



HAL
open science

Structure métallique (bâtiment)

Chris Naddaf

► **To cite this version:**

| Chris Naddaf. Structure métallique (bâtiment). Génie civil. 2012. dumas-01387593

HAL Id: dumas-01387593

<https://dumas.ccsd.cnrs.fr/dumas-01387593>

Submitted on 25 Nov 2016

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



Institut des Sciences Appliquées et Économiques - Université Libanaise

ISAE – Cnam Liban

Centre du Liban associé au
Conservatoire national des arts et métiers – Paris



Mémoire présenté pour l'obtention du diplôme
d'ingénieur en Mécanique – option : Mécanique des
structures et des systèmes.

STRUCTURE METALLIQUE (BÂTIMENT)

Réalisé par : NADDAF Chris

Présenté au jury : Dr. VENEZELOS George (Cnam-Paris)

Dr. JABBOUR Tony (Cnam-Liban)

Dr. ABDEL WAHEB Mohammad (Cnam-Liban)

Ing. AL ALAM Joseph (ZAIDAN s.a.l.)

Ing. CHALOUHY George (ZAIDAN s.a.l.)



Institut des Sciences Appliquées et Économiques - Université Libanaise

ISAE – Cnam Liban

Centre du Liban associé au
Conservatoire national des arts et métiers – Paris



Mémoire présenté pour l'obtention du diplôme
d'ingénieur en Mécanique – option : Mécanique des
structures et des systèmes.

STRUCTURE METALLIQUE (BÂTIMENT)

Juin 2012

Réalisé par : NADDAF Chris

Entreprise : ZAIDAN s.a.l.

REMERCIEMENT

Un remerciement tout d'abord pour toutes les personnes de l'ISAE qui par leur apports scientifique, conseils et patiences ont contribuées à ce rapport.

*Je remercie **Mr. Elias El HACHEM**, directeur de l'ISAE de m'avoir accueilli dans le département de mécanique.*

*Au responsable générale du CNAM, **Dr. Georges VENIZELOS**.*

*Cet ouvrage n'avait pas eu lieu sans le support du **Dr. Tony JABBOUR**, chef du département de mécanique.*

*Je tiens à remercier **Dr. Mohammad Abdoul Waheb** pour son aide qui m'a été offert pour achever ce mémoire.*

*Je remercie également **Mr. Maurice ZAIDAN** et **Mr. Fady ZAIDAN**, les directeurs généraux de l'entreprise « Zaidan s.a.l. », pour leur permis d'accès à des informations techniques spécifiées.*

