

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE BADJI MOKHTAR - ANNABA
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار – عنابة

Faculté : TECHNOLOGIE

Département : Génie civil

Domaine : sciences et technologie

Filière : génie civil

Spécialité : construction métallique et mixtes

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+1) à usage administratif en
charpente métallique mixte**

Présenté par : *_SALEM Ouail najem edinne*

_TOGEUS Mohamed elhadi

Encadrant : *OUCIEF Hocine* Professeur Université Badji Mokhtar -Annaba

Jury de Soutenance :

M. FELLAH Farid	MCA	Badji Mokhtar -ANNABA	Président
M. OUCIEF Hocine	Professeur	Badji Mokhtar -ANNABA	Encadrant
M.SLIMANI Faycel	MCB	Badji Mokhtar -ANNABA	Examineur

Année Universitaire : 2022/2023

Résumé :

Le projet porte sur l'étude et le dimensionnement d'un bâtiment (R+1) à usage administratif en charpente métallique mixte dans la commune koléa dans la wilaya de TIPAZA .

Après la présentation du projet, on a effectué la descente des charges qui est l'étape fondamentale pour le dimensionnement d'éléments porteurs qui sont vérifiés par la suite pour valider l'utilisation des profilés pour assurer la sécurité structurale. On a aussi calculé les planchers mixtes.

Pour l'étude sismique, on a utilisé la méthode statique équivalente vu la régularité de notre structure. On a enfin fait les calculs des assemblages des différents éléments et le calcul des fondations. On a achevé ce mémoire par une conclusion générale.

Mots clés : Construction métallique, Etude du bâtiment, calcul neige et vent.

Summary:

The project concerns the study and sizing of a building (R+1) for administrative use in a mixed metal frame in the town of koléa in the wilaya of TIPAZA.

After the presentation of the project, the lowering of the loads was carried out, which is the fundamental step for the dimensioning of the load-bearing elements which are subsequently checked to validate the use of the profiles to ensure structural safety. Mixed floors were also calculated.

For the seismic study, we used the equivalent static method given the regularity of our structure. We finally made the calculations of the assemblies of the different elements and the calculation of the foundations. We end this dissertation with a general conclusion.

Keywords: Steel construction, Building study, snow and wind calculation.

ملخص:

يتعلق المشروع بدراسة وتحجيم مبنى للاستخدام الإداري في إطار معدني مختلط في مدينة القليعة ولاية تيبازة. بعد تقديم المشروع، تم تخفيض الأحمال، وهي الخطوة الأساسية لأبعاد العناصر الحاملة التي يتم فحصها لاحقًا للتحقق من صحة استخدام الملامح لضمان السلامة الهيكلية. كما تم حساب الطوابق المختلطة. بالنسبة للدراسة الزلزالية، استخدمنا الطريقة الثابتة المكافئة نظرًا لانتظام هيكلنا. أخيرًا أجرينا حسابات تجمعات العناصر المختلفة وحساب الأساسات. ننهي هذه الرسالة باستنتاج عام.

الكلمات المفتاحية: إنشاءات الصلب، دراسة المباني، حساب الثلوج والرياح

REMERCIEMENTS

Avant de commencer la présentation de ce travail, nous profitons de l'occasion pour remercier toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce projet de fin d'études. Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements pour nos respectueux, Monsieur OUCIEF HOCINE, d'avoir accepté de nous encadrer pour notre projet de fin d'études, ainsi que pour leur soutien, leurs remarques pertinentes et leur encouragement.

Nous remercions aussi le président de jury Monsieur FELLAH Ainsi que l'examineur Monsieur SLIMA NI d'avoir accepté de lire et d'examiner ce modeste travail et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce projet.

DEDICASE

À Allah le tout puissant qui a facilité mon chemin et mon fait surmonter tous les obstacles... À ma mère qui était, et serai toujours derrière moi pour me pousser vers le haut ... Au père qui a travaillé dur pour que j'atteins ce succès... À Anes et Malak qui n'ont pas cessé de m'encourager et me soutenir au fil des années... À mes amis à l'étranger ... À toute ma famille. A tous les membres de ma promotion.

A tous mes enseignants depuis mes premières années d'études.

*A tous ceux qui me sens chers et que j'ai omis de citer
Merci à tous ceux qui m'aiment. Ce modeste travail
est pour vous*

Sommaire

LISTE DES FIGURES	9
LISTE DES NOTATION	11
INTRODUCTION	1
CHAPITRE I : GENERALITES	2
I-1 PRESENTATION DU PROJET:	2
I-2 DONNEES GEOMETRIQUES DU PROJET:	2
I-3 MATERIAUX UTILISES:	2
I-3-1 Le béton armé :	2
I-4 LES ELEMENTS STRUCTUREAUX :	3
I-5 Règlements techniques :	4
CHAPITRE II : EVALUATION DES CHARGES ET DES SURCHARGES	5
II-1 INTRODUCTION:	5
CHAPITRE III: ETUDE DU PLANCHER MIXTE	17
IV-1 INTRODUCTION:	30
IV-2 ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE:	30
IV-3 MODELISATION DE LA STRUCTURE:	30
IV-4 ETAPES DE LA MODELISATION DE LA STRUCTURE:	30
IV-5 ANALYSE MODALE:	31
IV-6 FORCE SISMIQUE:	32
V-1 INTRODUCTION:	36
V-1-1 Rôle des systèmes de contreventement:	36
V-2 VERIFICATION DES CONTREVETEMENTS:	36
V-2-1 Calcule du vent:	36
V-2-2 CALCULE LES EFFORTS:	37
V-2-3 Vérification du flambement: (Double UPN 200)	37
VI-1 INTRODUCTION:	39
VI-1-1 LES EFFORTS DU PORTIQUE:	39
VI-2 VERIFICATION DE LA POUTRES:	41
VI-2-1 Indice de l'effort tranchant:	41
VI-2-2 Indice de l'effort normal:	41
VI-2-3 Vérification à la résistance:	41
V-2-4 Vérification aux instabilités:	42
VI-3 POTEAUX:	44

VI-3-1 Vérification aux instabilité:.....	44
VI-4 VERIFICATION DE SOLIVE IPE 240:	47
VI-4-1 Indice de cisaillement:.....	47
VI-4-2 Vérification à la résistance:	47
VIII-1-1 DIMENSION DE LA POSITION DU BOULON:.....	51
VIII-1-2 VERIFIER LE MOMENT RESISTANT EFFECTIVE DE L'ASSEMBLAGE:	52
VIII-1-3 VERIFICATION DES BOULONS:	53
VIII-1-4 VERIFICATION DU POTEAU:.....	54
VIII -2 ASSEMBLAGE POTEAU-POUTRE SECONDAIRE:.....	56
VIII-2-1 DIMENSION DE LA POSITION DU BOULON:	56
VIII-2-2 VERIFIER LE MOMENT RESISTANT EFFECTIVE DE L'ASSEMBLAGE:	57
VIII-2-3 VERIFICATION DES BOULONS:	58
VIII-2-4 VERIFICATION DU POTEAU:.....	59
VIII-3 ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE-SOLIVE:	60
VIII-3-1 DIMENSION DE LA POSITION DU BOULON :	60
VIII-3-2 VERIFIER LE MOMENT RESISTANT EFFECTIVE DE L'ASSEMBLAGE:	61
VIII-3-3 VERIFICATION DES BOULONS:	61
IX-1 LES PIEDS DE POTEAUX:	64
IX-1-1 DIMENSIONNEMENT DE PLATINE:	65
IX-1-1-1 Résistance à l'écrasement: (fjd).....	65
IX-1-1-2 Choix de type de platine:	65
IX-1-1-3 Calcule (hp; bp):	65
A. Cordon de soudure :.....	65
B. Surface Platine :	65
IX-1-1-4 Calcule l'épaisseur de platine:	66
IX-1-2 DIMENSIONNEMENT DES TIGES D'ANCRAGES:	66
IX-1-2-1 Diamètre des tiges:.....	66
IX-1-3 VERIFICATION DES TIGES:	67
IX-1-3-1 Vérification a la sollicitation composée:	67
IX-1-3-2 Vérification a la pression diamétrale:	68
IX-1-4 VERIFICATION DE PLATINE:.....	69
IX-1-4-1 Résistance à l'effort de traction:	69
IX-1-4-2 Résistance au cisaillement de scellement:	69
IX-2 LES FONDATIONS:.....	70
IX-2-1 CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX:	70
IX-2-2 DIMENSIONNEMENT DES FONDATION:	71
IX-2-3 CHOIX DU TYPE DE FONDATION:.....	71
IX-2-4 VERIFICATION DE LA STABILITE:	71
IX-2-5 FERRAILLAGE DE LA SEMELLE ISOLEE:.....	72

LISTE DES FIGURES

FIGURE 3 1: SCHEMA DU PLANCHER COLLABORANT	17
FIGURE 3 2: LARGEUR PARTICIPANTE DE LA DALLE	22
FIGURE 3 3: POSITION DE L'AXE NEUTRE	23
FIGURE 3 4: DETAILS DU PLANCHER	25
FIGURE 3 5: COFFRAGE DU PLANCHER	25
FIGURE 3 6: COUPE (4-4).....	26
FIGURE 3 7: COUPE (2-2).....	26
FIGURE 3 8: COUPE (3-3).....	26
FIGURE 3 9: DEFORMATION PLASTIQUE, FLEXION ET EFFORT DE CISAILLEMENT DANS UNE DALLE AVEC ET SANS CONNECTEURS.....	27
FIGURE 3 10: CARACTERISTIQUES DU GOUJON	28
FIGURE 3 11: LES GOUJON AVEC AUTOCAD 2019	29
FIGURE 4 1: MODELE DE LA STRUCTURE EN 3D	31
FIGURE 4 2: CONTREVENTEMENT EN V	36
FIGURE 6 1: PORTIQUE DESSIN AVEC AUTO-CAD	39
FIGURE 6 2: LES NŒUDS DU PORTIQUE 2D AVEC ROBOT.....	40
FIGURE 6 3: VUE DE LA STRUCTURE DANS LE SENS HORIZONTAL	48
FIGURE 6 4: VUE DE LA STRUCTURE DANS LE SENS LONGITUDINAL.....	48
FIGURE 8 1: DIFFERENTS TYPES D'ASSEMBLAGES	49
FIGURE 8 2: ASSEMBLAGE POTEAU-POUTRE PRINCIPALE.....	51
FIGURE 8 3: ASSEMBLAGE POTEAU-POUTRE SECONDAIRE	56
FIGURE 8 4: ASSEMBLAGE POUTRE-SOLIVE	60
FIGURE 9 1 : MODELE D'UNE BASE DE POTEAU EN CM ENCASTREE DANS LES 2 PLANS	64
FIGURE 9 2: LES DIMENSIONS DE LA PLATINE ET POSITION DES TIGES.....	66
FIGURE 9 3: LONGUEUR DE LA TIGE	67
FIGURE 9 4 : FONDATION ET PIED DE POTEAU.....	73

LISTE DES TABLEAU

TABLEAU 1 1: DES CHARGES PERMANENTS DE PLANCHER	5
TABLEAU 2 1: LA HAUTEUR DE REFERENCE D'APRES (§ 2.3.2 RNV99 VERSION 2013)	8
TABLEAU 2 2: DES CPE D'APRES TABLEAU 5.1 (RNV99VERSION 2013).....	10
TABLEAU 2 3: DES CPE D'APRES TABLEAU 5.2(RNV99VERSION 2013).....	11
TABLEAU 2 4: DES CPE D'APRES TABLEAU 5.2(RNV99VERSION 2013).....	13
TABLEAU 2 5: LES VALEURS DE CPI SELON (FIGURE 5.2 RNV99 VERSION2013)..	14
TABLEAU 2 6: LE VENT DANS LA DIRECTION V1 ET V1'	14
TABLEAU 2 7: LE VENT DANS LA DIRECTION V2 ET V2'	15
TABLEAU 2 8: VALEUR DU COEFFICIENT DE QUALITE (TABLEAU4.4 DU RPA99/V03)	32
TABLEAU 2 9: RESISTANCE A L'ECRASMENT	65

LISTE DES NOTATION

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Module d'élasticité longitudinal.

G : Module de cisaillement.

v : Coefficient de Poisson.

ρ : Poids volumique.

Msd : Moment sollicitant.

Mpl,Rd : Moment résistant plastique.

Mel,Rd : Moment résistant élastique.

Vsd : Effort tranchant sollicitant.

Vpl,Rd : Effort tranchant plastique.

Vel,Rd : Effort tranchant élastique.

Iy : Moment d'inertie selon l'axe y.

Iz : Moment d'inertie selon l'axe z.

Wel : Moment de résistance élastique.

Wpl : Moment de résistance plastique.

t : Epaisseur.

tw : Epaisseur de l'âme.

tf : Epaisseur de la semelle.

h : Hauteur du profilé.

b : Largeur du profilé.

A : Section du profilé.

d : Hauteur de la portion droite de l'âme.

G : Poids par mètre.

hi : Hauteur intérieure entre ailes.

r : Rayon de congé.

Av : Aire de cisaillement.

L : Longueur en générale.

l_f: Longueur de flambement.

N: Effort normal.

f_y: Limite d'élasticité de l'acier.

f: Flèche d'une poutre.

γ: Coefficient partiel de sécurité.

λ: Elancement.

λ̄ : Elancement réduit.

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

χ : Coefficient de réduction du flambement.

σ : Contrainte.

h : Hauteur de la poutre (solive) en acier.

t : épaisseur de la dalle en béton.

b : Largeur de la dalle collaborant.

V_s : Distance de l'axe neutre à la fibre supérieure de la dalle.

V_i : Distance de l'axe neutre à la fibre inférieure de la poutre.

d : Distance de l'axe neutre au centre de gravité de la poutre en acier.

A : Aire de la section de la poutre en acier.

B : Aire de la section du béton seul.

S : Aire de la section totale rendue homogène.

I_A: Moment d'inertie de la poutre en acier, par rapport à un axe perpendiculaire au plan de flexion, passant par son centre de gravité.

W_y : Module d'inertie de la poutre en acier, par rapport à l'axe y.

γ_{μ0}: Coefficient de sécurité partiel .

γ_{ap}=1.1 : Facteur de résistance pour l'acier de la tôle nervurée

γ_c=1.5 : Facteur de résistance du béton

γ_{m2}=1.25: Facteur de sécurité pour les sections nettes au droit des assemblages

I_B : Moment d'inertie de la section du béton seul, par rapport à un axe perpendiculaire au plan de flexion, passant par son centre de gravité.

I : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène

Introduction

L'utilisation du métal a commencé dans l'architecture et le génie civil à la fin du 19^{ème}

Siècle, L'industrie sidérurgique s'est développée en proposant des produits de construction (laminés ou moulés) adaptés à la construction d'ossatures métalliques - Charpente Métallique.

Pour ces nouvelles techniques de construction, l'acier est le matériau le plus utilisé et cela

Pour ses nombreux avantages à savoir : la fiabilité, la capacité portante, la rapidité d'exécution et ces propriétés mécaniques qui nous permettent de concevoir des poutres de très grande portée.

L'Algérie de sa part essaye de s'accommoder avec ce développement en introduisant la charpente métallique dans ses constructions vue les bonnes caractéristiques et les multiples avantages qu'elle présente dont on peut citer :

- La grande résistance de l'acier à la traction qui permet de franchir de grandes portées.
- La bonne tenue au séisme grâce à sa bonne ductilité
- L'acier est un produit recyclable, et les structures en acier sont facilement démontables et les différents éléments peuvent être réutilisés.
- Possibilités architecturales plus étendues que le béton.

Par contre sa corrodabilité et sa fragilité vis à vis de l'eau présente un inconvénient considérable qui doit être traité de façon particulière pour éviter tout type de risque d'effondrement à cause de ces raisons.

Le projet est subdivisé en plusieurs chapitres présentant chacun une partie spécifique ; Dans le premier chapitre on a présenté brièvement notre projet et les différents matériaux utilisés ainsi que les différents règlements techniques (RPA2003, RNVA2013, eurocode). Aussi, on apprendra à utiliser le logiciel Robot Analysais Structural 2018 qui sera l'outil de calcul structural., tandis que dans le deuxième on a évalué les différentes charges et surcharges du bâtiment qui serviront par la suite au pré dimensionnement des éléments porteurs dans le troisième chapitre et les éléments secondaires dans le quatrième.

Le comportement de la structure vis-à-vis du séisme a été élaboré par la méthode statique dans le sixième chapitre précédé par l'étude du plancher mixte dans le cinquième chapitre. Vient après la vérification des éléments porteurs vis-à-vis des différentes instabilités et l'étude des assemblages respectivement dans le septième et huitième chapitre, pour qu'enfin le calcul des fondations dans le neuvième chapitre.

On a achevé le mémoire par une conclusion général

Chapitre I : GENERALITES

I-1 présentation du projet :

Le projet consiste à réaliser et à dimensionner une structure (R+1) à usage d'habitation (bureaux), en construction (ossature métallique et remplissage en maçonnerie), situé dans la commune de koléa dans la wilaya de TIPAZA. La structure occupe une surface de : 240 m² avec une hauteur de 6,225 m, il est composé d'un rez-de-chaussée et un niveau.

I-2 données géométriques du projet:

- ❖ Longueur totale : **Lx=24m**
- ❖ Largeur totale : **Ly=10m**
- ❖ Hauteur de l'étage : **Le=3,165m**
- ❖ Hauteur totale : **H= 6,225m**

I-3 matériaux utilisés:

Dans notre structure on a utilisé deux matériaux, l'acier comme élément de structure porteuse et le béton pour les travaux d'infrastructures et les planchers.

I-3-1 Le béton armé :

Le béton est un matériau composé d'un mélange de granulats, sable, gravier, eau et éventuellement des adjuvants, liés entre eux par une pâte de ciment. Pour les planchers et les fondations on utilise un béton qui présente les caractéristiques suivantes:

- ❖ Résistance à la compression à 28 jours **fc28 =25 MPA**
- ❖ La résistance caractéristique à la traction ft28 : donné par
La formule suivante : **ft28=0.6*0.06fc28 donc (BAEL/A2.1 ,12)**

$$Ft28=0.6*0.06*25=2.1 \text{ Mpa}$$

- ❖ La masse volumique : **$\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$** .
- ❖ Coefficient de poisson **$\nu= 0$ à L'ELU.**

$$\nu= 0.2 \text{ à L'ELS}$$

B. Aciers d'armatures :

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de Carbone (1%). C'est un alliage métallique dont l'élément chimique principal est le fer et L'autre élément essentiel est le carbone.

Les caractéristiques mécaniques des aciers sont déterminées en faisant des essais destructifs tel que :

- 1 - L'essai de traction permet de déterminer :
- Le module d'élasticité longitudinal E.
 - Les contraintes limites : d'élasticité f_y et de rupture f_u .
 - Le coefficient de poisson ν .
 - L'allongement à la rupture ϵ .
 - Le module de cisaillement G : $G = E / (1 + \nu)$.

Pour l'ossature, on utilise un acier (S235) d'après le CCM97 qui a les caractéristiques Mécaniques suivantes :

- ❖ La limite élastique de traction, $f_y = 235 \text{ Mpa}$.
- ❖ Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal) $E = 210000 \text{ Mpa}$.
- ❖ Module d'élasticité transversal $G = 81000 \text{ Mpa}$.
- ❖ La masse volumique de l'acier : $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$.
- ❖ Coefficient de poisson $\nu = 0.3$.

I -4 les éléments structuraux:

- **Les poteaux :**

Les poteaux sont des éléments structuraux qui transmettent les charges verticales des planchers aux fondations. Les moyens de transmettre ces charges verticales sont liés au système structural particulier utilisé pour la conception de l'ossature et sont généralement des profilés en I ou en H

- **Les poutres :**

La poutre constitue l'élément structural horizontal de base de toute construction ; elle franchit la portée comprise entre ses deux appuis et transmet principalement par flexion les charges qui lui sont appliquées. Les poutres métalliques, que l'on peut réaliser à partir d'une grande diversité de formes et de sections structurales, peuvent souvent être dimensionnées en invoquant à peine plus que la théorie élémentaire de la flexion.

Les poutres supportent les éléments de plancher et transmettent les charges verticales aux poteaux. et sont aussi constitués à partir de profilés en I ou en H.

Ces éléments sont souvent constitués à partir de profilés en I ou en H.

- **Les contreventements :**

Les systèmes de contreventements assureront le rôle de stabiliser la structure face aux efforts de vent et spécialement du séisme.

On a mis en disposition deux systèmes de contreventements en X et en V pour garder l'aspect architectural de la structure vue la présence de beaucoup d'ouvertures, et pour ne pas gêner l'exploitation du bâtiment.

- **Les assemblages :**

Dans les structures multi étagées, les assemblages entre les éléments principaux peuvent être classés de manière commode en :

- ✓ Assemblages poutre – solive,
- ✓ Assemblages poteau - poutre,
- ✓ Pieds de poteaux,
- ✓ Assemblages de contreventements.

Deux types de connecteurs sont utilisés dans les assemblages les soudures et les boulons.

I -5 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

Chapitre II : évaluation des charges et des surcharges

II-1 Introduction:

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation, des effets climatiques.

Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrits dans le règlement technique DTRB.C2.2 (charges et surcharges).

II- 2 Charge permanente :

Elle désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage.

Plancher courant :

Tableau 1 1: Des Charges Permanents de planche

TYPE	CHARGE PERMANENT(DAN / M²)
REVETEMENT EN CARRELAGE (2 CM)	$0.02 \times 20 \times 100 = 40$
MORTIER DE POSE (2 CM)	$0.02 \times 20 \times 100 = 40$
LIT DE SABLE (2CM)	$0,02 \times 180 = 36$
POIDS DE LA DALLE (10CM)	$0.1 \times 2500 = 250$
FAUX PLAFOND	10
TOLE TN 40	10

$$G = 40 + 40 + 36 + 250 + 10 + 10 = 386 \text{ daN/m}^2$$

II- 3 Surcharges d'exploitations :

Il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique DTR.BC2.2 (charges et surcharges).

Bâtiments à usage bureaux (dtr.bc.2.2page 21) :

On admet une charge d'exploitation statique de 2.5 KN/m² dans les locaux soumis aux actions dynamiques.

II-4 Charges climatiques :

II-4-1 Effet de la neige :

Introduction :

L'accumulation de la neige sur la toiture de la tour produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure. Le règlement RNV99 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres. Notre projet se trouve à une altitude de 21 m.

Calcul les charges de la neige sur le sol :

$$S = \mu \times S_k \text{ [kN/m}^2\text{] } \quad (\text{\S}3.1.1. \text{ RNV99 version 2013}) \text{ [1]}$$

S_k (en kN/m²) : est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

$$\text{Zone B : } \Rightarrow S_k = (0.04 \times H + 10) / 100 \quad (\text{\S}4.2. \text{ RNV99}) \text{ [1]}$$

H : l'altitude $\Rightarrow H = 21 \text{ m}$

$$\text{Donc : } \Rightarrow S_k = 0,108 \text{ kN/m}^2$$

Calcul les charges de la neige :

$$S = \mu \times S_k \quad \text{[KN/m}^2\text{]}$$

D'après le règlement on a : $0 \leq a \leq 30^\circ$ ($\mu = 0.8$)

μ : est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

$$\mu_1 = 0.8 \quad \rightarrow \quad S (\mu_1) = \mu_1 \times S_k = 0.8 \times 0.108 = 0.0864 \text{ KN/m}^2$$

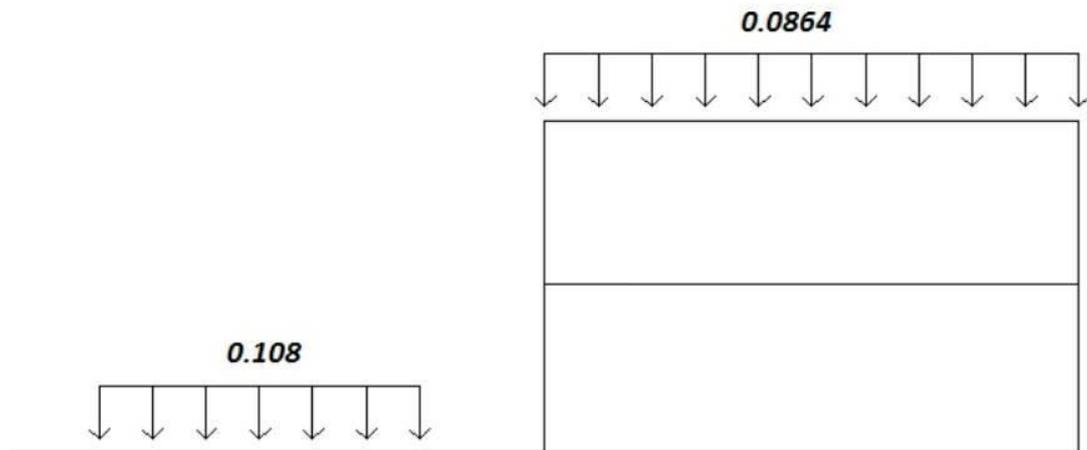


Figure 2 1: Charge de la neige

II-4-2 Effet de vent :

II-4 -2-1 Introduction :

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles. Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et Vent 99. Ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m. Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction.
- L'intensité.
- La région.
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

Le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions du vent, qui sont Perpendiculaires aux parois de la construction.

- La direction V1 du vent : perpendiculaire à la façade principale.
- La direction V1' du vent : perpendiculaire à la façade principale mais l'autre côté de V1.
- La direction V2 du vent : parallèle à la façade principale.
- La direction V2' du vent : parallèle à la façade principale mais l'autre côté de V2.

Données relatives au site

- ✓ Zone de vent I (Annexe I)
- ✓ $q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$ (ch2, tableau 2.2)

✓ $V_{réf} = 29 \text{ m/s}$

Catégorie de terrain : 0

- ✓ $K_T = 0,156$ (facteur de terrain). (Tableau 2.4)
- ✓ $Z_0 = 0,003\text{m}$ (paramètre de rugosité). (Tableau 2.4)
- ✓ $Z_{min} = 1\text{m}$ (haute urs minimales). (Tableau 2.4)
- ✓ $-\varepsilon = 0,38$ (Tableau 2.4)

Détermination de la pression aérodynamique $W(z_j)$:

$W(z_j) = q_p(z_e) \times (C_{pe} - C_{pi}) [N/m^2]$ (§2.5.2 RNV99 version 2013)

q_p : est la pression dynamique du vent calculée à la hauteur z_e relative à l'élément de surface j .

C_d : coefficient dynamique.

C_{pe} : est le coefficient de pression extérieure.

C_{pi} : est le coefficient de pression intérieure.

a. Hauteur de référence Z_e :

Tableau 2 1: La hauteur de référence d'après (§ 2.3.2 RNV99 version 2013)

Direction du vent	h en (m)	b en (m)
V1	6.225	24
V2	6.225	10

a. La hauteur de référence est : ($h < b$)

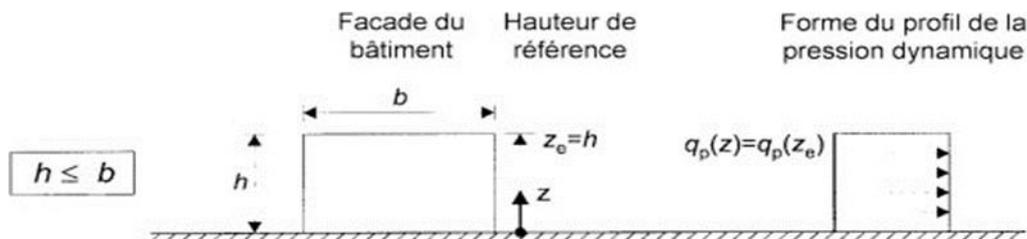


Figure 2 2: La hauteur de référence

Donc : Z_e est pris égal à la hauteur maximale des bâtiments.

