois (03) étages des bureaux administratifs en construction métallique. Chaque étage contient 10 poteaux et nombres spécifiques des poutres principaux et secondaires quelles seront calculer durant ce projet. Le plancher du chaque étage est composé des bacs en acier (TN40) collaborant au-dessus desquels 08 cm de béton. Le bardage de ce bâtiment va être des rideaux de verres isolants, convenable à ce genre de structure de point de vue esthétique et capacité très important des sollicitations climatiques externes.

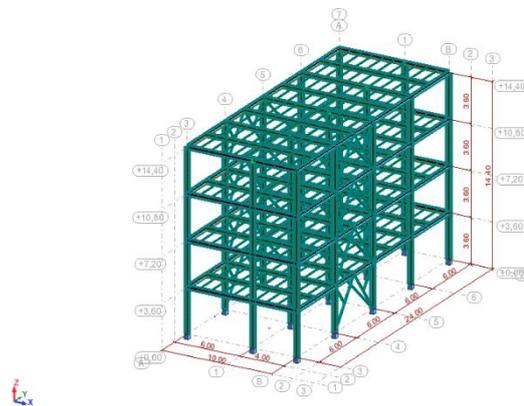


Figure I-1: Vue général d'un bâtiment métallique

I-1.1. Données géométrique du projet :

Suivant la vue en plan, les dimensions de la structure sont :

- ✓ Longueur totale24.00m
- ✓ Largeur totale10.00m
- ✓ Hauteur de chaque niveau3.60 m
- ✓ Hauteur total du bâtiment14.40 m

I-1-2- Localisation et données concernant le site :

Le projet est un bâtiment, implantée à Séraïdi de wilaya d'Annaba dont :

- ✓ La contrainte admissible du sol est de $\approx 3,0$ bars (après la solution de la procédure Keller)
- ✓ Altitude =215 m
- ✓ Le site est classé dans la zone III

I-2- Règlements techniques :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- **Eurocode3**, Eurocode4: Règle de calcul des constructions en acier et mixte.
- **RPA99** : Règlement Parasismique Algériennes version 2003.
- **RNV99 version 2013** : Règles définissant les effets de la neige et du vent.
- **DTR BC2.2** : Document technique règlement charges permanentes et d'exploitation.

I-3- Matériaux utilisés :

I-3-1 Acier :

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

Limite élastique f_y (MPa) en fonction de l'épaisseur nominale :

Nuance D'acier	Epaisseur (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$mm < t \leq 100$ mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

Tableau I-2:Caractéristique des nuances d'acier

- La résistance à la traction : **$f_u = 360$ MPa**
- La limite élastique : **$f_y = 235$ MPa.**
- Le module de Young : **$E = 210\ 000$ MPa**
- Le coefficient de poisson : **$\nu = 0,3$.**
- Module de cisaillement : **$G = E/(2(1+\nu)) = 81000$ MPa**

I-3-2- Béton :

- le béton utilisé est dosé à **350kg/ m³**.
- Béton de propreté est dosé à **150 kg/m³**.

I-3-2-1 Résistance de béton :

❖ Caractéristiques du béton :

Le béton utilisé est défini, du point de vue mécanique par :

- La résistance à la compression à **28 jours** : **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$**
- La résistance à la traction à **28 jours** est déduite de celle de compression par la relation :

$$f_t 28 = 0,6 + 0,06 f_c 28$$

I-3-3- Assemblages :

Les assemblages principaux des systèmes structuraux, assurant la stabilité sont :

- Boulon à haute résistance. Type HR 8.8 et 10.9.
 - Soudage dont la caractéristique mécanique est au moins équivalente à celles des nuances d'acier utilisées.

CHAPITRE II CONCEPTION DE L'OUVRAGE

II- 1. Introduction :

L'une de phase la plus déterminante dans un projet de construction est la phase de conception et de modélisation d'une structure, celle-ci doit être traitée dans les premières lignes d'étude du projet.

II-2. Conception Architecturale :

Notre bâtiment est de forme rectangulaire composé d'un RDC et 3 étages.

- ✓ RDC usage administrative.
- ✓ 03 étages usage administrative.

II-3. Conception structurale :



Figure II.1: Façade du projet

II-3-1. Structure horizontale :

On désigne par structure horizontale les planchers courants et le plancher terrasse (inaccessible).

a) Planchers courant :

Pour notre bâtiment, les planchers courants sont mixtes à dalle collaborant dont la composition est illustrée sur la figure.

- ✓ Les bacs aciers sont de type TN40.
- ✓ L'épaisseur totale de la dalle BA y compris l'onde, varie entre 7 et 15cm.
- ✓ Les planchers reposent sur un ensemble des poutres et solives métalliques.
- ✓ La liaison entre la dalle, le bac en acier collaborant et la structure porteuse est assurée par des connecteurs.

✓ Les planchers mixtes collaborant étant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement.

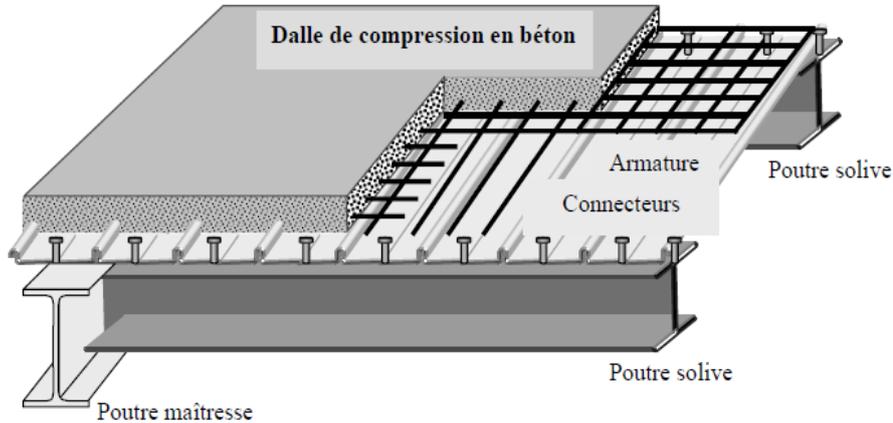


Figure II.2: constitution d'un plancher collaborant

b) Plancher terrasse :

Il est identique aux plancher courants sauf pour la partie supérieure qui comprend des couches supplémentaires (étanchéité, gravillon,)

II.3.2. Structure verticale :

a) Systèmes de stabilités :

La structure est une ossature poteaux – poutres auto-stable en charpente métallique. La superstructure est principalement composée des murs va être des rideaux de verres isolants End'épaisseur de 0.5 cm

b) Dans la direction longitudinal y-z:

La stabilité est assurée par des portiques auto stables ductiles sur 4 travées avec poteaux encastrés en pied et des palées triangulées en **V** inverse à l'extrémité

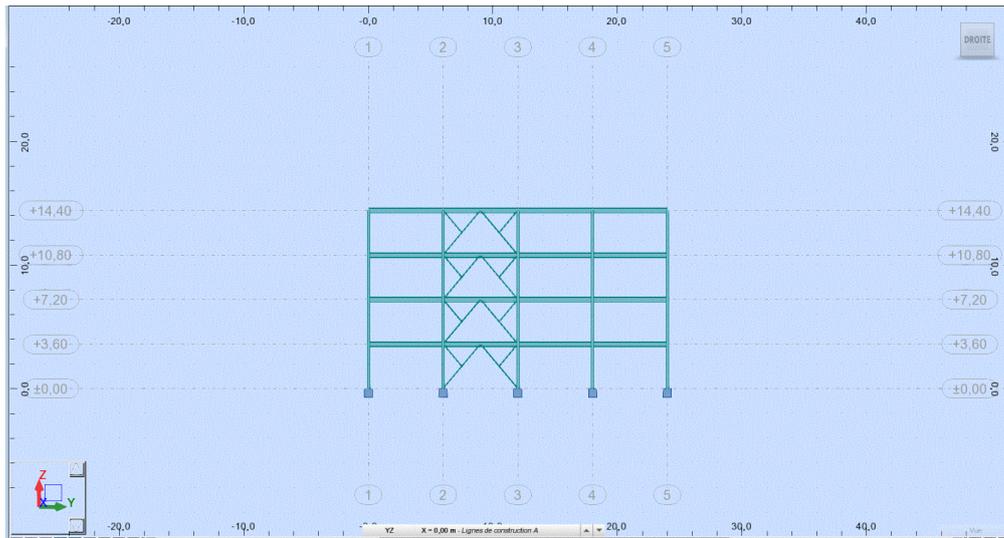


Figure II.3: Contreventements en y-z

c) Dans la direction transversale x-z :

Le portique auto stables ductiles sur 2 travées avec poteaux encastrés en pied. Les poteaux communs aux 2 directions sont réalisés en caisson, et les poteaux simples sont à section en I.

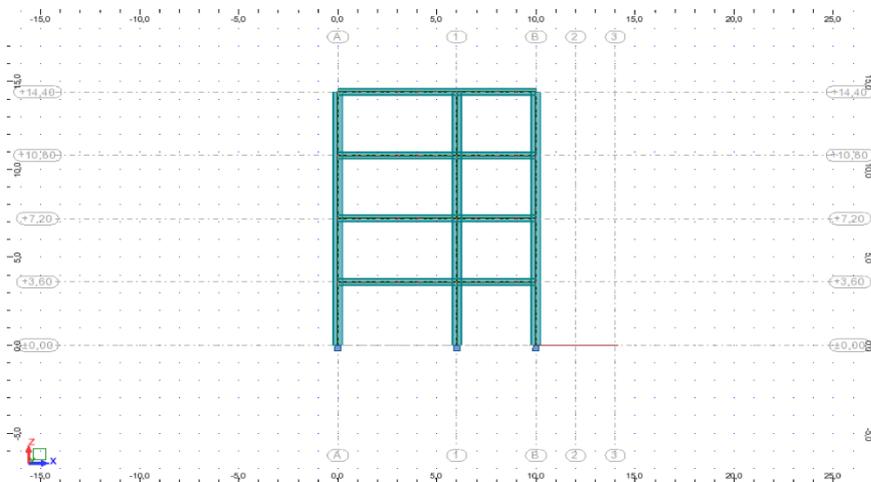


Figure II.4 : Contreventements en x-z

d) Classification des zones sismique :

Le territoire national est divisé en quatre zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune. [6]

- ZONE 0 : Sismicité négligeable.
- ZONE I : Sismicité faible.
- ZONE IIa et IIb : Sismicité moyenne.
- ZONE III : Sismicité élevée.

e) Escaliers :

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

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

c) Acrotère :

La terrasse est entourée par trois types d'acrotère en béton armé d'une hauteur de (120 ; 60 ; 50) cm.

CHAPITRE III EVALUATION DES CHARGES

III - 1. Introduction :

Pour concevoir et calculer une structure il faut examiner obligatoirement la forme et la grandeur des charges et des actions suivantes :

- ✓ Poids propre (structure porteuse et élément non porteurs)
- ✓ Charges utiles dans le bâtiment (charges d'exploitations)
- ✓ Actions climatiques et indirectes (neige, vent et température)
- ✓ Actions accidentelles (les séismes, les explosions ...)

III.2. Charge permanentes :

Ce terme désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage terminé.

Il s'agit donc non seulement du poids de l'ossature mais aussi de tous les éléments du bâtiment (planchers, plafonds, cloisons, revêtements de sol, installations fixes).

III.2.1. Plancher courant :

Plancher courant:	épaisseur (m)	densité kn/m^3	poids (kn/m)
Cloison de légers	10	7.5	0.75
Revêtement intérieur carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	2	28	0.36
Lit de sable	2	16	0.32
Dalle de béton	12	25	3
Enduit plâtre	1	10	0.1
Tole TN 40			0.11
Charge permanente totale			G=6.54
Surcharge d'exploitation			Q=1.5

Tableau III.1 : charge permanente d'un plancher courant

III.2.2. Plancher terrasse inaccessible :

plancher toiture:	Epaisseur (cm)	Densité kn/m³	Poids (kn/ml)
Gravillon de protection	5	19	0.85
Multicouche d'étanchéité	2	6	0.12
Forme de pente 15%	10	22	2.20
Isolant thermique	4	4	0.16
Poids de la dalle	12	25	3
Tôle profile (TN40)			0.11
Faux plafond		0.1	10
Charge permanente totale			G=5.04
Surcharge d'exploitation			Q=1.50

Tableau III.2 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible

III.2.3. Maçonnerie :

Il y a deux types de murs dans la structure :

- **Cloisons extérieures :**

Notre choix s'est porté sur isolation thermique et phonique (bardage) va être des rideaux de verres isolants. Ils sont caractérisés par un coefficient de comportement qui caractérise la structure étudiée.

- ❖ **La masse volumique :**

- **Partie fixe :** 240kg, E : module de young : 72000 MPa
- **Partie ouvrante :** 150kg

type	Charge permanente
Poteaux(5cm)	240× 6.00 =1440 KN/m ²

Verres fixe (5mm)	$240 \times 6.00 = 1440 \text{ kN/m}$
Verres ouvrante (5mm)	$150 \times 6.00 = 900 \text{ kN/m}^2$
Cassette fixe 1m*1m	$1 \times 240 = 240 \text{ KN/m}^2$
Cassette ouvrantes 1m*1m	$1 \times 150 = 150 \text{ KN/m}^2$
arge permanente totale G= 4170 KN/m	

Tableau III.3 : Charge permanente pour les murs extérieurs mur rideau

- **Cloisons intérieures :**

Ils sont en simple cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

type	Charge permanente
Enduit extérieur (1,5cm)	$0,015 \times 1300 = 19,5 \text{ KN/m}$
Brique creuses (10cm)	$0,1 \times 1400 = 140 \text{ kN/m}$
Enduit intérieur (1,5 cm)	$0,015 \times 1300 = 19,5 \text{ KN/m}$
arge permanente totale	G= 179 KN/m

Tableau III.4 : Charge permanente pour les murs intérieurs

Avec 20% d'ouvertures : $G = 179 \times 0,8 = 143,2 \text{ kN/m}$

III-2-4- Poutre intermédiaire :

De longueur 6.00m, entraxe 1,00 m :

Poids propre kN/m ²	Charge kN/ml
$G_{\text{plancher}} = 4.30$ $G_{\text{solive}} = 0.104$	$G_p = 4.30 \times 6.00 = 25.8$ $G_s = 4 \times (0.104 \times 6.00) = 2.496$
G=charge permanente des cloisons intérieur	G=179,2
Q=1.54	Q=1.54×6.00=9.24
S=0,148	S=0,148×6.00=0,888

Tableau III.5 : Evaluation des charges est surcharge des poutres intermédiaires

III.2.6-poutre secondaire (étage courant) :

Charge surfacique kn/m	charge linéaire kN/ml
Charge permanente de plancher courant	$G'=5.04 \times 1=5.40$
Charge permanente des cloison intérieures	$G=1.35 \times 3.32=4.48$
Charge d'exploitation sur plancher courant	$Q=1.54$
Charge de la neige	$S=0,148$

Tableau III.6 : charge permanente d'un plancher courant

III-2-5-poutres principales :

Poutre principale Sur une charpente, la ferme constitue ainsi le principal élément prévu pour soutenir tout le poids de la couverture à pentes ainsi que les charges verticales et inclinées dues aux conditions climatiques. L'angle de la ferme et celui de la pente du toit sont entièrement liés. Elles sont sollicitées en par un moment de flexion.

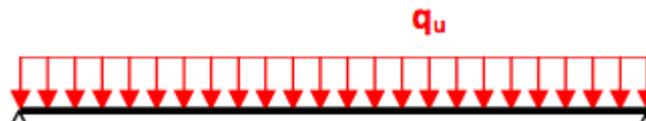


Figure III-1: La poutre principale.