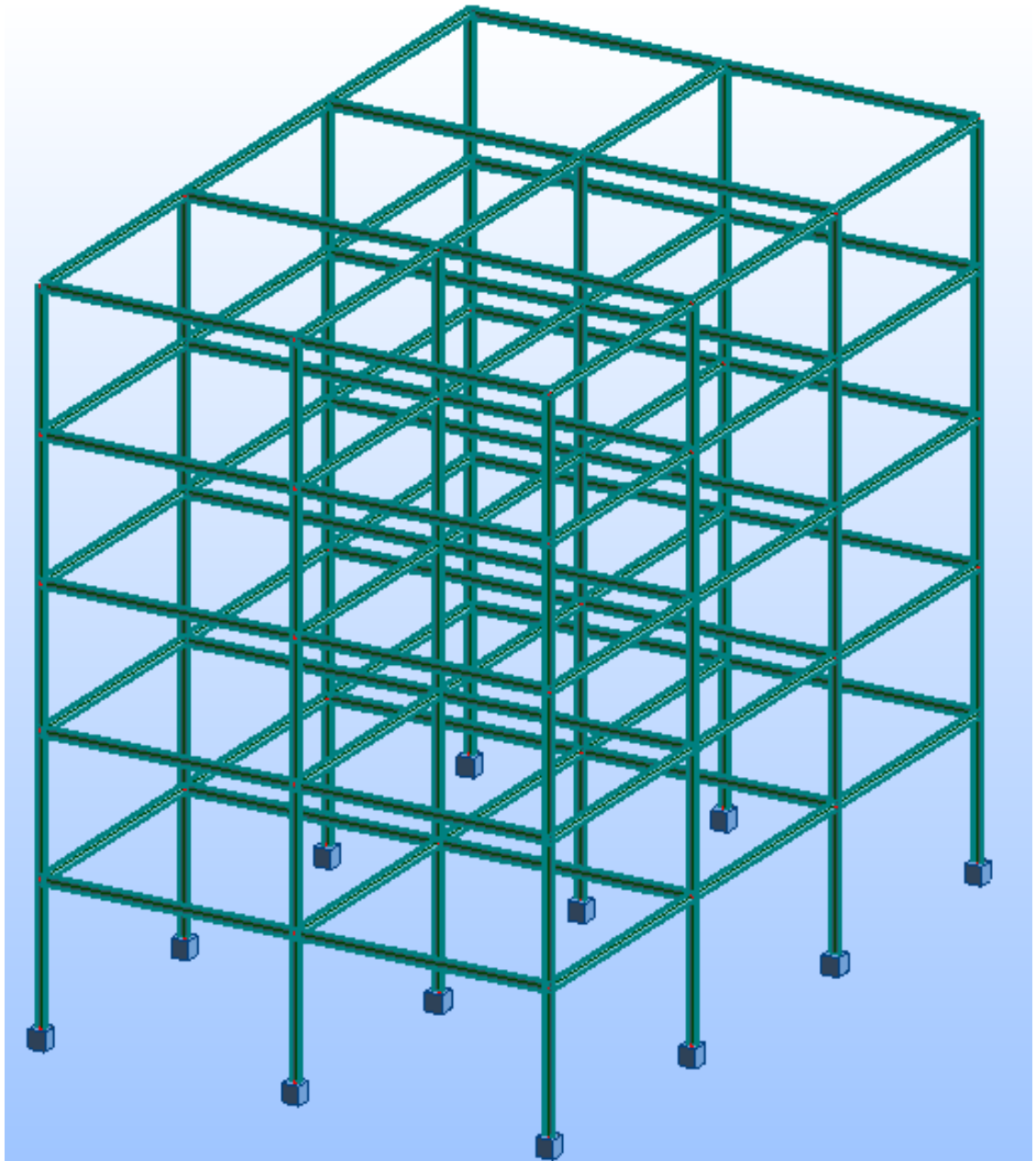


Table de matières

1. INTRODUCTION.....	6
2. Définition du projet.....	8
3. Pré – dimensionnement.....	10
3.1. Surcharge climatique.	10
3.1.1. Effet du vent.....	10
3.1.1.1. Action extérieure du vent.	11
3.1.1.2. Action intérieure du vent.	12
3.1.1.3. Valeurs numériques.	12
3.1.1.4. Action globale du vent.....	12
3.1.1.5. Type de Charpente.....	13
3.1.1.6. Choix de couverture et de bardage.	13
4. Calcul des poutres principales et secondaires.	15
4.1. Calcul d'éléments sous la charge « q » du plancher seulement.....	16
4.1.1. Calcul des poutres secondaires sous « q ».	16
4.1.2. Calcul des poutres principales sous « G ».	18
4.2. Calcul d'éléments sous la charge totale.....	23
4.2.1. Dimensionnement des poutres secondaires sous la charge totale.....	23
4.2.2. Dimensionnement des poutres principales sous la charge totale.....	25
4.2.3. Dimensionnement des poutres principales sous l'action du vent.....	29
4.2.4. Combinaison de la charge.....	31
5. Calcul des poteaux.	34

5.1.	Calcul des charges :	34
5.2.	Calcul des sollicitations.	35
5.3.	Combinaisons des charges.	36
5.4.	Dimensionnement des poteaux au flambement.	37
5.5.	Vérification de la flèche de la poutre principale.	50
6.	Calcul des platines et des ancrages aux pieds des poteaux.	54
7.	Calcul des assemblages.	59
7.1.	Généralités sur le calcul des assemblages par boulons.	59
7.2.	Calcul de l'assemblage poteaux – poutres principales.	61
7.3.	Généralités sur le calcul des assemblages par soudures.	68
7.4.	Calcul de la soudure Platine – Poutre principale.	73
8.	Calcul des contreventements.	78
8.1.	Calcul de la palée de stabilité.	79
9.	Calcul des escaliers.	81
10.	Prix et Cotation.	85
11.	Conclusion générale.	91
12.	ANNEXE.	92
13.	Bibliographie.	154

Résumé

L'idée de ce rapport consiste à étudier un bâtiment métallique, soulevé sur un terrain de 400 m² à peu près, situé à Beyrouth-Liban, de longueur 16m, de largeur 12m et d'hauteur égale à 15m. Il est composé de cinq étages, avec un ascenseur et un escalier. Le calcul dans ce projet est indépendant de l'éducation d'ascenseur et de bardage extérieur (des rideaux en verre).