$Z_e = h = 6.225\text{m}$

Détermination de la pression dynamique q_p :

La pression dynamique $q_p(z_e)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$q_p(z) = q_{réf} \times C_e(z)$ (§2.3.1 RNV99 version 2013)

C_e : coefficient d'exposition au vent.

Détermination du coefficient d'exposition $C_e(Z)$:

Dans le cas où la structure est peu sensible aux excitations dynamiques le coefficient d'exposition est donné par la formule ci-dessous :

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7 I_v(z)] \quad (\S 2.4.2 \text{ RNV99 version 2013})$$

C_t(z) : le coefficient de topographie.

C_r(z) : le coefficient de rugosité.

KT : facteur de terrain.

I_v : intensité de turbulence.

Coefficient de rugosité :

Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

$$C_r(Z) = \begin{cases} KT \times \ln(Z / Z_0) & \text{pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200 \\ KT \times \ln(Z_{\min} / Z_0) & \text{pour } Z < Z_{\min} \end{cases} \quad (\S 2.4.4 \text{ RNV99 version 2013})$$

Coefficient de topographie :

Le coefficient de topographie prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées, etc. C_t

$$C_t(z) = \begin{cases} 1 & \text{pour } \theta < 0,05 \\ 1 + S_{\max} \times (1 - (|X| / K_{red}) \times L) \times e^{-\alpha (\theta / L)} & \text{pour } \theta \geq 0,05 \end{cases}$$

(§2.4.5 RNV99 version 2013)

Site plat : coefficient de topographie C_t=1

Coefficient de l'intensité de la turbulence :

Le coefficient de l'intensité de la turbulence est défini étant l'écart type de la turbulence comme divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par l'équation 2.5 :

$$I_v(z) = 1 / C_r(Z) \times \ln(Z / Z_u) \quad \text{pour } z > z_{\min}$$

$$I_v(z) = 1 / C_r(Z) \times \ln \quad \text{pour } z > z_{\min}$$

(§2.4.6 RNV99 version 2013)

Coefficient de pression extérieur C_{pe} :

Pour le calcul des valeurs de C_{pe} on se réfère au (§1.1.2 chap5) :

$$C_{pe} = C_{pe.1} \text{ si : } S \leq 1m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.1}(C_{pe.10} + C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \text{ si : } 1m^2 < S < 10m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.10} \text{ si : } S \geq 10m^2$$

(§5.1.1.2 RNV99version 2013)

a. Pour les parois verticales :

Niveau	H(m)	Ze(m)	C _r	C _t	I _v	C _e	qp(N/m ²)
RD	3.16	6.22	1.19	1	0.1	2.5	937
C	5	5	1		09		.5
Étage	3.0	6.22	1.19	1	0.1	2.5	937
	6	5	1		09		.5

$$e = \min [b ; 2h] \Rightarrow b = 24 \text{ m} ; d = 10\text{m} ; h = 6.225 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } e = \min [24 ; (2 \times 6.225)] \Rightarrow e = 12.45 \text{ m}$$

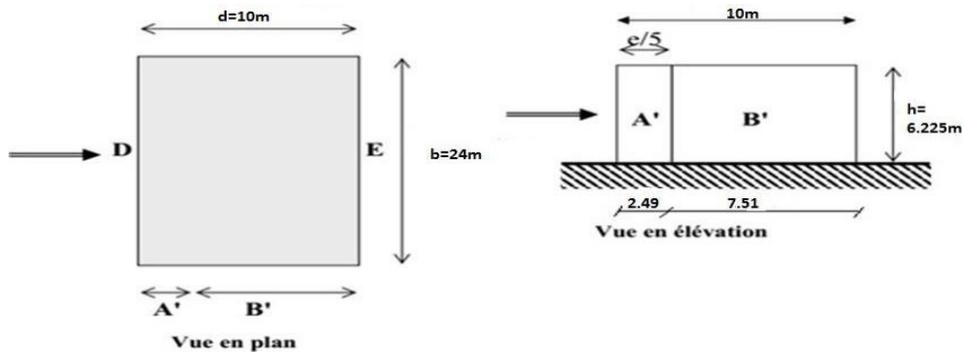


Figure 2 3: Les zones dans parois vertical

d < e : la paroi est divisée en 2 zones de pression A', B', D et E

Tableau 2 2: Des C_{pe} D'après tableau 5.1 (RNV99version 2013)

A'	B'	D	E
C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}
-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

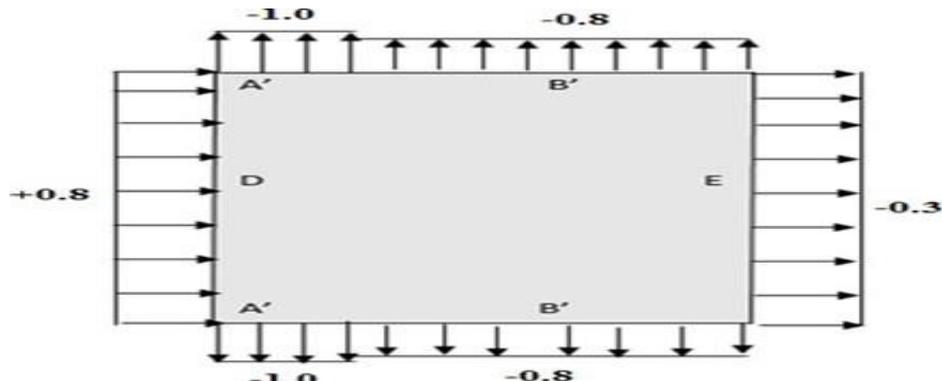


Figure 2 4 : les Cpe de Parois vertical dans la direction V1 et V1'

b. Pour la toiture : (Notre toiture en forme plate)

Les toitures plates sont celles dont l'angle de la pente es inférieur ou égal à 50. Il convient de diviser la toiture comme l'indique

Acrotère de 0.6m : $\Rightarrow hp/h = 0.6/6.225 = 0.096 \approx 0.1$

Zone F : $S = e/4 \times e/10 = 3.87 \rightarrow 1 < S < 10$

Donc : $Cpe = Cpe. 1 + (Cpe. 10 - Cpe. 1) \times \log_{10}(S) = -1.44$

Zone G : $S = (24 - 2 \times (e/4)) \times (e/10) = 23.37 \rightarrow S > 10$

Donc : $Cpe = Cpe. 10$

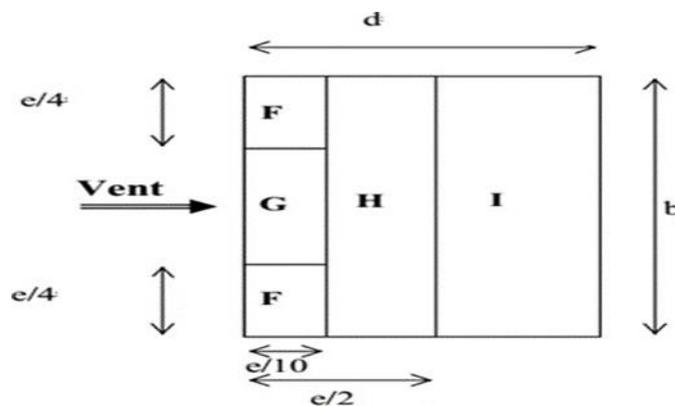


Figure 2 4: les Cpe de toitures versantes dans la direction V1 et V1'.

Tableau 2 3: Des Cpe D'après tableau 5.2(RNV99version 2013)

Détermination du coefficient dynamique Cd :

Cd = 1 ⇒ Bâtiment

Dont la hauteur est inférieure à 15 m (§3.2 RNV99 version2013)

La direction du vent V2 et V2' :

F (interpolation)	G	H	I
Cpe	Cp e ₁₀	Cp e ₁₀	Cpe ₁₀
-1.44	-0.8	-0.7	±0.2

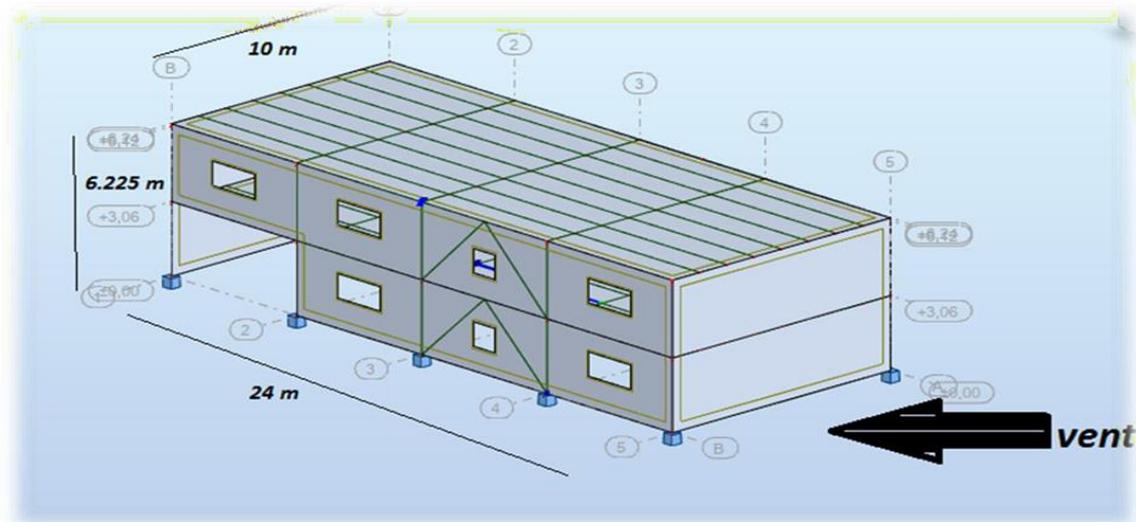


Figure 2 5: vent perpendiculaire au pignon

a. Pour les parois verticales :

$$e = \min [b ; 2h] \Rightarrow b = 10 \text{ m} ; d = 24 \text{ m} ; h = 6.225 \text{ m}$$

Alors : $e = \min [10 ; (2 \times 6.225)] \Rightarrow e = 10 \text{ m}$

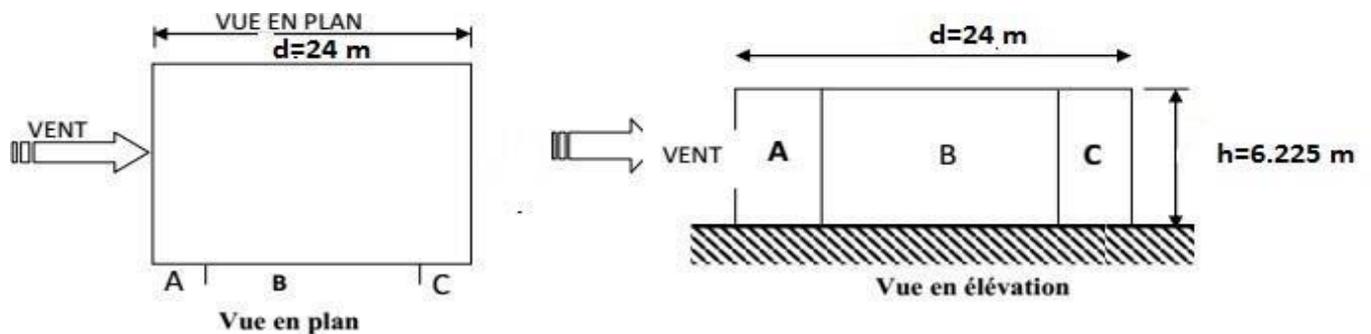


Figure 2 6: Les zones dans parois vertical

$d > e$: alors la paroi est divisée A, B, C, D, E

Tableau 2 4: Des Cpe D'après tableau 5.2(RNV99version 2013)

F (interpolation)	G (interpolation)	H	I
Cpe	Cpe	Cpe ₁₀	Cpe ₁₀
-1.56	-0.87	-0.7	±0.2

Coefficient de pression interne Cpi :

$$\mu_P = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

(§5.2.2.2 RNV99 version2013)

Vent 1 : $\mu_P = 6 \times (1 \times 1) + 2 \times (1 \times 2) / 12 \times (1 \times 1) + 4 \times (1 \times 2) = 0.5$

$h / d = 6.225 / 10 = 0.6225 \rightarrow 0.25 < h/d < 1 \rightarrow$ interpolation linéaire

$C_{pi} = -0.5 + (0.3 - 0.5) \times \log_{10}(0.6225) = -0.6$

Vent 2 :

$\mu_P = 0 / 12 \times (1 \times 1) + 4 \times (1 \times 2) = 0 \rightarrow C_{pi} = 0.8$ (Figure 5.14 RNV99 version 2013)

Tableau 2 5: les valeurs de Cpi selon (figure 5.2 RNV99 version 2013)

Vent \perp (24m) :

Les résultants de W(zj) sont donnés par les tableaux suivants :

μ_p	Cpi	μ_p'	Cpi'
0.5	-0.6	0	0.8

Tableau 2 6: Le vent dans la direction V1 et V1'

μ_p	Cpi	μ_p'	Cpi'			
0.5	-0.6	0	0.8			
Niveaux	Zone	Cd	qp(N/m ²)	Cpe	Cpi	W(zj)(N/m ²)
RDC	A'	1	937.5	-1.0	-0.6	-375
RDC	B'	1	937.5	-0.8	-0.6	-187.5
RDC	D	1	937.5	+0.8	-0.6	1312.5
RDC	E	1	937.5	-0.3	-0.6	281.25

Niveaux	Zone	Cd	qp(N/m ²)	Cpe	Cpi	W(zj) (N/m ²)
Étage	A	1	937.5	-1.0	-0.6	-375
Étage	B	1	937.5	-0.8	-0.6	-187.5
Étage	D	1	937.5	+0.8	-0.6	1312.5
Étage	E	1	937.5	-0.3	-0.6	281.25

Niveaux	Zone	Cd	qp(N/m ²)	Cpe	Cpi	W(zj) (N/m ²)
Toiture	F	1	937.5	-1.44	-0.6	-787.5
Toiture	G	1	937.5	-0.8	-0.6	-187.5
Toiture	H	1	937.5	-0.7	-0.6	-93.75
Toiture	I	1	937.5	-0.2	-0.6	375

II. Vent (10m) :

Les résultants de $W(z_i)$ sont donnés par les tableaux suivants :

Tableau 2 7: Le vent dans la direction V2 et V2'

Niveaux	Zone	Cd	qp(N/m ²)	Cpe	Cpi	W(zj) (N/m ²)
RDC	A	1	937.5	-1	0.8	-1687.5
RDC	B	1	937.5	-0.8	0.8	-1500
RDC	C	1	937.5	-0.5	0.8	-1218.75
RDC	D	1	937.5	0.8	0.8	0
RDC	E	1	937.5	-0.3	0.8	-1031.25

Niveaux	Zone	Cd	qp(N/m ²)	Cpe	Cpi	W(zj) (N/m ²)
Etage	A	1	937.5	-1	0.8	-1687.5
Etage	B	1	937.5	-0.8	0.8	-1500
Etage	C	1	937.5	-0.5	0.8	-1218.75
Etage	D	1	937.5	0.8	0.8	0
Etage	E	1	937.5	-0.3	0.8	-1031.25

Niveaux	Zone	Cd	qp(N/m ²)	Cpe	Cpi	W(zj) (N/m ²)
Toiture	F	1	937.5	-1.56	0.8	-2212.5
Toiture	G	1	937.5	-0.87	0.8	-1565.63
Toiture	H	1	937.5	-0.7	0.8	-1406.25
Toiture	I	1	937.5	-0.2	0.8	-937.5

II-5 Calcule de force de frottement :

$$F_{fr} = C_{fr} \times qp \times A_{réf}$$

$$qp = 937.5 \text{ N/m}^2$$

$$C_{fr} = 0.01 \rightarrow \text{tableau 2.8 ch 2 DTR}$$

$$A_{réf} = d \times h \rightarrow \text{paroi verticale } A_{réf} = d \times b \rightarrow \text{toiture versante}$$

On calcul $A_{réf}$:

Direction du Vent 1 : (10m)

$$P.v : A_{réf} = 24 \times 6.23 = 149.52 \text{ m}^2$$

$$T.v : A_{réf} = 10 \times 24 = 240 \text{ m}^2$$

Direction du Vent 2 : (24m)

$$P.v : A_{réf} = 10 \times 6.23 = 62.3 \text{ m}^2$$

On calcul Ffr :

$$P.v1 : Ffr = 0.01 \times 937.5 \times 149.52 = 1401.75 \text{ N}$$

$$P.v2 : Ffr = 0.01 \times 937.5 \times 62.3 = 584.06 \text{ N}$$

$$T.v : Ffr = 0.01 \times 937.5 \times 240 = 2250 \text{ N}$$

CHAPITRE III: ETUDE DU PLANCHER MIXTE

III-1 INTRODUCTION :

La dalle mixte est composée d'une tôle profilée en acier sur laquelle on coule une dalle en béton comportant un léger treillis d'armature destiné à limiter la fissuration du béton due au retrait et aux effets de température.

La tôle profilée sert de plate-forme de travail lors du montage, de coffrage pour le béton et d'armature inférieure pour la dalle après durcissement du béton. La dalle constitue un plancher mixte lorsqu'elle est reliée à la poutraison au biais de connecteurs qui s'opposent au glissement mutuel. Cette dernière sert aussi de contreventement horizontal pour assurer la stabilité de la structure

Vue les charges que doivent supporter ces dalles on doit effectuer des calculs pour la réalisation et la vérification de la résistance de cette dernière.

Plancher mixte

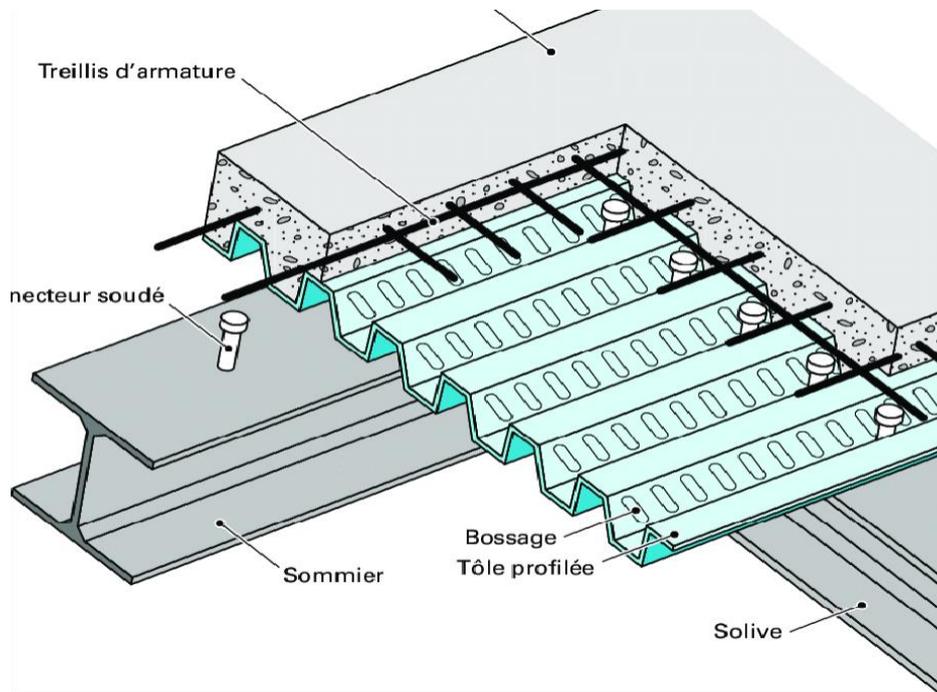


Figure 3 1: Schéma du plancher collaborant

Les avantages de ce système constructif sont réels :

- ✓ Produit manu portable
- ✓ Rapidité de pose
- ✓ Facilite d'ajustage aux dimensions du plancher et des éléments traversant grâce à une fabrication à longueur et une simplicité de découpe.
- ✓ Les plaques métalliques, une fois fixées apportent une étanchéité en phase coulage au regard de la laitance du béton.
- ✓ Faible consommation de béton, pour des performances équivalentes à un plancher standard
- ✓ Avantages du béton arme : Robustesse, confort de circulation, réception de tout revêtement de sol ou d'étanchéité, passages de gaines, facilité d'accrochage des plafonds, écran acoustiques, résistance au feu, ...

III-2 CALCUL DU PLANCHER MIXTE:

Pour l'Etude de la dalle collaborante On calcule la dalle pour 2 phases

Phase de construction :(lors du bétonnage) : c'est pour la vérification de la tôle profilée

Phase finale : (après durcissement du béton) : vérification de la dalle mixte.

III-2-1 Phase de construction :

❖ **Vérification à la résistance :**

a.Flexion simple : (ELU)

$$M_{sd} \leq M_{PIRd}$$

M_{sd+} : moment maximale en travée

M_{sd-} : moment maximale en appui

M_{PIRd} : moment plastique résistant de la tôle donnée par le fabricant

a.1 Evaluation de charges :

Poids propre de la tôle : GP= 0.031*1=0.031 KN/m

Poids du béton frais : GB= 25*0.12*1=2.7 KN/m

Charges de construction : Q=1.5*1=1.5 KN/m

a.2 Combinaison des charges à ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (0.031 + 2.7) + 1.5 \times 1.5 = 5.93 \text{ KN/m}$$

a.3 Calcul du moment fléchissant sollicitant :

Moment en travée :

$$M_{sd+} = 0.08 \times qu \times L2 = 0.08 \times 5.93 \times 1.252 = 0.74 \text{ KN. m}$$

Moment en appui :

*

$$M_{sd-} = 0.1 \times qu \times L2 = 0.1 \times 5.93 \times 1.252 = 0.92 \text{ KN. m}$$

Calcul du moment résistant plastique :

Ce dernier est déduit à partir du catalogue de la tôle profilée fournis par le fabricant, et on a :
 $M_{plrd+} = 3.16 \text{ KN. m}$

$$M_{plrd-} = 3.9 \text{ KN. m}$$

$$\text{Donc : } M_{sd+} = 0.74 \text{ KN. m} \leq M_{plrd+} = 3.16 \text{ KN. m}$$

$$M_{sd-} = 0.92 \text{ KN. m} \leq M_{plrd-} = 3.9 \text{ MN. m}$$

Condition Vérifiée.

b. La flèche : (ELS)

Cette vérification consiste à étudier le comportement de la tôle et à vérifier la résistance sous son poids propre et sous le poids du béton frais.

Pour cela on doit vérifier les formules suivantes :

$$y_{max} = 30.1 \times (GP + GB) \times \frac{L^4}{I_{eff}} \leq f_{adm} = \frac{L}{180}$$

$$f_{max} = 6.5 \text{ cm} \leq f_{adm} = 6.9 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III-2-2 Phase finale :

Vérification de la dalle mixte :

Pour effectuer cette vérification on doit choisir le plancher le plus sollicité qui est le plancher de l'étage courant.

La dalle est considérée comme une série de poutres simples et que tout ce calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

Vérification à l'ELU :

Vérification de la résistance des sections : $M_{sd} \leq M_{pl} R_d$

M_{sd} : Moment de flexion sollicitant.

$M_{pl} R_d$: Moment de resistance plastique.

a. Evaluation des charges :

Charge permanente : $G_{\text{plancher}} = 5.07 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.07) + (1.5 \times 2.5) = 10.59 \text{ KN/m}^2$$

b. Calcul du moment sollicitant de flexion :

$$M_{sd} = q_u \times \frac{L^2}{8} = 10.59 \times 1.252 \times \frac{1}{8} = 2.06 \text{ KN.m}$$

c. Position de l'axe neutre :

$$x_{pl} = \frac{f_{yp} \times A_{pe}}{\gamma_{ap}} \times \frac{\gamma_c}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

f_{yp} : Limite d'élasticité de l'acier de la tôle nervurée $f_{yp} = 320 \text{ MPa}$

A_{pe} : Aire de la section efficace de la tôle nervurée $A_{pe} = 1435 \text{ mm}^2$

γ_{ap} : Facteur de résistance pour l'acier de la tôle nervurée $\gamma_{ap} = 1.1$

γ_c : Facteur de résistance du béton $\gamma_c = 1.5$

f_{ck} : Valeur caractéristique de résistance à la compression du béton à 28 jours
 $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

b : Largeur unitaire $b = 1 \text{ m}$

$$\Rightarrow x_{pl} = \frac{320 \times 143}{1.1} \times \frac{1.5}{0.85 \times 25 \times 1} = 29.46 \text{ mm}$$

b. Moment résistant plastique :

$$M_{pl Rd} = \left(\frac{f_{yp}}{\gamma_{ap}} \right) \times A_{pe} \times \left(d_p - \frac{x_{pl}}{2} \right)$$

d_p : Hauteur utile en flexion positive.

e : distance entre l'axe de gravité du profilé à la fibre moyenne de l'aile inférieure.

$$\Rightarrow M_{pl Rd} = \left(\frac{320}{1.1} \right) \times 1435 \times \left(85.2 - \frac{29.46}{2} \right) = 29.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 2.06 \text{ KN.m} < M_{pl Rd} = 29.41 \text{ KN.m} \text{ Condition vérifiée}$$

Vérification du cisaillement :

La résistance à l'effort tranchant $V_v R_d$ d'une dalle mixte est établie sur une largeur égale à l'entraxe des nervures au moyen de l'équation suivante :

$$V_v, R_d = b_0 \times d_p \times r_{Rd} \times (1,2 + 40 \times p)$$

b_0 : Largeur des nervures de béton : $\Rightarrow b_0 = 442 \text{ mm}$

$$r_{Rd} : \text{Résistance de base au cisaillement} : \Rightarrow r_{Rd} = \frac{0,25 f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{0,25 \times 2,1}{1,5} = 0,35$$

f_{ctk} : Résistance à la traction du béton : $\Rightarrow f_{ctk} = 2,1 \text{ Mpa}$

$$\rho : \text{pourcentage d'acier} : \Rightarrow \rho = \frac{A_{pe}}{b_0 \times d_p} = 0,04$$

$$V_v R_d = 442 \times 85,2 \times 0,35 \times (1,2 + 1,6) = 36,9 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = q \times \frac{L}{2} = 10,59 \times \frac{1,25}{2} = 6,61 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 6,61 \text{ KN} < V_v R_d = 36,9 \text{ KN} \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

Vérification des fissures du béton :

La tôle nervurée dans les planchers mixtes joue le rôle d'armatures tendues et sur laquelle est coulée une couche de béton simplement ferrailé d'un treillis soudé.

Une armature minimale disposée sur appui est suffisante lorsque la dalle mixte est dimensionnée comme une série de poutres simples.