➤ Plancher terrasse :

Poutre intermédiaire de longueur 6.00m, entraxe 1.00m

Poids propre kn/m2	Charge kN/ml
$G_{\text{plancher}}=5.50$ $G_{\text{solive}}=0.104$	$G_p=5.50 \times 6.00=33$ $G_s=4 \times (0.104 \times 6.00)=2.49$
$Q=1.03$	$Q=1.00 \times 6.00=6.00$
$S=0,148$	$S=0,148 \times 3.00=0,888$

Tableau IV.2 : charge et surcharge d'exploitation

III.2.8. Escaliers (Volée) :

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 III.2**

type	Charges permanents
Tôle striée (épaisseur 5mm)	$78,50 \times 0,005 = 0,39 \text{ kN/m}^2$
Mortier de repos (épaisseur 2cm)	$19 \times 0,02 = 0,38 \text{ kN/m}^2$
Revêtement carrelage (épaisseur 2cm)	$22 \times 0,02 = 0,44 \text{ kN/m}^2$
Charge permanente totale	$G = 1,21 \text{ kN/m}^2$
Charge d'exploitation $Q = 2 \text{ kN/m}$	

Tableau III.7 : Charge permanente pour les escaliers



Figure III.3 : Forme générale d'escalier

III.2.9. Limon :

Dans le cas d'un escalier dans le vide, il y a deux limons de part et d'autre des marches. C'est une pièce maîtresse de l'escalier puisqu'il permet d'assembler l'ouvrage et les différents éléments, mais également de supporter le poids des matériaux et des utilisateurs. Sa conception est multiple, et le type de matériaux dans lequel il est taillé également.

type	Charges permanents
Cornière x 2	0.0242 kN/m ²
Poids du garde-corps en acier	0.5 kN/m ²
G_{marche}	1,25kN/m ²
G_{c-marche} =	1.25 KN/m ²
arge permanente totale G = 4.82 KN/m	
rcharge d'exploitation Q = 2.5 kN/m	

Tableau III.8 : Charge permanente pour les Limons

III.2.10. le palier :

Plancher toiture:	Epaisseur (cm)	Densité kn/m ³	Poids (kn/ml)
le striée	0.5	78	0.39
arge permanente totale			G=0.39
rcharge d'exploitation			Q=1.5

Tableau III.9 : Charge permanente pour les Paliers

CHAPITRE V

ETUDE CLIMATIQUE

V- Effet de la neige :

V-1. Introduction :

Le calcul de la surcharge climatique de la neige est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu.

Il se fait conformément à la réglementation «Règlement Neige et Vent» RNV99–version 2013.

La charge caractéristique de la neige par unité de surface est donnée par la formule suivante :

$$S = \mu * S_k \quad (\text{daN/m}^2)$$

S: Charge caractéristique de la neige par unité de surface

μ : Coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture

S_k : Charge de neige sur le sol.

a) **La charge de la neige sur le sol S_k :**

Notre bâtiment situé à la wilaya d'Annaba c'est-à-dire :

Altitude = 215 m de niveau de la mer

Zone de neige : Zone B

Zone du vent : Zone III

Zone sismique : Zone Iia**4.2 RNV 2013)**

$$S_k = 0,04 \cdot H + \frac{10}{100}$$

$$S_k = 0,04 \cdot 215 + \frac{10}{100} = 0.186 \text{ kN/m}^2$$

b) **Coefficient de forme de la toiture :**

La toiture est à deux versants, le coefficient de forme est donné par le (**tableau IV-1**)du RNVA 2013 pour une pente compris entre 0° et 30° :

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ	0.8	$0.8 \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Tableau V-1 : Coefficients de forme μ - toitures à un versant

Dans Notre cas :

$$u_1 = 0,8$$

c) **La charge de la neige sur la toiture :**

$$S = u_1 \cdot S_k \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$S = 0,8 \cdot 0,186 = \mathbf{0.148 \text{ kN/m}^2}$$

CHAPITRE IV
Pré dimensionnement
les éléments structuraux

IV-1-Introduction :

Ce chapitre consiste à étudier des éléments secondaires (profilés nécessaires) qui sont : Les solives, et les éléments porteurs qui sont les poutres et les poteaux.

Le dimensionnement de chaque élément est donné par trois Conditions :

- Vérification de la Condition de flèche.
- Vérification de la Condition de résistance.
- Vérification au cisaillement.
- Vérification les efforts tranchants

IV-2-Classification des sections transversales selon le CCM97 :

Utilisation de CCM97 a proposé la nuance minimale ($F_y = 235 \text{ N/mm}^2$) de classes de sections transversales :

- **Classe 1** : Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.
- **Classe 2** : Sections transversales pouvant développer un moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.
- **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.
- **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.

IV-3-Principes du règlement CCM97 :

- Dimensionnement par le calcul et les vérifications des structures de bâtiments à ossature en acier
- Il ne traite pas directement de l'exécution des travaux de construction en acier.
- Le règlement ne limitée par exigences relatives à la résistance mécanique, conduit pour durabilité des structures.
- La sécurité parasismique, protection contre le feu, l'isolation phonique et thermique sont négligeables.

- Le règlement présent fait référence à d'autres normes et règlements techniques, il s'agit de leurs versions approuvée et mise en vigueur officiellement.

IV-4-Coefficient partiels de sécurité :

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

- | | |
|--|----------------------|
| ➤ Section de classe (1, 2, 3) | $\gamma_{M0} = 1,1$ |
| ➤ Section de classe 4 | $\gamma_{M1} = 1,1$ |
| ➤ Section nette au droit des trous | $\gamma_{M2} = 1,25$ |
| ➤ Cas des états limites ultimes des éléments | $\gamma_{M1} = 1,1$ |

IV-4-1.Sollicitation de calcul :

- Etat limite ultime : **1,35G + 1,5Q.**
- Etat limite service : **G + Q.**
- Etat limite accidentel : **Sn (neige) + Wn(Vent).**

IV-4-2.Valeurs limites des flèches :

- Toiture en générale : **L/200**
- 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 δv_{max} peut nuire à l'aspect du bâtiment : **L/250**
- 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**

IV-5-Les solives :

IV-5-1Pré dimensionnement 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.

- **Charge et surcharge :**

- Poids propre de plancher.....= **3,71 kN/ml**

- Poids propres de profilé.....= **0.13 kN/ml**

- Sur charges (chantier) Q.....= **1,06 kN/ml**

- Solive de longueur L=6,00m, L'entraxe est de 1.00 m sollicitée par les charges et surcharges suivantes :

G = 3.84kN/ml Q = 1,06 kN/ml

- **Combinaison des charges :**

ELU :

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

$$q_u = 1,35 \times 3,84 + 1 \times 1,06 \quad q_s = 3,84 + 1,06$$

q_u = 6.24 KN/ml

ELS :

$$q_s = G + Q$$

q_s = 4.90KN/ml

- **Dimensionnement du profilé :**

a) **Condition de la Flèche :**

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f_{max} \leq f_{adm}$

$$f_{max} = 5q_s \cdot \frac{l^4}{384} \cdot E \cdot I_y \leq f_{adm} = \frac{250}{l}$$

$$I_y \geq 250 \cdot 5q_s \cdot \frac{l^4}{384} \cdot E$$

$$I_y \geq 1250 \cdot 4,90(10) - 2 \cdot \frac{(600)^3}{384 \cdot 210000} = 164.06 \text{ cm}^4$$

Alors : $164.06 \text{ cm}^4 \geq 244 \text{ cm}^4$ **Condition vérifiée**

Donc pour ce cas (les solives) en Choix profile convenable : **IPE 120**

b) **La classe transversale :**

➤ **Semelle**

$$b = 64 \text{ mm}, t_f = 6.3 \text{ mm}$$

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

$$\frac{C}{tf} = 5.07 \leq 10\epsilon \quad \text{donc la semelle est de } \underline{\text{Classe : 1}}$$

➤ Ame :

$$D = 93.4 \text{ mm (tableau de profile) , } tw = 4.4 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{tw} = 21.22 \leq 72\epsilon \text{ donc l'âme est de } \underline{\text{Classe : 1}}$$

c) Vérification en tenant compte du poids propre du profilé :

$$qu = 1.35(G+Gp) + 1.5Q$$

$$qs = (G+Gp) + Q$$

$$qu = 20.81 \text{ kn/m}$$

$$qs = 15.3 \text{ kn/m}$$

• **Condition de la flèche (Eurocode3, 4.2) :**

$$f_{\max} = 5qs \cdot \frac{l^4}{384} \cdot E \cdot Iy \leq f_{adm} = \frac{250}{l}$$

$$f_{\max} = 5 \cdot 15.3 \cdot \frac{(10)^4}{384 \cdot 210000} \cdot 244 = 0.83 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{250}{l} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm}$$

Alors : $f_{\max} \leq f_{adm}$ condition vérifier

• **Vérification de la résistance à la flexion :**

$$M_{sd} = qu \cdot \frac{l^2}{8}$$

$$M_{sd} = 6,24 \cdot \frac{(6)^2}{8} = 2.80 \text{ KN/m}$$

$$M_{ply} = W_{ply} \cdot \frac{fy}{\gamma_{M0}} \text{ (Eurocode3, flexion simple, 6.4.2)}$$

$$M_{ply} = 60,7 \cdot \frac{(10)^3 \cdot 235}{1.1} = 12.96 \text{ KN.m}$$

Alors : $M_{sd} \leq M_{ply}$ Condition vérifier

IV-5-2. Dimensionnement des poutres secondaires :

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

➤ **Plancher (terrasse) :**

Solive de longueur L=6,00m, L'entraxe est de 1,00 m.

Charges revenant	Poids (KN/m)
G	7.5
Q	1.03
S	0,148

Tableau IV.1 : Charge permanente sur la poutre

• **Combinaison d'action :**

ELU :

$$q_{u1} = 1,35G + 1,5 Q$$

$$q_{u1} = 11.67 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u2} = 1,35G + 1,5 (Q+S)$$

$$q_{u1} = 11.82 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_{s1} = G + Q$$

$$q_{s1} = 8.53 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s2} = G + 0,9(Q+S)$$

$$q_{s2} = 8.56 \text{ KN/ml}$$

• **Dimensionnement du profilé :**

$$f_{\max} = 5qs \cdot \frac{l^4}{384} \cdot E \cdot Iy \leq f_{adm} = \frac{250}{l}$$

$$Iz \geq 1250 \cdot qs \cdot \frac{l^4}{384} \cdot E$$

$$Iy = 1250 \cdot 8,56 \cdot (10) - 2 \cdot \frac{(600)^3}{384 \cdot 210000} = 5127.23 \text{ cm}^4$$

Donc pour ce cas (les poutres) en Choix profile convenable : **IPE 270**

➤ **Semelle :**

$$c = \frac{b}{2} = 67.5 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{tf} = 6.61 \leq 10\epsilon \quad \text{donc la semelle est de} \quad \underline{\text{Classe : 1}}$$

➤ Ame :

$$\frac{d}{tw} = 33.27 \leq 72\varepsilon \quad \text{donc l'âme est de Classe : 1}$$

➤ Vérification en tenant compte du poids propre du profilé :

$$q_u = 1.35(G' + G + G_p) + 1.5Q$$

$$q_u = 64.83 \text{ kN/m}$$

$$q_s = (G' + G + G_p) + Q$$

$$q_s = 47.84 \text{ kN/m}$$

- **Condition de la flèche**

Solive de longueur $L = 6,00\text{m}$, L'entraxe est de $1,00\text{ m}$.

$$f_{\max} = 5q_s \cdot \frac{l^4}{384} \cdot E \cdot I_y \leq f_{\text{adm}} = \frac{250}{l}$$

$$f_{\max} = 5 \cdot 47,84 \cdot (10) - 2 \cdot \frac{(600)^4}{210000} \cdot 5790 \cdot (10) = 0.11 \text{ cm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{250}{l} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm}$$

Alors : $f_{\max} \leq f_{\text{adm}}$ condition vérifier

- **Vérification de la résistance à la flexion selon (Eurocode 3.4.2):**

$$M_{sd} = q_u \cdot \frac{l^2}{8} = 6,24 \cdot \frac{(6)^2}{8} = 113.72 \text{ kN/m}$$

$$M_{ply} = W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 235 \cdot (10) \cdot 3.484 \cdot \frac{(10)^4}{1.1} = 103.40 \text{ kN/m}$$

Alors : $M_{sd} \leq M_{ply}$ condition vérifier

- **Vérification du cisaillement :**

$$A_v = 22.1 \times 10^2 \text{ mm}$$

$$V_{plrd} = A_v \cdot f_y \cdot \frac{\sqrt{3}}{\gamma_{m0}} = 22,1 \cdot (10) \cdot 2.235 \cdot (10) - 3 \cdot \frac{\sqrt{3}}{1.1} = 817.76 \text{ kN}$$

- **Calcul de l'effort tranchant :**

$$V_{sd} = 26.22 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \leq 0,5 \times V_{pl,Rd}$$

Condition vérifiée

➤ **Etage courant :**

Poutre de longueur 6,00m , entraxe 1,00m :

• **Combinaison d'action :**

ELU :

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

$$q_u = 15.64 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = (G'+G) + Q$$

$$q_s = 11.42 \text{ KN/ml}$$

➤ **Dimensionnement du profilé :**

$$f_{\max} = 5q_s \cdot \frac{l^4}{384} \cdot E \cdot I_y \leq f_{adm} = \frac{250}{l} = 0.11 \text{ cm}$$

$$I_z \geq 1250q_s \cdot \frac{l^4}{384} \cdot E$$

$$I_z = 11,42 \cdot (10) - 2 \cdot \frac{(600)^3}{384 \cdot 210000} = 4975.33 \text{ cm}^4$$

Donc pour ce cas en Choix profile convenable : **IPE 270**

➤ **Semelle :**

$$➤ c = \frac{b}{2} = 67.5 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = 6.61 \leq 10\varepsilon \quad \text{donc la semelle est de} \quad \textbf{Classe : 1}$$

➤ **Ame :**

$$➤ \frac{d}{t_w} = 33.27 \leq 72\varepsilon \quad \text{donc l'âme est de} \quad \textbf{Classe : 1}$$

➤ **Vérification en tenant compte du poids propre du profilé :**

$$q_u = 1.35(G'+G+G_p) + 1.5Q$$

$$q_u = 64.83 \text{ KN/m}$$

$$q_s = (G'+G+G_p) + Q$$

$$q_s = 47.84 \text{ kN/m}$$

• **Condition de la flèche :**

Solive de longueur L=6,00m, L'entraxe est de 1,00 m.

$$f_{max} = 5qs \cdot \frac{l^4}{384} \cdot E \cdot Iy \leq f_{adm} = \frac{250}{1} = 0.11 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 5.47,84 \cdot (10) - 2 \cdot \frac{(600)^4}{210000} \cdot 5790 \cdot (10)^4$$

$$f_{adm} = \frac{250}{1} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm}$$

Alors : $f_{max} \leq f_{adm}$ condition vérifier

- Critère de la résistance :

$$M_{sd} = 113.72 \text{ KN/m}$$

$$M_{ply} = W_{ply} \cdot \frac{fy}{\gamma M0}$$

$$M_{ply} = 235 \cdot (10) \cdot 3.484 \cdot \frac{(10)^4}{1.1} = 1034.00 \text{ KN.m}$$

Alors : $M_{sd} \leq M_{ply}$ Condition vérifier

- Vérification de la condition du cisaillement :

$$V_{pl,rd} = Av \cdot fy \cdot \frac{\sqrt{3}}{\gamma m0} = 22,1 \cdot (10) \cdot 2.235 \cdot (10) - 3 \cdot \frac{\sqrt{3}}{1.1} = 817.76 \text{ kN}$$

- Calcul de l'effort tranchant :

$$V_{sd} = qu \cdot \frac{l}{2} = 64,83 \cdot \frac{6}{2} = 194.49 \text{ kN}$$

Alors : $V_{sd} \leq V_{pl, rd}$ Condition vérifie

IV-5-3. Poutres principales : longueur 6.00m

- Combinaison d'action :

ELU :

$$qu1 = 1,35 G + 1,5Q$$

ELS :

$$qs1 = G + Q$$

$$q_{u1} = 56.91 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s2} = 41.49 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u2} = 1,35 G + 1,5(Q+S) \quad q_{s2} = G + 0,9(Q+S)$$

$$q_{u2} = 58.24 \text{ KN/ml} \quad q_{s2} = 41.68 \text{ KN/ml}$$

➤ Dimensionnement du profilé :

$$f_{max} = 5q_s \cdot \frac{l^4}{384} \cdot E \cdot I_y \leq f_{adm} = \frac{250}{l}$$

$$I_y \geq 1250 q_s \cdot \frac{l^4}{384} \cdot E \quad I_{Y} = 1250 \cdot 41,68 \cdot (10) - 2 \cdot \frac{(600)^3}{384 \cdot 210000} = 21\,235 \text{ cm}^4$$

Donc pour ce cas en Choix profile convenable : **IPE 400**

➤ Semelle :

$$c = \frac{b}{2} = 90 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = 6.66 \leq 10\epsilon \quad \text{donc la semelle est de} \quad \textbf{Classe : 1}$$

➤ Ame :

$$\frac{d}{t_w} = 23.82 \leq 72\epsilon \quad \text{donc l'âme est de} \quad \textbf{Classe : 1}$$