Les poteaux sont reliés ensemble par des poutres principales et des poutres secondaires sur lesquelles le plancher de chaque étage qui est composé de béton et des coffrages collaborant sera s'installé.

Ce bâtiment doit supporter les conditions climatiques au Liban, pour cela des différentes charges extérieures sont étudiées telle que :

- Les efforts des charges permanentes (Dead Load) et des charges d'exploitations (Live load).
- Les efforts des charges variables dues à la vitesse du vent, la force du séisme et l'effet thermique.

Le dimensionnement des éléments constructifs ce bâtiment doit respecter les conditions de résistance et de flèche dans les deux domaines élastique et plastique, selon les deux règles respectivement CM66 et Additif 80. De plus les poteaux doivent être résistibles aux phénomènes de flambement et de déversement.

Les combinaisons des charges auront lieux sur le logicielle « ROBOT », pour une vérification très précise durant le dimensionnement des barres les plus sollicitées.

Ainsi, dans ce projet on va étudier les différentes méthodes d'assemblages (soudage et boulonnage).

Ce projet est étudié et réalisé par l'entreprise Zaidan s.a.l. en sa personne NADDAF Chris suite demande du client MM. Mall Group.

Abstract

The idea of this report is to study a metal building, raised on a plot of 400 m² or less, located in Beirut-Lebanon, length 16m, 12m in width and height equal to 15m. It has five floors with an elevator and a staircase. The calculation in this project is independent of the education of ascender and external cladding (glass curtains).

The posts are connected together by the main beams and secondary beams on which the floor of each stage which is composed of concrete and the formwork is installed will be working.

This building must undergo climatic conditions in Lebanon, why the different external loads are considered as:

- Efforts dead loads and operating expenses (Live Load).
- Efforts varying loads due to wind speed, the force of the earthquake and the thermal effect.

The sizing of building constructive elements that must verify the conditions of resistance and deflection in both elastic and plastic areas, according to two rules respectively CM66 and Additif 80. More columns shall be résistibles buckling phenomena and dumping.

Combinations of charges will have on the software places "ROBOT", for a very accurate verification during the design of bars most stressed.

Thus, in this project we will study the different joining methods (welding and bolting).

This project is designed and manufactured by the company Zaidan s.a.l in his person NADDAF Chris following customer request MM. Mall Group.

Liste des Figures.

Fig. 1: Vue général d'un bâtiment métallique.....	9
Fig. 2: Notation des éléments du bâtiment.....	13
Fig. 3: Accessoires et façade en rideau de verre.....	14
Fig. 4: Méthode de fixation de verre.....	14
Fig. 5: Vue en haut du plan de la construction métallique.....	15
Fig. 6: Plancher Collaborant.....	16
Fig. 7: Poutre secondaire sous charge "q".....	16
Fig. 8: Entraxe et poutre principale.....	19
Fig. 9: Poutre Principale « L=5.33m » sous la charge "q".....	20
Fig. 10: Charge totale appliquée sur la poutre principale.....	21
Fig. 11: Poutre principale « L=5.64m » sous la charge "q' ".....	22
Fig. 12: Poutre secondaire « L=5.55m » sous la charge "q".....	24
Fig. 13: Poutre principale « L=5.33m » sous la charge "q".....	25
Fig. 14: Poutre principale "L=5.64m" sous la charge "q".....	27
Fig. 15: Poutre Principale sous l'action du vent.....	29
Fig. 16: Notation des éléments calculés.....	33
Fig. 17: Vue d'élévation du bâtiment.....	35
Fig. 18 : Flambement des rails et Collision des étages.....	37
Fig. 19: Resistance des profils IPE et HEA au flambement.....	38
Fig. 20: les sollicitations et phénomène du flambement.....	39
Fig. 21: Les dimensionnements de l'IPE 330.....	45
Fig. 22: Diagramme de calcul de la plasticité des Poteaux.....	46
Fig. 23: Déformations sous l'action des moments.....	50
Fig. 24: Lignes de pliages.....	54
Fig. 25: Les sollicitations aux boulons d'ancrages.....	55
Fig. 26: Platine à la Fondation.....	56
Fig. 27: Boulons d'ancrages.....	57
Fig. 28: Étapes d'érection des boulons d'ancrages.....	60