Cette armature minimale est donnée par :

$$\rho = \frac{A_s}{b} \times hc \geq 0,2\%$$

$$\Rightarrow A_s \geq 0,002 \times b \times hc = 0,002 \times 1000 \times 40$$

$$\Rightarrow A_s = 80 \text{ mm}^2 \text{ Le choix du treillis soudé } (\Phi 4, \text{ maillage de } 100 \text{ mm}, A_s = 80 \text{ mm}^2) \text{ est fiable.}$$

III-3 VERIFICATION DES SOLIVES :

Une poutre mixte est composée d'une poutre en profilé métalliques et d'une partie de dalle en béton de largeur dite " largeur participante".

Pour assurer une liaison forte et un comportement commun entre la tôle et le béton, le choix de la liaison doit satisfaire à ces exigences, pour cela on va assurer la connexion au biais de goujons à têtes soudées.

III-3-1 Phase final :

Vérification de la condition de résistance :

$$\text{La condition à vérifier est : } M_{sd} \leq M_{pl} R_d$$

Largeur participante de la dalle :

La largeur efficace de la dalle est donnée par l'expression suivante :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \text{ avec : } b_{ei} = \min\left(\frac{L_0}{8}; b_i\right)$$

L_0 : la portée de la solive [on prend le cas le plus défavorable ($L_0 = 6 \text{ m}$)

$$b_1 = b_2 = 1.25 \text{ m}$$

$$b_{e1} = \min(0,75 ; 1.25) = 0,75 \text{ m}$$

$$\Rightarrow b_{eff} = 2 \times 0,75 = 1.5 \text{ m}$$

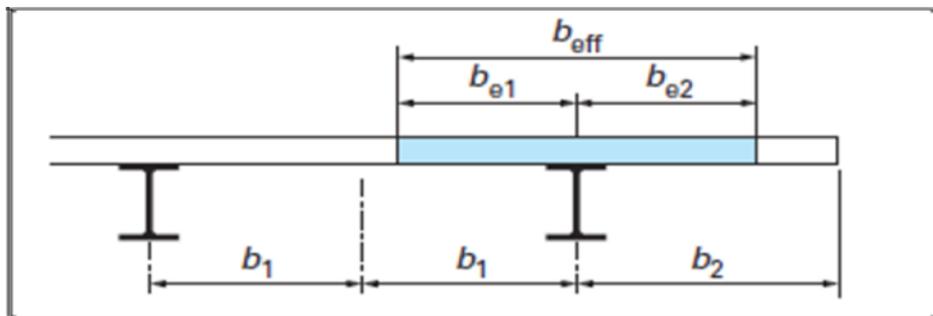


Figure 3 2: Largeur participante de la dalle

a. Evaluation des charges :

Charge permanente : $G_{plancher} = 3.86 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} qu = 1,35G + 1,5Q = 8.9 \text{ KN/m}^2 \\ qu = 8.9 \times 1,5 = 13.44 \text{ KN/m} \\ qs = G + Q = 6.36 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

b. Position de l'axe neutre :

$F_c = b_{eff} \times h_c \times (0,85 f_{cd})$: Résistance plastique de la dalle en compression.

$F_a = A_a \times f_{yd}$: Résistance plastique du profilé en traction.

$$h_c = 10 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1.5} = 16.66 \text{ Mpa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 213.63 \text{ Mpa}$$

Aa : section du profilé IPE 240 (Aa= 39.1 cm²)

$$F_c = 1500 \times 100 \times (0.85 \times 16.66) = 2125000 \text{ N} = 2125 \text{ KN}$$

$$F_a = 3910 \times (213.63) = 977500 \text{ N} = 977.5 \text{ KN}$$

$F_a < F_c \rightarrow$ (Axe neutre plastique situé dans la dalle de béton)

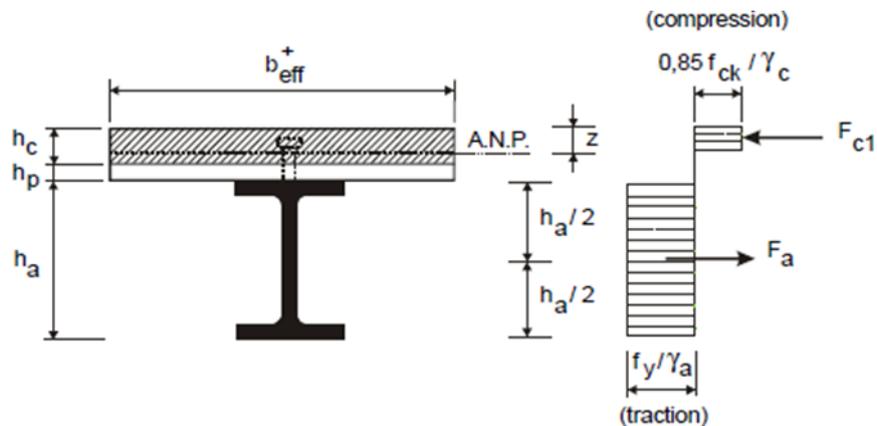


Figure 3 3: Position de l'axe neutre

c. La cote z de l'axe neutre plastique (A.N.P.) est donnée par :

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} = \frac{977500}{1.5 \times 0.85 \times \frac{25}{1.5}} = 46 \text{ mm}$$

$$Z = 4.6 \text{ cm} < h_c = 10 \text{ cm}$$

\Rightarrow le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl, Rd} = \left[\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{z}{2} \right]$$

ha : Hauteur du profilé IPE 240.

hp: hauteur de la tôle $\rightarrow h_p = 40 \text{ mm}$

hc : Épaisseur de la dalle en béton $\rightarrow h_c = 10 \text{ cm}$

$$M_{pl, Rd} = 977.5 \times [0.12 + 0.04 + 0.1 - 0.023] = 231.66 \text{ KN. m}$$

$$M_{sd} = \frac{q l^2}{8} = \frac{13.35 \times (62)}{8} = 60.07 \text{ KN. m}$$

$$M_{sd} = 60.07 \text{ KN. m} < M_{pl, Rd} = 231.66 \text{ KN. m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de cisaillement :

$$V_{sd} \leq V_{pl, Rd}$$

$$V_{pl, Rd} = \frac{A_v \times (f_{yd} / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}}$$

A_v : Aire de cisaillement (IPE180)

$$A_v = A_a - 2bf \times tf + (tw + 2r) tf$$

$$A_v = 3910 - (2 \times 120 \times 9.8 + (6.2 + 2 \times 15) \times 6.2) = 1333.56 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl, Rd} = \frac{1333.56 \times (275 / \sqrt{3})}{1.1} = 192401.97 \text{ N} = 192.401 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{qL}{2} = \frac{8.9 \times 6}{2} = 26.7 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 26.7 \text{ KN} < V_{pl, Rd} = 192.401 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_h} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

I_h : Moment d'inertie de flexion de la section mixte homogénéisée.

$$I_h = I_a + A_a(z_a - z) + \frac{b_{eff} \times Z^3}{3n}$$

I_a : Moment d'inertie de la section en acier.

z_a : la distance entre le centre de gravité de la poutre et la face supérieure de la dalle.

z : la distance entre l'axe neutre plastique et la face supérieure de la dalle.

n : coefficient d'équivalence $\Rightarrow n = 15$

$$z_a = \frac{h_a}{2} + h_p + h_c = \frac{240}{2} + 40 + 100 = 260 \text{ mm}$$

$$I_h = 3892 \times 10^4 + 3910 \times 214 + \frac{1500 \times 463}{45} = 4300.12 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 6.36 \times 6000^4}{384 \times 210000 \times 4300.12 \times 10^4} = 11.88 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 11.88 \text{ mm} < f_{adm} = 24 \text{ mm} \text{ Condition vérifiée}$$

Calcul des contraintes de flexion :

d : la position de l'axe neutre (Δ) de la section mixte par rapport au centre de gravité de la

poutre d'acier : $\Rightarrow d = \frac{h}{2} + (t - z)$

$$d = \frac{240}{2} + (100 - 46) = 174 \text{ mm}$$

V : La distance entre le centre de gravité de la dalle et la fibre inférieure

$$\Rightarrow V = \frac{h}{2} + d = \frac{240}{2} + 174 = 294 \text{ mm}$$

V' : La distance entre le centre de gravité de la dalle et la fibre supérieure :

$$\Rightarrow V' = \frac{h}{2} + t - d = \frac{240}{2} + 100 - 174 = 46 \text{ mm}$$

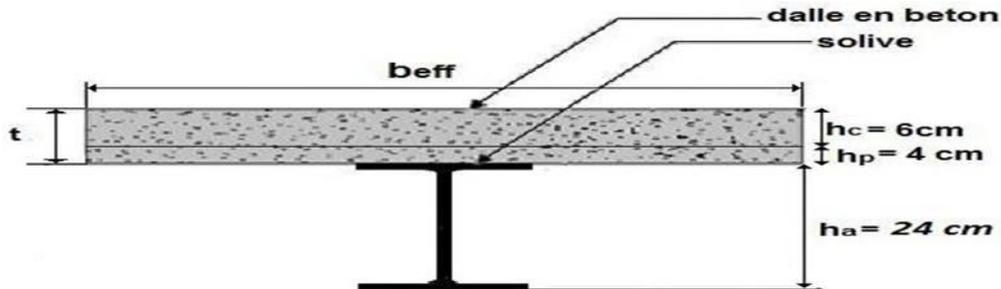


Figure 3 4: Détails du plancher

a. **Contrainte de traction :**

L'axe neutre est situé dans la dalle donc la section d'acier est totalement tendue

$$\sigma_a = \frac{M_{sd} \times V}{I} = \frac{60.07 \times 10^6 \times 294}{3892 \times 10^4} = 453.76 \text{ N/mm}^2$$

b. **Contrainte de compression :**

Compression de la fibre supérieure :

$$\sigma_{b \text{ sup}} = \frac{M_{sd} \times V'}{n \times I_h} = \frac{60.07 \times 10^6 \times 46}{15 \times 4300.12 \times 10^4} = 4.28 \text{ N/mm}^2$$

c. **Traction de la fibre inférieure :**

$$\sigma_{b \text{ inf}} = \frac{M_{sd} \times (V' - t)}{n \times I_h} = \frac{60.07 \times 10^6 \times (46 - 100)}{15 \times 4300.12 \times 10^4} = -5.02 \text{ N/mm}^2$$

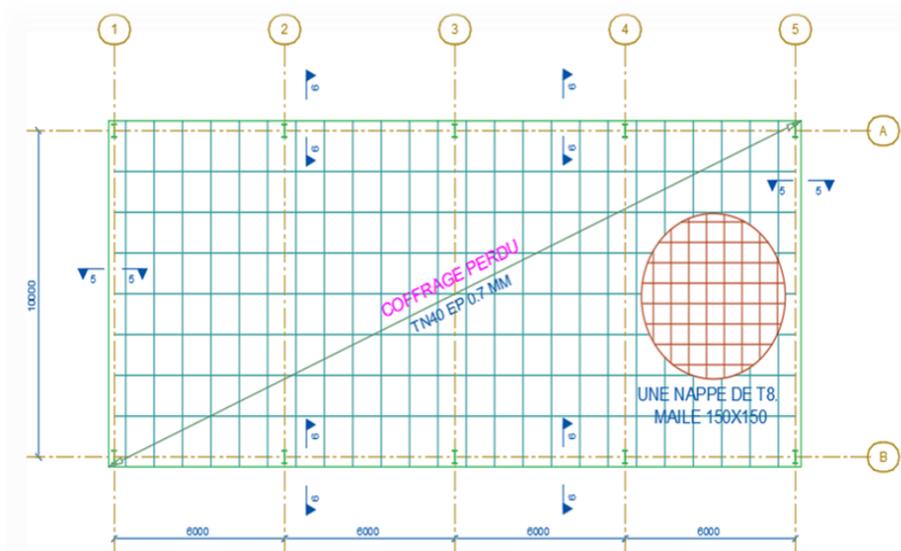


Figure 3 5: Coffrage du plancher

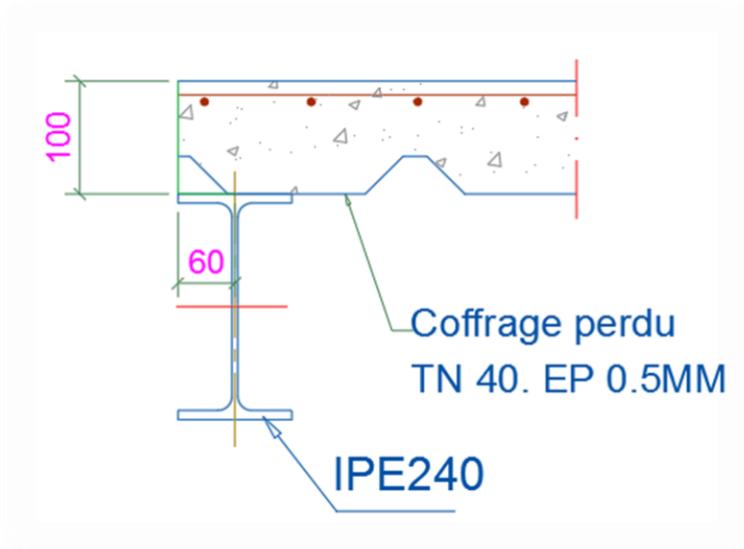


Figure 3 6: coupe (4-4)

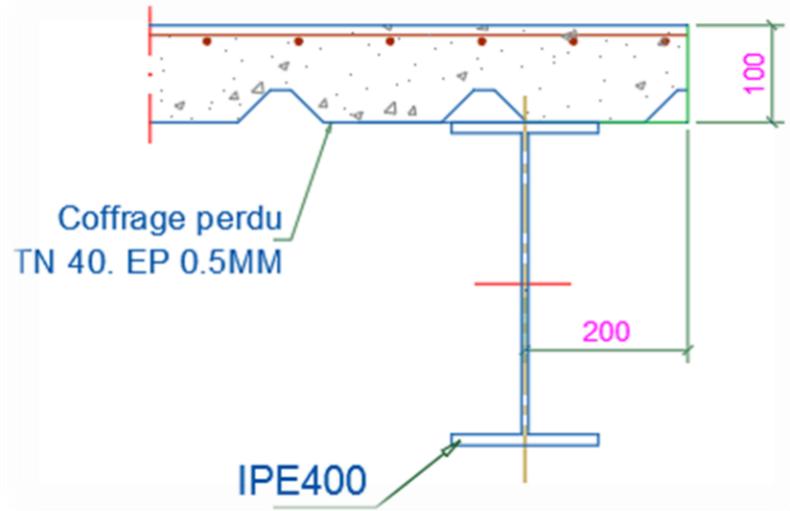


Figure 3 7: coupe (2-2)

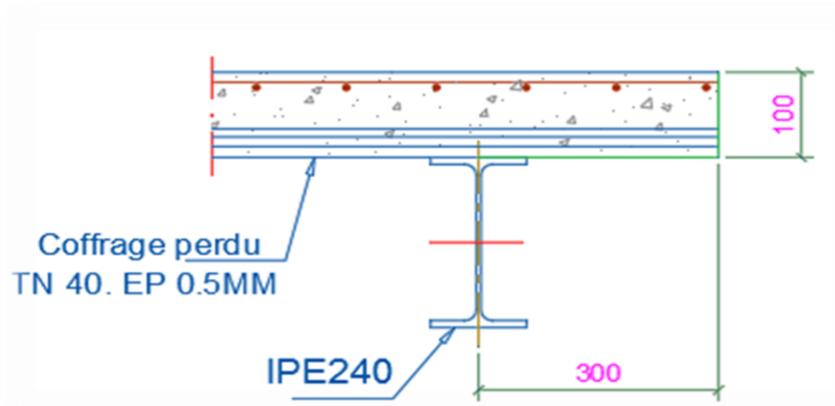


Figure 3 8: coupe (3-3)

III-4 ETUDES DES CONNECTEURS :

En l'absence de toute connexion, la dalle et le profilé métallique glissent l'un par rapport à l'autre. Dans la plupart des poutres mixtes, les connecteurs sont répartis le long du profilé et apportent donc leur résistance vis-à-vis du cisaillement longitudinal seulement de manière locale au niveau de la semelle supérieure. En résumé, la connexion doit être capable de transférer le cisaillement direct à sa base, de résister aux forces de flexion et de créer une liaison extensible au sein du béton.

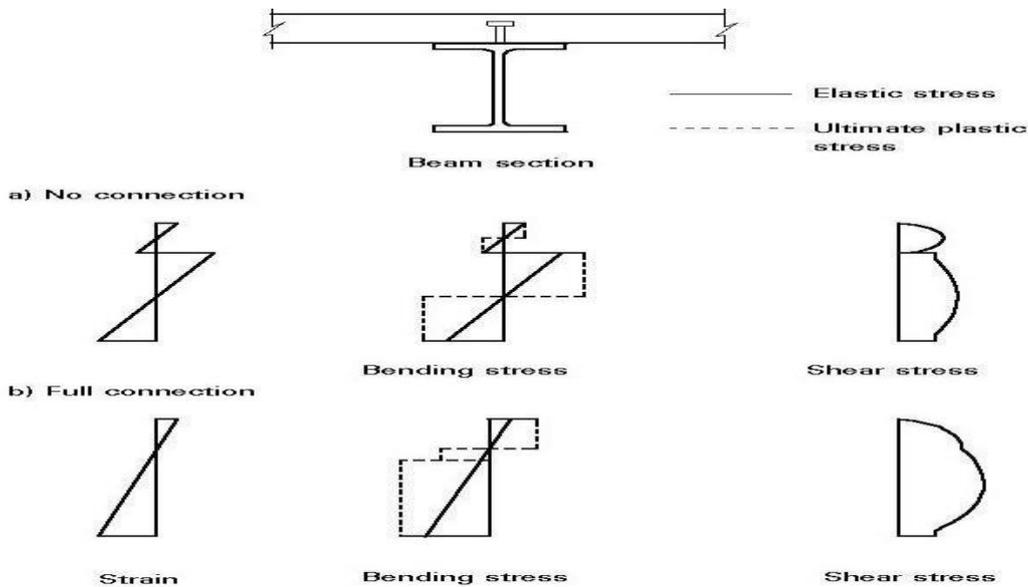


Figure 3 9: Déformation plastique, flexion et effort de cisaillement dans une dalle avec et sans connecteurs

Résistance des connecteurs :

On vérifie tout d’abord la force cisaillement par unité de longueur entre le profilé et la dalle,

par la formule suivante : $F_{cf} = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a}$

$$F_{cf} = \frac{39.1 \times 10^2 \times 275}{1.1} = 977.5 \text{ KN}$$

Il convient de déterminer la résistance de calcul au cisaillement d’un goujon à tête soudé automatiquement avec les formules suivantes :

$$\frac{0.8 \times f_u \times \frac{\pi d^2}{4}}{\gamma_v}$$

$$PRd = \min \frac{0.29 \alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}^2}{\gamma_v}$$

d : diamètre du fut du goujon.

f_u : Résistance ultime en traction de l’acier du goujon. E_{cm} : Valeur du module d’élasticité sécant du béton. γ_v : Facteur de sécurité.

K_t : Coefficient empirique de réduction : $\Rightarrow (K_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_f}} \cdot \frac{b_0}{h_p} [\frac{h}{h_p} - 1])$

$\Rightarrow N_f$: Nbr de goujons par nervures.

$$0.2 \left(\frac{h}{d}\right) + 1 \Rightarrow \text{pour : } 3 \leq h \leq 4$$

$\alpha =$

$$\frac{h}{d} \geq 4 \Rightarrow \text{pour : } 1$$

$$h = \frac{70}{19} = 3.68 \quad \rightarrow \alpha = 0.2(3.68 + 1) = 0.93$$

$$F_u = 400 \text{ Mpa} \quad F_{ck} = 25 \text{ Mpa} \quad E_{cm} = 30.5 \times 10^3$$

$$PRd = \min[72.54 \text{ KN} , 85.01 \text{ KN}] \rightarrow PRd = 72.54 \text{ KN}$$

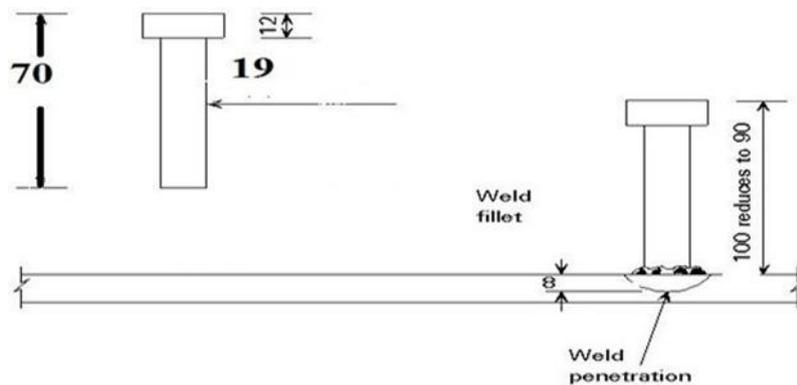


Figure 3 10: Caractéristiques du goujon

Nombre des goujons par solives :

$$n = \frac{V_l}{PRd}$$

V_l : Effort de cisaillement longitudinal.

PRd : Résistance de calcul des connecteurs

$$V_l = \inf [F_a , F_c] = [977.5 \text{ KN} , 2125 \text{ KN}] = 977.5 \text{ KN}$$

$$n = \frac{977.5}{72.54} = 13.4$$

On prend 15 goujons pour chaque tronçon critique ($L/2$) de la solive.

L'espace des goujons :

$$S = \frac{L}{2} \cdot \frac{1}{N} = \frac{600}{2} \cdot \frac{1}{15} = 20 \text{ cm}$$

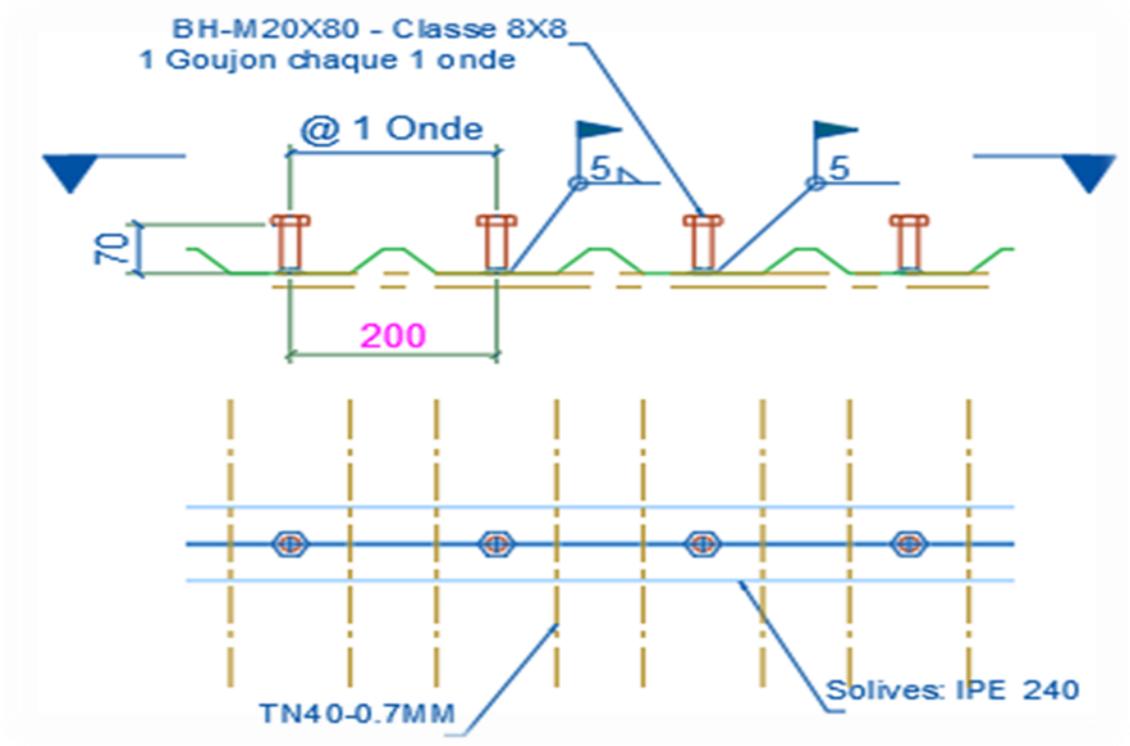


Figure 3 11: Les goujon avec AUTOCAD 2019

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

IV-1 Introduction :

Les principales exigences pour le projet d'une structure sont d'empêcher son effondrement sous un tremblement de terre et de limiter ses dégradations. Elles concernent les matériaux, les sections, les assemblages et les systèmes structurels qui donnent la résistance aux tremblements de terre. En particulier, ces considérations concernent les portiques, les poutres, les poteaux et les contreventements. Pour cela une étude sismique doit être établie.

On peut réaliser cette étude par deux méthodes (la méthode statique équivalente et la méthode dynamique spectrale). Vu que notre structure vérifie les conditions d'utilisation de la méthode statique équivalente, on va l'utiliser pour étudier le comportement de notre structure vis-à-vis du séisme.

IV-2 Analyse dynamique de la structure :

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est de déterminer ses caractéristiques dynamiques. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amorti.

Cela nous permettra par la suite de calculer les efforts internes et les déplacements maximums lors d'un chargement dynamique quelconque, tel qu'un séisme.

C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV-3 Modélisation de la structure:

La modélisation est l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle. Ceci sera suivi par certaines modifications afin d'approcher le comportement de la structure d'origine au maximum.

Dans le but de modéliser notre projet, le logiciel ROBOT a été utilisé. Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adapté aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ces structures. Offre de nombreuse possibilité d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures.

IV-4 Etapes de la modélisation de la structure :

- Opter pour un système d'unités (daN et m).
- Définition de la géométrie de base.
- Définition des matériaux.
- Définition des sections.
- Affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies.
- Définition des charges à appliquées.
- Introduction du spectre de réponse.
- Définition des combinaisons de charges.
- Définition des conditions aux limites.
- Lancer l'analyse.