➤ Vérification en tenant compte du poids propre du profilé :

$$q_u = 1.35(G_s + G_p + G_{pl}) + 1.5Q$$

$$q_s = (G_s + G_p + G_{pl}) + Q$$

$$q_u = 56.88 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 75.32 \text{ kN/m}$$

• Condition de la flèche selon (l'eurocode 3-4-2) :

$$f_{max} = 5q_s \cdot \frac{l^4}{384} \cdot E \cdot I_y \leq f_{adm} = \frac{250}{l}$$

$$f_{max} = 5 \cdot 75,32 \cdot (10) - 2 \cdot \frac{(600)^4}{384 \cdot 210000 \cdot 23130} = 0.69 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{250}{l} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm}$$

Alors : $f_{max} \leq f_{adm}$ Condition vérifier

➤ Vérification de la résistance a la flexion simple selon (l'eurocode3-6-4-2.5)

$$M_{sd} = 119.61 \text{ kN/m}$$

$$M_{ply} = W_{ply} \cdot \frac{fy}{\gamma_{M0}} = 1307. (10) 3.235. \frac{(10)^3}{1.1}$$

Alors : $M_{sd} \leq M_{ply}$ Condition vérifier

➤ Vérification de la condition du cisaillement :

$$V_{plrd} = Av. fy. \frac{\sqrt{3}}{\gamma_{m0}} = 42,7. - (10) 2.235. (10) - 3. \frac{\sqrt{3}}{1.1} = 158.00 \text{ kN}$$

➤ Calcul de l'effort tranchant :

$$V_{sd} = 108.09 \text{ kN}$$

Alors : $V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$ Condition vérifie

IV-5-4. Etage courant :

Poutre intermédiaire de longueur 6.00m, entraxe 1,00 m :

➤ Combinaison d'action :

ELU :

$$q_u = 1,35(G_{pl} + G_s + G) + 1,5Q$$

$$q_u = 31.19 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = (G_{pl} + G_s + G) + Q$$

$$q_s = 23.11 \text{ KN/ml}$$

➤ Dimensionnement du profilé :

$$f_{max} = 5q_s \cdot \frac{l^4}{384} \cdot E \cdot I_y \leq f_{adm} = \frac{250}{l}$$

$$I_z \geq 1250q_s \cdot \frac{l^4}{384} \cdot E I_z = 1250 \cdot 23,11 \cdot (10) - 2 \cdot \frac{(600)^4}{384 \cdot 210000} = 282.65 \text{ cm}^4$$

Donc pour ce cas en Choix profile convenable : **IPE 400**

➤ Semelle :

$$c = \frac{b}{2} = 67.5 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = 6.66 \leq 10\epsilon \quad \text{donc la semelle est de } \underline{\text{Classe : 1}}$$

➤ Ame :

$$\frac{d}{t_w} = 33.27 \leq 72\epsilon \quad \text{donc l'âme est de } \underline{\text{Classe : 1}}$$

➤ Vérification en tenant compte du poids propre du profilé :

$$\begin{aligned} q_u &= 1.35(G+G_{pl}+G_s+G_p)+1.5Q & q_s &= (G+G_{pl}+G_s+G_p)+Q \\ q_u &= 80.61 \text{ KN/m} & q_s &= 59.21 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

• Condition de la flèche :

$$f_{max} = 5q_s \cdot \frac{l^4}{384} \cdot E \cdot I_y \leq f_{adm} = \frac{250}{l}$$

$$f_{max} = 5.59,21 \cdot (10) - 2 \cdot \frac{(600)^4}{384 \cdot 210000 \cdot 5790} = 0.67 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{250}{l} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm}$$

Alors : $f_{max} \leq f_{adm}$ Condition vérifiée

➤ Critère de la résistance :

$$M_{sd} = q_u \cdot \frac{l^2}{8} = 880,61 \cdot \frac{(600)^2}{8} = 235.04 \text{ kN/m}$$

$$M_{ply} = W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 235 \cdot (10) \cdot 3.1307 \cdot \frac{(10)^3}{1.1} = 279.22 \text{ kN/m}$$

Alors : $M_{sd} \leq M_{ply}$ Condition vérifiée

➤ Vérification de la condition du cisaillement :

$$V_{pl;rd} = Av \cdot fy \cdot \frac{\sqrt{3}}{\gamma_{m0}} = 22,1.235 \cdot (10) - 3 \cdot \frac{\sqrt{3}}{1.1} = 273 \text{ kN}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$V_{sd} = 213.61 \text{ kN}$$

Alors : $V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$ **Condition vérifiée**

Adopte poutre principale longueur 4.00m même les calcul poutre principale longueur 6.00m

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

	Solive	Poutre principale	Poutre secondaires
Plancher terrasse	IPE 120	IPE 400	IPE 270
Etages courants	IPE 120	IPE 400	IPE 270

Tableau IV.2 :Les différentes sections adoptées.

IV-6. Poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux en I ou en H qui reçoivent les charges et les transmettent aux fondations Ils sont soumis à la compression.

Ils conviennent particulièrement bien à l'assemblage des poutres dans deux directions perpendiculaires, toutes les parties de la section étant accessibles pour le boulonnage.

➤ **Les surfaces afférentes aux poteaux :**

➤ Poteau intermédiaire $3,48 \times 6 = 20.88 \text{ m}^2$.

➤ Poteau de rive $3.28 \times 6 = 19.68 \text{ m}^2$.

RDC=Q₀

Etage 1 : Q₀+Q

Etage 2 : Q₀+Q+0.9Q

Etage 3 : Q₀+Q+0.9*Q+0.8Q

Évaluation des charges et surcharges :

	G (KN)	Q(KN)
3 eme étage	646.67	152.27
2eme étage	485.00	114.20
1 ^{er} étage	32333	76.13
RDC	161.66	38.06

Tableau IV. 3 : Tableau Des Charges

✓ **Pré dimensionnement des poteaux :**

$N_{sd} = 919.73$ KN (Selon logiciel de ROBOT)

$N_{crd} = 3176.80$ KN

N_{sd} : Effort de compression

$$A \geq \frac{N}{f_y} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$A \geq 919.73 / 235 \times 10$$

$$A = 120.04 \text{ cm}^2$$

Donc on Choisit profile convenable : **IPE 500**

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

POTEAUX	N_{sd} (KN)	N_{crd} cm ²	A Choisi (cm ²)	PROFILE ADAPTE
	919.73	116	120.04	IPE 500

Tableau IV.4 : Tableau De Profile Adapte

IV-7 Contreventements :

- **Dimensionnement des contreventements :**

La vibration horizontale due au séisme sur n'importe quelle structure crée des moments vulnérables de centre de gravité vers les extrémités horizontales qui sont des poteaux de rive, donc l'emplacement des contreventements Situes entre le centre de gravité et les plus grands bras de levier possible et d'une façon parallèles et pair.

- **Rôle des systèmes de contreventement :**

Les contreventements ont pour fonctions principales de :

Reprendre et de transmettre jusqu'aux fondations les efforts dus aux actions latérales ou horizontales causés par : le vent, le séisme

Empêcher de grandes déformations (ou de limiter les déplacements horizontaux) sous l'effet de ces actions.

Jouer un rôle important vis-à-vis des phénomènes d'instabilité en réduisant les risques de flambement et de déversement. En effet, ils diminuent les longueurs de flambement des poteaux, et ils constituent parfois des appuis latéraux intermédiaires pour les membrures comprimées de poutres et de portiques vis-à-vis du déversement.

Possèdent un rôle important dans les problèmes de vibration de la construction, dans son ensemble ou dans des éléments élancés de cette construction et ce, en modifiant la période fondamentale. Ce qui permet d'éviter le phénomène de résonance.

- **Vérification des contreventements :**

double corniere: L:70*70*7 , L=6.70m

- **Dimensionnement :**

$$A = N_{sd} \cdot \frac{\gamma m_0}{f_y} = 204,75 \cdot 1 \cdot \frac{1}{235} = \mathbf{9.50 \text{ mm}^2}$$

- **La traction :**

- ✓ **Vérification de la résistance à (la section brut)**

$$N_{sd} = \mathbf{204.75 \text{ kN}}$$

$$N_{pl,rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 9,40 \cdot (10)2 \cdot \frac{235}{1} \cdot 11 = \mathbf{2008 \text{ KN}}$$

Alors : $N_{sd} \leq N_{pL,rd}$ Condition vérifier

✓ Vérification de la résistance à (la section nette):

d = diamètre de boulons ($d=20\text{mm}$)

d_{tr} = diamètre du trous ($d_{tr}=18+2=20\text{mm}$), $d_{tr}=d+2\text{ mm}$ le cas $12 \leq d \leq 22\text{ mm}$

A_b =section brute

F_u : résistance ultime de l'acier

A_{net} : double cornière 187,44

$$A_{net} = A_b - 2 \cdot (d_{tr} \cdot t_w)$$

$$A_{net} = 9,40 \cdot 10^2 - 2 \cdot (7 \times 0,2) = 93,72 \quad (\text{selon l'eurocode 3})$$

✓ Vérification à la traction :

$$N_{pl,rd} = \mathbf{4004 \text{ KN}}$$

$$N_{pl;rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 187,44 \cdot \frac{(10)2 \cdot 235}{1.1} = \mathbf{204.75 \text{ kN}}$$

Alors : $N_{sd} \leq N_{pL,rd}$ Condition vérifier

• Vérification de la résistance du flambement :

Il faut vérifier : $N_{sd} = \beta_a \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$

$\beta_a = 0.7$ (coefficient minorateurs) , Avec: $\beta_a = 1 \dots \dots \dots$ (Classe 1,2 ou 3).

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\lambda}} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \text{ —}$$

$$\chi = 1/\varphi + [\varphi^2 - \lambda^2]^{-0.5} \text{ , mais } \chi \leq 1 = \mathbf{0.296}$$

$$\varphi = 0.5 [1 + \alpha (\lambda - 0,2) + \lambda^2]^{-0.5} = \mathbf{0.1194}$$

$$\lambda = \frac{\bar{\lambda}}{\lambda_1} (\beta A)^{0.5}$$

$$\lambda = 0.33$$

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

$$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5} = \left[\frac{235}{235} \right]^{0,5}$$

$$\varepsilon = 1$$

$$\lambda_{yz} = \frac{l_f}{i_{y;z}} = \frac{670}{2,12 \cdot 10} \lambda_{yz} = 31.16 \text{ mm}$$

$$N_{sd} \leq 0,296 \cdot 1,9 \cdot 40 \cdot \frac{(10) \cdot 2,235}{1,1}$$

$$204 \text{ KN} \leq 594,42 \text{ K N}$$

Donc : $N_{sd} \leq N_{pl,rd}$ Condition de flambement est vérifiée

Sont données de tableau suivant :

qualités d'acier disponibles			4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9				
diamètres disponibles			M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
diamètre nominal	d	mm	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
diamètre du trou	d ₀	mm	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
diamètre écrou	d _m	mm	14	18,3	20,5	23,7	24,58	29,1	32,4	34,5	38,8	44,2	49,6
diamètre rondelle	∅	mm	16	20	24	27	30	34	36	40	44	50	52
partie lisse	A _b	mm ²	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
partie filetée	A _s	mm ²	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561
tôles ordinaires		mm	2	3	4	5	6	7	8	10,14	>14		
cornières ordinaires		mm	30	35	40	50	60	70	80	120	>120		

Tableau IV.5 : La classe qualité des boulons ordinaire

Qualité des Boulons (mm)	Qualité et âmes de profilés d'épaisseurs (mm)	Qualité des cornières de largeur d'ailes (mm)	Qualité des profilés en U de hauteurs (mm)	Qualité des poutrelles en H profilés°
8	2	30	X	X
10	3	35	X	X
12	4	40 à 45	80	X
14	5	50	100 à 130	100 et 120

16	6	60	140 à 160	140
18	7	70	175 à 180	150 et 160
20	8	80 à 90	200 à 220	180
22	10 à 14	100 à 120	240 à 300	200 à 240
24	>14	>120	X	>24

Tableau A IV.6 : Dimension principale de pièce d'assemblage

Largeur de la cornière(mm)	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65
Épaisseur (mm)	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Nombre de files	1 seule file sur chaque aile										2 files en quinconces			
Côte de Trusquinage t (mm)	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19

Tableau B -IV.7 :Caractéristiques mécaniques des boulons

CHAPITRE IV

les éléments secondaires

IIV-1. Escaliers :

Ce sont des profilées en charpente métallique (2 volées + 1 palier), chaque palier contient des pas contre marche).

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

Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier :

- ✓ La hauteur de l'étage : **$h = 3.60 \text{ m}$** ;
- ✓ Les dimensions en plan de la cage d'escalier : **$5.3*3.00 \text{ m}^2$**

Les conditions que doit satisfaire les marches et les contres marches sont les suivantes :

- ✓ H : hauteur de la marche, **$16.5 \leq H \leq 18.5 \text{ cm}$**
- ✓ G : largeur de la marche (giron), **$27 \leq G \leq 30 \text{ cm}$**
- ✓ **$60 \leq 2H+G \leq 66 \text{ cm}$. (Formule de BLONDEL).**

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

- ✓ $h' = \frac{h}{2} = \frac{360}{2} = 180 \text{ cm}$

✓

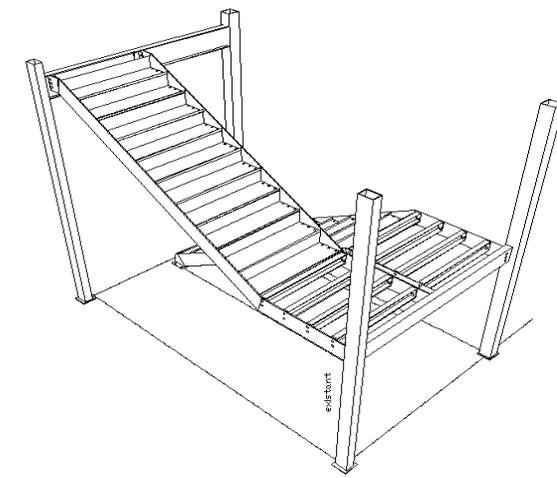
- ✓ Largeur du volée : **$L' = 135 \text{ cm}$**

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

$$n = \frac{h}{H} = \frac{360}{17} = 21 \text{ marches}$$

le nbre de marche : **$n-1=20 \text{ marches}$**

BLONDEL $G = 30 \text{ cm}$



- Etude des marches :

1- Pré dimensionnement des cornières :

Vérification en tenant compte du poids propre de la cornière :

- Combinaison d'action :

ELU :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 43.63 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 34.21 \text{ KN/ml}$$

- Condition de la flèche :

$$f_{\max} = 5 q_s \cdot \frac{l^4}{384} \cdot E \cdot I_y \leq f_{adm} = \frac{250}{l}$$

$$I_y = 250.3,42 \cdot (10) - 2 \cdot \frac{(1,35)^4}{384.210000} = 3.52 \text{ cm}^4$$

$$f_{adm} = \frac{250}{l} = \frac{1350}{250} = 5.4 \text{ cm}$$

Alors : $f_{\max} \leq f_{adm}$ condition vérifier

Donc La cornière 40*40*4 est de classe 1

- Critère de la résistance :

$$M_{sd} = q_u \cdot \frac{l^2}{8} = 43.63 \cdot \frac{(1,35)^2}{8} = 9.93 \text{ kN/m}$$

$$M_{ply} = W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 235 \cdot (10) \cdot 3,4,47 \cdot \frac{(10)^4}{1.1} = 95.49 \text{ kN/m}$$

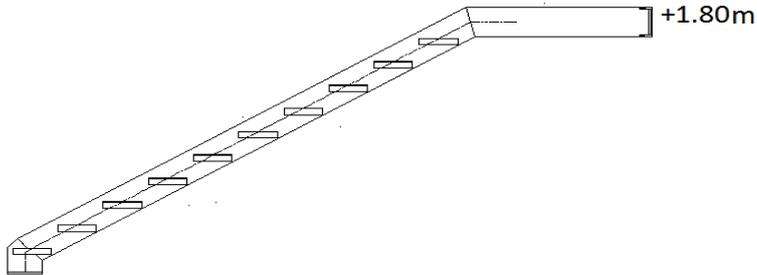
Alors : $M_{sd} \leq M_{ply}$ Condition vérifier

- Vérification de la condition du cisaillement :
- Calcul de l'effort tranchant :

$$V_{sd} = qu \cdot \frac{l}{2} = \frac{4,63 \cdot 1,35}{2} = 3.12 \text{ KN}$$

IIV -2. LIMON

2- Pré dimensionnement de limon :



- Combinaison d'action :

ELU :

$$qu = [(1.25 + 1.5 + 0.0242 + 0.5) \times 1.35 / 2 + 1.5 \times 2.5 / 2]$$

$$qu = 4.63 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$qs = (1.25 + 1.5 + 0.0242 + 0.5) / 2 + 2.5$$

$$qs = 2.76 \text{ KN/ml}$$

- Condition de la flèche :

$$f_{max} \leq \frac{5qs \cdot \cos \alpha \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot Iy} \leq f_{adm} = \frac{250}{l}$$

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

$$I_y = 1250.2,76.0,86. \frac{(1350)^4}{384.210000} = 122.20 \text{ cm}^4$$

Donc on Choisit profilé : **UPN100**

- **Critère de la résistance :**

$$M_{sd} = qu. \cos \alpha . \frac{l^2}{8} = \mathbf{6.71 \text{ kN/m}}$$

$$M_{ply} = W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma M_0} = 235. (10)3.41, 2. \frac{(10)^3}{1.1} = \mathbf{8.80 \text{ kN/m}}$$

Alors : $M_{sd} \leq M_{ply}$ Condition vérifier

$$N_{sd} = qu. \sin \alpha . l$$

$$N_{sd} = \mathbf{3.12 \text{ KN}}$$

$$\checkmark N_{rd} = A \times f_y / \gamma M_0 = 13,5. (10)2. \frac{235}{1.1}$$

$$\checkmark N_{rd} = \mathbf{28.84 \text{ KN}}$$

$N_{sd} \leq N_{rd}$ Condition vérifie

- **Vérification de la condition du cisaillement :**

- ✓ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_{sd} = qu \times \cos \alpha \times l / 2 = \mathbf{2.68 \text{ KN}}$$

$$V_{rd} = A_v \times f_y / \sqrt{3} \gamma M_0 = 6,46. \frac{(10)2.235}{\sqrt{3}.1,1}$$

$V_{sd} \leq V_{pl, rd}$ Condition vérifie

$$V_{pl, rd} = \mathbf{96.41 \text{ KN}}$$

✓ Vérification au flambement par flexion :

✓ Calcul de l'élancement réduit :

$\beta_A = 1$(Classe 1,2 ou 3).