<i>Fig. 29: Connexion par boulonnage de la poutre principale - Platine</i>	63
<i>Fig. 30: Vue en 3D de la connexion boulonnée</i>	67
<i>Fig. 31: La soudure</i>	68
<i>Fig. 32: Les sollicitations agissantes sur les cordons</i>	69
<i>Fig. 33: Cordon Frontaux</i>	71
<i>Fig. 34: Cordon Latéraux</i>	71
<i>Fig. 35: Cordon Obliques</i>	72
<i>Fig. 36: Vue en 3D des sollicitations entre deux pièces soudées</i>	73
<i>Fig. 37: Cordon de soudure uniforme sur la poutre</i>	75
<i>Fig. 38: Répartition des contreventements</i>	78
<i>Fig. 39: Distribution de l'effort du vent</i>	79
<i>Fig. 40: Les lieux d'utilisation des contreventements</i>	80
<i>Fig. 41: Éléments constructifs d'escalier</i>	81
<i>Fig. 42: Vue de haut de la cage d'escalier</i>	82
<i>Fig. 43: Profile "T"</i>	83
<i>Fig. 44: Forme générale d'escalier</i>	84

Liste de Tableaux.

<i>Tab. 1: Valeurs de K_s</i>	11
<i>Tab. 2: Valeurs de K_r</i>	11
<i>Tab. 3: Valeurs max. des réactions d'appuis</i>	36
<i>Tab. 4: Valeurs max. des forces</i>	36
<i>Tab. 5: Nature et caractéristique des boulons</i>	60
<i>Tab. 6: Valeurs de "A_s" en fonction de "d"</i>	60
<i>Tab. 7: Valeurs max. des sollicitations sur les nœuds</i>	62
<i>Tab. 8: Tôles Galvanisées (Dimensions et épaisseurs)</i>	81
<i>Table 9: Tableau descriptif de cotation</i>	85

1. INTRODUCTION

Après la révolution industrielle au XIX^e siècle, où la construction métallique utilisa principalement du fer puddlé (Tour Eiffel), l'acier fit sa génération. Les gratte-ciels américains furent parmi les premiers exemples à être construits sur une ossature métallique, sur lesquelles viennent fixer les façades non porteuses. De nos jours, la construction métallique va de la petite serrurerie jusqu'à la grosse charpente de tablier de pont ou d'immeubles, tout en passant par les hangars industriels, agricoles, bâtiments commerciaux, de bureaux, etc.

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

Notre projet consiste a étudié un bâtiment métallique qui sera monté sur un terrain de 400 m², situé à Beyrouth – Liban, de longueur 16m, de largeur 12m et d'hauteur égale à 15m. Cette structure est composée de cinq étages avec un ascenseur et un escalier, dont chacun doit être la branche officielle des différentes entreprises actives au Liban.

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

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

Durant ce projet, on va apprendre différentes méthodes de calcul, en utilisant les codes relatifs à ce genre des projets (CM66, ADDITIF 80, NV65), dans le but d'être capable de :

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

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

Il faut noter que, les éléments d'une structure sont dimensionnes d'une façon descendante. La raison est que pour dimensionner un élément donné, il faut au moins savoir le poids des pièces attachés au dessus de cet élément et qui le sollicitent; ce qui nous oblige à faire le calcul des pièces au préalable.

2. Définition du projet

L'idée de ce projet est la conséquence de mes cinq années d'éducation de la spécialité de mécanique de la structure au Cnam et de mon expérience professionnelle dans le domaine des bâtiments métalliques chez Zaidan s.a.l. au cours de quatre années.

Notre projet est un bâtiment métallique de bureaux, soulevé sur un terrain de 400 m², situé à Beyrouth, de longueur 16 m, de largeur 12 m et d'hauteur 15 m. il est composé de cinq étages dont chacun de 3m d'hauteur, avec un ascenseur et un escalier. Chacun étage contient 14 poteaux et nombres spécifiques des poutres principaux et secondaires quelles seront calculer durant ce projet. Le plancher du chaque étage est composé des bacs en acier collaborant au dessus desquels 7.5cm de béton. Le bardage de ce bâtiment va être des rideaux de verres isolants, convenable à ce genre de structure de point de vue esthétique et capacité très important des sollicitations climatiques externes.