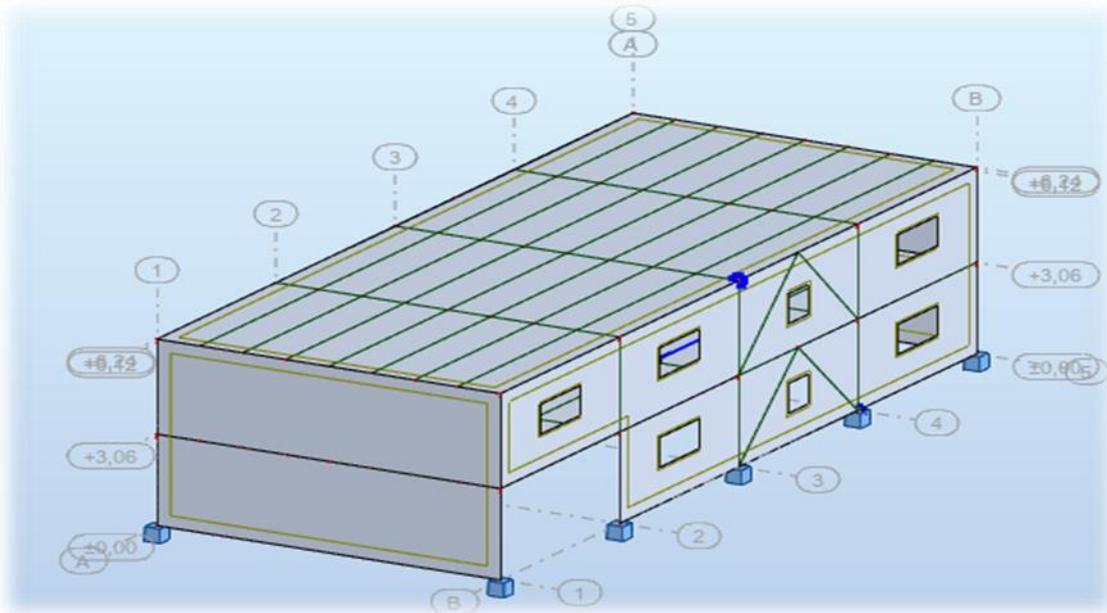


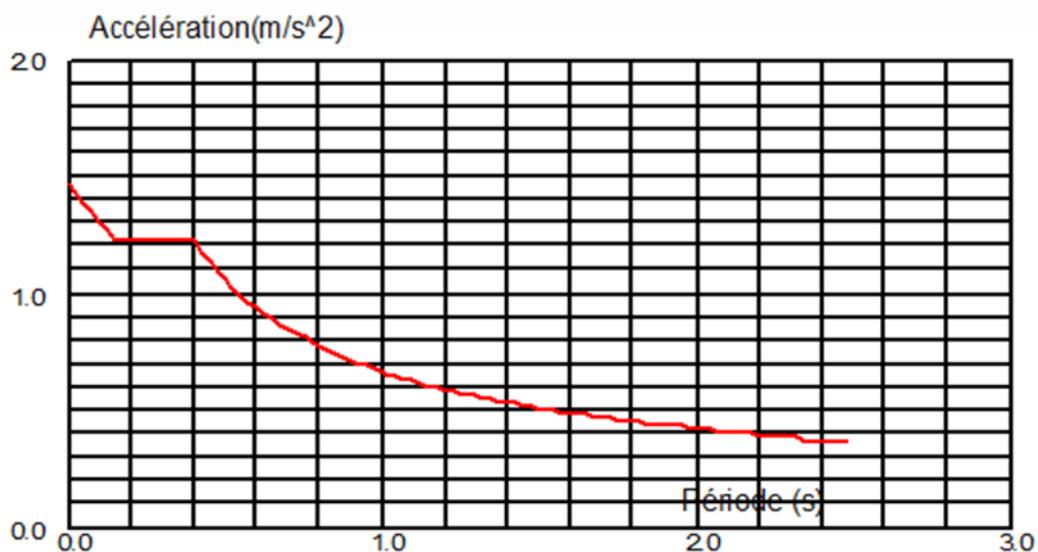
Figure 4 1: Modèle de la structure en 3D

IV-5 Analyse modale:

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure, elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.

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. Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- **ZONEIII :**
- **Groupe d'usage : A1**
- **Catégorie S2 : Site ferme**



IV-6 Force sismique:

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

a. Coefficient d'accélération (A) :

Donné par un tableau 4.1 du RPA en fonction de la zone sismique et le groupe du bâtiment. Notre bâtiment est classé en Zone III de sismicité dans le groupe 2 d'usage. $\Rightarrow A = 0.25$

b. Coefficient de comportement (R) :

D'après : (tableau 4.3 RPA 99 V 2003) \Rightarrow Cas B : acier ; 10 b : Mixte portiques/ palées triangulées en V $\Rightarrow R = 4$

c. Facteur de qualité (Q) :

$$Q = 1 + \sum_1^5 Pq$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Tableau 2 8: Valeur du coefficient de qualité (Tableau4.4 du RPA99/V03)

Critère q	Pq	
	Observed	N/observed
Conditions minimales sur les files de contreventement		0,05
Redondance en plan		0,05
Régularité en plan	0	
Régularité en élévation	0	
Contrôle de la qualité des matériaux		0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution		0,10
$\square P_q = 0,25$		

Donc : $Q = 1 + 0,25 \rightarrow Q = 1.25$

✚ Spectre de réponse de calcul :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] \Rightarrow 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \Rightarrow T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow T_2 \leq T \leq 3.0 (s) \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) \Rightarrow T > 3.0 (s) \end{cases}$$

Dans Tableau 4.7 RPA99 V 2003 : $T_1 = 0.15 s$; $T_2 = 0.40 s$

✚ Calcul de (T) :

$$T = C_T . h_N^{3/4}$$

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

C_t : coefficient fonction de système de contreventement, et du type de remplissage.

On a un contreventement assuré par palées triangulées et des murs en maçonnerie :

$$\Rightarrow C_t = 0.05$$

$$T = 0,2 s$$

✚ Facteur de correction d'amortissement (η) :

η : facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

$\xi(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

D'après le tableau 4.2 du RPA 99 V2003, On prend : $\Rightarrow \xi = 4\%$

$$\text{Donc : } \Rightarrow \eta = 1.85 > 0.7$$

$$T_1 < T < T_2 \rightarrow \frac{S_a}{g} = 2.5 \eta (1.25 A) . \left(\frac{Q}{R} \right) = 0.45$$

d. Facteur d'implification dynamique moyen (D) :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta \Rightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow T_2 \leq T \leq 0.3 \text{ (s)} \\ 2.5 \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{0.3}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow T \geq 3.0 \text{ (s)} \end{cases}$$

Donc : $D = 2.5 \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times \left(\frac{0.4}{0.2}\right)^{\frac{2}{3}} = 3.25$

e. Calcul de poids de la structure W :

W est égal à la somme des poids W_i des quatre niveaux

$$W = \sum W_i \quad \text{avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

G : Poids du aux charges permanentes est à celles des équipements fixes solidaires de la structure. $\Rightarrow W_i = 28330 \text{ kg}$ (ROBOT)

Q : charge d'exploitation.

S : Surface. $\Rightarrow S = 240 \text{ m}^2$ (ROBOT)

$$\Rightarrow W_{Qi} = S \times Q = 240 \times 2.5 = 600 \text{ kN} = 60000 \text{ Kg}$$

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. (Le tableau 4.5 RPA 99 V 2003) cas 2 : $\Rightarrow \beta=0.30$

$$W_i = 28330 + 0.3 \times (60000) = 46330 \text{ Kg}$$

✚ **On Calcul (V) :**

$$V = \frac{0.25 \times 3.25 \times 1.25}{4} \times 46330 = 11763.47 \text{ daN}$$

✚ **Effort (ROBOT) :**

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	0,03	0,01	0,05	0,01	0,12	0,01
Barre	13	13	29	69	77	13
Noeud	17	17	27	26	87	17
Cas	13	13	13	13	13	13
MIN	-0,06	-0,00	-0,02	-0,27	-0,26	-0,01
Barre	10	10	30	69	65	13
Noeud	13	13	28	120	72	18
Cas	13	13	13	13	13	13

Tableau 4.2 : les effort Tranchant avec logiciel ROBOT

L'effort Tranchant est faible et l'effort de vent plus favorable donc en peut négliger l'effort sismique.

CHAPITRE V : LES CONTREVENTEMENTS

V-1 INTRODUCTION :

Les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts dus au vent, séisme, et de les acheminer vers les fondations. Ils sont disposés en façade (palées de stabilité).

V-1-1 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.

V-2 VERIFICATION DES CONTREVENTEMENTS:

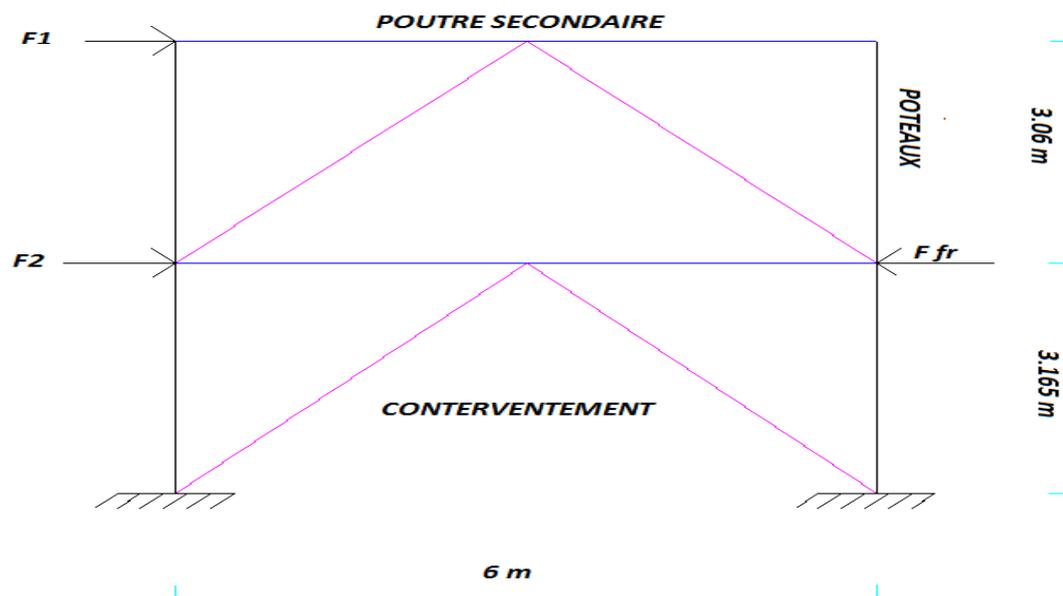


Figure 4 2: Contreventement en V

Pour notre structure, on a choisi pour la stabilité de disposer des palées triangulées en V.

V-2-1 Calcule du vent:

$$W(z_j) = Qq(z_j) \times \sum Cpe$$

$$\sum Cpe = CpeD + CpeE = 1.1$$

$$\Rightarrow W(z_j) = 937.5 \times 1.1 = 1031.25 \text{ N/m}^2$$

V-2-2 Calcule les efforts:

$$\Rightarrow F1 = \left(w \times \frac{6.23}{6.23} \right) + \frac{Ffr}{3.06} = \left(1031.25 \times \frac{6.23}{6.23} \right) + \frac{140.75}{3.06} = 1770.24 \text{ N}$$

$$\Rightarrow F2 = \left(w \times \frac{6.23}{6.165} \right) + Ffr = \left(1031.25 \times \frac{6.23}{3.165} \right) + 140.75 = 2170.66 \text{ N}$$

✚ Calcule des réactions :

$$\sum F/x = 0 \rightarrow -R + F1 + F2 = 0 \Rightarrow R = F1 + F2 = 3940.9 \text{ N}$$

✚ Calcule Nsd :

$$\tan\theta = \frac{6}{3.165} = 1.89 \Rightarrow \theta = 62.11^\circ$$

$$\sum F/x = 0 \rightarrow Nd \times \sin\theta + F2 - R = 0$$

$$Nd = \frac{R-F2}{\sin\theta} = \frac{3940.9-2170.66}{\sin(62.11)} = 2002.87 \text{ N}$$

$$\text{Traction : } 1.35Nd = Nsd = 2703.87 \text{ N}$$

$$\text{Compression : } 1.5Nd = Nsd = 3004.3 \text{ N}$$

V-2-3 Vérification du flambement: (Double UPN 200)

a. Traction :

$$Nsd \leq \min (NPlRd ; NUrd ; Nnet, Rd)$$

$Nnet, Rd \rightarrow$ pour Boulon HR

$$NPlRd = \frac{Afy}{\gamma M0} = \frac{(2 \times 3220) \times 275}{1} = 1771000 \text{ N}$$

$$Anet = Abrut - 2 \times (dtr \times tw) = 3220 - 2 \times (10 \times 8.5) = 3050 \text{ mm}^2$$

$$NUrd = \frac{0.9 \times Anet \times fu}{\gamma M2} = \frac{0.9 \times 2 \times 3050 \times 430}{1.25} = 1888560 \text{ N}$$

$$2703.87 \text{ N} < 1888560 \text{ N} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

b. Compression :

$$Nsd \leq nC, Rd = x_{min} \times \frac{\beta a \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$\beta a = 1 \rightarrow$ le profile est du classe 1

On calcul (χ_{min}):

$$x_{min} = (x_y ; x_z)$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{2.1 \times 10^5}{275}} = 86.77$$

$$L_f = L_0 = \sqrt{6^2 + 3.165^2} = 6.78m$$

$\alpha = 0.49$ pour les profilé en U

χ_y :

$$\lambda_y = \frac{i_f}{i_y} = \frac{678}{7.7} = 88.05$$

$$\lambda_y = \left[\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] \times [\beta w] = 1.01 > 0,2$$

χ_z :

$$\lambda_z = \frac{i_f}{i_z} = \frac{600}{2.14} = 280.37$$

$$\lambda_z = \left[\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right] \times [\beta w] = 3.23 > 0,2$$

\Rightarrow il y a un risque de flambement

$$\varphi_y = 0.5[1 + \alpha (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2] = 1.2$$

$$\varphi_z = 0.5[1 + \alpha (\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2] = 6.46$$

$$x_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 + \lambda_y]^{0.5}} = 0.36 \leq 1$$

$$x_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 + \lambda_z]^{0.5}} = 0.07 \leq 1$$

$$x_{min} = 0.07$$

$3004.3 \text{ N} < 56350 \text{ N} \rightarrow$ **condition vérifiée**

UPN200 est vérifier pour les contreventements.

CHAPITRE VI : VERIFICATION DES ELEMENTS PORTEURS**VI-1 INTRODUCTION:**

- ✓ Les ossatures simples, contreventées, rigides, en acier offrent souvent la solution structurelle la plus économique pour les bâtiments à étages multiples.
- ✓ Les éléments principaux de la structure sont l'ossature simple et le contreventement.
- ✓ L'ossature simple est composée de poutres isostatiques et de poteaux soumis aux seules charges verticales.
- ✓ Tous les éléments de la structure doivent être déterminés et vérifiés de manière à ce qu'ils résistent, tant à l'état limite de service qu'à l'état limite ultime, et aux charges appliquées.

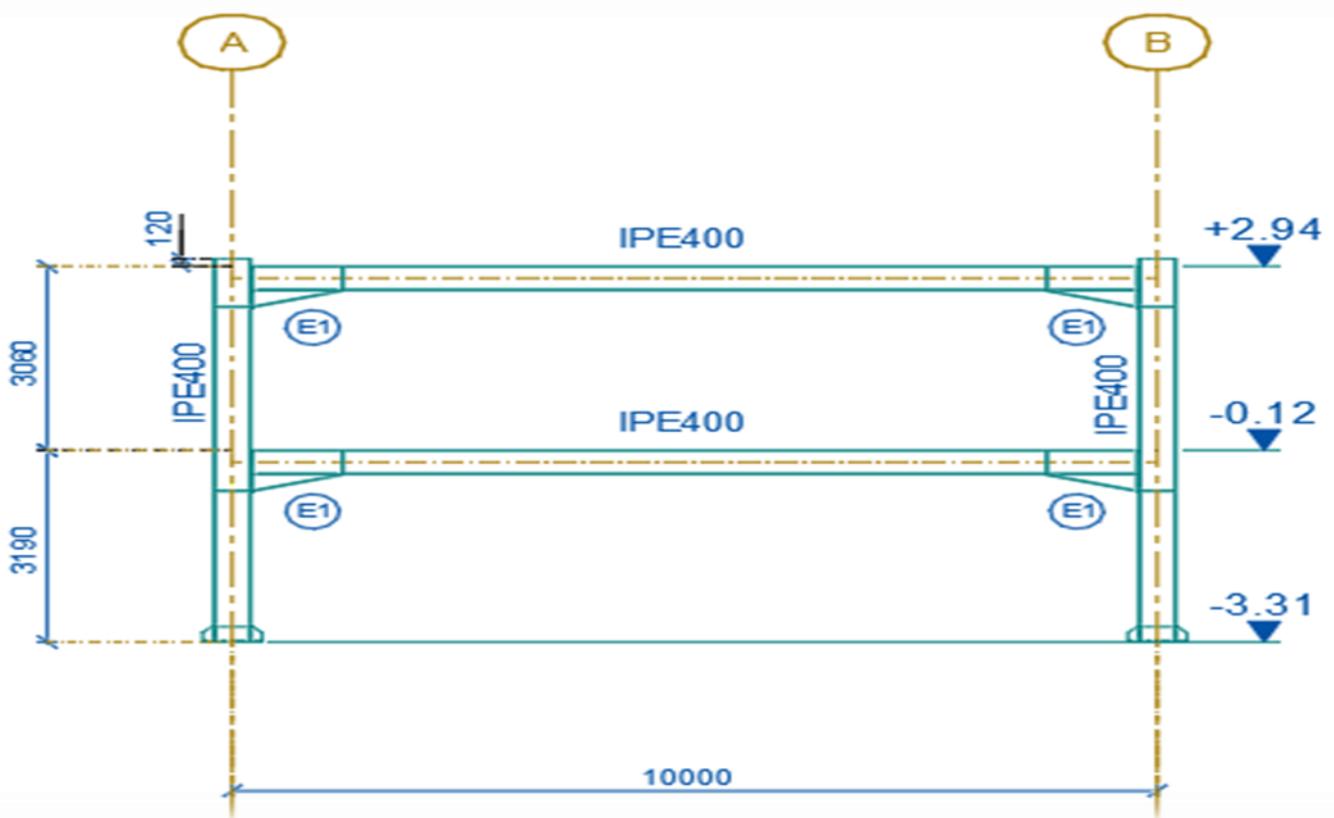


Figure 6 1: Portique dessin avec auto-cad

VI-1-1 Les efforts du portique:

Les efforts du logiciel ROBOT avec les efforts normaux et les efforts tranchant en (KN) et le moment fléchissant en (KN.m)

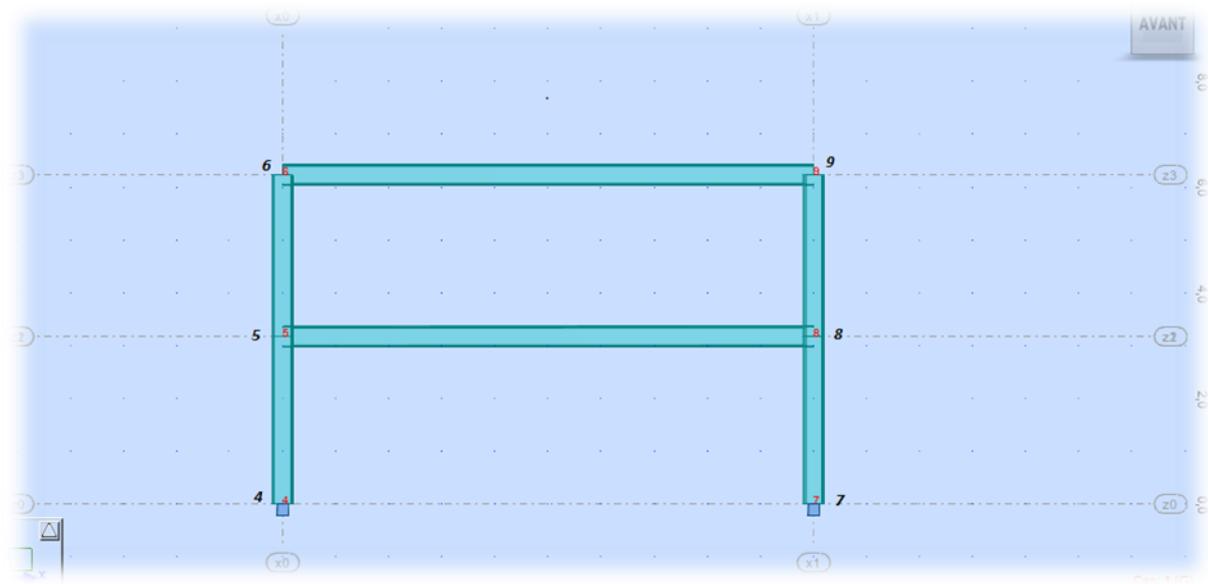


Figure 6 2: Les nœuds du portique 2D avec ROBOT

	4	5	6	7	8	9
N_{\max}	283.04	275.93	273.24	283.11	275.88	273.19
V_{corr}	35.31	-158.88	-158.88	-35.31	158.88	158.88
M_{corr}	-31.81	102.62	-384.33	32.14	-102.07	384.09
V_{\max}	405.19	348.39	-158.88	345.49	264.71	158.88
M_{corr}	-658.03	-233.05	-384.33	-546.98	281.9	384.09
N_{corr}	-119.17	-105.73	273.24	33.24	-182.68	273.19
M_{\max}	-658.03	-233.05	-384.33	-603.86	281.9	384.09
N_{corr}	-119.17	-105.73	273.24	-180.62	-182.68	273.19
V_{corr}	405.19	348.39	-158.88	294.13	264.71	158.88

Tableau 6.1 : Les efforts des nœuds du portique 2D.

VI-2 Vérification de la POUTRES : (poutres principales)

Pour les poutres principales, on a pris des profilés en IPE 400

✚ Les efforts :

$$M_{sd} = -233.05 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = -105.73 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 348.39 \text{ KN}$$

VI-2-1 Indice de l'effort tranchant:

$$V_{sd} \leq 0.5V_{plRd}$$

$$V_{plRd} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = \frac{42.69 \times \left(\frac{2750}{\sqrt{3}}\right)}{1} = 677.79 \text{ kN.m}$$

$$348.39 \text{ kN.m} > 338.89 \text{ kN.m}$$

L'indice de l'effort tranchant peut-être négliger.

VI-2-2 Indice de l'effort normal:

$$N_{sd} \leq \min\left(0.25N_{plRd}; \frac{0.5 \times A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}}\right)$$

$$A_{net} = A - 2btf = 84.5 - (2 \times 18 \times 1.35) = 35.9$$

$$\frac{0.5 \times A_{net} \times f_y}{1} = \frac{0.5 \times 35.9 \times 2750}{1} = 49362.5 \text{ daN} = 493.62 \text{ KN}$$

$$N_{plRd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{84.5 \times 2750}{1} = 232375 \text{ daN} = 2323.7 \text{ KN}$$

$$0.5 \times N_{plRd} = 1161.85 \text{ KN}$$

$$105.73 < 1161.85$$

VI-2-3 Vérification à la résistance:

✚ La flèche : (ELS)

Les Charges :

$$G(\text{solive}) = 30.7 \text{ kg/m}$$

$$G(\text{planchier}) = 386 \text{ daN/m}^2$$

$$S1 = 0.0846 \text{ KN/m}^2 = 8.46 \text{ daN/m}^2$$

$$S2 = 0.0432 \text{ KN/m}^2 = 4.32 \text{ daN/m}^2$$

Combinaison :

$$q = G + S$$

$$q_1 = 30.7 + (386 \times 6) + (8.46 \times 6) = 2397.46 \text{ daN/m}$$

$$q_2 = 30.7 + (386 \times 6) + (4.32 \times 6) = 2372.62 \text{ daN/m}$$

$$\Rightarrow Fy = \frac{5}{384} \times \frac{ql^4}{E \times Iy} = \frac{5 \times (2397.46 \times 10^{-2}) \times (500^4)}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 16270} = 0.57$$

$$Fadm = \frac{l}{200} = \frac{500}{200} = 2.5$$

$$fy < fadm \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

✚ **Flexion composé :** (ELU)

$$Msd \leq MplRd = \frac{Wpl \times fy}{\gamma M0} = \frac{1307 \times 2750}{1} = 359.42 \text{ kN.m}$$

$$233.05 < 359.42$$

V-2-4 Vérification aux instabilités:

A. Flambement :

$$\frac{Nsd}{Xmin.Nplrd} + \frac{Ky.Mysd}{Mplrd} \leq 1$$

✚ **Calcule Xmin :**

$$\lambda_1 = 86.77$$

$$\rightarrow (h/b = 2.2 > 1.2 ; tf = 13.5 \leq 40 \text{ mm})$$

Courbe a → y ; *courbe* → z

$$\alpha_y = 0.21$$

$$\alpha_z = 0.34$$

$$Lf = 0.5L0 \text{ (Encastéré- Encastéré)}$$

$$l_{0y} = \frac{10}{2} = 5 \text{ m} \qquad l_{0z} = \frac{6}{2} = 3 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{Ly}{iy} = \frac{5 \times 10^2}{16.55} = 30.21 \qquad \lambda_z = \frac{Lz}{iz} = \frac{3 \times 10^2}{3.95} = 75.95$$

$$\lambda_y = \left[\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] \times [\beta w] = 0.35 > 0,2 \quad \lambda_z = \left[\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right] \times [\beta w] = 0.88$$

$$\phi_y = 0.5(1 + \alpha_y(\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2) = 0.58 \quad \phi_z = 1$$

$$x_y = 0.79 \quad x_z = 0.43$$

$$X_{min} = \min(x_y ; x_z) \quad X_{min} = 0.43$$

✚ **Calculé k_y :**

$$\mu_y = \lambda_y (2 \times \beta \mu_y - 4) + \frac{W_{pl-wely}}{wely} \leq 0.9 ; \quad \mu_y = -0.35$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{x_y \times A \times f_y} \leq 1.5$$

$$k_y = 1 - \frac{(-0.35) \times (10573)}{0.79 \times 84.5 \times 2750} = -0.02 < 1.5$$

0.08 < 1 Condition vérifier

B. Déversement :

$$\frac{N_{sd}}{x_z \times N_{plrd}} + \frac{k_{LT} \times M_{ysd}}{x_{LT} \times M_{plrd}} \leq 1$$

✚ **On calculé k_{LT} :**

$$\mu_{LT} = 0.15 \lambda_{lt} \times \beta \mu_y - 0.15 = 1.5 \times 10^{-4}$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{x_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{1.5 \times 10^{-4} \times 10573}{0.49 \times 84.5 \times 2750} = 1.39 \leq 1.5$$

✚ **On calculé λ_{lt} :**

$$\lambda_{lt} = \frac{L + iz}{c^{1.0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{L + iz}{h + tf} \right)^2 \right]^{0,5}} = \frac{150 + 3.95}{1,132^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{150 + 3.95}{40 + 1.35} \right)^2 \right]^{0,25}} = 66.67$$

$$\lambda_{lt} = \left[\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right] \times [\beta w] = 0.77 > 0,2$$

$$\phi_{LT} = 0.5(1 + \alpha_y(\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2) = 0.86$$

$$x_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + [\phi_{lt}^2 + \lambda_{lt}^2]^{0,5}} = 0,49 \leq 1$$

0.16 < 1 Condition vérifier

IPE400 est Vérifier pour les poutres principales.

VI-3 POTEAUX :

Pour notre structure on a pris des poteaux IPE400.