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

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

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = 346.15$$

$$\lambda_{\max} = 918.36 > 0.2$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = 918.36$$

➤ On conclure que Le limon est sollicité simultanément en flexion et en compression axial, donc on doit satisfaire la condition suivante :

$$\text{➤ } \frac{N}{\chi_{\min}} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} + K_y \cdot \frac{M_y}{W_{ply}} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} + K_s \cdot \frac{M_z}{W_{plz}} \cdot f_y / \gamma_{M1} \leq 1$$

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

$$K_y = 1 - \mu \cdot \frac{N}{\chi} \cdot A \cdot f_y \text{ avec } K_y \leq 1,5$$

$$M_y - \lambda(2\beta_{My} - 4) + W_{pl} - \frac{W_{el}}{w_{el}} \text{ avec } \mu_y \leq 0,9$$

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

$$\beta_{My} = 0.9$$

$$\mu_y = 0.3$$

$$K_y = 0.8$$

Alors : $\mu_y \leq K_y$ condition vérifier

IIV-3- Palier de repos :

Plancher toiture:	Epaisseur (cm)	Densité kn/m³	Poids (kn/ml)
Tôle striée	0.5	78	0.39
Charge permanente totale			G=0.39
Surcharge d'exploitation			Q=1.5

Tableau IIV.1 : Evaluation des charges palier de repos

Pré-dimensionnement de la poutre palière :

➤ Les murs extérieurs : mur rideau

Le mur-rideau est un type de façade légère. C'est un mur de façade qui assure la fermeture de l'enveloppe du bâtiment sans participer à sa stabilité. Les panneaux sont donc appuyés, étage par étage, sur un squelette fixe.

La masse volumique

Partie fixe : 240 kg

Partie ouvrantes : 150 kg

• La combinaison des charges :

ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 1870 + 1.5 \times 2.5$$

$$q_u = 25.28 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 1870 + 2.5$$

$$q_s = 18.72 \text{ KN/ml}$$

$$I = 5q_s \cdot \frac{l^4}{384} \cdot E \cdot I_y \leq f_{adm} = \frac{250}{l}$$

$$I = 5.25,28 \cdot \frac{(10)^3}{384.720000} = 123.43 \text{ mm}^4$$

CHAPITRE IIIV

plancher mixte

IIIV-1 .Introduction :

Une dalle mixte est un élément de construction constitué d'une tôle d'acier profilé à froid recouverte de béton comportant un treillis d'armature. Une telle dalle repose sur des poutrelles métalliques Dans ce type de dalle.

La tôle profilée à plusieurs rôles à savoir :

- de plateforme de travail pendant la construction de l'ouvrage.
- de coffrage lors du bétonnage de la dalle.
- d'armature intérieure du la dalle mixte.

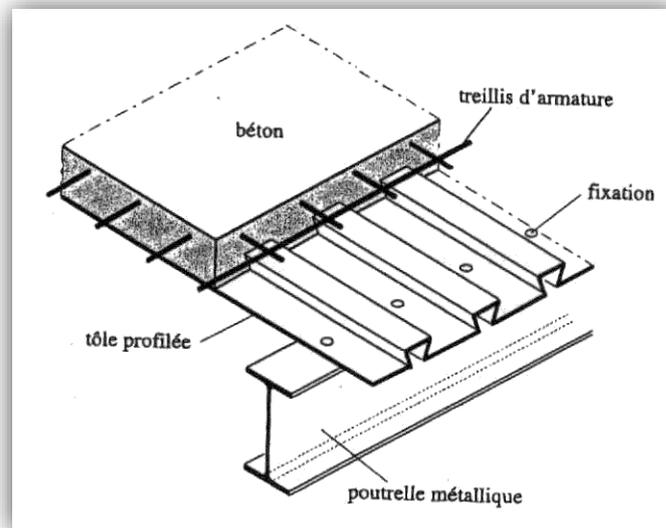


Figure IIIV-1 :Plancher collaborant

- **ht ≥ 80 mm** Avec ht : l'épaisseur totale de la dalle mixte.
- **hc ≥ 40mm** Avec hc : 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 cm²/ml**.

L'écartement des solives pour les planchers mixtes étant compris entre **0,8 m** et **1,5 m**.
d'opte un écartement de **1,00 m**, celle-ci sont isostatiques.

III-2. Evaluation des charges sur la solive :

- **Plancher courant (terrasse)** : les combinaisons des charges à été calculé dans le chapitre IV

$$P_{\text{plancher}} = 5.04 \text{ KN/m}$$

$$G = 3.84 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 1.5 \text{ kN/m}$$

$$S = 0.148 \text{ kN/m}$$

- **Combinaison des charges :**

ELU :

$$q_u = 9.95 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = 6.68 \text{ KN/ml}$$

- **Etage courant :**

$$G = 6.54 \text{ KN/m}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}$$

$$S = 0.148 \text{ kN/m}$$

- **Combinaison des charges :**

ELU :

$$q_u = 11.07 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = 8.18 \text{ KN/ml}$$

- **Largeur de la dalle participante (beff) Selon article 4.2.2.1 de l'EC04:**

$$B_{\text{eff}} = b_{e1} + b_{e2}$$

$$B_{e1} = 2 \times \min\left(\frac{L_0}{8}; b_i\right) \quad B_{e1} = \min\left(\frac{6}{8}, 1.00\right)$$

$$B_{e1} = 0.75 \times 2 = 1.5 \text{ m}$$

➤ Calcul de la section mixte :

b = beff : 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.

$$S = A + \frac{b \cdot t}{n} = \mathbf{988.92 \text{ mm}}$$

$$d = b \cdot \frac{t}{n} \cdot (t + h/2s) = \mathbf{0.074 \text{ mm}}$$

$$v_i = \left(\frac{h}{2} + d \right) = \mathbf{80.074}$$

$$v_s = \left(\frac{h}{2} + t - d \right) = \mathbf{88.92}$$

$$m = I_a + A \cdot d^2 + \frac{bt^3}{12n} + \frac{bt}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

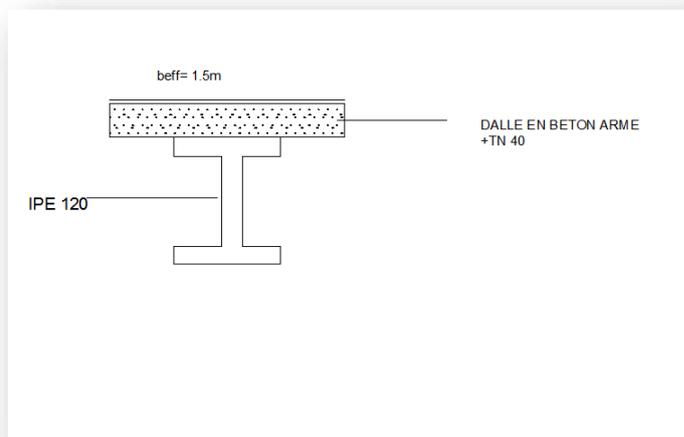


Figure IIIV-2 : Largeur de la dalle participante

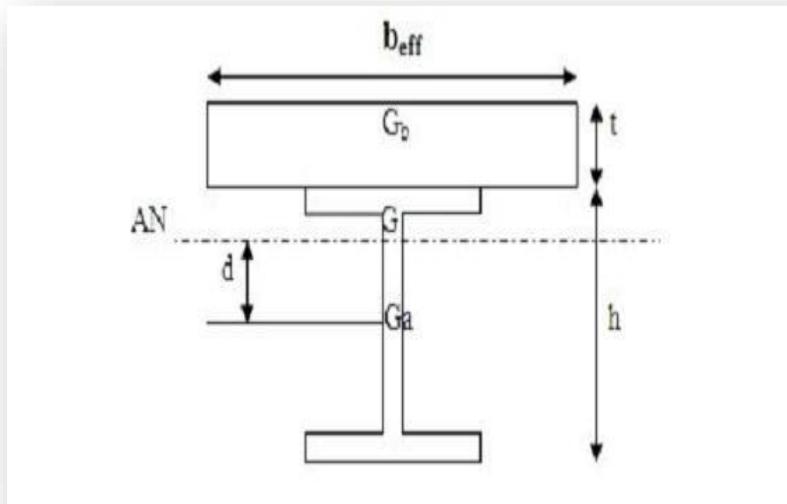


Figure IIIV-3 : Section mixte acier-béton.

➤ **Vérification des contraintes :**

➤ **Contrainte dans la poutre acier :**

Contrainte de traction : $\sigma_{ai} = M \cdot I_m \cdot V_i = \frac{7500}{8588}, 63.0,074$

$\sigma_a = 11.80 \text{ kN/mm}$

- **Contrainte de compression :** $\sigma_{as} = \frac{M}{I_m} \cdot (V_i - t) = 0.87 \text{ kN/mm}$
- **Contrainte admissible pour l'acier :** $\sigma_{adm} = \frac{f_y}{\alpha_a} = 235 \cdot (10) - \frac{3}{1,1} = 0.21 \text{ K/mm}$

➤ **Contrainte dans la dalle béton :**

- **Compression dans la fibre supérieur** $\sigma_{bs} = \frac{M}{n} \cdot I_m \cdot V_s = 7.28 \cdot 10^{-3} \text{ kN/mm}$
- **Compression dans la fibre inferieur** $\sigma_{bi} = M \cdot I_m \cdot (V_i - t) = 0.12 \text{ kN/mm}$
- **Contrainte admissible du béton :** $\sigma_{adm} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\alpha_c} = 0,85 \cdot 25(10) - \frac{3}{1,5} = 0.13 \text{ kN}$
- Avec : $M = q \cdot u \cdot \frac{l^2}{8} = 6,05 \cdot (6)2/8 = 6.80 \text{ KN.m}$

- Ces contraintes sont déterminées à partir des formules suivantes :

$\beta = h + \frac{t}{2} = 160 + \frac{100}{2} = 130 \text{ mm}$ (Distance entre le CDG de l'acier et le CDG de béton).

$\alpha = \frac{I_a}{A} \cdot B = 869(10)2.82 = 52.72\text{mm}$ (Distance entre le CDG de l'acier et l'AN de la section homogène).

III-3-Position de l'axe neutre plastique :

selon le DTR 2.4.2 a d'opte pour les aciers de construction : $\chi_a = \chi_{M_0} = \chi_{M_1} = 1.1$ et $\chi_c = 1.5$ et $\chi_s = 1.15$ conformément au DTR.BC 2-4.10

$$F_c < F_a = A_a \cdot F_{yd} = f_y / \chi_{m0} F_a = 869.235(10) - \frac{3}{1.1} = 185.64 \text{ KN}$$

$$F_c = 0.85 \cdot b_{eff} \cdot h_c \cdot f_{cd}$$

$$f_{cd} = \frac{0.85 f_{ck}}{\chi_{m0}} = 0.85 \cdot 25(10) / 1.1 = 19.32 \text{ KN}$$

$$F_c = 0.85 \cdot 1.5 \cdot 9.19 \cdot 32 = 57.64 \text{ KN}$$

Alors : $F_c < F_a$ Condition vérifier

Donc : l'axe neutre plastique dans la dalle

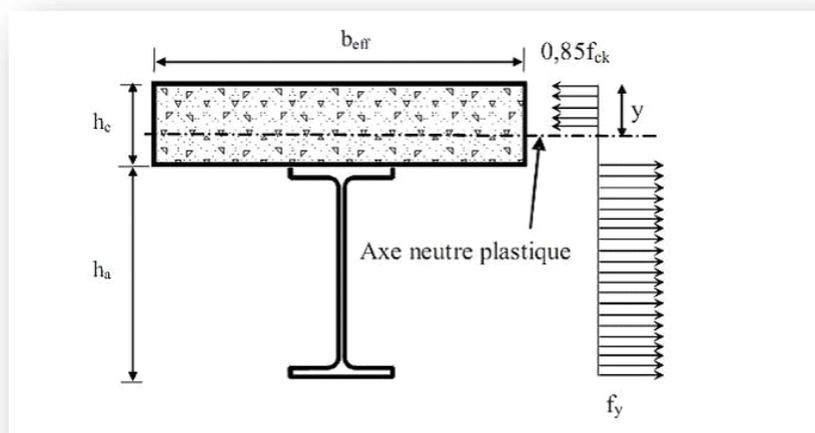


Figure III-4 : Axe neutre plastique de la poutre mixte dans la dalle.

$$Z = f_a / 0.85 \cdot b_{eff} \cdot f_{cd} < h_c = \frac{185.6}{0.85 \cdot 19.32 \cdot 1.5} = 75.34 \text{ mm} \leq 82 \text{ mm}$$

✓ Vérification de la résistance à la flexion : (Eurocode4, 4.4.1)

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = 6.05 \cdot (6)^2 / 8 = 6.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right) = 185.64 \left(\frac{160}{2} + 0.08 + 0.04 - \frac{29}{2} \right) = 12.81 \text{ KN.m}$$

Alors : $M_{sd} \leq M_{pl,rd}$ **Condition vérifier**

✓ **Vérification au cisaillement effort tranchant (la section mixte):**

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = 6,05 \cdot \frac{(6)}{2} = 9.07 \text{ KN.m}$$

$$V_{pl,rd} = Av \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}} = \frac{7,24(10)2.235}{\sqrt{3}} = 98.23 \text{ KN.m}$$

Alors : $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$ **Condition vérifier**

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

IIIV-4. Dimensionnement de la connexion :

Définition :

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle de compression et l'acier.

En d'autre terme ils sont destinés pour résister au glissement de la dalle en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton à une valeur suffisamment faible.

Vérification des connecteurs avec les caractéristiques suivantes :

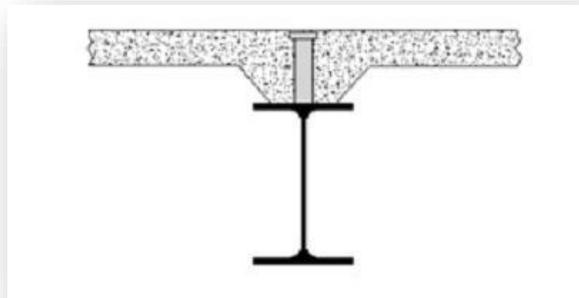


Figure IIIV-5 : Connexion acier-béton.