Ce projet va être considéré comme une étude complète, explicative et descriptive, de toutes les phénomènes physiques qui influent sur les bâtiments métalliques surtout les phénomènes d'instabilités métalliques : Flambement, déversement et voilement qui dépendent de la nature des charges appliquées à la structure et qui conduisent à des résultats catastrophiques pour les bâtiments métalliques si l'arbitraire et l'imprécision ont eu dans l'étude. Pour cela il est très important de vérifier la nature des charges appliquées, qui dépendent de plusieurs facteurs géométriques et climatique de bâtiment calculé.

Les calculs seront conduits en élasticité, conformément aux règles CM 66 qui sont les règles de calcul des constructions en acier et qui règlementent tous les bâtiments en acier, ces règles sont fondées sur le seul comportement élastique de l'acier tandis et ramènent tous les calculs de contraintes à une contrainte de référence, dite contrainte d'élasticité σ_e qui est la limite garantie d'acier utilisée. Par contre, nous sommes obligés d'effectuer en parallèle les calculs en plasticité, conformément à l'Additif 80, qui autorise le dépassement du seuil d'élasticité σ_e et définit des méthodes de vérification prenant en compte la plastification de l'acier.



Fig. 1: Vue général d'un bâtiment métallique

3. Pré – dimensionnement

3.1. Surcharge climatique.

Pour calculer les surcharges climatiques (**Neige et Vent**), qui ont une influence sur cette structure métallique, notre calcul sera basé sur la règle « CM66 » applicable en France par les bureaux des études des entreprises spécialisées dans ce domaine. Ces règles tiennent en compte notamment les faits généralement effectifs du climat et qui dépendent de la forme géométrique de la structure, de l'existence des succions importantes, coexistences des actions intérieures et extérieures, aggravation des actions, aggravation de dépression sur certaines zones, accroissement ou diminution de l'effet du vent. Puisque notre projet est situé à Bierut, qui est une ville méditerranéenne, située au niveau de la mer, dans l'effet de la neige sera considérée négligeable par rapport à celui du vent qui est très actif dans cette région.

En fait, la vérification des conditions de résistance et de stabilité de telle construction sous l'action des charges climatiques doit être faite obligatoirement sur les deux hypothèses suivantes:

- Sous l'action de charges normales : ***S_n***.
- Sous l'action de charges extrêmes : ***S_e***.

3.1.1. Effet du vent.

La pression dynamique du vent,

La pression dynamique du vent dépend de la vitesse du vent et par suite de la hauteur de la structure, de la région et de site où on construit. Elle est donnée par la formule empirique suivante :

$$p = (46 + 0.7h)k_s k_r. [daN/m^2].$$

Où :

- ***p*** : Pression dynamique du vent en (***daN/m²***).
- ***h*** : Hauteur de la structure en (***m***).
- ***K_s*** : Coefficient de région ou zone donné par le tableau 1.
- ***K_r*** : Coefficient de site donné par le tableau 2.

Les tableaux (1 et 2) sont tirés du livre NV65 (page 86), de la forme suivante :

Ks	Région 1	Région 2	Région 3
Site protégé	0.8	0.2	0.8
Site normal	1.0	1.0	1.0
Site exposé	1.35	1.30	1.25

Tab. 1: Valeurs de Ks

Kr	Préssion normale	Préssion Extrême
Région 1	1.0	1.75
Région 2	1.4	2.45
Région 3	1.8	3.15

Tab. 2: Valeurs de Kr

Les études et les recherches expérimentales effectuées par les constructeurs et les physiciens ont déclarés que le Liban est analogue à la région 2 en France. D'après cette hypothèse et comme on a un site normal, et d'après les tableaux ci-dessus, on peut déterminer la pression dynamique en tirant les valeurs convenable de **ks et kr** :

- ✓ Région 2 $\Rightarrow Kr = 1.4$
- ✓ Site normal $\Rightarrow Ks = 1$

Dans notre cas, la hauteur "**h**" du bâtiment est 15m, donc la pression dynamique sera :

$$p = (46 + 0.7 \times 15) \times 1 \times 1.4 = 79.1 \text{ daN/m}^2.$$

3.1.1.1. Action extérieure du vent.

Quelle que soit la construction, la face extérieure de ses parois est soumise à :

- ✚ Des pressions si cette face est « au vent ».
- ✚ Des succions si cette face est « sous le vent ».