Les poteaux doivent être vérifiés au flambement, qui est causé par la flexion, pour ceci on doit effectuer les vérifications suivantes :

✚ **Les efforts :**

$$Msd = -658.03 \text{ KN.m}$$

$$Nsd = -119.17 \text{ KN}$$

$$Vsd = 405.19 \text{ KN}$$

VI-3-1 Vérification aux instabilité:

A. Flambement :

$$\frac{Nsd}{Xmin \times NplRd} + \frac{Ky \times Mysd}{MplRd} \leq 1$$

✚ **On calcule X_{min} :**

$$Lf = 0.5Ly = 0.5 \times \frac{10}{2} = 2.5$$

$$Lf = 0.5Lz = 0.5 \times \frac{3.165}{2} = 0.79$$

$$\lambda y = \frac{2.5 \times 10^2}{16.55} = 15.11$$

$$\lambda z = \frac{0.79 \times 10^2}{3.95} = 20$$

$$\lambda y = \left[\frac{\lambda y}{\lambda 1} \right] \times [\beta w] = 0.17$$

$$\lambda z = \left[\frac{\lambda z}{\lambda 1} \right] \times [\beta w] = 0.23$$

$$\emptyset y = 0,5[1 + \alpha y (\lambda y - 0,2) + \lambda y^2] = 0.51$$

$$\emptyset z = 0,5[1 + \alpha z (\lambda z - 0,2) + \lambda z^2] = 0.53$$

$$xy = \frac{1}{\phi y + [\phi y^2 + \lambda y^2]^{0.5}} = 0,95 \leq 1$$

$$xz = \frac{1}{\phi z + [\phi z^2 + \lambda z^2]^{0.5}} = 0.89 \leq 1$$

$$xmin = 0.89$$

✚ **On calcule Ky :**

$$\mu_y = \lambda_y(2 \times \beta M_y - 4) + \frac{W_{pl-y} - w_{ely}}{w_{ely}} \leq 0.9$$

$$\mu_y = 0.17(2 \times 1.3 - 4) + \frac{1307 - 1156}{1156} = -0.107$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{x_y \times A \times f_y} \leq 1.5$$

$$\rightarrow k_y = 1 - \frac{(-0.107) \times 18818.21}{0.97 \times 84.5 \times 2750} = 1 < 1.5$$

0.18 < 1 *Condition vérifier*

B. Déversement :

$$\frac{N_{sd}}{x_z \times N_{plrd}} + \frac{k_{LT} \times M_{ysd}}{x_{LT} \times M_{plrd}} \leq 1$$

$$\lambda_{lt} = \frac{L + iz}{c_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{L + iz}{h + tf} \right)^2 \right]^{0.5}}$$

$$\lambda_{lt} = \frac{0.79 \times 10^2 + 3.95}{1.132^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{0.79 \times 10^2 + 3.95}{40 + 1.35} \right)^2 \right]^{0.25}} = 18.69$$

$$\lambda_{lt} = \left[\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right] \times [\beta_w] = 0.21 > 0,2$$

$$\phi_{lt} = 0,5[1 + \alpha_{lt} (\lambda_{lt} - 0,2) + \lambda_{lt}^2] = 0.52$$

$$x_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + [\phi_{lt}^2 + \lambda_{lt}^2]^{0.5}} \leq 1$$

$$\rightarrow x_{lt} = 0.93$$

$$\mu_{lt} = 0.15 \cdot \lambda_{lt} \cdot \beta_{LT} - 0.15 < 0.9$$

$$\mu_{lt} = -0.11 < 0.9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{x_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{-0.11 \times 18818.21}{0.89 \times 84.5 \times 2750} = 1.01 \leq 1.5$$

0.25 < 1 *Condition vérifier*

IPE400 est vérifier pour les poteaux.

VI-4 Vérification de solive IPE 240:

On a déjà vérifié dans le chapitre de plancher mixte et on à trouver :

VI-4-1 Indice de cisaillement:

$$V_{sd} = 26.7 \text{ KN} < V_{pl,Rd} = 192.401 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI-4-2 Vérification à la résistance:

a. **Vérification à L'ELU** : (Flexion simple)

$$M_{sd} = 60.07 \text{ KN.m} < M_{pl,Rd} = 231.66 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. **Vérification à L'ELS** : (la flèche)

$$f_{max} < f_{adm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 6.36 \times (6000)^4}{384 \times 210000 \times 4300.12 \times 10^4} = 11.88 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

$$11.88 \text{ mm} < 24 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IPE240 est vérifié pour les solives.

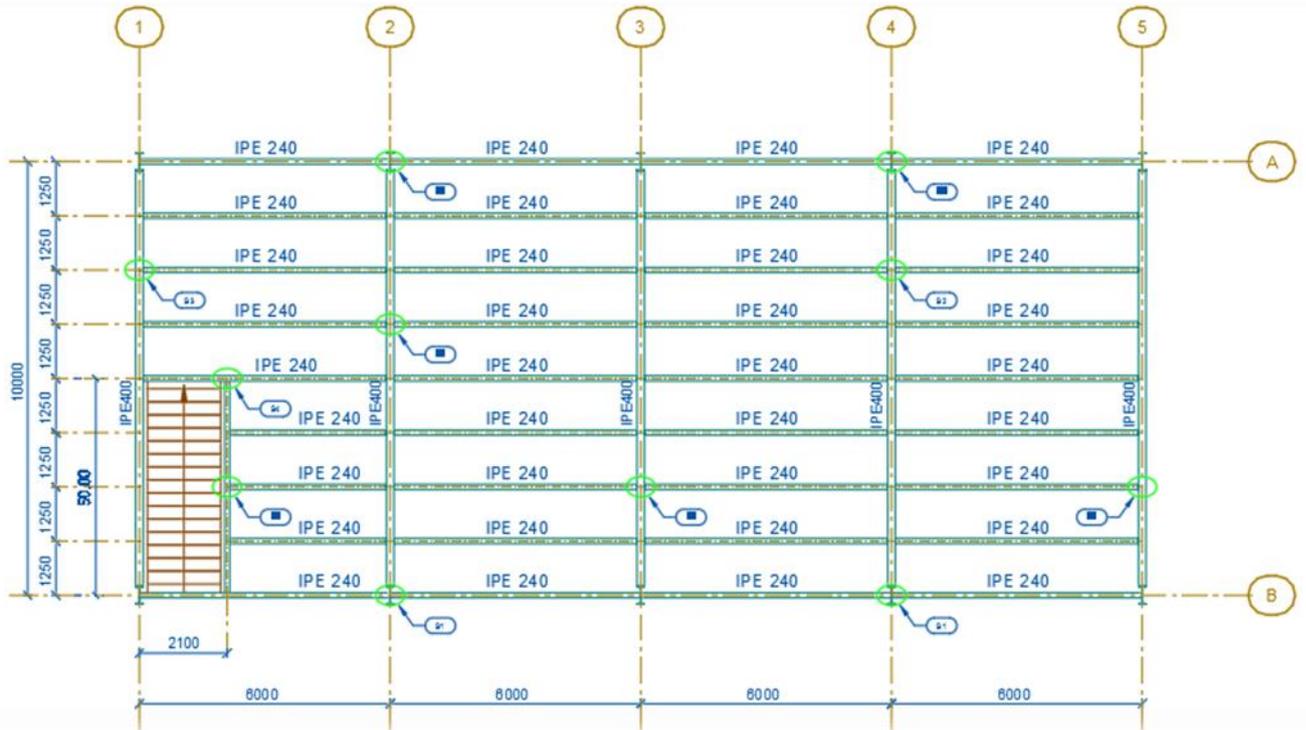


Figure 6 3: Vue de la structure dans le sens horizontal

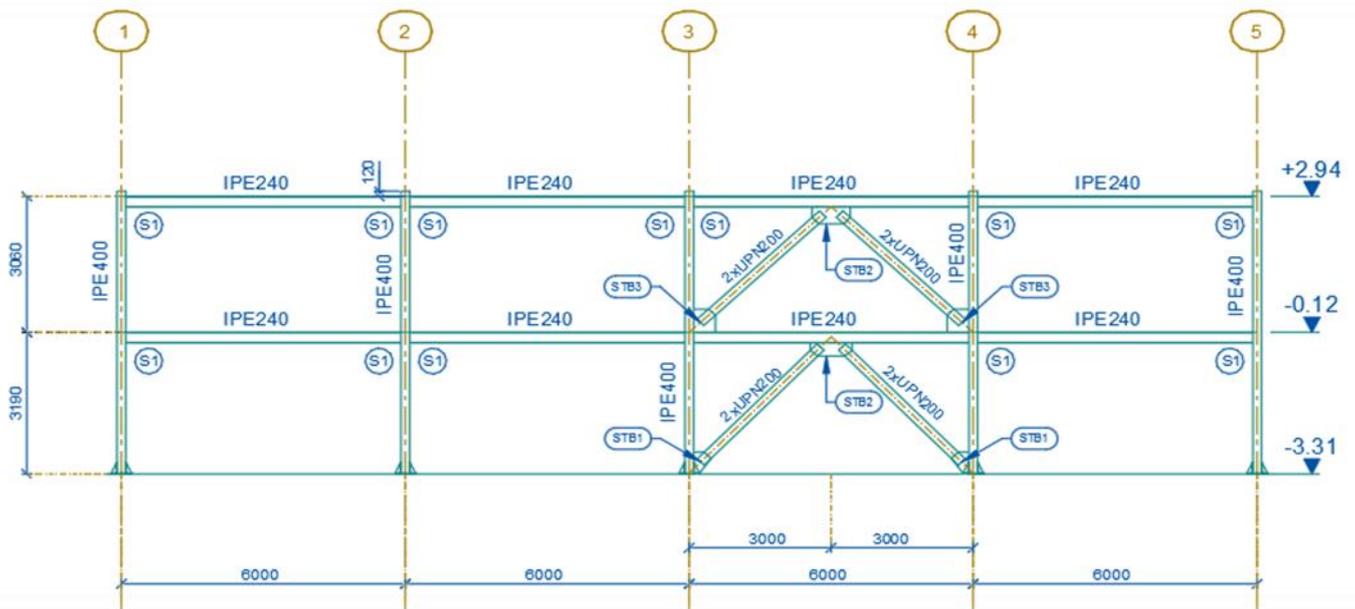


Figure 6 4: Vue de la structure dans le sens longitudinal

CHAPITRE VIII : LES ASSEMBLAGES

INTRODUCTION :

Les ossatures de bâtiments en acier sont constituées de différents types d'éléments structuraux qui doivent être chacun et de manière appropriée, relié aux parties environnantes de la structure. Cela implique le recours à de nombreuses formes d'assemblages. Les classes principales d'assemblages sont les suivantes :

- Assemblages où se produit un changement de direction ; assemblages poutre-poteau, assemblages poutre – poutre et assemblages entre éléments de structures en treillis ;
- Assemblages d'éléments différents incluant l'assemblage de la structure en acier à d'autres parties du bâtiment comme par exemple les pieds de poteaux, les assemblages au noyau en béton et les assemblages avec des panneaux, des planchers et des toitures. Les assemblages constituent des parties importantes de chaque structure en acier. Les propriétés mécaniques des assemblages ont une influence significative sur la raideur et la stabilité de la structure tout entière.

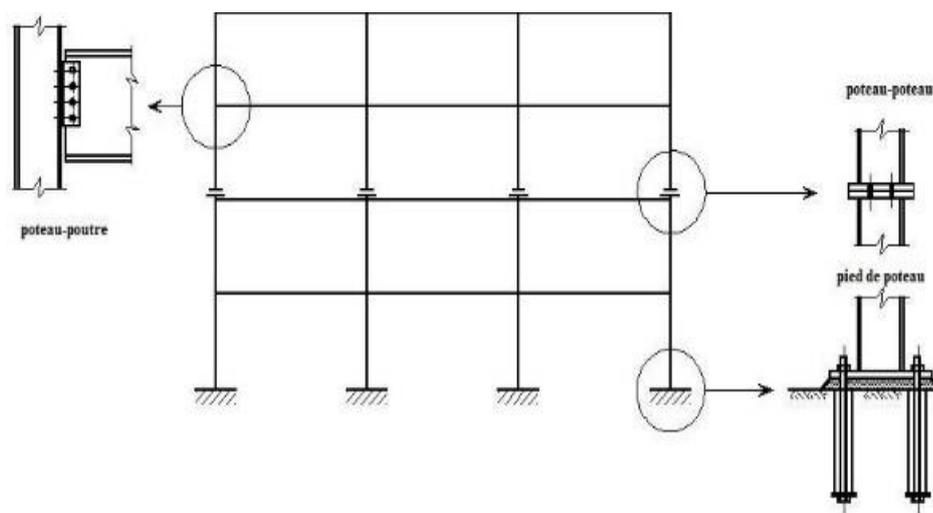


Figure 8 1: Différents types d'assemblages

Le nombre et la complexité des assemblages ont une influence décisive sur le temps nécessaire à l'analyse statique et la préparation des plans.

Les moyens les plus courants dans l'assemblage des structures métalliques sont le boulonnage et la soudure.

➤ Le boulonnage :

Les boulons de construction sont disponibles dans de nombreuses dimensions et nuances. Les boulons non précontraints sont utilisés dans la majorité des structures. En cas d'exigences particulières en matière de raideur, par exemple lorsque le glissement doit être empêché en raison d'un chargement alterné ou d'un risque de fatigue, on a recours à des boulons à haute résistance précontraints.

La résistance d'un assemblage (non précontraint) travaillant en pression diamétrale dépend de la résistance des boulons en cisaillement et de la résistance des plats à la pression diamétrale.

➤ La soudure :

Lorsque des conditions favorables de travail sont réunies, le soudage constitue le moyen le plus économique de réaliser des assemblages résistants. C'est la raison pour laquelle les assemblages fabriqués en atelier sont habituellement soudés. Les assemblages réalisés sur chantier (montage) sont par contre généralement boulonnés ; une préparation préliminaire des assemblages en atelier - soudage de plats, etc. - est souvent effectuée en atelier en vue du boulonnage sur chantier.

Dans la construction soudée de bâtiments, environ 80 % des soudures sont des soudures d'angle et 15 % des soudures en bout. Les 5 % restants sont des soudures en bouchon, en entaille et par points. Deux types de soudures sont couramment utilisés : les soudures d'angle et les soudures en bout.

Les soudures doivent être inspectées pour déceler les éventuels défauts et ainsi s'assurer de leur capacité à remplir le rôle qui leur est réservé au sein de la structure.

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

VIII-1 Assemblage Poteau-poutre principale:

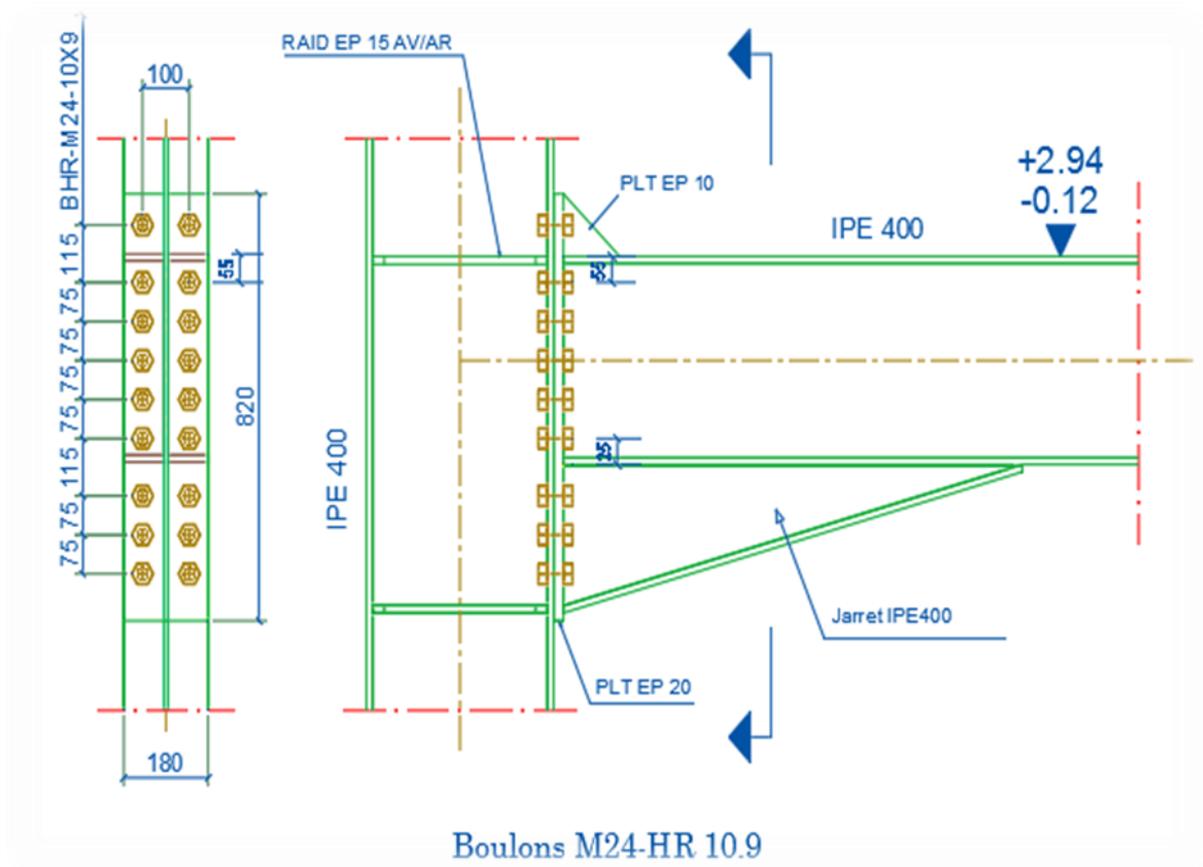


Figure 8 2: Assemblage poteau-poutre principale

$\emptyset = M24 \rightarrow d_0 = 26$ (Tableau des profilés)

La classe du boulon : **HR 10.9**

t : l'épaisseur de la platine $t = 20$ mm.

VIII-1-1 Dimension de la position du boulon:

- $2,2 \times d_0 \leq P1 \leq \min\{14t \text{ ou } 200 \text{ mm}\}$

$$2.2 \times 26 \leq P1 \leq \min\{14 \times 20 ; 200\}$$

$$57.2 \leq P1 \leq 200 \rightarrow P1 = 75 \text{ mm et } 115 \text{ mm}$$

- $3 \times d_0 \leq P2 \leq \min\{14t \text{ ou } 200 \text{ mm}\}$

$$3 \times 26 \leq P2 \leq \min\{14 \times 20 ; 200\}$$

$$78 \leq P2 \leq 200 \rightarrow P2 = 100 \text{ mm}$$

- $1,2 \times d_0 \leq e1 \leq \min\{12t ; 150 \text{ mm}\}$

$$1.2 \times 26 \leq e1 \leq \min\{12 \times 20; 150\}$$

$$31.2 \leq e1 \leq 150 \rightarrow e1 = 60 \text{ mm}$$

- $1,5 \times d0 \leq e2 \leq \min\{12t; 150 \text{ mm}\}$

$$1.5 \times 26 \leq e2 \leq \min\{12 \times 20; 150\}$$

$$39 \leq e2 \leq 150 \rightarrow e2 = 40 \text{ mm}$$

✚ **Les efforts :**

$$Msd = 497.91 \text{ KN.m}$$

$$Nsd = 265.66 \text{ KN}$$

$$Vsd = 290.23 \text{ KN}$$

VIII-1-2 Vérifier le moment résistant effective de l'assemblage:
Calculer la hauteur de la partie comprimée :

$$x = t f_b \times \sqrt{\frac{b_b}{t w_b}} = 13.5 \times \sqrt{\frac{180}{8.6}} = 61.76 \text{ mm}$$

Donc : Le boulon de rive inférieure est comprimé.

- $d1 = 740 \text{ mm}$
- $d2 = 625 \text{ mm}$
- $d3 = 550 \text{ mm}$
- $d4 = 475 \text{ mm}$
- $d5 = 400 \text{ mm}$
- $d6 = 325 \text{ mm}$
- $d7 = 210 \text{ mm}$
- $d8 = 135 \text{ mm}$

$$\sum di = 3460 \text{ mm}$$

Calculer le centre de gravité de la traverse et le centre de gravité des boulons :

$$Cd_{traverse} = \frac{400}{2} = 200 \text{ mm} \rightarrow Cd_{traverse} + (820 - 520) = 300 \text{ mm}$$

$$Cd_{boulon} = \frac{\sum di \times di}{\sum di} = \frac{346000}{3460} = 100 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow e = Cd_{traverse} - Cd_{boulon} = 200 \text{ mm}$$

Calculer le moment :

$$M' = Nsd \times e = 265.66 \times 0.2 = 53.13 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M = Msd + M' = |-497.91 + 53.13| = 444.78 \text{ KN.m}$$

$$Msd \leq Mrd = \frac{n \times Fp \times \sum di^2}{d1}$$

$$Fp = 0.7 \times fub \times As = 0.7 \times 1 \times 353 = 247.1 \text{ KN}$$

$$Mrd = \frac{2 \times 247.1 \times (3.46)^2}{0.74} = 7995.08 \text{ KN.m}$$

$$444.78 < 7995.08 \quad \checkmark \text{ Vérifiée}$$

VIII-1-3 Vérification des Boulons:

A. Vérification a la sollicitation composée : (cisaillement et traction)

$$\frac{Fv,Ed}{Fv,Rd} + \frac{Ft,Ed}{1.4 \times Ft,Rd} \leq 1 \quad \text{et} \quad Ft,Ed \leq Ft,Rd$$

Effort de cisaillement par plan de glissement :

$$Fv,Rd = \alpha v \frac{fub \times A}{\gamma \mu 2} = 0.5 \times \frac{1 \times 452}{1.25} = 180.8 \text{ KN}$$

$$\text{Effort de cisaillement par boulon : } Fv,Rd = 180.8 \times 2 = 361.6 \text{ KN}$$

$$\text{Effort de cisaillement max transmis par boulon : } Fv,Ed = \frac{Vsd}{\text{nombre de boulon}}$$

$$Fv,Ed = \frac{290.23}{18} = 16.12 \text{ KN} \quad \text{Donc : } Fv,Ed < Fv,Rd \text{ est vérifiée.}$$

$$\text{Effort de traction par boulon : } Ft,Rd = \frac{k2 \times fub \times As}{\gamma \mu 2} = \frac{0.9 \times 1 \times 353}{1.25} = 241.2 \text{ KN}$$

$$\text{Effort de traction par boulon a l'ELU : } Ft,Ed = \frac{Msd \times d1}{\sum di^2}$$

$$Ft,Ed = \frac{444.78 \times 0.74}{(3.46)^2} = 27.49 \text{ KN} \quad \text{Donc : } Ft,Ed < Ft,Rd \text{ est vérifiée.}$$

$$\frac{16.12}{361.6} + \frac{27.49}{1.4 \times 241.2} = 0.12 < 1 \quad \checkmark \text{ Vérifiée}$$

B. Vérification a la pression diamétrale :

$$V_{sd} \leq F_b, R_d$$

$$F_b, R_d = \frac{k_1 \times \alpha_b \times f_{uc} \times d \times t_p}{\gamma_{\mu 2}}$$

$$\alpha_b = \min\left(\alpha_d; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) \quad ; \quad \frac{f_u(\text{boulon})}{f_u} = \frac{1000}{430} = 2.32$$

✚ Boulon de rive :

$$\bullet \quad k_1 = \min\left[\left(2.5 \times \frac{e_2}{d_0} - 1.7\right); 2.5\right] = \min\left[\left(2.8 \times \frac{40}{26} - 1.7\right); 2.5\right]$$

$$k_1 = \min(2.6; 2.5) = 2.5$$

$$\bullet \quad \alpha_d = \frac{e_1}{3 \times d_0} = \frac{60}{3 \times 26} = 0.76$$

✚ Boulon intérieur :

$$\bullet \quad k_1 = \min\left[\left(1.4 \times \frac{P_2}{d_0} - 1.7\right); 2.5\right] = \min\left[\left(1.4 \times \frac{100}{26} - 1.7\right); 2.5\right]$$

$$k_1 = \min(3.68; 2.5) = 2.5$$

$$\bullet \quad \alpha_d = \frac{P_1}{3 \times d_0} - 1.4 = \frac{100}{3 \times 26} - 1.4 = -0.11$$

Donc : $\alpha_b = -0.11$; $k_1 = 2.5$

$$F_b, R_d = \frac{2.5 \times 0.11 \times 430 \times 26 \times 20}{1.25} = 44720 \text{ N} = 447.20 \text{ KN}$$

$$290.23 < 447.20 \quad \checkmark \text{ V\acute{e}rifi\acute{e}e}$$

VIII-1-4 V\acute{e}rification du poteau:

1. Ame poteau zone tendue :

$$F_v \leq F_{t_c}, R_d = t_{wc} \times beff \times \frac{f_{yc}}{\gamma_{\mu 0}}$$

$$beff = t_{fc} + 5(t_{fc} + r) + 2t_p = 13.5 + 5 \times (13.5 + 21) + 2 \times 20$$

$$beff = 226 \text{ mm}$$

$$F_{tc,Rd} = 8.6 \times 226 \times \frac{275}{1} = 534490 \text{ N} = 5344.9 \text{ KN}$$

$$F_v = \frac{M}{h_c - t_{fc}} = \frac{444.78}{0.4 - 0.0135} = 1150.78 \text{ KN}$$

$$1150.78 < 5344.9 \quad \checkmark \text{ Vérifiée}$$

2. Ame poteau zone comprime :

$$F_v \leq F_{c,Rd}$$

$$F_{c,Rd} = \frac{b_{eff} \times t_{wc} \times f_{yc}}{\gamma_{\mu 1}} = \frac{226 \times 8.6 \times 275}{1.1} = 485900 \text{ N} = 4859 \text{ KN}$$

$$1150.78 < 4859 \quad \checkmark \text{ Vérifiée}$$

3. Ame poteau zone cisailée :

$$F_v \leq F_{v,c,Rd}$$

$$F_{v,c,Rd} = \frac{0.85 \times f_{yc} \times h_c \times t_{wc}}{\gamma_{\mu 0}} = \frac{0.85 \times 275 \times 400 \times 8.6}{1} = 804100 \text{ N} = 8041 \text{ KN}$$

$$1150.78 < 8041 \quad \checkmark \text{ Vérifiée}$$

Donc diamètre de la tige M26 et l'épaisseur de la platine 20 mm est Vérifiée.