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

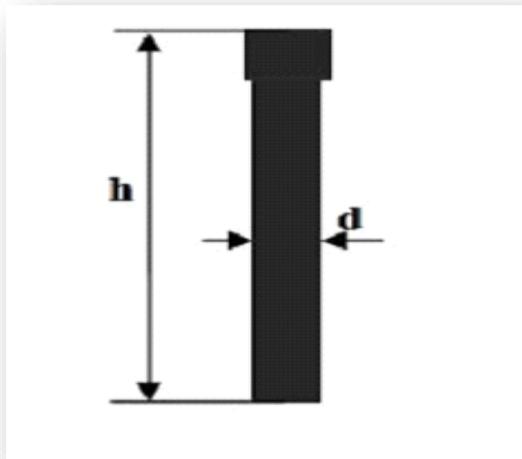


Figure IIIV-6 : Connecteur à tête soudé.

$D=16\text{mm}$; $h=60\text{mm}$ $f_u= 360\text{MPa}$

f_u : résistance ultime en traction

d : diamètre du fut du goujon.

f_u : Résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale à 460 MPa.

$\alpha = 1$ car $\frac{h}{d} > 4 \rightarrow Prd = 51,87 \text{ KN}$

- Résistance du connecteur isolé: Selon l' Euro Code 4 ,6.3.2

Résistance du goujon en cisaillement :

$$P_{rd} = \min (prd1;prd2)$$

$$P_{rd1} = 0,8f_u \left(\frac{\pi d^2}{4 \cdot \chi_v} \right) = 46301.184 \text{ kN}$$

$$P_{rd2} = 0,29\alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm} / \chi_v} = 15655.7312 \text{ kN} = 675672.76 \text{ KN}$$

χ_v :Facteur partiel de sécurité égal à 1,25

α : Facteur de correction 1

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

• **-Dimensionnement de la connexion de la poutre :**

La poutre est simplement appuyée et chargée uniformément.

$$L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{6}{2} = 3.00 \text{ m}$$

Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal :

$$V_{lf} = \min A_a \cdot f_y \cdot b_{eff} \cdot 0,85 \cdot h_c \cdot f_{ck} / \alpha_a$$

$$A_a = \pi d^2 / 4 = 200.96 \text{ mm}^2$$

$$V_{lf} = 7191.00 \text{ KN}$$

- **Le nombre de goujons :**

$$N_{lf} = \frac{V_{lf}}{Prd} = \frac{7191.00}{46301} = 2,68 \approx 3 \text{ Goujons}$$

- **L'espacement des goujons :**

Soit N= 3 goujons sur la demi-longueur (L_{cr}) de la solive, c'est-à-dire 06 goujons sur la longueur totale de la solive.

Longueur totale de la solive.

$$\frac{N}{N_f} = \frac{3}{2,68} = 1,12 > 0.4 \quad \text{Condition vérifiée ; EC4; art 6.2).}$$

$$e = \frac{L_{cr}}{N_f} = \frac{1,57}{3} = 0,523 \text{ m} = 52.3 \text{ cm}$$

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.

$$e < \min(6ht ; 800) = \min(540 ; 800)$$

e < 540 mm **vérifiée**

- **Vérification de la soudure du goujon :**

$$Prd \leq Frd = \pi(d + 2a)a \cdot \frac{f_u}{\sqrt{3}} \cdot \beta_w \cdot 1,25$$

$$Frd = \frac{3,14(18+2.4)4.360}{\sqrt{3}} \cdot 0,80 \cdot 1,25 = 52210.93 \text{ KN}$$

$$Prd = 46301.104 \text{ KN}$$

Alors : **Prd ≤ Frd Condition vérifier**

Ferraillage de la dalle de plancher :

Plancher collaborant également appelé « plancher mixte » associe l'acier et le béton. Tout comme les autres planchers, le plancher collaborant est une structure horizontale de gros œuvre porteuse destinée au rez-de-chaussée ou pour réaliser une séparation entre les étages d'une construction.

Les combinaisons d'action déjà calculé dans le chapitre IV

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

Calcul des sollicitations :

ELU :

qu 1= 43.62 KN/ml

L=3.00m ; épaisseur : e=8cm

-Moment isostatique : $Mu = qu \cdot \frac{l^2}{8} = 43,62 \cdot (6)^2/8 = \mathbf{1.45 \text{ KN.m}}$

- Moment en travée : $Mt = 0.75 \cdot M = \mathbf{1.08 \text{ KN.m}}$

- Moment en appui: $Ma = -0.5Mt = -0.54 \text{ kN.m}$

- Calcul des armatures :

Armature en travée :

$Mt = 1.08 \text{ kN.m}$ $b = 1.00 \text{ m}$ $h = 0.8 \text{ m}$ $d = 0.08 \text{ mm}$

$\mu_{bu} = \frac{Mt}{bd^2} \cdot f_{ub} \leq 0.318$

$\mu_{bu} = \frac{1,08(10)}{1,0 \cdot 0,8^2 \cdot 14} = \mathbf{0.867}$

$\mu_1 = 0.392$ $A' = 0$.

$\alpha = 1.25 \cdot (\sqrt{1 - 1 - 2 \cdot \mu}) = 1.25 \cdot (\sqrt{1 - 2 \cdot 0.392}) = \mathbf{0.026}$

$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = \mathbf{0.071 \text{ m}}$

$A_1 = \frac{Mt}{Z} \cdot f_{st} = \frac{1,08(10)}{0,071} \cdot 3 = \mathbf{0.39 \text{ cm}^2}$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 1,0 \cdot 0,8 \cdot 2,1 / 400 = 0,996 \text{ cm}^2$$

$A_s \leq A_{min}$ ferraille avec : **Amin 3T8 = 2.01 cm²**

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2 \quad \text{ferraille 2T6} = 1,51 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la dalle :**

- ✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_s = q_u \cdot l / 2 = 46,78 \text{ KN}$$

$$\zeta = \frac{V_s}{bd} = 46,78 / 1,0 \cdot 0,8 = 0,584 \text{ MPA}$$

$$\zeta = 0,06 \cdot f_{c28} = 1,26 \text{ MPA}$$

Alors : **1.26 MPA \geq 0.584MPA Condition vérifiée.**

- ✓ **Vérification ELS :**

$$q_s = 23,11 \text{ KN/ml}$$

- **Moment isostatique : $M_u = q_u \cdot \frac{l^2}{8} = 23,11 \cdot \frac{(6)^2}{8} = 0,25 \text{ kN.m}$**

- **Moment en travée : $M_t = 0,75 \cdot M = 0,18 \text{ kN.m}$**

- **Moment en appui: $M_a = -0,5 \cdot M_t = -0,12 \text{ kN.m}$**

- ✓ **Calcul des armatures :**

Armature en travée :

$$M_t = 0,18 \text{ kN.m} \quad b = 1,00 \text{ m} \quad h = 0,8 \text{ m} \quad d = 0,08 \text{ m}$$

$$I = \frac{b}{3y^3} + 15 \cdot A_x (d - y)^2 = 0,858 \text{ m}^4$$

$$\delta_{bc} = 7,28 \cdot 10^{-3} \text{ MPA} \text{ compression dans la fibre supérieur}$$

$$\delta_{bc} = 7,28 \cdot 10^{-3} \text{ MPA} \leq \delta_{adm} = 15 \text{ MPA}$$

Alors : **$\delta_{bc} \leq \delta_{adm}$ Condition vérifier**

En appuis :

$$M_a = -0,12 \text{ MPA}$$

$$I = \frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A(d - y^2) = 0.155 \text{ m}^4$$

$$\delta_{bc} = \frac{M}{I} = 0.77 \text{ MPa} \leq \delta_{adm} = 15 \text{ MPa}$$

Alors : $\delta_{bc} \leq \delta_{adm}$ Condition vérifier

- **Pré-dimensionnement des poutres principales (avec connexion) :**

$$f_{max} = q_s \cdot \frac{l^4}{384} \cdot E \cdot I_z \leq f_{adm} = L/250$$

$$I_z \geq 250 q_s \cdot l^4 / 384 E = 250 \cdot 32,07 \cdot (10)^4 - 2 \cdot (6)^3 / 384 \cdot 210000 = 267.68 \text{ cm}^4$$

➤ Soit un IPE 120 caractérisé par :

Semelle :

$$C = \frac{b}{2} = 64 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = 10.15 \leq 10 \varepsilon \text{ Class 1}$$

Ame :

$$d/t_w = 21.22 \leq 72 \varepsilon \text{ Class 1}$$

- **Vérification en tenant compte du poids propre du profilé :**

ELS : ELU :

$$q_s = (G + G_p) + Q$$

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

$$q_s = 19.51 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 4.53 \text{ KN/ml}$$

- **Condition de la flèche:**

$$f_{max} = 5 q_s \cdot \frac{l^4}{384} \cdot E \cdot I_y \leq f_{adm} = L/250 = 1.2 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 250 \cdot 19,51 \cdot (10)^4 - \frac{2(3)^3}{384} \cdot 210000 = 0.57 \text{ cm}$$

Alors : $f_{max} \leq f_{adm}$ Condition vérifiée.

- **Vérification de résistance :**

$$M_{sd} = q \cdot \frac{l^2}{8} = 19,51 \cdot \frac{(6)^2}{8} = 21.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = f_y \cdot \frac{W_{pl}}{1,1} = 129.67 \text{ KN.m}$$

Alors : $M_{sd} \leq M_{pl,rd}$ Condition vérifiée.

- **Vérification au cisaillement effort tranchant (la section mixte):**

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{19,51.6}{2} = 29,26 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}} = \frac{6,31(10)2.235}{\sqrt{3}} / 1,1 = 94.17 \text{ KN.m}$$

Alors : $V_{pl,rd} \leq V_{sd}$ Condition vérifiée.

- **Vérification au déversement :**

$$M_{sd} \leq MR_d = \chi_{lt} \cdot \beta_w \cdot W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

M_{sd} : Moment appliqué $M_{sd} = 190.41 \text{ kN.m}$

MR_d : Moment résistant.

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

$$\chi_{LT} = \left(\frac{1}{\phi_{lt}} + \lambda_{LT} \right)^{0.5} \quad \text{Avec} \quad \chi_{LT} \leq 1$$

$$\lambda_{LT} = \left(\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_l} \right) (\beta_w)^{0.5}$$

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

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

C_1 : facteur dépend des conditions de charge et d'encastrement ($C_1 = 1,132$).

Donc : $\lambda_{lt} = 0,95 > 0,4$ (il y a un risque de déversement).

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.

-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 appliquées 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.

CHAPITRE X

ETUDE SISMIQUE

X-1. Introduction :

Le calcul sismique a pour objectif la détermination de la réponse d'un ouvrage à un mouvement tellurique sollicitant ses fondations. On entend par réponse le calcul des sollicitations, des déplacements, des vitesses, et des accélérations subis par l'ouvrage. Ce calcul, qui relève du domaine de la dynamique des structures, se révèle délicat du fait de l'aspect aléatoire de l'excitation

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)

X-2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non- amorties. L'étude dynamique d'une structure, telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

X-3. Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degrés de liberté (DDL) infini par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes : la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

X-4. 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).

X-5. 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.

X-6.Méthode statique équivalente :

X-6-1. 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

X-6-2. 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.

X-6-3. 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

$$V = \frac{WADQ}{R} \text{(l'article 4.2.3 de RPA 99/2003,)}$$

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.

Zone ; III

A=0,25 groupe d'usage 2

Groupe d'usage 1.b (art 3.2 de RPA 99/2003)

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

T2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du [RPA99/2003] Le rapport du sol nous indique que notre structure est implantée au site meuble (catégorie S3), donc

$$T2 = 0,5 \text{ s}$$

$$D = 2,5\eta \quad 0 \leq T \leq T2$$

$$2,5 \eta \left(\frac{T2}{T}\right)^{2/3} \quad 2/3 T2 \leq T \leq 3S$$

$$2,5 \eta \left(\frac{T2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{2}\right)^{5/3} T \geq 3S$$

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 $\xi = 5\%$ $\eta = 1$

η : Facteur d'amortissement $\eta = 7 / (2 + \xi) \geq 0,7$ (art 4.2.3; RPA99/2003)

T : Période fondamentale de la structure : $T = (Ct \cdot hn)^{3/4}$ (art 4.2.4 de RPA 99/2003)

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

hN : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N

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

$$hN = 14,40 \text{ m}$$

$$Tx = Ty = 0,05 \cdot (20,4)^{3/4} = 0,48 \text{ s}$$

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

$$T_x = T_y = 1.3 \cdot 0,48 = 0,63 \text{ s} \quad \text{ON} : T_2 = 0,5 > T = 0,48 \text{ s}$$

Donc : $D = 2,5 \quad \eta = 2,5$

R: coefficient de comportement global de la structure

- **Pour sens I :**

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 + ossature contreventée par palées triangulées en X. $R_I = 3$

- **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. $R_{II} = 3$

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
- ü La régularité en plan et en élévation
- ü La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum P_q \text{ (Art 4.2.4; RPA99/2003).}$$

P_q : 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	Valeurs de P_q	
	Observe	N/observe
1-condition minimale de files de contreventement	0	0.05
2-redondance en plan	0	0.05
3-régularité en plan	0	0.05
4-régularité en élévation	0	0.05
5-contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6-contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10
	1	0.35

Tableau X-1 : valeur de pénalité Pq et le facteur de qualité Q

W : Poids total de la structure.

$$W_i = W_G + \beta W_{Qi}$$

W_G: 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 $\beta=0.20$

Poids de la structure : $W=162T$ (ROBOT)

Charge d'exploitation = $150daN$ (usage d'habitation)

Poids total de la structure $W= 162.150= 24300kN$.

Résumé des valeurs :

paramètre	Sens X	Sens Y
A	0.25	0.25
D	2.5	2.5
Q	0	0.35
R	3	3
W(kN)	24300	24300

Tableau X.2: valeurs récapitulatives des résultats

La force sismique totale :

$$V_x = W_x \cdot A_x \cdot d_x \cdot \frac{Q_x}{r_x} = \frac{24300 \cdot 0,25 \cdot 2,5 \cdot 1}{3} = 5062.5KN$$

$$V_y = W_y \cdot A_y \cdot d_y \cdot \frac{Q_y}{R_y} = \frac{24300 \cdot 0,25 \cdot 2,5 \cdot 0,35}{3} = 1771.85KN$$

- **Étapes 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 :

$$35G+1.5Q$$

$$G+Q$$

$$G+Q\pm E$$

$$0.8G\pm E$$

- 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).

- **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.

- **Résultant des forces sismiques :**

L'une des premières vérifications préconisées par le RPA99ver.03 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements moments,) par la valeur du rapport $r = 0.8v/v_t$

$$V = v_x = 0.8V \quad V_x = 5062.5 \times 0.8 = \mathbf{4050.00 \text{ KN}}$$

$$V = v_y = 0.8V \quad V_y = 1771.85 \times 0.8 = \mathbf{1417.48 \text{ KN}}$$

SENS	V_{dy}(KN)	V_{st}(KN)
X-X	4050	5062.5
Y-Y	1417.48	1771.85

Tableau X.3: Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Cas/Mod e	Fréque nce [Hz]	Périod e [sec]	Masses Cumulé es UX [%]	Masses Cumulé es UY [%]	Masses Cumulé es UZ [%]	Masse Modal e UX [%]	Masse Modal e UY [%]	Masse Modale UZ [%]
3/ 1	1,70	0,59	3,29	2,32	0,00	3,29	2,32	0,00
3/ 2	2,01	0,50	83,28	3,00	0,00	79,99	0,68	0,00
3/ 3	2,15	0,47	83,57	67,47	0,22	0,30	64,47	0,22
3/ 4	2,25	0,45	83,57	67,47	0,22	0,00	0,00	0,00
3/ 5	2,25	0,44	83,57	67,47	0,24	0,00	0,00	0,02
3/ 6	2,26	0,44	83,57	68,25	0,34	0,00	0,78	0,10
3/ 7	2,26	0,44	83,58	69,19	0,39	0,00	0,94	0,05
3/ 8	2,28	0,44	83,58	69,21	0,61	0,00	0,02	0,22
3/ 9	2,28	0,44	83,58	69,38	0,67	0,00	0,17	0,06
3/ 10	2,28	0,44	83,58	72,04	15,89	0,00	2,66	15,22
3/ 11	2,29	0,44	83,58	73,96	24,08	0,00	1,92	8,19
3/ 12	2,31	0,43	83,58	81,14	30,54	0,00	7,18	6,46

Tableau X.4 : Résultats extraits du logiciel Robot

- **Vérification des déplacements :**

-Situation accidentelle :

Le RPA99/2003 précise que le déplacement horizontale est calculé sous les forces sismique seules et préconise de limiter les déplacements relatifs 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 :

$$\delta = R \delta_{ek} \quad (4.19 \text{ RPA99/2003})$$

δ_{ek} : Déplacement dus aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement R= 3

Les déplacements horizontaux à partir du fichier Robot au n'aura le tableau suivant :

RDC

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	2,1	0,0	-0,0	0,002	0,014	0,002
Nœud	75	4	2	4	68	2
MIN	0,3	0,0	-0,5	-0,002	-0,014	0,000
Nœud	24	42	51	42	59	42

Tableau X.5 :déplacements horizontal sous séisme.