Les actions extérieures sont caractérisées par un coefficient **C_e**.

3.1.1.2. Action intérieure du vent.

Les volumes intérieurs compris entre les parois d'une construction donnée peuvent être dans un état de surpression ou dépression, suivant l'orientation des différents types des ouvertures des constructions (fermées, ouvertes ou partiellement ouvertes), par rapport au vent. Il en résulte sur les faces intérieures des actions dites actions intérieures.

Les actions intérieures sont caractérisées par un coefficient C_i .

N.B. $-1 < (C_e \text{ ou } C_i) < 0$ en cas de dépression.

$0 < (C_e \text{ ou } C_i) < +1$ en cas de surpression.

3.1.1.3. Valeurs numériques.

Pour notre construction en main, et conformément aux règles NV 65, on trouve les valeurs numériques de C_e et C_i :

- Face verticale « au vent » : $C_e = +0.8$.
- Face verticale « sous vent » : $C_e = -0.5$.
- Toiture : $C_e = -0.5$.
- Volume intérieure en cas de surpression : $C_i = +0.3$.
- Volume intérieure en cas de dépression : $C_i = -0.3$.

3.1.1.4. Action globale du vent.

En combinant les actions extérieures et intérieures, on obtient l'action unitaire du vent sur une construction donnée; W_n :

$$W_n = p \cdot (C_e - C_i) \cdot \delta \cdot L \text{ [daN/m]}.$$

Où :

L : Entraxe entre deux pièces données.

δ : Coefficient de réduction des pressions dynamiques.

3.1.1.5. Type de Charpente.

Le squelette du bâtiment métallique, est constitué des poutres principales liées entre eux par des poutres secondaires équidistances par soudage ou par boulonnage qui supportent le plancher (Béton + Bacs en acier collaborant), et des poteaux qui supportent ces poutres, en considérant les pieds de poteaux comme encastrés pour ce genre de structure (*Fig.2*).