VIII -2 Assemblage poteau-poutre secondaire :

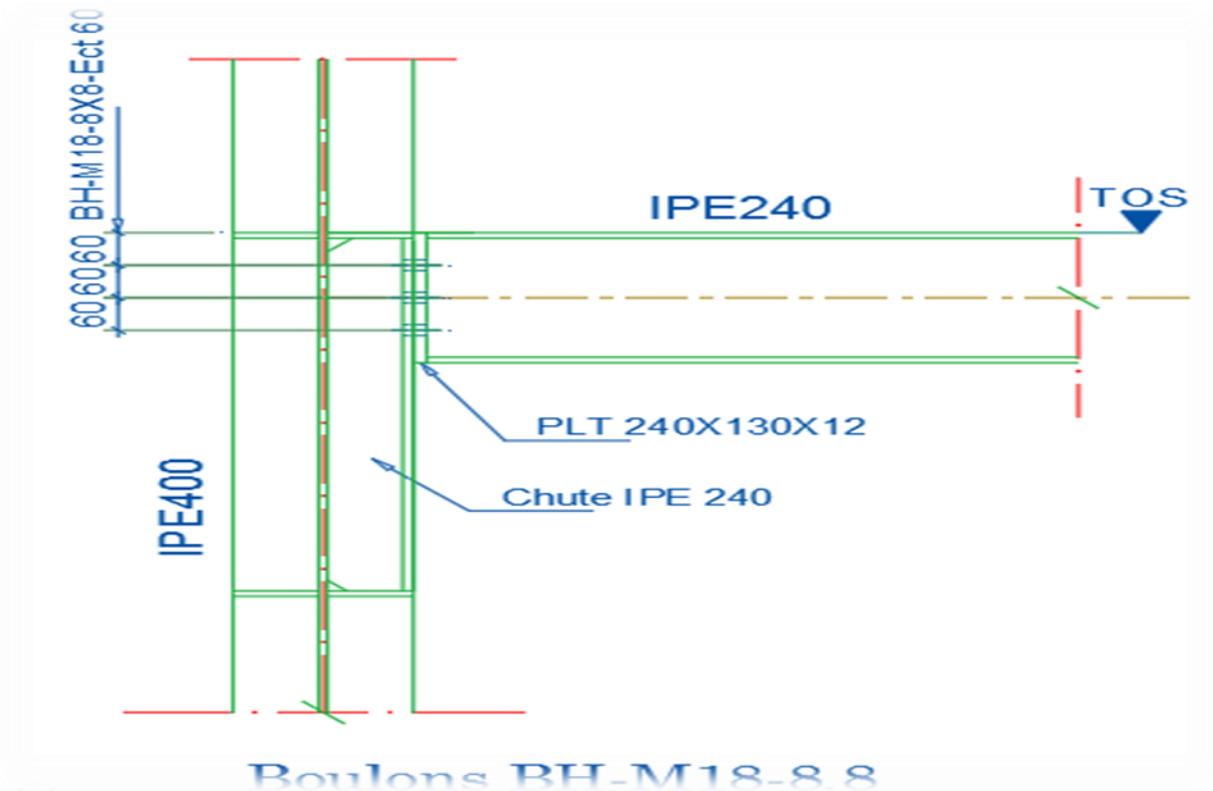


Figure 8 3: Assemblage poteau-poutre secondaire

$$\varnothing = M18 \rightarrow d0 = 20 (\text{Tableau des profilés})$$

La classe du boulon : 8.8

t : l'épaisseur de la platine $t = 12 \text{ mm}$.

VIII-2-1 Dimension de la position du boulon:

- $2,2 \times d0 \leq P1 \leq \min\{14t \text{ ou } 200 \text{ mm}\}$

$$2.2 \times 20 \leq P1 \leq \min\{14 \times 12 ; 200\}$$

$$44 \leq P1 \leq 168 \rightarrow P1 = 60 \text{ mm}$$

- $3 \times d0 \leq P2 \leq \min\{14t \text{ ou } 200 \text{ mm}\}$

$$3 \times 20 \leq P2 \leq \min\{14 \times 12 ; 200\}$$

$$60 \leq P2 \leq 144 \rightarrow P2 = 60 \text{ mm}$$

- $1,2 \times d0 \leq e1 \leq \min\{12t ; 150 \text{ mm}\}$

$$1.2 \times 20 \leq e1 \leq \min\{12 \times 12; 150\}$$

$$24 \leq e1 \leq 144 \rightarrow e1 = 60 \text{ mm}$$

- $1,5 \times d0 \leq e2 \leq \min\{12t; 150 \text{ mm}\}$

$$1.5 \times 20 \leq e2 \leq \min\{12 \times 12; 150\}$$

$$30 \leq e2 \leq 144 \rightarrow e2 = 30 \text{ mm}$$

✚ **Les efforts :**

$$Msd = 10.76 \text{ KN.m}$$

$$Nsd = 2.27 \text{ KN}$$

$$Vsd = 11.42 \text{ KN}$$

VIII-2-2 Vérifier le moment résistant effective de l'assemblage:

Calculer le centre de gravité de la traverse et le centre de gravité des boulons :

$$Cd_{poutre \text{ secondair}} = \frac{120}{2} = 60 \text{ mm}$$

$$Cd_{boulon} = \frac{120}{2} = 60 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow e = Cd_{traverse} - Cd_{boulon} = 0 \text{ mm}$$

Calculer le moment :

$$M' = Nsd \times e = 2.27 \times 0 = 0 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M = Msd + M' = 10.76 + 0 = 10.76 \text{ KN.m}$$

$$M \leq Mrd = \frac{n \times Fp \times \sum di^2}{d1}$$

Calculer la hauteur de la partie comprimée :

$$x = tf_b \times \sqrt{\frac{b_b}{tw_b}} = 9.8 \times \sqrt{\frac{120}{6.2}} = 40.47 \text{ mm}$$

Donc : tous les boulons travaillent en traction.

- $d1 = 180 \text{ mm}$
- $d2 = 120 \text{ mm}$
- $d3 = 60 \text{ mm}$

$$\sum di = 360 \text{ mm}$$

$$Fp = 0.7 \times fub \times As = 0.7 \times 0.800 \times 192 = 107.52 \text{ KN}$$

$$M_{rd} = \frac{2 \times 107.52 \times (0.360)^2}{0.18} = 154.82 \text{ KN.m}$$

$$10.76 < 154.82 \checkmark \text{ Vérifiée}$$

VIII-2-3 Vérification des Boulons:

A. Vérification a la sollicitation composée : (cisaillement et traction)

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \times F_{t,Rd}} \leq 1 \text{ et } F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$$

Effort de cisaillement par plan de glissement :

$$F_{v,Rd} = \alpha_v \frac{f_{ub} \times A}{\gamma \mu_2} = 0.5 \times \frac{0.800 \times 254}{1.25} = 81.28 \text{ KN}$$

$$\text{Effort de cisaillement par boulon : } F_{v,Rd} = 81.28 \times 2 = 162.56 \text{ KN}$$

$$\text{Effort de cisaillement max transmis par boulon : } F_{v,Ed} = \frac{V_{sd}}{\text{nombre de boulon}}$$

$$F_{v,Ed} = \frac{11.42}{6} = 1.90 \text{ KN} \text{ Donc : } F_{v,Ed} < F_{v,Rd} \text{ est vérifiée.}$$

$$\text{Effort de traction par boulon : } F_{t,Rd} = \frac{k_2 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma \mu_2} = \frac{0.9 \times 0.800 \times 192}{1.25} = 110.59 \text{ KN}$$

$$\text{Effort de traction par boulon a l'ELU : } F_{t,Ed} = \frac{M_{sd} \times d_1}{\sum d_i^2}$$

$$F_{t,Ed} = \frac{10.76 \times 0.18}{(0.360)^2} = 14.94 \text{ KN} \text{ Donc : } F_{t,Ed} < F_{t,Rd} \text{ est vérifiée.}$$

$$\frac{1.90}{162.56} + \frac{14.94}{1.4 \times 110.59} = 0.10 < 1 \checkmark \text{ Vérifiée}$$

B. Vérification a la pression diamétrale :

$$V_{sd} \leq F_b, Rd$$

$$F_b, Rd = \frac{k_1 \times \alpha_b \times f_{uc} \times d \times t_p}{\gamma \mu_2}$$

$$\alpha_b = \min \left(\alpha_d ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right) ; \frac{f_u(\text{boulon})}{f_u} = \frac{800}{430} = 1.86$$

✚ Boulon de rive :

$$\bullet k_1 = \min \left[\left(2.8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1.7 \right) ; 2.5 \right] = \min \left[\left(2.8 \times \frac{30}{20} - 1.7 \right) ; 2.5 \right]$$

$$k_1 = \min(2.5; 2.5) = 2.5$$

$$\bullet \alpha_d = \frac{e_1}{3 \times d_0} = \frac{60}{3 \times 20} = 1$$

✚ *Boulon intérieur :*

$$\bullet k_1 = \min \left[\left(1.4 \times \frac{P_2}{d_0} - 1.7 \right) ; 2.5 \right] = \min \left[\left(1.4 \times \frac{60}{20} - 1.7 \right) ; 2.5 \right]$$

$$k_1 = \min(2.5 ; 2.5) = 2.5$$

$$\bullet \alpha_d = \frac{P_1}{3 \times d_0} - 1.4 = \frac{60}{3 \times 20} - 1.4 = -0.4$$

Donc : $\alpha_b = 0.018 ; k_1 = 2.5$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.4 \times 430 \times 20 \times 12}{1.25} = 82560 \text{ N} = 825.6 \text{ KN}$$

$$11.42 < 825.6 \quad \checkmark \text{ Vérifiée}$$

VIII-2-4 Vérification du poteau:

1. Ame poteau zone tendue :

$$F_v \leq F_{t_c,Rd} = t_{wc} \times beff \times \frac{f_{yc}}{\gamma_{\mu 0}}$$

$$beff = t_{fc} + 5(t_{fc} + r) + 2t_p = 13.5 + 5 \times (13.5 + 21) + 2 \times 12$$

$$beff = 210 \text{ mm}$$

$$F_{t_c,Rd} = 8.6 \times 210 \times \frac{275}{1} = 496650 \text{ N} = 4966.5 \text{ KN}$$

$$F_v = \frac{M}{h_c - t_{fc}} = \frac{10.76}{0.40 - 0.0135} = 27.83 \text{ KN}$$

$$27.83 < 4966.5 \quad \checkmark \text{ Vérifiée}$$

2. Ame poteau zone comprimée :

$$F_v \leq F_{c,Rd}$$

$$F_{c,Rd} = \frac{beff \times t_{wc} \times f_{yc}}{\gamma_{\mu 1}} = \frac{210 \times 8.6 \times 275}{1.1} = 451500 \text{ N} = 4515 \text{ KN}$$

$$27.83 < 4515 \quad \checkmark \text{ Vérifiée}$$

3. Ame poteau zone cisailée :

$$Fv \leq Fv_{c,Rd}$$

$$Fv_{c,Rd} = \frac{0.85 \times f_{yc} \times h_c \times t_{wc}}{\gamma_{\mu 0}} = \frac{0.85 \times 275 \times 400 \times 8.6}{1} = 804100 \text{ N} = 8041 \text{ KN}$$

$$27.83 < 8041 \checkmark \text{ Vérifiée}$$

Donc diamètre de la tige M18 et l'épaisseur de la platine 12 mm est Vérifiée

VIII-3 Assemblage Poutre principale-solive :

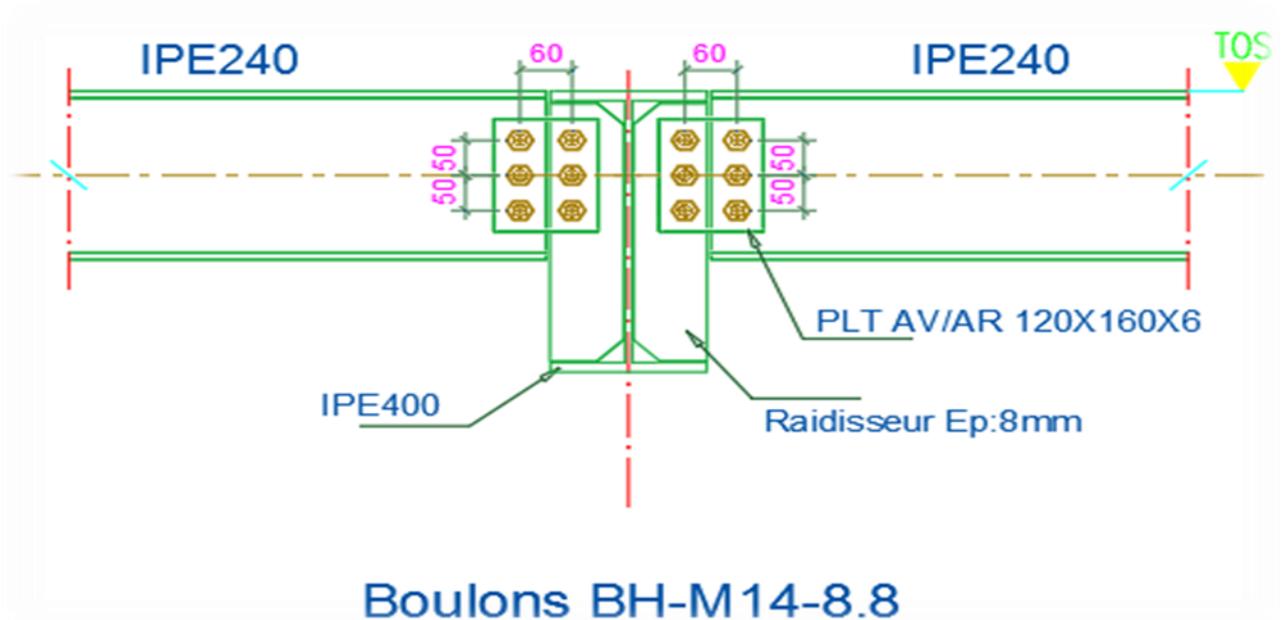


Figure 8 4: Assemblage poutre-solive

$$\emptyset = M14 \rightarrow d_0 = 15 \text{ (Tableau des profilés)}$$

La classe du boulon : 8.8

t : l'épaisseur de la platine t = 6 mm.

VIII-3-1 Dimension de la position du boulon :

- $2,2 \times d_0 \leq P1 \leq \min\{14t \text{ ou } 200 \text{ mm}\}$

$$2.2 \times 15 \leq P1 \leq \min\{14 \times 6 ; 200\}$$

$$33 \leq P1 \leq 84 \rightarrow P1 = 50 \text{ mm}$$

- $3 \times d_0 \leq P_2 \leq \min\{14t \text{ ou } 200 \text{ mm}\}$

$$3 \times 15 \leq P_2 \leq \min\{14 \times 6; 200\}$$

$$45 \leq P_2 \leq 72 \rightarrow P_2 = 60 \text{ mm}$$

- $1,2 \times d_0 \leq e_1 \leq \min\{12t; 150 \text{ mm}\}$

$$1,2 \times 15 \leq e_1 \leq \min\{12 \times 6; 150\}$$

$$18 \leq e_1 \leq 72 \rightarrow e_1 = 70 \text{ mm}$$

- $1,5 \times d_0 \leq e_2 \leq \min\{12t; 150 \text{ mm}\}$

$$1,5 \times 15 \leq e_2 \leq \min\{12 \times 6; 150\}$$

$$22,5 \leq e_2 \leq 72 \rightarrow e_2 = 70 \text{ mm}$$

✚ **Les efforts :**

$$M_{sd} = 0 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 12,8 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 21,62 \text{ KN}$$

VIII-3-2 Vérifier le moment résistant effective de l'assemblage:

Le moment est égal : $M_{sd} = 0 \text{ KN.m}$

VIII-3-3 Vérification des Boulons:

A. Vérification au cisaillement :

$$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$$

Effort de cisaillement par plan de glissement : $F_{v,Rd} = \alpha v \frac{f_{ub} \times A}{\gamma \mu_2}$

$$= 0,5 \times \frac{0,800 \times 154}{1,25} = 49,28 \text{ KN}$$

Effort de cisaillement par boulon : $F_{v,Rd} = 49,28 \times 2 = 98,56 \text{ KN}$

Effort de cisaillement max transmis par boulon : $F_{v,Ed} = \frac{V_{sd}}{\text{nombre de boulon}}$

$$F_{v,Ed} = \frac{12,82}{6} = 2,13 \text{ KN}$$

$$2,13 < 98,56 \quad \checkmark \text{ Vérifiée}$$

B. Vérification a la pression diamétrale :

$$V_{sd} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times \alpha_b \times f_{uc} \times d \times t_p}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha_b = \min\left(\alpha_d ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1\right) ; \quad \frac{f_u(\text{boulon})}{f_u} = \frac{800}{430} = 1.86$$

✚ Boulon de rive :

$$\bullet \quad k_1 = \min\left[\left(2.8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1.7\right) ; 2.5\right] = \min\left[\left(2.8 \times \frac{70}{15} - 1.7\right) ; 2.5\right]$$

$$k_1 = \min(11.36 ; 2.5) = 2.5$$

$$\bullet \quad \alpha_d = \frac{e_1}{3 \times d_0} = \frac{70}{3 \times 15} = 1.55$$

✚ Boulon intérieur :

$$\bullet \quad k_1 = \min\left[\left(1.4 \times \frac{P_2}{d_0} - 1.7\right) ; 2.5\right] = \min\left[\left(1.4 \times \frac{60}{15} - 1.7\right) ; 2.5\right]$$

$$k_1 = \min(3.9 ; 2.5) = 2.5$$

$$\bullet \quad \alpha_d = \frac{P_1}{3 \times d_0} - 1.4 = \frac{50}{3 \times 15} - 1.4 = -0.28$$

$$\text{Donc : } \alpha_b = 0.28 ; \quad k_1 = 2.5$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.28 \times 430 \times 15 \times 6}{1.25} = 21672 \text{ N} = 216.72 \text{ KN}$$

$$12.82 < 216.72 \quad \checkmark \text{ Vérifiée}$$

Donc diamètre de la tige M14 et l'épaisseur de la platine 6 mm est Véri

CHAPITRE IX : FONDATION

INTRODUCTION :

Une fondation est la partie d'un bâtiment ou d'un ouvrage de travaux publics qui assure la transmission dans le sol des actions (charges et surcharges) de celui-ci tels : poids propre, surcharges d'exploitations, climatiques, sismiques et autres.

Selon la hauteur d'encastrement (« D »), c'est-à-dire l'épaisseur minimale des terres qui se trouvent au-dessus de la base de la fondation, et la largeur de la base (« B »), on peut définir les fondations comme étant :

- Superficielle si le rapport (encastrement/largeur de la base) $D/B < 4$
- Profondes si le rapport (encastrement/largeur de la base) $D/B \geq 10$
- Semi-profondes si le rapport (encastrement/largeur de la base) $4 \leq D/B < 10$

Selon le type de la superstructure, il existe :

- les fondations isolées en béton armé sous poteaux en béton armé, de sections carrées, rectangulaires, circulaires ou autres ;
- les fondations filantes en béton armé sous murs en béton armé ou en maçonneries ;
- les fondations en béton armé sous pieux ;
- les fondations en béton armé sous poteaux métalliques ;
- les radiers en béton armé ;
- etc....

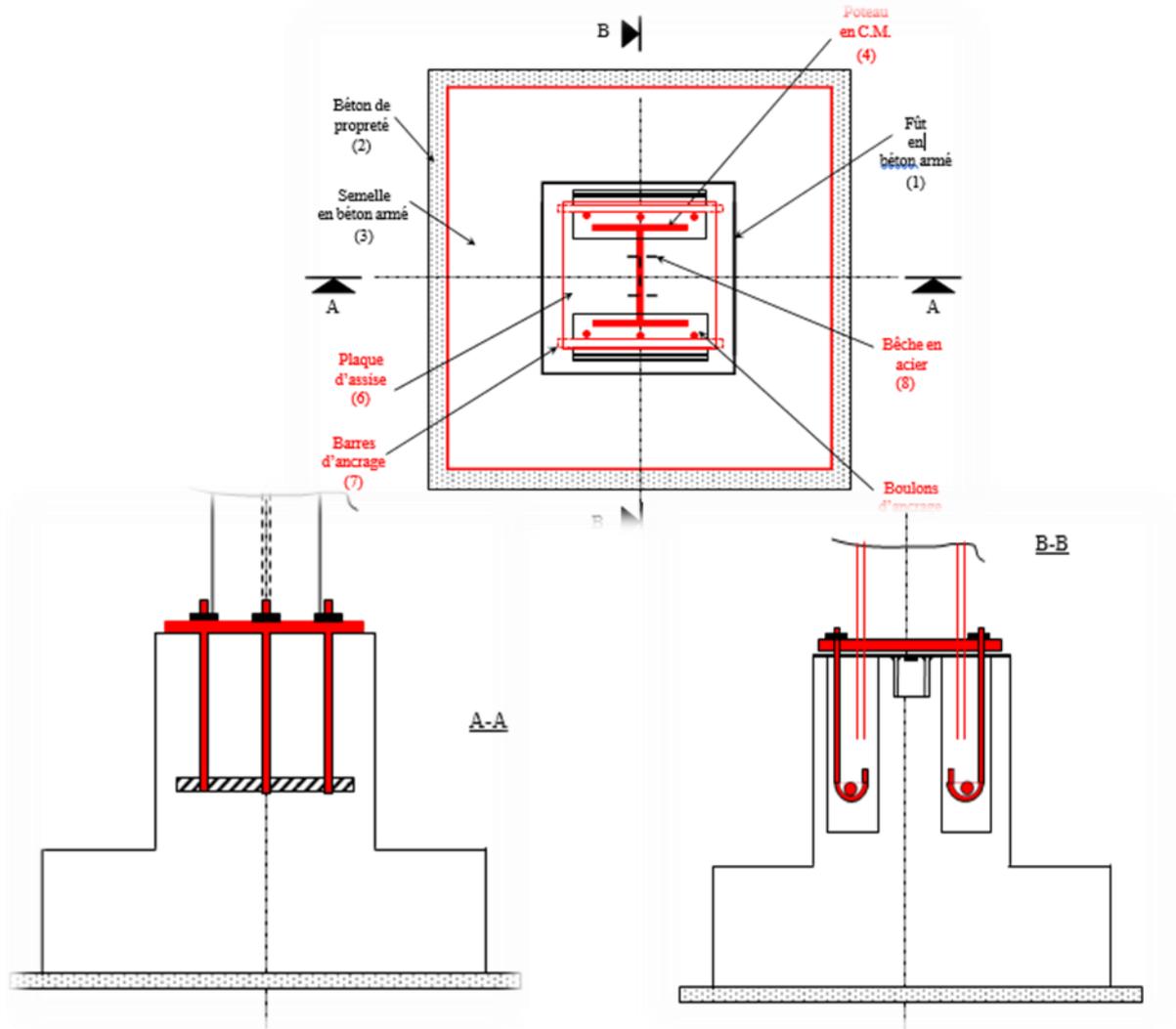


Figure 9 1 : Modèle d'une base de poteau en CM encastrée dans les 2 plans

IX-1 Les pieds de poteaux:

$t_{wc} ; t_{fc} ; bc ; hc \Rightarrow$ Les dimensions du poteau

$t_p ; bp ; hp \Rightarrow$ Les dimensions du platine

Les efforts :

$$Msd = 95.54 \text{ KN.m}$$

$$Nsd = 635.37 \text{ KN}$$

$$Vsd = 88.52 \text{ KN}$$

D'après l'logiciel ROBOT la barre du poteaux numéro 7 nœud 13

IX-1-1 Dimensionnement de Platine:

IX-1-1-1 Résistance à l'écrasement: (fjd)

Tableau 2 9: Résistance à l'écrasement

Fc28	20	25	30	35	40	45
Fjd	13.3	16.7	20	23.3	26.7	30

⇒ *Donc* : $Fjd = 16.7 \text{ MPa}$

IX-1-1-2 Choix de type de platine :

$$Ac_0 = \max \left\{ \frac{1}{hc \times bc} \left(\frac{Nsd}{Fjd} \right)^2 ; \frac{Nsd}{Fjd} \right\}$$

$Ac_0 \geq 0.95hc \times bc$: platine à projection étendue

$Ac_0 < 0.95hc \times bc$: platine à projection courte

$$\frac{1}{hc \times bc} \left(\frac{Nsd}{Fjd} \right)^2 = \frac{1}{400 \times 180} \times \left(\frac{63537}{16.7} \right)^2 = 201.04 \text{ mm}^2$$

$$\frac{Nsd}{Fjd} = \frac{63537}{16.7} = 3804.61 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{Donc} : Ac_0 = 3804.61 \text{ mm}^2$$

$$0.95 \times hc \times bc = 0.95 \times 400 \times 180 = 68400 \text{ mm}^2 > Ac_0$$

⇒ **Platine à projection courte.**

IX-1-1-3 Calcule (hp; bp):

A. Cordon de soudure :

Semelle IPE450 : $as = 0.7 \times t_{fc} = 0.7 \times 13.5 = 9.45 \rightarrow 12 \text{ mm}$

Ame IPE450 : $a_a = 0.7 \times t_{wc} = 0.7 \times 8.6 = 6.02 \rightarrow 7 \text{ mm}$

B. Surface Platine :

$$hp \geq hc + (2 \times as) = 400 + (2 \times 12) = 424 \text{ mm} \rightarrow hp = 620 \text{ mm}$$

$$bp \geq bc + (2 \times a_a) = 180 + (2 \times 7) = 194 \text{ mm} \rightarrow bp = 420 \text{ mm}$$

$$hp \times bp \geq Ac_0 \Rightarrow 620 \times 420 = 260400 > 3804.61 \checkmark \text{ Vérifiée}$$

$$P1 = 500 \text{ mm}$$

$$P2 = 150 \text{ mm}$$

IX-1-1-4 Calcule l'épaisseur de platine:

$$\text{Largeur d'appuis additionnelle : } U \leq \frac{(hc - 2t_{fc})}{2} = \frac{400 - 2 \times 13.5}{2} = 186.5 \text{ mm}$$

On adopte : $U = 70 \text{ m}$

$$t_p \geq U \times \sqrt{\frac{3 \times \sigma}{\sigma_e}} = U \times \sqrt{\frac{3 \times \left(\frac{V_{sd}}{h_p \times b_p}\right)}{f_y}} = 70 \times \sqrt{\frac{3 \times \left(\frac{88.52}{260400}\right)}{275}} = 1.3 \text{ mm}$$

Donc l'épaisseur de platine $t_p = 25 \text{ mm}$

PLATINE 25MM

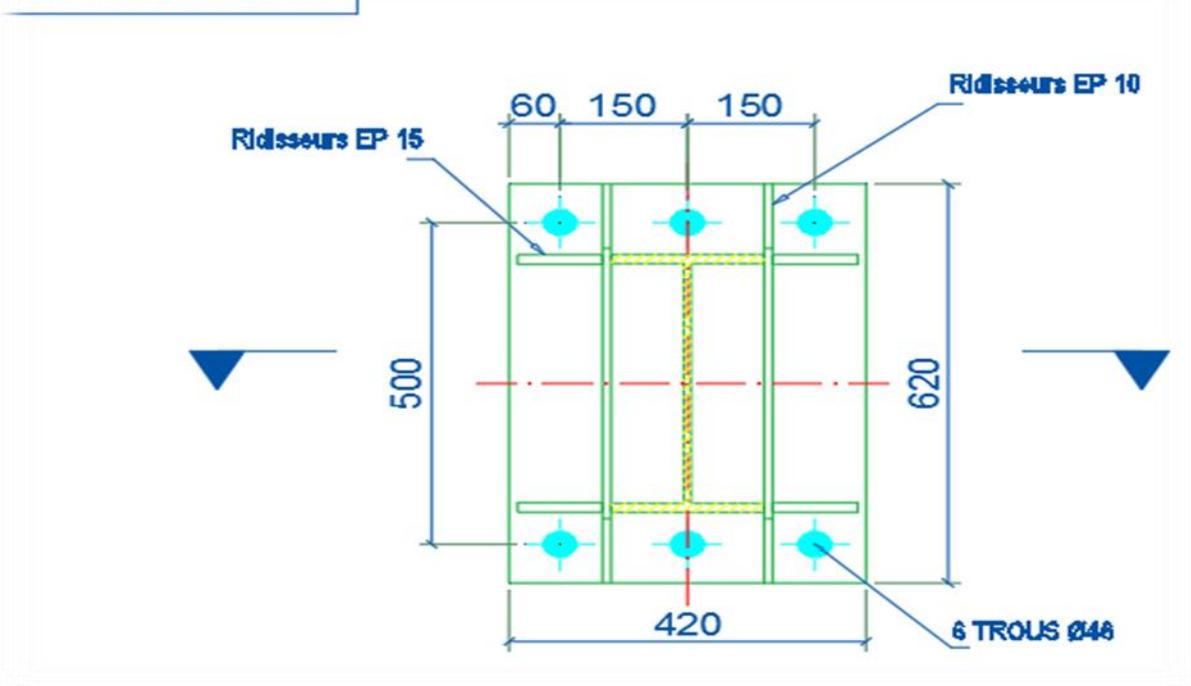


Figure 9 2: Les dimensions de la platine et position des tiges

IX-1-2 Dimensionnement des tiges d'ancrages:

IX-1-2-1 Diamètre des tiges:

L'épaisseur de la platine est 25 mm donc on adopte le diamètre : M36

$$F_{t,Ed} \leq \frac{\pi \phi^2}{12} \times f_y$$

$$F_{t,Ed} = \frac{V_{sd}}{n} + \frac{M_{sd}}{3 \times P1} = \frac{8852}{4} + \frac{9554}{3 \times 500} = 2219.36 \text{ N}$$

$$\frac{3.14 \times 36^2}{12} \times 235 = 79693.2 \text{ N}$$

$$2219.36 < 79693.2 \quad \checkmark \text{Vérifiée}$$

Donc le diamètre des tiges d'ancrage M36 de classe 4.6

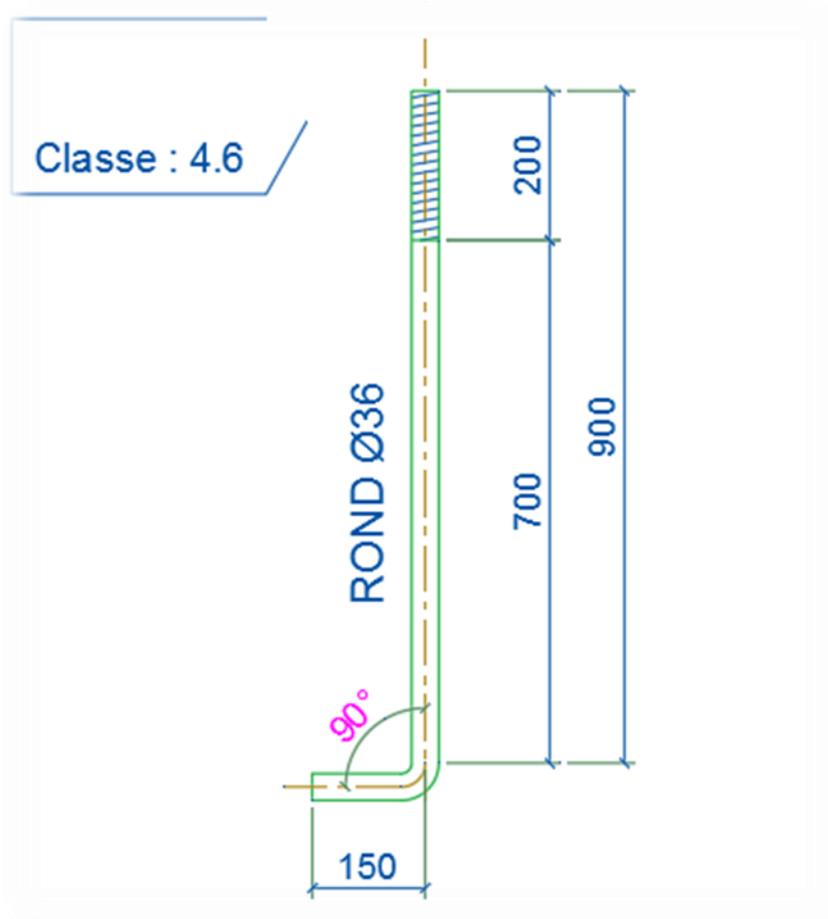


Figure 9 3: Longueur de la tige

IX-1-3 Vérification des tiges:

IX-1-3-1 Vérification a la sollicitation composée: (cisaillement et traction)

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \times F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \text{et} \quad F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$$

Effort de cisaillement par plan de glissement :

$$A = \frac{\pi \times d_0^2}{4} = \frac{3.14 \times 36^2}{4} = 1017.36 \text{ mm}^2$$

$$F_{v,Rd} = \alpha_v \frac{f_{ub} \times A}{\gamma_{\mu 2}} = 0.5 \times \frac{0.4 \times 1017}{1.25} = 162.72 \text{ KN}$$

Effort de cisaillement par boulon : $Fv, Rd = 162.72 \times 2 = 325.44 \text{ KN}$

Effort de cisaillement max transmis par boulon :

$$Fv, Ed = \frac{Nsd}{\text{nombre de boulon}}$$

$$Fv, Ed = \frac{635.37}{6} = 105.89 \text{ KN}$$

Donc : $Fv, Ed < Fv, Rd$ est vérifiée.

Effort de traction par boulon :

$$Ft, Rd = \frac{k2 \times fub \times As}{\gamma \mu 2} = \frac{0.9 \times 0.4 \times 817}{1.25} = 235.29 \text{ KN}$$

Effort de traction par boulon a l'ELU :

$$Ft, Ed = 22.19 \text{ KN}$$

Donc : $Ft, Ed < Ft, Rd$ est vérifiée.

$$\frac{105.89}{325.44} + \frac{22.19}{1.4 \times 235.29} = 0.39 < 1 \checkmark \text{ Vérifiée}$$

IX-1-3-2 Vérification a la pression diamétrale:

$$Nsd \leq Fb, Rd$$

$$Fb, Rd = \frac{k1 \times \alpha_b \times fuc \times d \times t_p}{\gamma \mu 2}$$

$$\alpha_b = \min\left(\alpha_d ; \frac{fub}{fu} ; 1\right) ; \frac{fu(\text{boulon})}{fu} = \frac{400}{430} = 0.93$$

✚ Boulon de rive :

$$\bullet k1 = \min\left[\left(2.8 \times \frac{e^2}{d0} - 1.7\right) ; 2.5\right] = \min\left[\left(2.8 \times \frac{60}{36} - 1.7\right) ; 2.5\right]$$

$$k1 = \min(2.9 ; 2.5) = 2.5$$

$$\bullet \alpha_d = \frac{e1}{3 \times d0} = \frac{60}{3 \times 36} = 0.5$$

Donc : $\alpha_b = 0.5 ; k1 = 2.5$

$$Fb, Rd = \frac{2.5 \times 0.5 \times 430 \times 36 \times 25}{1.25} = 387000 \text{ N} = 3870 \text{ KN}$$

$635.37 < 3870 \checkmark$ Vérifiée

IX-1-4 Vérification de platine:**IX-1-4-1 Résistance à l'effort de traction:**

$$F_{v,Rd} = N_{sd} \leq N_{Rd} = A_{eff} \times f_{jd}$$

$$A_{eff} = 2[(bc + 2\beta c)(U + \beta c + t_{fc})] + [(hc - 2U - 2t_{fc})(2U + t_{wc})]$$

$$A_{eff} = 2[(180 + (2 \times 120))(70 + 120 + 13.5)] + [(400 - (2 \times 70) - (2 \times 13.5))((2 \times 70) + 8.6)]$$

$$A_{eff} = 206403.8 \text{ mm}^2$$

$$N_{Rd} = 206403.8 \times 16.7 = 3446943.46 \text{ N} = 3446.94 \text{ KN}$$

$$635.53 < 3446.94 \quad \checkmark \text{ Vérifiée}$$

IX-1-4-2 Résistance au cisaillement de scellement:

$$F_{t,Rd} = V_{sd} \leq V_{Rd}$$

$$N_{Rd} = C_f \cdot d \times N_{sd} = 0.2 \times 635.53 = 127.1 \text{ KN}$$

$$22.19 < 127.1 \quad \checkmark \text{ Vérifiée}$$

Donc diamètre de la tige M36 et l'épaisseur de la platine 25 mm est Vérifiée.

IX-2 Les fondations :

IX-2-1 Caractéristique des matériaux:

A. Béton :

Résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

✚ ELU : (sous action normale)

dans le cas : $2 < \varepsilon < 3\% \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = f_{bc} = \sigma_{bc}$

$$\sigma_{bc} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14.16 \text{ Mpa}$$

✚ ELU : (sous action accidentelle)

$$\sigma_{bc} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{25}{1.15} = 18.47 \text{ Mpa}$$

✚ ELS :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

B. Acier :

	Type d'acier	Nuance d'acier	Epaisseur t (mm)			
			$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} \leq t < 100 \text{ mm}$	
			f_y	f_u	f_y	f_u
Rond lisse	S235	Fe360	235	360	215	340
Barre HR	S275	Fe430	275	430	255	410
	S355	Fe510	355	510	355	490

Tableau 9.1: Les nuance et types d'acier

✚ ELU : (sous action normale)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{430}{1.15} = 373.91 \text{ Mpa}$$

✚ ELU : (sous action accidentelle)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{430}{1} = 430 \text{ Mpa}$$

✚ ELS :

$$\sigma_s = \frac{2}{3} \times fe = \frac{2}{3} \times 430 = 286.66 \text{ Mpa}$$

IX-2-2 Dimensionnement des fondation:

✚ Les efforts :

$$ELU : N_{comp_{max}} = 283.11 \text{ KN} ; M_{corr} = 32.14 \text{ KN.m}$$

$$ELS : N_{comp_{max}} = 201.38 \text{ KN} ; M_{corr} = 22.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{max} = -658.03 \text{ KN.m} ; N_{corr} = -119.17 \text{ KN}$$

La sollicitation maximale :

$$ELU : Nu = 283.11 \text{ KN}$$

$$ELS : N_{ser} = 201.38 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 32.14 \text{ KN.m}$$

A. Les dimensions :

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bar} = 0.2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{Nu}{A \times B} \rightarrow (A \times B) = \frac{Nu}{\sigma_{sol}} = \frac{28311}{2} = 14155.5 \text{ cm}^2$$

$$A = B = \sqrt{14155.5} = 118.97 \text{ cm} = 1.18 \text{ m} \approx 1.2 \text{ m}$$

B. La hauteur :

$$h = d + 5$$

$$d \geq \frac{B-bc}{\text{nombr des tyges}} \geq \frac{120-18}{6} \geq 17 \text{ cm}$$

$$h = 17 + 5 = 22 \text{ cm} = 0.22 \text{ m}$$

$$D = \frac{B}{2} + h = 0.6 + 0.22 = 0.82 \text{ m}$$

IX-2-3 Choix du type de fondation:

D : La hauteur d'encastrement

B : La largeur de la base

$$\frac{D}{B} = \frac{0.82}{1.2} = 0.68 < 4 \text{ Donc : fondation superficielle}$$

IX-2-4 Vérification de la stabilité:

e : excentricité

$$e = \frac{Msd}{Nu} = \frac{32.14}{283.11} = 0.113 \quad ; \quad 6 \times e = 0.681$$

$$A \geq 6 \times e \rightarrow 1.2 > 0.681 \quad \text{condition vérifier}$$

IX-2-5 Ferrailage de la semelle isolée:

$$Ath = \max\{Au ; Aser\}$$

ELU :

$$\frac{Nu}{Au} \leq \frac{fe}{\gamma_s} \rightarrow Au \geq \frac{Nu \times \gamma_s}{fe} = \frac{28311 \times 1.5}{4300} = 9.87 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$\sigma_{ser} \leq \bar{\sigma}_{ser}$$

$$\bar{\sigma}_{ser} = \min\left(\frac{2}{3} \times fe ; 110 \sqrt{\eta \times f_{c28}}\right) = \min\left(\frac{2}{3} \times 430 ; 110 \times \sqrt{1.6 \times 25}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{ser} = 286.66 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{Nser}{Aser} \leq \bar{\sigma}_{ser} \rightarrow Aser = \frac{Nser}{\bar{\sigma}_{ser}} = \frac{20138}{2866.6} = 7.02 \text{ cm}^2$$

$Ath = 7.02 \text{ cm}^2$ D'après le tableau des armatures :

⇒ On prend un ferrailage de **8HA14**

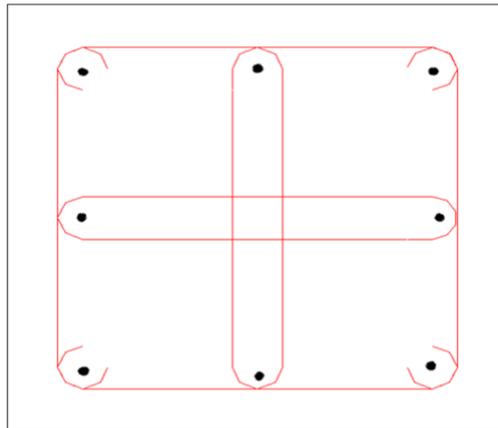


Figure 9.4 : Le cadre d'armature

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre Ø en mm

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

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre ϕ en mm.

Tableau 1 : Le diamètre d'armature et la section

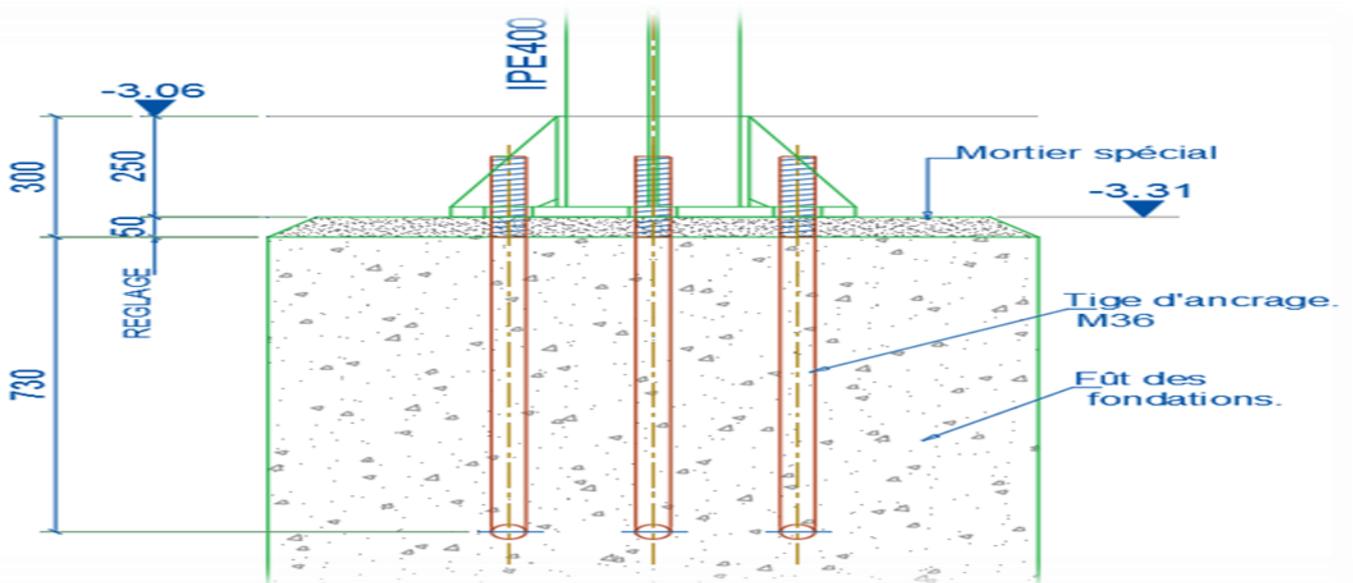


Figure 9 4 : Fondation et pied de pote

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'étude a été l'occasion parfaite pour mettre e pratique nos connaissances acquises durant nos années d'études et de les approfondir aussi sur la manière d'utiliser les différents règlements techniques et codes de construction ainsi que de nous familiariser avec les différents logiciels de calcul et de dessin tels que le ROBOT et l'AUTOCAD.

Les différents éléments de la structure sont dimensionnés à l'ELS puis vérifiés sous les combinaisons les plus défavorables pour assurer la stabilité de la structure sous différentes charges (Neige et Vent, séisme, à L'ELU...) suivant les règles mises au point par les différents règlements de calcul

On a aussi pu comprendre la vraie mission de l'ingénieur qui ne vise pas seulement à calculer et dimensionner les structures mais plutôt garantir la sécurité structurale de la construction et aussi la sécurité de ses exploitants tout en prenant en compte l'aspect économique.

Références bibliographiques

Règlement Neige et Vent « R.N. V 99 version 2013 » (D.TR.C 2-4.7) **MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)**

Charges et surcharge (D.T.R.C 2.2) **MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)**

Règles de conception et de calcul des structures en acier « EUROCODE 3 » **MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)**

Règles parasismique algériennes « RPA 99 version 2003 » **MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)**

Cours des assemblages, (Master 1) **Mr. FELLAH**

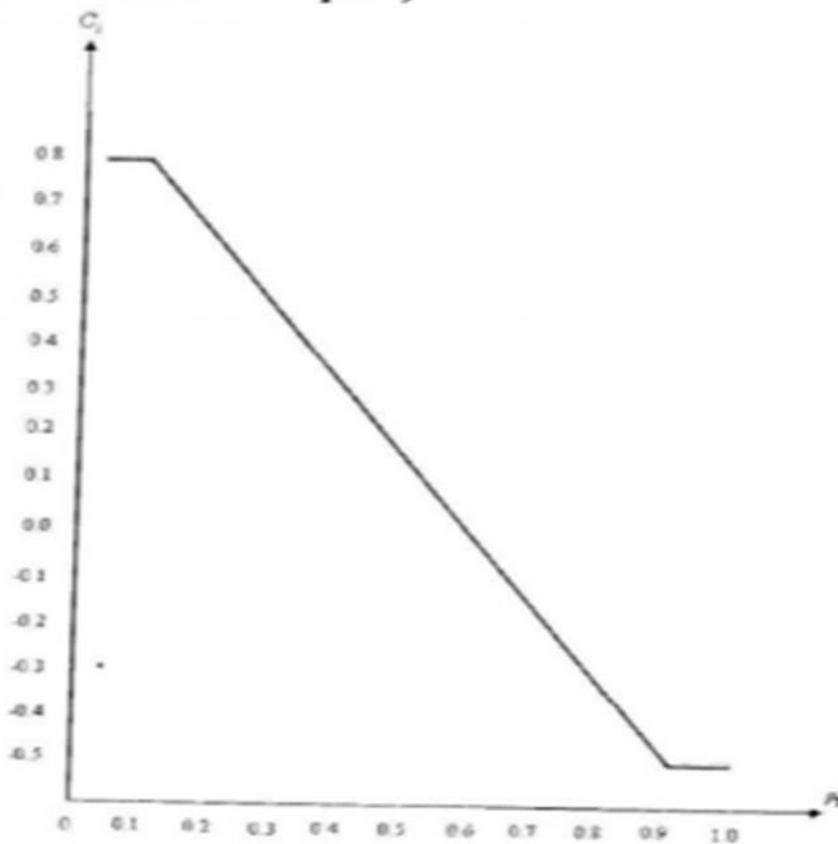
Etude et dimensionnement D'UN HANGAR METALLIQUE A USAGE DE FABRICATION **Melle. REKKAB AFAF**

ANNEXE

A1 :

Cette Annexe regroupe quelque détail comme : (Les tableau des profilés ; C_{pi} d'après RNVA 99 ; la courbe du flambement ; Les caractéristiques des boulons ...)

Coefficient de pression intérieure pour les bâtiments sans cloisons intérieures: (tiré de la figure 5.15. du règlement Neige et Vent Algérien RNVA 99 p.78)



Alternativement, La valeur du coefficient de pression intérieure peut être donnée par les relations suivantes:

$$C_i = +0.8$$

$$\text{Si } \mu_p \leq 0.1$$

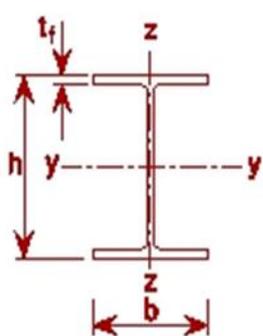
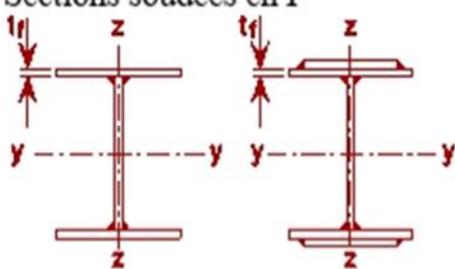
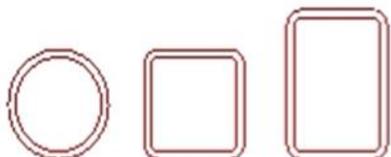
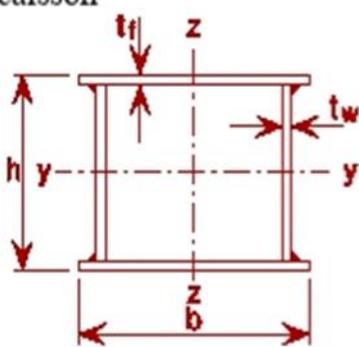
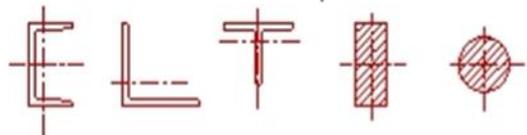
$$C_i = 0.8 + 1.625(\mu_p - 0.1)$$

$$\text{Si } 0.1 < \mu_p < 0.9$$

$$C_i = -0.5$$

$$\text{Si } \mu_p \geq 0.9$$

Tableau 3 : Choix de la courbe de flambement correspondant à une section (voir Eurocode 3 – Tableau 5.5.3)

Section transversale	Limites	Axe de flambement	Courbe de flambement
<p>Sections laminées en I</p> 	<p>$h/b > 1,2$:</p> <p>$t_f \leq 40$ mm</p> <p>40 mm $< t_f \leq 100$ mm</p> <p>$h/b \leq 1,2$:</p> <p>$t_f \leq 40$ mm</p> <p>$t_f > 100$ mm</p>	<p>y - y</p> <p>z - z</p>	<p>a</p> <p>b</p> <p>b</p> <p>c</p> <p>b</p> <p>c</p> <p>d</p> <p>d</p>
<p>Sections soudées en I</p> 	<p>$t_f < 40$ mm</p> <p>$t_f > 40$ mm</p>	<p>y - y</p> <p>z - z</p> <p>y - y</p> <p>z - z</p>	<p>b</p> <p>c</p> <p>c</p> <p>d</p>
<p>Sections tubulaires</p> 	<p>laminées à chaud</p> <p>formées à froid - en utilisant f_{yb}</p> <p>formées à froid - en utilisant f_{ya}</p>	<p>quel qu'il soit</p> <p>quel qu'il soit</p> <p>quel qu'il soit</p>	<p>a</p> <p>b</p> <p>c</p>
<p>Sections soudées en caisson</p> 	<p>d'une manière générale (sauf ci-dessous)</p> <p>Sauf soudures épaisses et :</p> <p>$b/t_f < 30$</p> <p>$h/t_w < 30$</p>	<p>quel qu'il soit</p> <p>y - y</p> <p>z - z</p> <p>quel qu'il soit</p>	<p>b</p> <p>c</p> <p>c</p> <p>c</p>
		<p>quel qu'il soit</p>	<p>c</p>

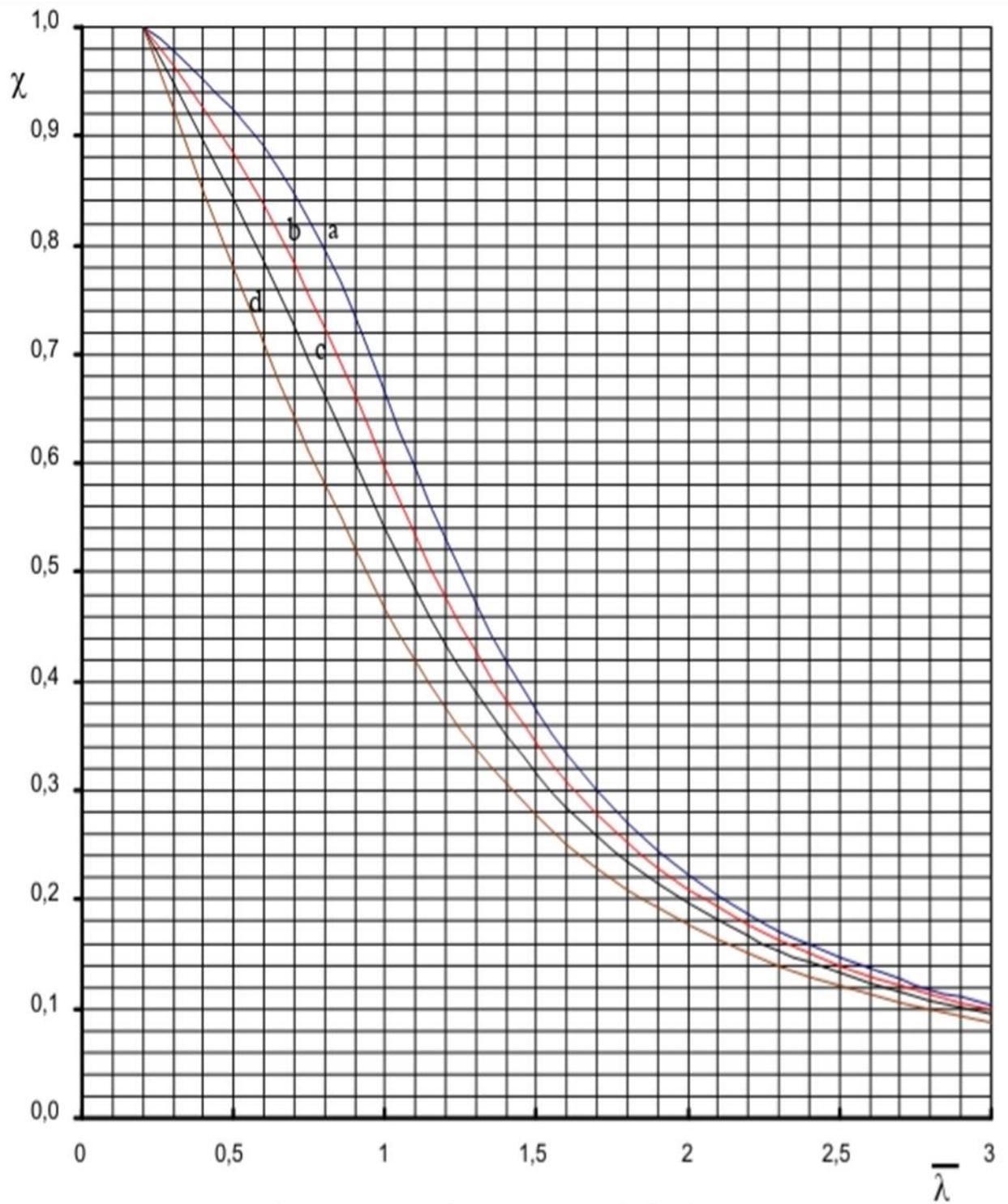
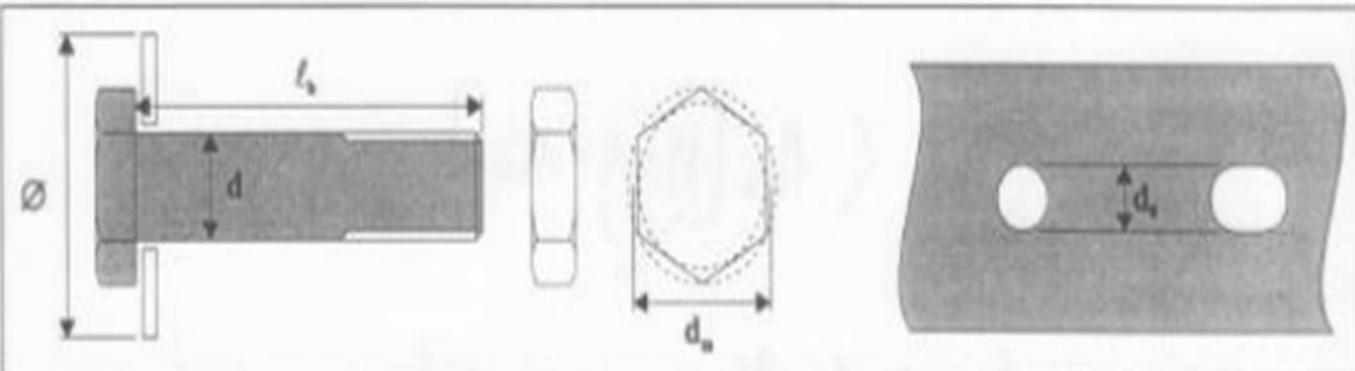