1^{ER} ETAGE

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	5,5	0,1	-0,0	0,002	0,014	0,004
Nœud	78	70	5	6	78	69
MIN	0,6	0,1	-0,5	-0,002	-0,014	0,001
Nœud	26	45	54	46	61	45

2^{eme} ETAGE

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	8,5	0,1	-0,1	0,002	0,014	0,007
Nœud	79	72	7	8	72	71
MIN	0,9	0,1	-0,5	-0,002	-0,014	0,002
Nœud	28	47	56	47	63	47

3^{EME} ETAGE :

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	11,0	0,1	-0,1	0,002	0,013	0,009
MIN	1,1	0,1	-0,5	-0,002	-0,013	0,003
Nœud	29	49	58	49	57	49

Tableau X.6 : déplacements horizontal sous séisme.

- Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » est égale à :

$$\Delta = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (4.20 \text{ RPA99/2003})$$

- La valeur du déplacement limite est donnée par :

$$\frac{h}{100} = 360/100 = \mathbf{3.6cm}$$

Les déplacements relatifs sont donnés dans le tableau suivant :

niveaux (m)	Déplacement relatif(cm)	
	Δk_{ux}	Δk_{uy}
0	0	0
3.60	0.27	0.1
7.20	0.5	0.1
10.8	0.05	0.1

Tableau X.7 : déplacements relatifs sous séisme.

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 ce qui explique bien le rôle des systèmes de contreventements utilisés.

CHAPITRE IX

les assemblages

IX-1. Introduction :

Une structure métallique est un ensemble de pièces individuelles assemblées.

Il existe deux possibilités d'assemblage.

L'influence des éléments suivants y notamment examinée :

- Type d'efforts transmis : effort tranchant V , moment de flexion M ou interaction d'efforts
- Modèle d'assemblage utilisé : rigide, semi-rigide ou articulé ;
- Moyen d'assemblage utilisé : boulons, soudure ;

IX-2. Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- Les assemblages soudés ;
- Les assemblages boulonnés ;
- Les assemblages rivetés ;
- Les assemblages collés.

Ces assemblages correspondent à deux types de fonctionnement distincts : obstacle et / ou adhérence.

Dans notre présente étude, l'assemblage boulonné est le mode largement utilisé. Ce dernier présente en général l'avantage d'une démontrabilité facile, avec récupération intégrale des composants initiaux.

IX-3. Assemblage poutre-poutre (solive-poutre principale) :

Tout d'abord, les connexions par boulonnage entre les différents nœuds qui relient les poteaux aux celles des poutres principales de la construction sont similaires et considérablement comme rigides dans n'importe quel nœud. Donc chaque nœud est sollicité par deux efforts, l'une axiale et l'autre perpendiculaire à l'axe des boulons (Effort tranchante) et un moment fléchissant. Pour un parfait dimensionnement des boulons.

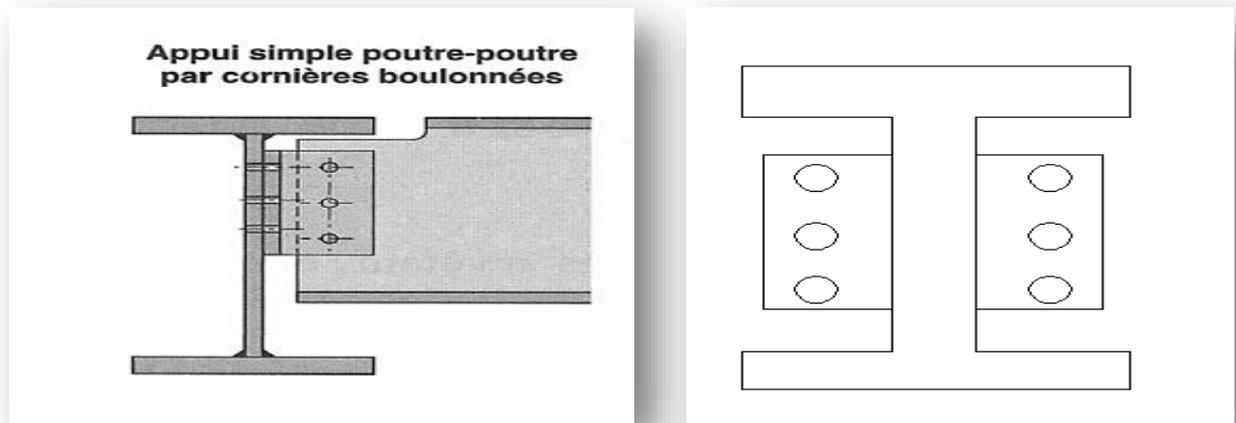


Figure IX-1 : Assemblage poutre -solive

IX-4. 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.

IX-5. 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.

Cette assemblage est réalisé avec des boulons ordinaires de classe 6.6 caractérisé par :

$F_{yb} = 360 \text{ MPa}$ (Limite d'élasticité).

$F_{ub} = 600 \text{ MPa}$ (Limite de la résistance ultime à la traction).

Solive : IPE 120 .

$H=120\text{mm} ; b=64\text{mm} ; t_f=6,3 ; t_w=4,4\text{mm} ; A=8,8.10^2 \text{ mm}^2$

Poutre principale : IPE400.

$H= 400\text{mm} ; b = 180\text{mm} , t_f = 8.6\text{mm} , t_w = 13.5\text{mm} , A= 84.5 \text{ mm}^2$

L'effort tranchant : $V_{st} = 9.46\text{KN}$

Donc pour ce cas ont Choisit un double de **cornière de (50*50*5)**

En choisit 06 boulons de 16 mm de diamètre M16 de classe 4-6

M16 , $d=16\text{mm} , d_0= 18\text{mm} f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2 A=48\text{mm}^2$

IX-5-1.Assemblage poutre-solive-:

- **Dimensionnement des boulons :**
- **Coté solive :**

La résistance de calcul au cisaillement est obtenue par la formule suivante selon (EC.tab.3.4) :

$$F_{v,rd} = 0,6 \cdot f_{ub} \cdot \frac{A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0,6 \cdot 400 \cdot 157}{1,25} = 30.144 kN$$

$\gamma_{Mb} = 1.25$ (Résistance au cisaillement).

Le nombre de boulon $n = 3$ et le nombre de plan de cisaillement $p = 2$

$$F_{v,rd} \leq F_{s,d} \cdot np = 30.144 \cdot 3 \cdot 2 = 5.024 kN$$

$$F_{v,rd} \leq F_{v,Sd} \quad \text{condition verifie}$$

	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
D(mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
A(mm ²)	50.3	78.5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A(smm ²)	36.6	58	84.3	115	157	192	245	303	353	459	561

Tableau IX-1: Principales caractéristiques géométriques des boulons

classe	4.6	4.80	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
f _b (Mpa)	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau IX-2 :Caractéristiques mécaniques correspondants aux différentes classes

- **Coté poutre principale :**

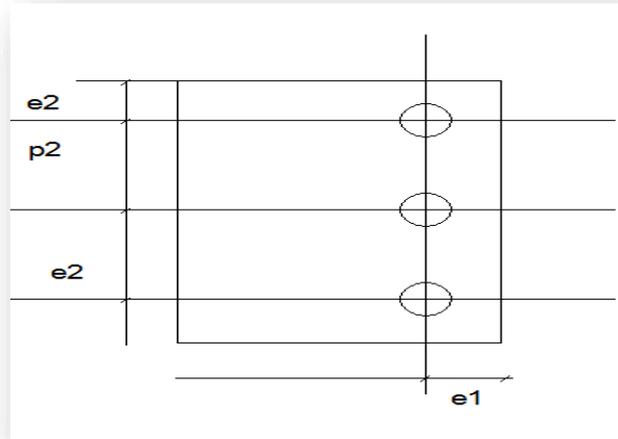


Figure IX-2 :Disposition des boulons

- Selon (EC3.art.3.5) :

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t ; 200\text{mm}) \quad p_1 = p_2 = 60\text{mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \min(12t ; 150\text{mm}) \quad e_2 = 40\text{mm}$$

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \min(12t ; 150\text{mm}) \quad e_1 = 40\text{mm}$$

- **Vérifications nécessaires :**

- ✓ **La pression diamétrale :**

$$F_{v,sd} \leq F_{b,rd} = k_1 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot \frac{t_{cor}}{\gamma_{mb}}$$

$$d_0 = 12\text{mm} \quad d = 10\text{mm} \quad f_u = 600\text{MPa}$$

$$\text{L'épaisseur des cornières est } t = 5\text{ mm} \cdot \frac{2,8e_2}{d_0} - 1,7 ; 2,5$$

$$K_1 = \min\left(\frac{2,8e_2}{d_0} - 1,7 ; 2,5\right) , (\min 4,76, 2,5) \text{ donc } \mathbf{k = 2,5}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ et } 1\right) \text{ donc } \mathbf{\alpha = 0,61}$$

$$F_{v,sd} \leq F_{b,rd} = k_1 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot \frac{t_{cor}}{\gamma_{mb}} = 2,5 \cdot 0,61 \cdot 400(10) - \frac{3,4}{1,25} = 48,80\text{kN}$$

$$F_{v,sd} = 16,15\text{ kN} \leq F_{b,rd} = 48,80\text{ kN} \quad \mathbf{\text{condition vérifiée}}$$

✓ **Vérification des boulons au cisaillement :**

$$F_{r, sd} = \sqrt{(f_{v, sd})^2 + \sqrt{(f_{h, sd})^2}} = 21.54 \text{ kN}$$

$$f_{h, sd} = V_{sd} \cdot \frac{e}{d_0} = \frac{9,46 \cdot 40}{18} = 21.02 \text{ kN}$$

$$f_{v, sd} = \frac{V_{sd}}{n} \cdot e = \frac{9.46}{6} \cdot 40 = 63.06 \text{ kN}$$

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

de : 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

Comme les boulons travaillent au double cisaillement, l'effort maximal résultant

$$F_{r, sd} = 21.54 \text{ kN} \leq 2 F_{v, sd} = 63.06 \text{ kN} \quad \text{condition Vérifiée}$$

IX-5-2. Assemblage poteau-poutre principale (IPE 500-IPE400) :

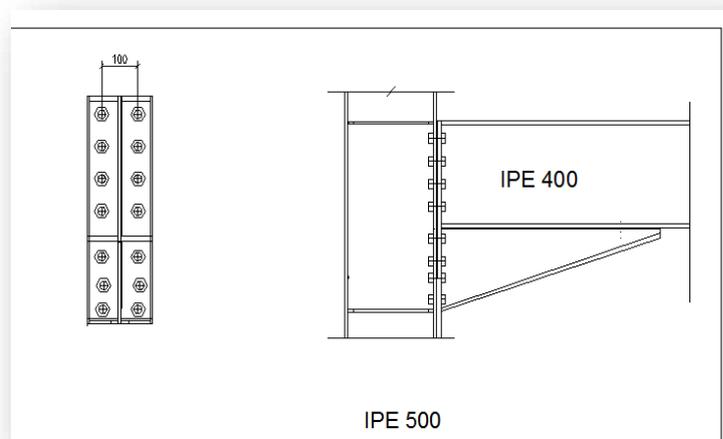


Figure IX-3 : Assemblage poteau-poutre principale.

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons ordinaires sous l'effort tranchant $V_{sd} = 9.46$ kNobtenue à l'ELU.

✓ Dimensionnement des boulons :

➤ **Détermination des efforts dans les boulons :**

L'assemblage ci-dessus est sollicité par :

-un moment fléchissant : $M_{Sd} = 119.95 \text{ KN.m}$

- un effort tranchant : $V_{Sd} = 26.22 \text{ KN}$

- un effort normal : $N_{Sd} = 919.73 \text{ KN}$

$d_1 = 520 \text{ mm}$, $d_2 = 460 \text{ mm}$, $d_3 = 400 \text{ mm}$, $d_4 = 340 \text{ mm}$

$$N_i = \frac{M d_i}{n \sum d_i^2} = \frac{119.95 \cdot 0,4}{1720} = 27.89 \text{ KN}$$

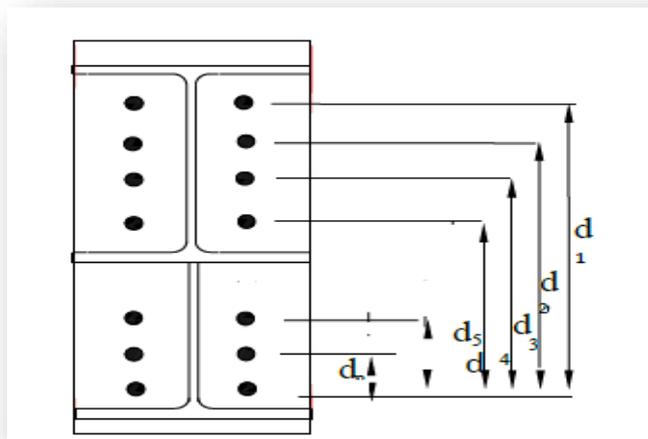


Figure IX-4 : Disposition des boulons dans l'assemblage poteau –poutre.

$$N_1 = \frac{M d_1}{\sum d_i} = 36.05 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{M d_2}{\sum d_i} = 31.07 \text{ kN}$$

$$N_3 = \frac{M d_3}{\sum d_i} = 27.89 \text{ kN}$$

$$N_4 = \frac{M d_4}{\sum d_i} = 23.71 \text{ kN}$$

✓ **Résistance des boulons à la traction :** (EC.tab.6.5.2)

Il faut vérifier que : $N_i \leq n F_{b,Rd}$

Avec : $F_{b,Rd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$

$F_{b,rd}$: Résistance de calcul de traction par boulon

f_{ub} : La résistance à la traction des boulons égale à 600 MPa pour les boulons

$A_S = 157 \text{ mm}^2$: section du boulon dans la partie non filetée

n : Nombre de boulons. 14 bls.

$$F_{b,rd} = 0.7 \cdot 600 \cdot 10^{-3} \cdot 157 = 64,94 \text{ kN}$$

$$N = 118.72 \text{ kN} \leq n \cdot F_{b,rd} = 14 \cdot 64,94 = 909,16 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Résistance de l'âme du poteau en traction :**

Il faut vérifier que :

$$F_t = f_y \cdot t_{w,cor} \cdot \frac{b_{eff}}{\gamma_{mb}} \quad (\text{EC3.art.6.2.6.8})$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} \text{ poutre}$$

Largeur efficace de l'âme du poteau : $b_{eff} = 150 \text{ mm}$

L'épaisseur de l'âme du poteau : $t_{w,cor} = 10.2 \text{ mm}$

L'épaisseur de la semelle de la poutre : $t_f = 16.7 \text{ mm}$

$$F_t = f_y \cdot t_{w,cor} \cdot \frac{b_{eff}}{\gamma_{mb}} = 287.64 \text{ kN}$$

$$F_v = \frac{N_{sd}}{b} - t_w = \frac{919.73}{500} - 10,2 = 18,03 \text{ kN}$$

$$\text{Alors ;} \quad F_v \leq F_t \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Résistance de l'âme du poteau en compression :**

Il faut vérifier : $F_c < f_{c,rd}$

$$F_{c,rd} = f_y \cdot t_{w,cor} \left(1,25 - 0,5 \cdot \gamma_{m0} \cdot \frac{\delta_n}{f_y} \right) \cdot \frac{b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

δ_n : contrainte de compression dans l'âme du poteaux

$$\delta_n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{pl}}, y$$

$$\delta_n = \frac{14,56}{116.102} + \frac{119,5}{2194} = 12,60 \text{ kN/mm}^2$$

$$F_c = \frac{M_{sd}}{b_{eff}} = \frac{119,5}{1,5} = 79,96 \text{ kN}$$

$$F_{c,rd}=472.99\text{kN}$$

$$F_c=79.96\text{kN} \geq F_{c,rd}=472.99\text{kN} \quad \text{non vérifié}$$

Donc la condition n'est pas satisfaite d'où on choisit un raidisseur d'épaisseur supérieure ou égale à l'épaisseur de la semelle du poteau. Donc les raidisseurs d'épaisseur $t = 20 \text{ mm}$

IX-5-4 .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.

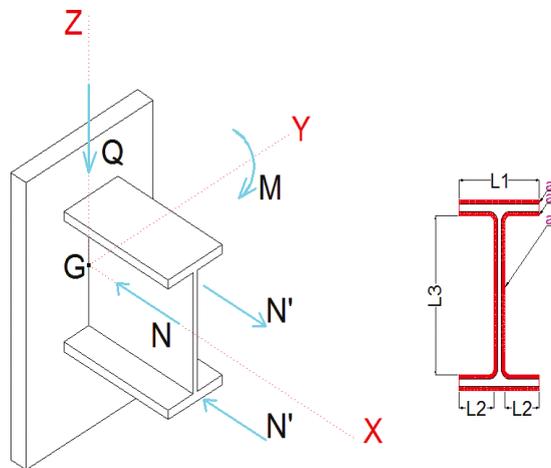


Figure IX-5 : Assemblage platine poutre par cordon de soudure.

- **Calcul des gorges de soudure :**

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: $a = 4\text{mm}$

$$L1 = 180\text{mm}$$

$$L2 = b - t_w = 180 - 13.5 = 166.5\text{mm}$$

$$L3 = h - 2t_f = 400 - 2 \times 8.6 = 382.8\text{mm}$$

- **Gorge reliant la semelle :**

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.5t_f$$

On prend : $a = 4\text{mm}$

Distribution des efforts sur les différents cordons

- **Cordon âme-platine :**

$$F_{w, sd} = V_{sd} / 2 = 13.11 \text{ kN}$$

La longueur du cordon : $L_2 = b - t_w = 180 - 13.5 = 166.5 \text{ mm}$

- **Cordon semelle platine :**

La longueur du cordon $L_3 = h - 2t_f = 400 - 2 \times 8.6 = 382.8 \text{ mm}$

- **Vérification :**

- **Cordon âme – platine :**

$$F_{w, sd} \leq f_{w, rd}$$

$F_{w, Rd}$: est la résistance d'un cordon de soudure

- $F_{w, rd} = a \cdot L_w \cdot \frac{f_u}{\beta} \cdot \alpha_m \cdot \sqrt{3} = 149.2 \text{ kN} \geq F_{w, sd}$

- **Cordon semelle – platine :**

$$F_{w, sd} \leq f_{w, rd} \frac{4.312, 5.360}{0.8} \cdot 1.25 \cdot \sqrt{3} \cdot (10) - 3$$

$$F_{w, sd} = 126.30 \text{ kN} \leq F_{w, Rd} = 30.259 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

IX-5-5. Assemblage poteau - poutre secondaire :

- Assemblage poteau - poutre secondaire étage terrasse **IPE500-IPE400 :**

- **Disposition des boulons :**

Soit les boulons : HR M14 de classe 8.8, disposés comme l'indique **la figure IX-5** sur une platine (670*260*20)mm ,12 boulons

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t ; 200\text{mm}) \quad , \quad p_2 = 100\text{mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \min(12t ; 150\text{mm}) \quad , \quad e_2 = 40\text{mm}$$

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \min(12t ; 150\text{mm}) \quad , \quad e_1 = 40\text{mm}$$

Poutre principale : IPE400.

$$H = 400\text{mm} ; b = 180\text{mm} , t_f = 8.6\text{mm} , t_w = 13.5\text{mm} , A = 84.5\text{mm}^2$$

Poteau : IPE500

$$H = 500\text{mm} ; b = 200\text{mm} , t_f = 10.2\text{mm} , t_w = 16.0\text{mm} , A = 116\text{mm}^2$$

- **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 :

$$M_N = N_{sd} \cdot (h - t) \cdot \frac{t_f}{A} = 919,73(400 - 10,2) \cdot \frac{200}{116} = 315,24 \text{ kN.m}$$

h : hauteur du profilé IPE400

b : largeur du profilé IPE400

t_f : épaisseur de la semelle

A : air de la section totale.

Donc le moment fléchissant extérieur M_e , appliqué à l'assemblage est :

$$M_e = M_{sd} + M_n = 123,97 \text{ KN.m}$$

Moment résistant effectif de l'assemblage

$$M_{rd} = n \cdot f_b \cdot \frac{\sum d^2}{d_i} = 138,77 \text{ kN.m}$$

Il faut vérifier que : $M_e \leq M_{rd}$

- **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 :

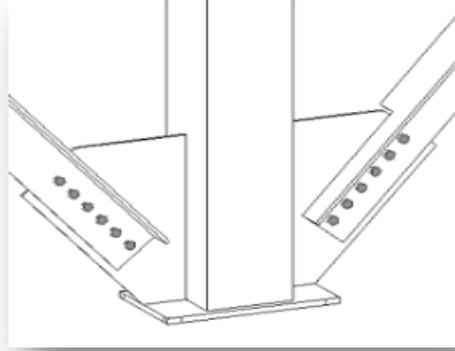
$$\frac{V_{sd}}{n} = \frac{26,22}{12} = 14,56 \text{ KN}$$

L'effort résistant au cisaillement par boulon égale ;

$$F_{v,rd} = 0,5 \cdot f_{ub} \cdot \frac{A}{x_{mb}} = 20,28 \text{ KN}$$

Donc : $\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{v,rd}$ **Condition vérifiée**

IX-5-6. Assemblage des éléments de contreventements :



Profile : 2xL :70*70*7

M=4.63KN.m , N=517 KN , V=155KN

• **Pré dimensionnement de la gorge de soudure :**

Ep :7mm ; h=70mm ;d=20mm ;h=70mm ; t=7mm,A=9.50mm²

N_{sd}=204.75Kn ;N_{pl,rd}=4004KN

La longueur du cordon de soudure est donnée par :

$$N \leq \alpha \sum L f_u \sqrt{\beta w} \cdot x m 0 = 59.6,7 \cdot \frac{\sqrt{3.360}}{0,8.1,25} = 684.67$$

Tang $\alpha = 6/3.60 = 0.02$ $\alpha = 59^\circ$

3mm $\leq a \leq 0,5 t_{max}$

t_{max}: épaisseur maximale des pièce assemblées, t_{max}= t (IPE 500= 16mm)

en prend : a=10mm

La longueur du cordon de soudure est donnée par :

$$N_{pl,rd} = \frac{N_{sd}}{2} \cdot \frac{x \beta \sqrt{3}}{\alpha f_u}$$

F_y=Nt, sd. cos59° = 517. cos59° = 266,27 KN

F_z= Nt, sd. sin59° = 517. sin59° = 443,15 KN

IX-5-7 .Assemblage des diagonales sur le gousset :

Pour ce type assemblage, on choisit des boulons ordinaires de classe 8.8 et on dispose deux boulons dans chaque rangée.

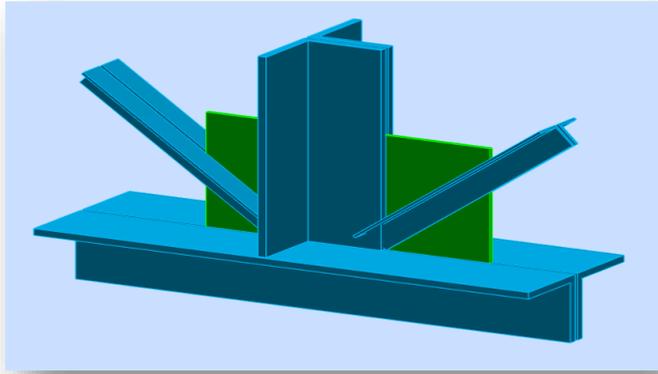


Figure IX- 6: Assemblage des diagonales sur gousset.

✓ **Distribution de l'effort normale sur les boulons :**

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{np} = \frac{155}{2} = 25,83 \text{ kN}$$

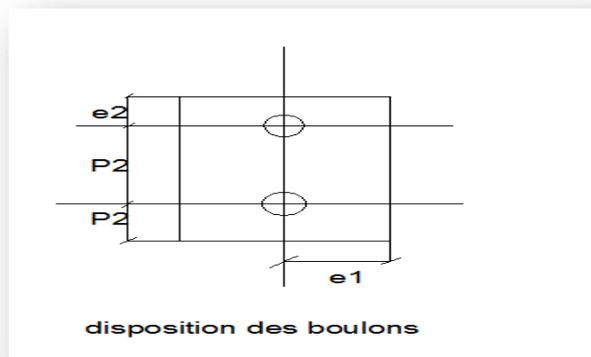
p : nombre de plan de cisaillement

n: nombre de boulons

✓ **Dimensionnement des boulons:**

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd} = 0,6 A_s \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}} \quad , \quad A_s \geq F_{v,sd} \cdot \frac{\gamma_{mb}}{0,6} \cdot \frac{1}{f_{ub}} = 228,98 \text{ mm}^2$$

- On choisit des boulons de type **M20** avec **$A_s=245\text{mm}^2$**



- Selon (**EC3.art.3.5**) :

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t ; 200\text{mm}) \quad p_2 = 60\text{mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \min(12t ; 150\text{mm}) \quad e_2 = 30\text{mm}$$

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \min(12t ; 150\text{mm}) \quad e_1 = 30\text{mm}$$

- **Vérfications nécessaires :**
- **La pression diamétrale : Cornière : 50*50*5**

- On doit vérifier que: $F_{v,sd} \leq F_{b,rd} = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot \frac{t_p}{x_{mb}}$

$d_0 = 12 \text{ mm}$ $d = 10 \text{ mm}$ $f_u = 600 \text{ MPa}$

L'épaisseur des cornières est ; $t = 5 \text{ mm}$.

$$F_{v,sd} \leq F_{b,rd} = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot \frac{t_p}{x_{mb}} = 2,5 \cdot 0,61 \cdot 360(10) - 3 \cdot \frac{4}{1}, 25 = 28,10 \text{ kN}$$

$F_{v,sd} = 16,15 \text{ kN} \leq F_{b,rd} = 28,10 \text{ kN}$ **Condition vérifier**

✓ **Gousset :**

$$F_{b,rd} = F_{b,rd} = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot \frac{t_p}{x_{mb}} = 2,5 \cdot 0,5 \cdot \frac{360 \cdot 20}{1,25} \cdot (10) - 3 = 72,00 \text{ kN}$$

$F_{v,sd} = 16,15 \text{ kN} \leq F_{b,rd} = 72,00 \text{ kN}$ **Condition vérifier**

Introduction :

La base des poteaux sert à transmettre les charges au sol à l'aide d'assises en acier. Ces dernières sont des plaques métalliques appelées : « platines », fixées aux pieds des poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui. Dans notre cas, les poteaux sont encastés à leur base.

Le poteau le plus sollicité est le poteau central .

Les sollicitations en pieds :

$M = 9,06 \text{ kN}$, $N = -132,56 \text{ kN}$, $V = -1075,11 \text{ kN}$

Ancrage des poteaux IPE 500 :

$$\frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{9,06}{1075,11} = 8,42 \text{ mm}$$

Donc le centre de poussée se trouve dans le tiers central de la section, donc tous les boulons sont sollicités à la compression).

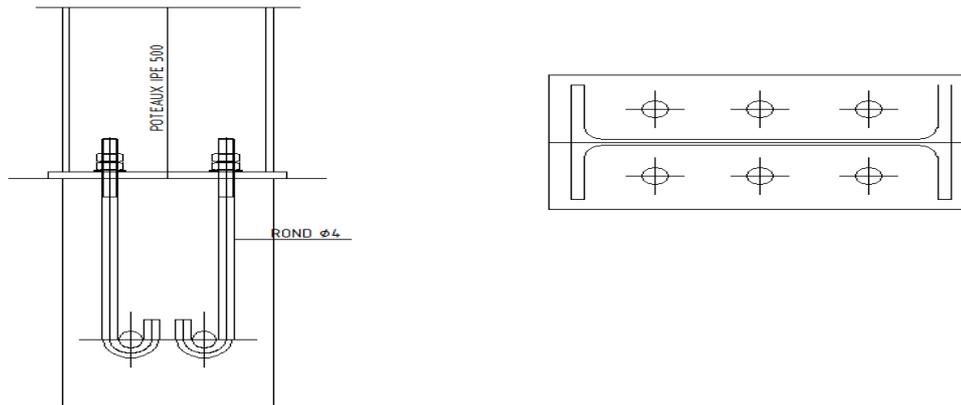


Figure IX-7: Ancrage des poteaux

La vérification des contraintes dans les boulons d'ancrage situés dans la zone tendue et de la zone du béton comprimé

$$\delta a = N^{1-h+h/3} \frac{h}{A} \cdot h - \frac{h}{3} \leq f_y$$

$$\delta b = 2N \cdot \frac{l}{bh \left(h - \frac{h}{3} \right)} \leq f_{ub}$$

δb : contrainte due à l'effort de compression sollicitant le béton sous la platine

δa : contrainte due à l'effort de traction appliqué aux tiges d'encrage

- **Calcul et dimensionnement de la platine :**

$$\delta a \leq \delta e \quad , \delta b \leq \delta b \quad (670 \times 260 \times 20) \text{mm}^2$$

$$\delta e = 23.5 \text{ kN/mm}^2 \quad , \quad \overline{\delta b} = 2.5 \text{ kN/mm}^2$$

A = (Section d'une file de boulons) 4000mm

- **Selon l'Eurocode3 :**

- Diamètre nominal du trou d_0 : $d = 20 \text{ mm}$ (diamètre du boulon) , $d_0 = d + 3 = 23 \text{ mm}$

- Entraxe longitudinale (p_1) , $P_1 \geq 2.2d_0$ $p_2 = 50 \text{ mm}$

$$e_1 \geq 1.5d_0 \quad e_1 = 40 \text{ mm}$$

$$e_2 \geq 1.2d_0 \quad e_2 = 30 \text{ mm}$$

- **Vérification de la contrainte de compression de béton :**

$$A = 400 \text{ mm}^2, L = e+D/2 = 26.5 \text{ mm}, H = e2+D = 53 \text{ mm}$$

$$\delta_b = \frac{N}{L} \cdot l + \frac{6M}{l} \cdot L2 \leq f_{cd} \quad \text{pour une base de poteau encastré}$$

$$\delta_b = \frac{1075,11}{670,260} = 6,17 \text{ MPa} < \frac{25}{1,5} = 16,66 \text{ MPa}$$

L'équation de 3ème degré en h' s'écrit alors : (EC3.art.6.3.9)

$$H'^3 + 3(I-h)h'^2 + 90A \cdot \frac{I}{b} \cdot h' - 90A \cdot \frac{I}{b} \cdot h = 0$$

$$H'^3 + 795h'^2 + 3669,23h' - 53 = 0$$

$$H' = 385 \text{ mm}$$

- **Calcul l'épaisseur de platine :**

- **Vérification dans la section 1-1 :**

Les moments fléchissant correspondant une largeur unité (1cm) et d'épaisseur t sont :

$$M_1 = 195,47 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = 23,64 \text{ kN.m}$$

$$M_{\max} = M_1 - M_2 = 195,47 - 23,64 = 171,83 \text{ kN.m}$$

Le moment fléchissant dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal des contraintes situées 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 : $\frac{I}{v} = bt^2$

La contrainte de flexion dans la section 1-1 est : $\delta = \frac{M}{I} = 6 \cdot \frac{171,83}{20} = 51,54 \text{ kN/m}^2$