Figure 6 : Les courbes européennes de flambement

Tableau 1 : Facteurs d'imperfection

Courbe de flambement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α	0,21	0,34	0,49	0,76



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_s	mm	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
diamètre écrou	d_n	mm	14	18,3	20,5	23,7	24,58	29,1	32,4	34,5	38,8	44,2	49,6
diamètre rondelle	\varnothing	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		

IPE

Notations pages 205-209 / Bezeichnungen Seiten 205-209

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte													Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending y-y			Pure compression						
	G kg/m	I _y mm ⁴ x10 ⁴	W _{el,y} mm ³ x10 ³	W _{pl,y} ★ mm ³ x10 ³	I _z mm ⁴ x10 ⁴	A _e mm ² x10 ²	I _t mm ⁴ x10 ⁴	W _{el,z} mm ³ x10 ³	W _{pl,z} ★ mm ³ x10 ³	I _o mm ⁴ x10 ⁴	s _x mm	s _y mm	I _o mm ⁴ x10 ⁴	I _o mm ⁴ x10 ⁴	S235	S355	S460	S235	S355			
IPE AA 240	24,9	3154	267	298	9,97	15,3	231	38,6	60,0	2,70	38,4	7,33	30,1	1	1	-	3	4	-	✓	✓	✓
IPE A 240	26,2	3290	278	312	9,94	16,3	240	40,0	62,4	2,68	39,4	8,35	31,3	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE 240	30,7	3892	324	367	9,97	19,1	284	47,3	73,9	2,69	43,4	12,9	37,4	1	1	1	1	2	4	✓	✓	✓
IPE O 240	34,3	4369	361	410	10,0	21,4	329	53,9	84,4	2,74	46,2	17,2	43,7	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE A 270	30,7	4917	368	413	11,2	18,8	358	53,0	82,3	3,02	40,5	10,3	59,5	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 270	36,1	5790	429	484	11,2	22,1	420	62,2	97,0	3,02	44,6	15,9	70,6	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
IPE O 270	42,3	6947	507	575	11,4	25,2	514	75,5	118	3,09	49,5	24,9	87,6	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE A 300	36,5	7173	483	542	12,4	22,3	519	69,2	107	3,34	42,1	13,4	107	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 300	42,2	8356	557	628	12,5	25,7	604	80,5	125	3,35	46,1	20,1	126	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 300	49,3	9994	658	744	12,6	29,1	746	98,1	153	3,45	51,0	31,1	158	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPE A 330	43	10230	626	702	13,7	27,0	685	85,6	133	3,54	47,6	19,6	172	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 330	49,1	11770	713	804	13,7	30,8	788	98,5	154	3,55	51,6	28,2	199	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 330	57	13910	833	943	13,8	34,9	960	119	185	3,64	56,6	42,2	246	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPE A 360	50,2	14520	812	907	15,1	29,8	944	111	172	3,84	50,7	26,5	282	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 360	57,1	16270	904	1019	15,0	35,1	1043	123	191	3,79	54,5	37,3	314	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 360	66	19050	1047	1186	15,1	40,2	1251	146	227	3,86	59,7	55,8	380	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPE A 400	57,4	20290	1022	1144	16,7	35,8	1171	130	202	4,00	55,6	34,8	432	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 400	66,3	23130	1160	1307	16,6	42,7	1318	146	229	3,95	60,2	51,1	490	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE O 400	75,7	26750	1324	1502	16,7	48,0	1564	172	269	4,03	65,3	73,1	588	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
IPE A 450	67,2	29760	1331	1494	18,7	42,3	1502	158	246	4,19	58,4	45,7	705	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 450	77,6	33740	1500	1702	18,5	50,9	1676	176	276	4,12	63,2	66,9	791	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE O 450	92,4	40920	1795	2046	18,7	59,4	2085	217	341	4,21	70,8	109	998	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE A 500	79,4	42930	1728	1946	20,6	50,4	1939	194	302	4,38	62,0	62,8	1125	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 500	90,7	48200	1930	2194	20,4	59,9	2142	214	336	4,31	66,8	89,3	1249	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE O 500	107	57780	2284	2613	20,6	70,2	2622	260	409	4,38	74,6	144	1548	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓

- ★ W_{pl} pour un dimensionnement plastique, la section doit appartenir à la classe 1 ou 2 suivant la capacité de rotation requise. Voir page 209.
- ★ W_{pl} for plastic design, the shape must belong to class 1 or 2 according to the required rotation capacity. See page 209.
- ★ W_{pl} bei einer plastischen Berechnung muss das Profil je nach erforderlicher Rotationskapazität der Klasse 1 oder 2 angehören. Siehe Seite 209.

Poutrelles I européennes (suite)

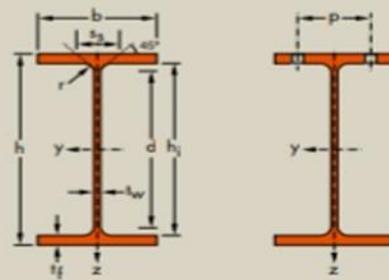
Dimensions: IPE 80 - 600 conformes à la norme antérieure EU 19-57
IPE AA 80 - 550, IPE A 80 - 600, IPE O 180 - 600, IPE 750 suivant norme AM
Tolérances: EN 10034: 1993
Etat de surface: conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1

European I beams (continued)

Dimensions: IPE 80 - 600 in accordance with former standard EU 19-57
IPE AA 80 - 550, IPE A 80 - 600, IPE O 180 - 600, IPE 750 in accordance with AM standard
Tolerances: EN 10034: 1993
Surface condition: according to EN 10163-3: 2004, class C, subclass 1

Europäische I-Profil (Fortsetzung)

Abmessungen: IPE 80 - 600 gemäß früherer Norm EU 19-57
IPE AA 80 - 550, IPE A 80 - 600, IPE O 180 - 600, IPE 750 gemäß AM Standard
Toleranzen: EN 10034: 1993
Oberflächenbeschaffenheit: Gemäß EN 10163-3: 2004, Klasse C, Untergruppe 1



Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A mm ² x10 ²	h ₁ mm	d mm	Ø mm	p _{max} mm	p _{min} mm	A _c m ² /m	A _c m ² /t
IPE AA 240*	24,9	236,4	120	4,8	8,0	15,0	31,7	220,4	190,4	M 12	64	68	0,917	36,86
IPE A 240-	26,2	237	120	5,2	8,3	15,0	33,3	220,4	190,4	M 12	64	68	0,918	35,10
IPE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15,0	39,1	220,4	190,4	M 12	66	68	0,922	30,02
IPE O 240+	34,3	242	122	7,0	10,8	15,0	43,7	220,4	190,4	M 12	66	70	0,932	27,17
IPE A 270-	30,7	267	135	5,5	8,7	15,0	39,2	249,6	219,6	M 16	70	72	1,037	33,75
IPE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15,0	45,9	249,6	219,6	M 16	72	72	1,041	28,86
IPE O 270+	42,3	274	136	7,5	12,2	15,0	53,8	249,6	219,6	M 16	72	72	1,051	24,88
IPE A 300-	36,5	297	150	6,1	9,2	15,0	46,5	278,6	248,6	M 16	72	86	1,156	31,65
IPE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15,0	53,8	278,6	248,6	M 16	72	86	1,160	27,46
IPE O 300+	49,3	304	152	8,0	12,7	15,0	62,8	278,6	248,6	M 16	74	88	1,174	23,81
IPE A 330-	43,0	327	160	6,5	10,0	18,0	54,7	307,0	271,0	M 16	78	96	1,250	29,09
IPE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18,0	62,6	307,0	271,0	M 16	78	96	1,254	25,52
IPE O 330+	57,0	334	162	8,5	13,5	18,0	72,6	307,0	271,0	M 16	80	98	1,268	22,24
IPE A 360-	50,2	357,6	170	6,6	11,5	18,0	64,0	334,6	298,6	M 22	86	88	1,351	26,91
IPE 360	57,1	360	170	8,0	12,7	18,0	72,7	334,6	298,6	M 22	88	88	1,353	23,70
IPE O 360+	66,0	364	172	9,2	14,7	18,0	84,1	334,6	298,6	M 22	90	90	1,367	20,69
IPE A 400-	57,4	397	180	7,0	12,0	21,0	73,1	373,0	331,0	M 22	94	98	1,464	25,51
IPE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21,0	84,5	373,0	331,0	M 22	96	98	1,467	22,12
IPE O 400+	75,7	404	182	9,7	15,5	21,0	96,4	373,0	331,0	M 22	96	100	1,481	19,57
IPE A 450-	67,2	447	190	7,6	13,1	21,0	85,6	420,8	378,8	M 24	100	102	1,603	23,87
IPE 450	77,6	450	190	9,4	14,6	21,0	98,8	420,8	378,8	M 24	100	102	1,605	20,69
IPE O 450+	92,4	456	192	11,0	17,6	21,0	118	420,8	378,8	M 24	102	104	1,622	17,56
IPE A 500-	79,4	497	200	8,4	14,5	21,0	101	468,0	426,0	M 24	100	112	1,741	21,94
IPE 500	90,7	500	200	10,2	16,0	21,0	116	468,0	426,0	M 24	102	112	1,744	19,23
IPE O 500+	107	506	202	12,0	19,0	21,0	137	468,0	426,0	M 24	104	114	1,760	16,4

- * Commande minimale: pour S235 JR, cf. conditions de livraison page 222; pour toute autre qualité 40t ou suivant accord.
- + Commande minimale: 40t par profilé et qualité ou suivant accord.
- * Tonnage minimum et conditions de livraison nécessitent un accord préalable.
- * Minimum order: for the S235 JR grade cf. delivery conditions page 222; for any other grade 40t or upon agreement.
- * Minimum order: 40t per section and grade or upon agreement.
- * Minimum tonnage and delivery conditions upon agreement.
- * Mindestbestellmenge: für S235 JR gemäß Lieferbedingungen Seite 222; für jede andere Güte 40t oder nach Vereinbarung.
- * Mindestbestellmenge: 40t pro Profil und Güte oder nach Vereinbarung.
- * Mindestbestellmenge und Lieferbedingungen nach Vereinbarung.

Fers U normaux européens

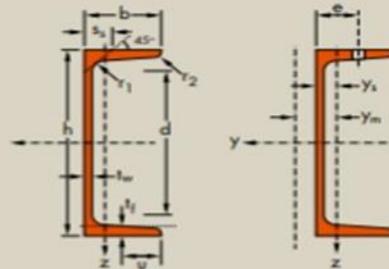
Dimensions: DIN 1026-1: 2000, NF A 45-202: 1986
Tolérances: EN 10279: 2000
Etat de surface: conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1

European standard channels

Abmessungen: DIN 1026-1: 2000, NF A 45-202: 1986
Toleranzen: EN 10279: 2000
Surface condition: according to EN 10163-3: 2004, class C, subclass 1

Europäische U-Stahl-Normalprofile

Abmessungen: DIN 1026-1: 2000, NF A 45-202: 1986
Toleranzen: EN 10279: 2000
Oberflächenbeschaffenheit: Gemäß EN 10163-3: 2004, Klasse C, Untergruppe 1



Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen							Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße				Surface Oberfläche		
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r ₁ mm	r ₂ mm	A mm ² x10 ²	d mm	Ø	e _{max} mm	e _{min} mm	A _c m ² /m	A _c m ² /t
UPN 50*	5,59	50	38	5,0	7,0	7,0	3,5	7,12	21	-	-	-	0,232	42,22
UPN 65*	7,09	65	42	5,5	7,5	7,5	4,0	9,03	34	-	-	-	0,273	39,57
UPN 80*	8,64	80	45	6,0	8,0	8,0	4,0	11,0	47	-	-	-	0,312	37,10
UPN 100*	10,6	100	50	6,0	8,5	8,5	4,5	13,5	64	-	-	-	0,372	35,10
UPN 120	13,4	120	55	7,0	9,0	9,0	4,5	17,0	82	-	-	-	0,434	32,52
UPN 140	16,0	140	60	7,0	10,0	10,0	5,0	20,4	98	M 12	33	37	0,489	30,54
UPN 160	18,8	160	65	7,5	10,5	10,5	5,5	24,0	115	M 12	34	42	0,546	28,98
UPN 180	22,0	180	70	8,0	11,0	11,0	5,5	28,0	133	M 16	38	41	0,611	27,80
UPN 200	25,3	200	75	8,5	11,5	11,5	6,0	32,2	151	M 16	39	46	0,661	26,15
UPN 220	29,4	220	80	9,0	12,5	12,5	6,5	37,4	167	M 16	40	51	0,718	24,46
UPN 240	33,2	240	85	9,5	13,0	13,0	6,5	42,3	184	M 20	46	50	0,775	23,34
UPN 260	37,9	260	90	10,0	14,0	14,0	7,0	48,3	200	M 22	50	52	0,834	22,00
UPN 280	41,8	280	95	10,0	15,0	15,0	7,5	53,3	216	M 22	52	57	0,890	21,27
UPN 300	46,2	300	100	10,0	16,0	16,0	8,0	58,8	232	M 24	55	59	0,950	20,58
UPN 320*	59,5	320	100	14,0	17,5	17,5	8,8	75,8	246	M 22	58	62	0,982	16,50
UPN 350	60,6	350	100	14,0	16,0	16,0	8,0	77,3	282	M 22	56	62	1,05	17,25
UPN 380*	63,1	380	102	13,5	16,0	16,0	8,0	80,4	313	M 24	59	60	1,11	17,59
UPN 400*	71,8	400	110	14,0	18,0	18,0	9,0	91,5	324	M 27	61	62	1,18	16,46

	h ≤ 300	h > 300
u	$\frac{b}{2}$	$\frac{b-t_w}{2}$
Inclinaison des ailes Flange slope Flanschneigung	8%	5%

- * Tonnage minimum et conditions de livraison nécessitent un accord préalable.
- * Minimum tonnage and delivery conditions upon agreement.
- * Mindestbestellmenge und Lieferbedingungen nach Vereinbarung.

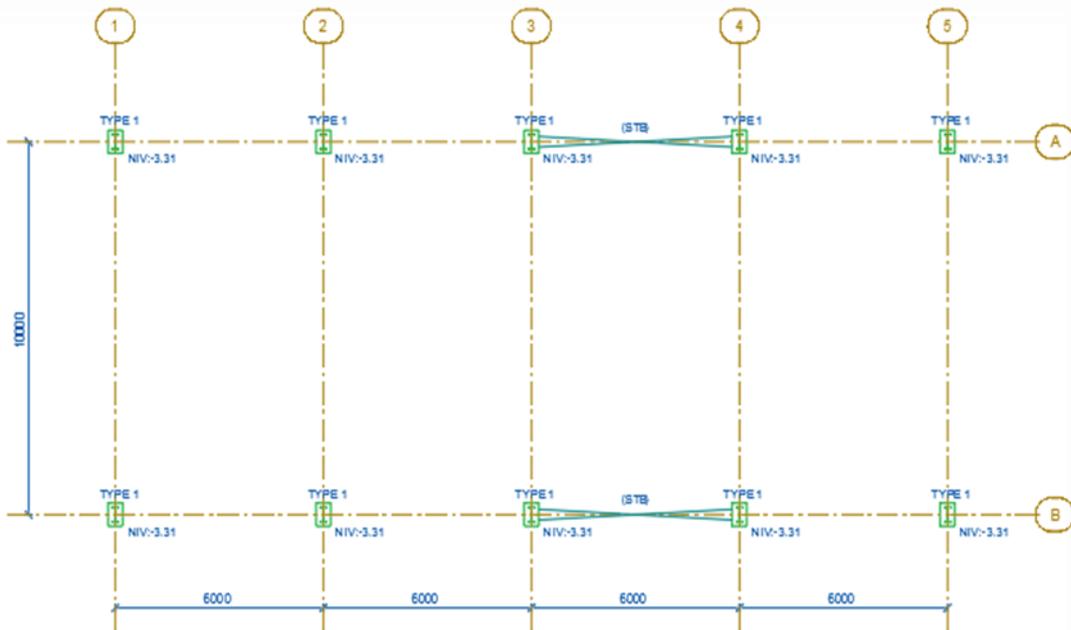
UPN

Notations pages 205-209 / Bezeichnungen Seiten 205-209

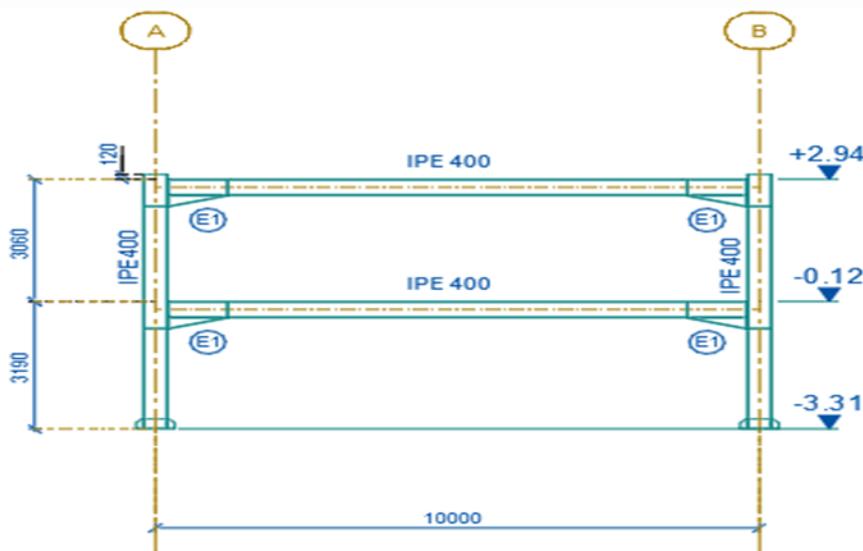
Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte														Classification EN 1993-1-1: 2005				EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001	
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z					Pure bending y-y		Pure compression								
	G	I_y	W_{ey}	W_{ply} ■	I_z	A_w	I_x	W_{ex}	W_{plx}	I_y	s_x	i_x	i_z	y_c	y_n	S235	S355	S235				S355
kg/m	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm	mm ² x10 ²	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm	mm	mm ⁴ x10 ⁴	mm ⁴ x10 ⁵	mm	mm								
UPN 50	5,59	26,4	10,6	13,1	1,92	2,77	9,12	3,75	6,78	1,13	16,7	1,12	0,03	1,37	2,47	1	1	1	1	✓		
UPN 65	7,09	57,5	17,7	21,7	2,52	3,68	14,1	5,07	9,38	1,25	18,0	1,61	0,08	1,42	2,60	1	1	1	1	✓		
UPN 80	8,64	106	26,5	32,3	3,10	4,90	19,4	6,36	11,9	1,33	19,4	2,20	0,18	1,45	2,67	1	1	1	1	✓		
UPN 100	10,6	206	41,2	49,0	3,91	6,46	29,3	8,49	16,2	1,47	20,3	2,81	0,41	1,55	2,93	1	1	1	1	✓		
UPN 120	13,4	364	60,7	72,6	4,62	8,80	43,2	11,1	21,2	1,59	22,2	4,15	0,90	1,60	3,03	1	1	1	1	✓		
UPN 140	16,0	605	86,4	103	5,45	10,4	62,7	14,8	28,3	1,75	23,9	5,68	1,80	1,75	3,37	1	1	1	1	✓		
UPN 160	18,8	925	116	138	6,21	12,6	85,3	18,3	35,2	1,89	25,3	7,39	3,26	1,84	3,56	1	1	1	1	✓		
UPN 180	22,0	1350	150	179	6,95	15,1	114	22,4	42,9	2,02	26,7	9,55	5,57	1,92	3,75	1	1	1	1	✓		
UPN 200	25,3	1910	191	228	7,70	17,7	148	27,0	51,8	2,14	28,1	11,9	9,07	2,01	3,94	1	1	1	1	✓		
UPN 220	29,4	2690	245	292	8,48	20,6	197	33,6	64,1	2,30	30,3	16,0	14,6	2,14	4,20	1	1	1	1	✓		
UPN 240	33,2	3600	300	358	9,22	23,7	248	39,6	75,7	2,42	31,7	19,7	22,1	2,23	4,39	1	1	1	1	✓		
UPN 260	37,9	4820	371	442	9,99	27,1	317	47,7	91,6	2,56	33,9	25,5	33,3	2,36	4,66	1	1	1	1	✓		
UPN 280	41,8	6280	448	532	10,9	29,3	399	57,2	109	2,74	35,6	31,0	48,5	2,53	5,02	1	1	1	1	✓		
UPN 300	46,2	8030	535	632	11,7	31,8	495	67,8	130	2,90	37,3	37,4	69,1	2,70	5,41	1	1	1	1	✓		
UPN 320	59,5	10870	679	826	12,1	47,1	597	80,6	152	2,81	43,0	66,7	96,1	2,60	4,82	1	1	1	1	✓		
UPN 350	60,6	12840	734	918	12,9	50,8	570	75,0	143	2,72	40,7	61,2	114	2,40	4,45	1	1	1	1	✓		
UPN 380	63,1	15760	829	1010	14,0	53,2	615	78,7	148	2,77	40,3	59,1	146	2,38	4,58	1	1	1	1	✓		
UPN 400	71,8	20350	1020	1240	14,9	58,6	846	102	190	3,04	44,0	81,6	221	2,65	5,11	1	1	1	1	✓		

- W_{ply} est calculé selon l'hypothèse d'un diagramme de contraintes bi-rectangulaire et n'est applicable que si deux ou plusieurs fers U sont associés de façon à constituer une section doublement symétrique pour laquelle un moment de flexion agissant dans le plan du centre de gravité n'engendre pas de torsion.
- W_{plx} is determined assuming a bi-rectangular stress block distribution. Thus, the given value applies only if two or more channels are combined in such a way to form a double symmetric cross-section so that the bending moment acting in the plane of the centre of gravity will not lead to torsion.
- Für die Berechnung von W_{plx} wurde eine doppelrechteckige Spannungsverteilung angenommen. Der angegebene Wert ist daher nur anwendbar, wenn zwei oder mehr U-Profile so miteinander kombiniert sind, dass sie einen doppelsymmetrischen Querschnitt bilden, womit ein Biegemoment, das in der Schwerpunktebene angreift, keine Torsion hervorruft.

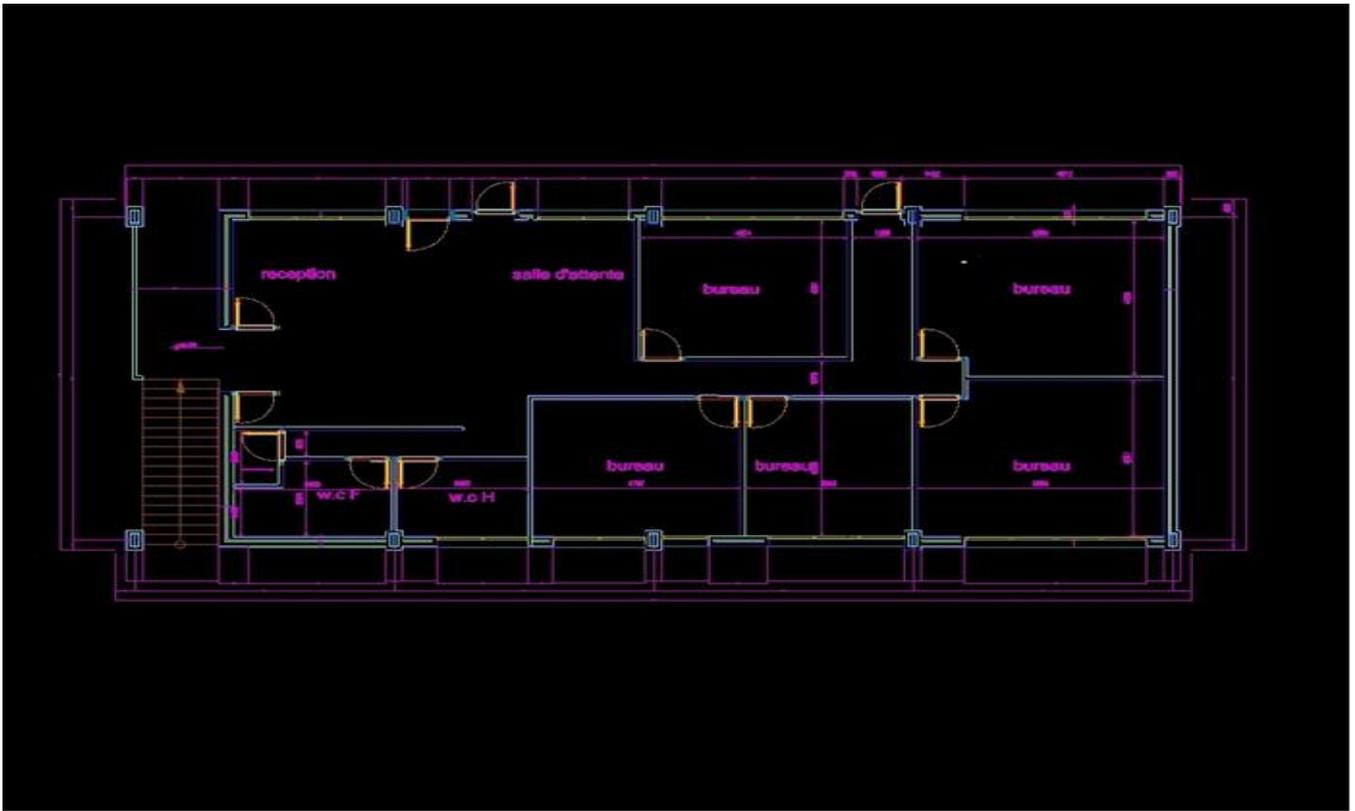
A2 : Cette Annexe regroupe quelque détail des éléments structuraux de notre ouvrage (Vue plan ; implantation ; Vue du portique ...)



Implantation CM
ECHELLE 1/100



Portique. Axes 2 à 4
ECHELLE 1/100



PLAN du Rez de Chaussée