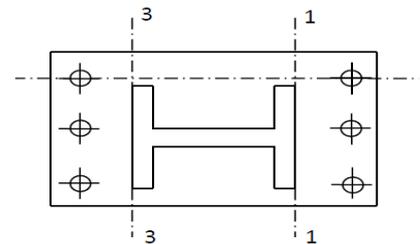
$$\delta = \frac{M}{I} = \frac{6M}{bt^2} = \frac{6 \cdot 171,83}{1,20} = 51,54 \text{ kN/m}^2 \leq \delta_e = 235 \text{ kN/m}^2$$

$$t > \frac{\sqrt{6M}}{f_y} = 3,13 \text{ cm}$$

- **Vérification de la section 2.2 :**

$$M = 195,47 \text{ kN.m}$$

$$\delta = \frac{6M}{t^2} = \frac{6 \cdot 171,83}{20} = 51,54 \text{ kN/m}^2$$



$$t > \frac{\sqrt{6M}}{f_y} = 3.13 \text{ cm}$$

- **Dimensionnement de la bêche :**

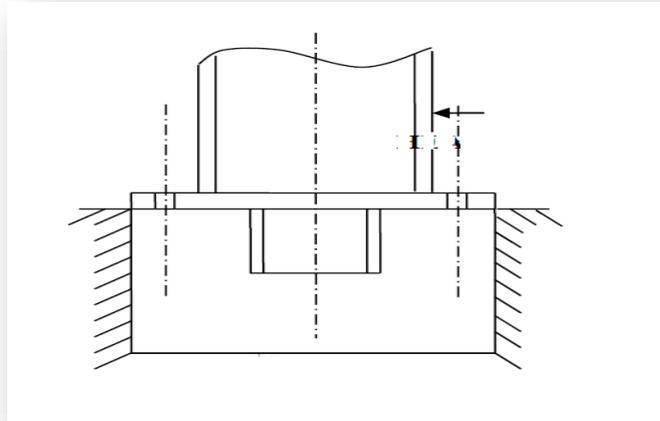


Figure IX-8: la bêche

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 : $V_{sd} \leq v_{pl,rd}$ avec : $V_{sd} = T = 65,92 \text{ kN}$

$V_{pl,rd}$: la résistance plastique

$$V_{pl,rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot \alpha_m \alpha_{m0} = 1.1$$

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f$$

$$A \geq v_{sd} \cdot \sqrt{3} \cdot \alpha_m b / f_y = 53,44 \cdot 10^2 \text{ mm}^2$$

Pour la bêche en choisit un profilé : **IPE 270**

Diamètre de la tige :

Règles CM66 (article 5,123)

Il faut vérifier que : $N a \geq \frac{N}{6} + \frac{M}{3a}$

$$N_u = \frac{0,1 \left(1 + \frac{7gc}{1000} \right) \Phi}{1 + \frac{\Phi}{d_1}} \cdot (L_1 + 6,4r + 3,5l_2)$$

$R = 4 \Phi$, $L_1 = 18 \Phi$, $L_2 = 2 \Phi$

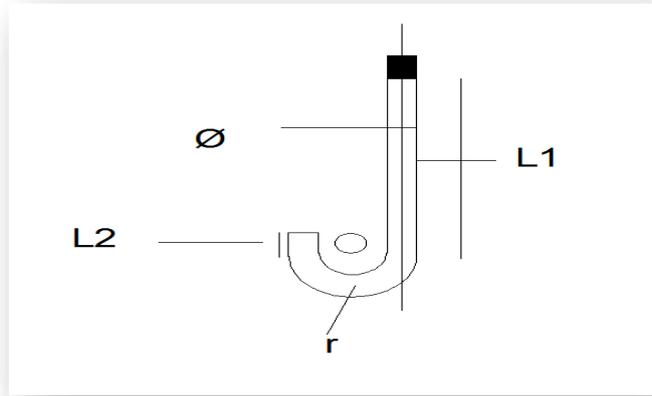


Figure IX-9 : Ancrage

g_c : la résistance du béton g

F_{ub} : la limite de rupture pour les boulons de classe HR10,9 ub f

$$G_c = 350 \text{ kg/m}^3$$

$$F_{ub} = 1000 \text{ MPa}$$

$$V_g = \frac{V_{sd}}{6} + \frac{M}{3D} = \frac{222712}{6} + \frac{431705}{3.20} = 10980,41 \text{ KN}$$

$$N_a = 0,15 \left(1 + \frac{7.35}{10} \right) \cdot \frac{\Phi}{\left(1 + \frac{\Phi}{0,250} \right)^2} \geq N_{tige} = \frac{N_t}{6} + M/3d = 10980.41 \text{ KN}$$

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Notre projet nous a permis de dimensionner et de vérifier individuellement les éléments de notre bâtiment sous toutes les combinaisons d'actions possibles, et d'étudier les phénomènes d'instabilité élastiques qui sont très fréquents du l'utilisation d'éléments minces et de grandes élancement.

On a réduit et solidarisé les pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations par l'assemblage boulonné, tout en tenant compte de l'aspect économique, de la sécurité et du confort.

Ce projet de fin d'étude nous permis d'approfondir nos connaissances théoriques acquises durant le cursus universitaire.

En fin, Nous espérons que ce travail aura une double répercussion, la première c'est de nous servir comme élément de référence pour nos débuts dans la charpente métallique vu que c'est un type de construction très prometteur et dont les avantages ne sont plus à prouver. En second lieu, il servira certainement comme support pour nos futurs étudiants qui seront intéressés par cette voie.

ANNEXES

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 469 Poteau 1_469
14.40 m

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 15 COMB10 (1+2)*1.00+5*1.20

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 500

h=50.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=72.07 cm ²	Az=59.87 cm ²	Ax=115.52 cm ²
tw=1.0 cm	Iy=48198.50 cm ⁴	Iz=2141.69 cm ⁴	Ix=89.66 cm ⁴
tf=1.6 cm	Wely=1927.94 cm ³	Welz=214.17 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 919.73 kN	My,Ed = 25.25 kN*m	Mz,Ed = 4.15 kN*m	Vy,Ed = 5.64 kN
Nc,Rd = 3176.80 kN	My,Ed,max = -119.95 kN*m		Mz,Ed,max = 11.24 kN*m
	Vy,T,Rd = 1143.27 kN		
Nb,Rd = 1971.52 kN	My,c,Rd = 530.18 kN*m	Mz,c,Rd = 58.90 kN*m	Vz,Ed = 26.22 kN
		Vz,T,Rd = 950.08 kN	
		Tt,Ed = 0.02 kN*m	
		Classe de la section = 3	



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 3.60 m	Lam_y = 0.20
Lcr,y = 3.60 m	Xy = 1.00
Lamy = 17.62	kzy = 0.66



en z:

Lz = 3.60 m	Lam_z = 0.96
Lcr,z = 3.60 m	Xz = 0.62
Lamz = 83.61	kzz = 1.09

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.41 < 1.00$ (6.2.1(7))
 $\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 * (\text{Tau}_{y,Ed} + \text{Tau}_{ty,Ed})^2} / (f_y / gM0) = 0.34 < 1.00$ (6.2.1.(5))

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.6-7)

$\text{Tau}_{ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} * gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

$\text{Tau}_{tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} * gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\text{Lambda}_{y} = 17.62 < \text{Lambda}_{max} = 210.00$ $\text{Lambda}_{z} = 83.61 < \text{Lambda}_{max} = 210.00$ STABLE

$N_{Ed} / (X_y * N_{Rk} / gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max} / (XLT * M_{y,Rk} / gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max} / (M_z, Rk / gM1) = 0.70 < 1.00$
(6.3.3.(4))

$N_{Ed} / (X_z * N_{Rk} / gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max} / (XLT * M_{y,Rk} / gM1) + k_{zz} * M_{z,Ed,max} / (M_z, Rk / gM1) = 0.82 < 1.00$
(6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$v_x = 6.6 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 9.6 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 21 COMB16 $1*0.80+4*-1.00$

$v_y = 2.8 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 9.6 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 22 COMB17 $1*0.80+5*-1.00$

Profil correct !!!

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 55 Poutre1_55
0.00 m

POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.00 L =$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 6 COMB1 $1*1.35+2*1.50$

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400 poutre

$h = 40.0 \text{ cm}$

$gM0 = 1.00$

$gM1 = 1.00$

$b = 18.0 \text{ cm}$

$A_y = 55.99 \text{ cm}^2$

$A_z = 42.69 \text{ cm}^2$

$A_x = 84.46 \text{ cm}^2$

$tw = 0.9 \text{ cm}$

$I_y = 23128.40 \text{ cm}^4$

$I_z = 1317.82 \text{ cm}^4$

$I_x = 51.33 \text{ cm}^4$

$tf = 1.4 \text{ cm}$

$W_{ply} = 1307.15 \text{ cm}^3$

$W_{plz} = 229.00 \text{ cm}^3$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = -27.28 \text{ kN}$

$M_{y,Ed} = -190.41 \text{ kN*m}$

$M_{z,Ed} = -0.09 \text{ kN*m}$

$V_{y,Ed} = -0.13 \text{ kN}$

$N_{t,Rd} = 2322.65 \text{ kN}$

$M_{y,pl,Rd} = 359.47 \text{ kN*m}$

$M_{z,pl,Rd} = 62.98 \text{ kN*m}$

$V_{y,c,Rd} = 889.02 \text{ kN}$

$M_{y,c,Rd} = 359.47 \text{ kN*m}$

$M_{z,c,Rd} = 62.98 \text{ kN*m}$

$V_{z,Ed} = 108.09 \text{ kN}$

$MN_{,y,Rd} = 359.47 \text{ kN*m}$

$MN_{,z,Rd} = 62.98 \text{ kN*m}$

$V_{z,c,Rd} = 677.81 \text{ kN}$

$Mb,Rd = 359.47 \text{ kN*m}$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$

$M_{cr} = 7310.81 \text{ kN*m}$

Courbe,LT -

$XLT = 1.00$

$L_{cr,low} = 1.00 \text{ m}$

$Lam_{LT} = 0.22$

$f_{i,LT} = 0.52$

$XLT_{,mod} = 1.00$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.3.(1))

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.28 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6.(1))

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.16 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.53 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$u_z = 1.0 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/250.00 = 4.0 \text{ cm}$

Vérfié

Cas de charge décisif: 17 COMB12 (1+2+4)*1.00



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 65 Sablieres_65
6.00 m

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 6 COMB1 1*1.35+2*1.50

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400 sabliere

h=40.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=18.0 cm

Ay=55.99 cm²

Az=42.69 cm²

Ax=84.46 cm²

tw=0.9 cm

Iy=23128.40 cm⁴

Iz=1317.82 cm⁴

Ix=51.33 cm⁴

tf=1.4 cm

Wply=1307.15 cm³

Wplz=229.00 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N_{Ed} = -4.15 kN

M_{y,Ed} = -116.37 kN*m

M_{z,Ed} = -0.05 kN*m

V_{y,Ed} = 0.03 kN

N_{t,Rd} = 2322.65 kN

M_{y,pl,Rd} = 359.47 kN*m

M_{z,pl,Rd} = 62.98 kN*m

V_{y,T,Rd} = 873.21 kN

M_{y,c,Rd} = 359.47 kN*m

M_{z,c,Rd} = 62.98 kN*m

V_{z,Ed} = -80.55 kN

M_{N,y,Rd} = 359.47 kN*m

M_{N,z,Rd} = 62.98 kN*m

V_{z,T,Rd} = 670.16 kN

M_{b,Rd} = 245.89 kN*m

T_{t,Ed} = -0.27 kN*m

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00

M_{cr} = 402.25 kN*m

Courbe,LT -

XLT = 0.65

L_{cr,low} = 6.00 m

Lam_LT = 0.95

f_{i,LT} = 1.06

XLT,mod = 0.68

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.3.(1))

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.11 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.12 < 1.00$ (6.2.6-7)

$\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.04 < 1.00$ (6.2.6)

$\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.03 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.47 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$u_y = 0.5 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$

Vérfié

Cas de charge décisif: 17 COMB12 (1+2+4)*1.00

$u_z = 0.3 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$

Vérfié

Cas de charge décisif: 16 COMB11 (1+2)*1.00



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 93 fause ferme_93
5.00 m

POINT: 7

COORDONNEE: $x = 0.50 L =$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 6 COMB1 1*1.35+2*1.50

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400

$h = 40.0 \text{ cm}$

$g_{M0} = 1.00$

$g_{M1} = 1.00$

$b = 18.0 \text{ cm}$

$A_y = 55.99 \text{ cm}^2$

$A_z = 42.69 \text{ cm}^2$

$A_x = 84.46 \text{ cm}^2$

$t_w = 0.9 \text{ cm}$

$I_y = 23128.40 \text{ cm}^4$

$I_z = 1317.82 \text{ cm}^4$

$I_x = 51.33 \text{ cm}^4$

$t_f = 1.4 \text{ cm}$

$W_{ply} = 1307.15 \text{ cm}^3$

$W_{plz} = 229.00 \text{ cm}^3$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = -0.13 \text{ kN}$

$M_{y,Ed} = 293.35 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{z,Ed} = 0.01 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$V_{y,Ed} = -0.00 \text{ kN}$

$N_{t,Rd} = 2322.65 \text{ kN}$

$M_{y,pl,Rd} = 359.47 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{z,pl,Rd} = 62.98 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$V_{y,c,Rd} = 889.02 \text{ kN}$

$M_{y,c,Rd} = 359.47 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{z,c,Rd} = 62.98 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$V_{z,Ed} = 9.46 \text{ kN}$

$M_{N,y,Rd} = 359.47 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{N,z,Rd} = 62.98 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$V_{z,c,Rd} = 677.81 \text{ kN}$

$M_{b,Rd} = 359.47 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$

$M_{cr} = 5480.35 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Courbe,LT -

$X_{LT} = 1.00$

$L_{cr,upp} = 1.00 \text{ m}$

$\lambda_{m,LT} = 0.26$

$\phi_{i,LT} = 0.53$

$X_{LT,mod} = 1.00$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.3.(1))

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.67 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6.(1))

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.82 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPERE LOCAL):** $uz = 4.5 \text{ cm} < uz \text{ max} = L/200.00 = 5.0 \text{ cm}$

Vérfié

Cas de charge décisif: 17 COMB12 (1+2+4)*1.00**Déplacements (REPERE GLOBAL):** Non analysé**Profil correct !!!****NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

FAMILLE:**PIECE:** 109 solive_109
1.50 m**POINT:** 4**COORDONNEE:** $x = 0.50 L =$

CHARGEMENTS:**Cas de charge décisif:** 6 COMB1 1*1.35+2*1.50

MATERIAU:S 275 (S 275) $f_y = 275.00 \text{ MPa}$ **PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 120**

h=12.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=6.4 cm

Ay=9.10 cm²Az=6.31 cm²Ax=13.21 cm²

tw=0.4 cm

Iy=317.75 cm⁴Iz=27.67 cm⁴Ix=1.74 cm⁴

tf=0.6 cm

Wply=60.73 cm³Wplz=13.58 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:N_{Ed} = -0.36 kNM_{y,Ed} = 8.08 kN*mN_{t,Rd} = 363.27 kNM_{y,pl,Rd} = 16.70 kN*mM_{y,c,Rd} = 16.70 kN*mM_{N,y,Rd} = 16.70 kN*m

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00 (6.2.3.(1))M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.48 < 1.00 (6.2.5.(1))

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPERE LOCAL):** $uz = 0.8 \text{ cm} < uz \text{ max} = L/200.00 = 1.5 \text{ cm}$

Vérfié

Cas de charge décisif: 17 COMB12 (1+2+4)*1.00**Déplacements (REPERE GLOBAL):** Non analysé

Profil correct !!!

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 397 Diagonale_CM66_397
4.30 m

POINT: 6

COORDONNEE: x = 0.92 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 15 COMB10 (1+2)*1.00+5*1.20

MATERIAU:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 70x7

h=7.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=14.2 cm	Ay=9.80 cm ²	Az=8.82 cm ²	Ax=18.80 cm ²
tw=0.7 cm	Iy=84.60 cm ⁴	Iz=163.22 cm ⁴	Ix=3.04 cm ⁴
tf=0.7 cm	Wely=16.82 cm ³	Welz=23.07 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 204.75 kN	My,Ed = 0.02 kN*m	Mz,Ed = 0.00 kN*m	Vy,Ed = 0.00 kN
Nc,Rd = 517.00 kN	My,Ed,max = -0.09 kN*m	Mz,Ed,max = 0.00 kN*m	Vy,c,Rd = 155.60 kN
Nb,Rd = 227.72 kN	My,c,Rd = 4.63 kN*m	Mz,c,Rd = 6.34 kN*m	Vz,Ed = -0.03 kN
		Vz,c,Rd = 140.04 kN	
		Classe de la section = 3	



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 2.34 m	Lam_y = 1.27
Lcr,y = 2.34 m	Xy = 0.44
Lamy = 110.45	kyy = 1.42



en z:

Lz = 2.34 m	Lam_z = 0.92
Lcr,z = 2.34 m	Xz = 0.65
Lamz = 79.52	kyz = 0.76

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.40 < 1.00$ (6.2.1(7))

$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3(\tau_{y,Ed})^2} / (f_y/g_{M0}) = 0.40 < 1.00$ (6.2.1.(5))

$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6.(1))

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 110.45 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 79.52 < \lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE

$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.91 < 1.00$
(6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.63 < 1.00$
(6.3.3.(4))

Profil correct !!!