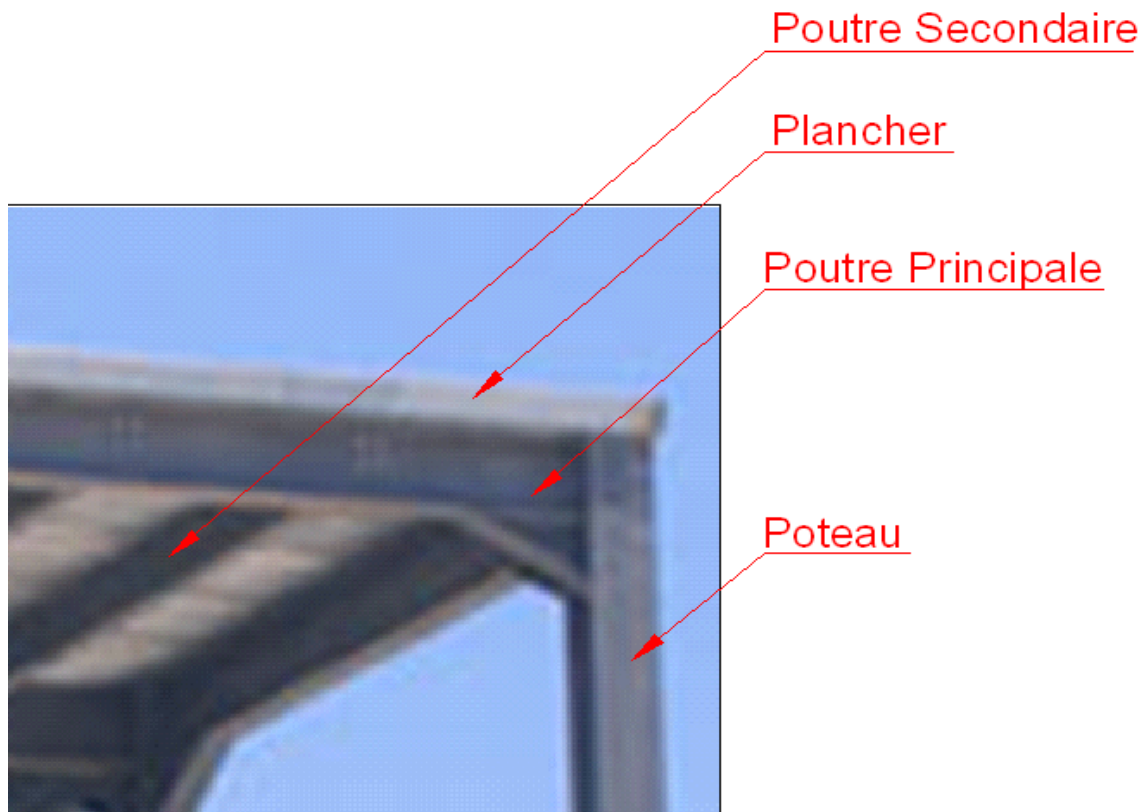


Fig. 2: Notation des éléments du bâtiment

3.1.1.6. Choix de couverture et de bardage.

Les bardages sont utilisés pour isoler l'intérieure du bâtiment des conditions climatiques environnantes. Les différents types de bardages (bardage simple panneau, bardage double panneau, rideau en verre... etc.) serviront à remplir les façades du bâtiment, assurant ainsi une atmosphère interne constante et totalement isolée du milieu externe.

Le site moderne (centre ville), l'architecte – client et le fonctionnement de notre bâtiment comme un bâtiment métallique de bureaux sont des facteurs qui rendent les rideaux en verres (de dimensionnement et épaisseur spécifiques), le choix numéro 1 comme bardage

extérieur(**Fig.3**). L'exécution des travaux relatifs est déléguée à un sous-traitant spécialiste dans ce domaine de bardage en verre pour les façades extérieures des énormes bâtiments (**Fig.4**). Le squelette, l'érection et les notes de calculs de ces rideaux en verre ne sont pas inclus dans notre travail. Par contre, la coordination des travaux sur le chantier et durant la fabrication sera nécessaire entre tous les exécuteurs de ce projet.



Fig. 3: Accessoires et façade en rideau de verre

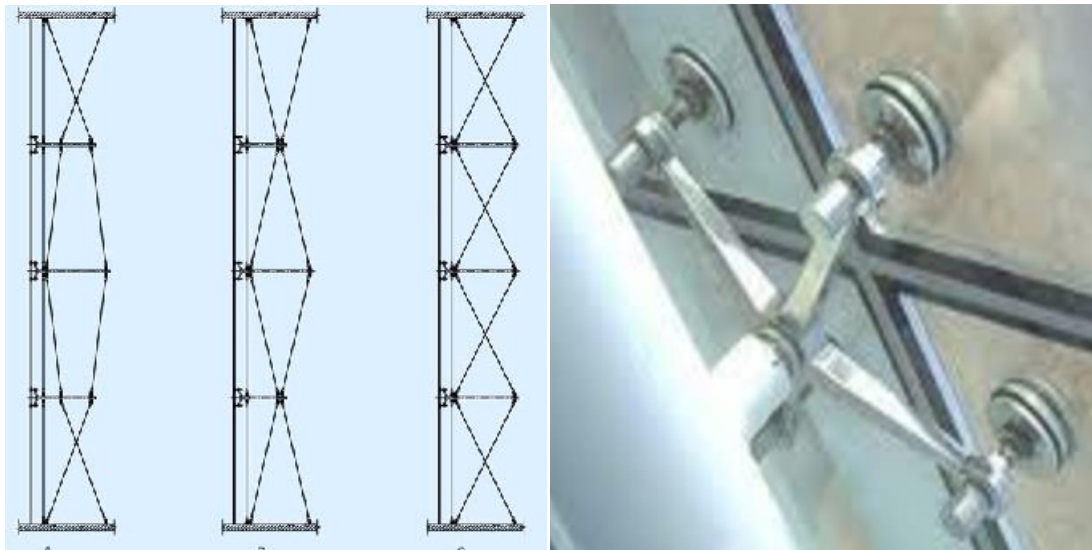


Fig. 4: Méthode de fixation de verre

4. Calcul des poutres principales et secondaires.

Les deux types de poutres forment le squelette du bâtiment (Fig.5). Les poutres principales (Couleur magenta) relient les poteaux et supportent, par boulonnage ou soudure, les poutres secondaires (Couleur rouge). Ces dernières sont constituées des poutrelles laminées *IPE* ou des profiles minces pliés à froid en section *U*, *Z* et *C*. Elles sont disposées à des entraxes constants et montées perpendiculairement au plan des poutres principales afin d'assurer leur stabilité. En plus, elles supportent le plancher de chacun des étages du bâtiment.

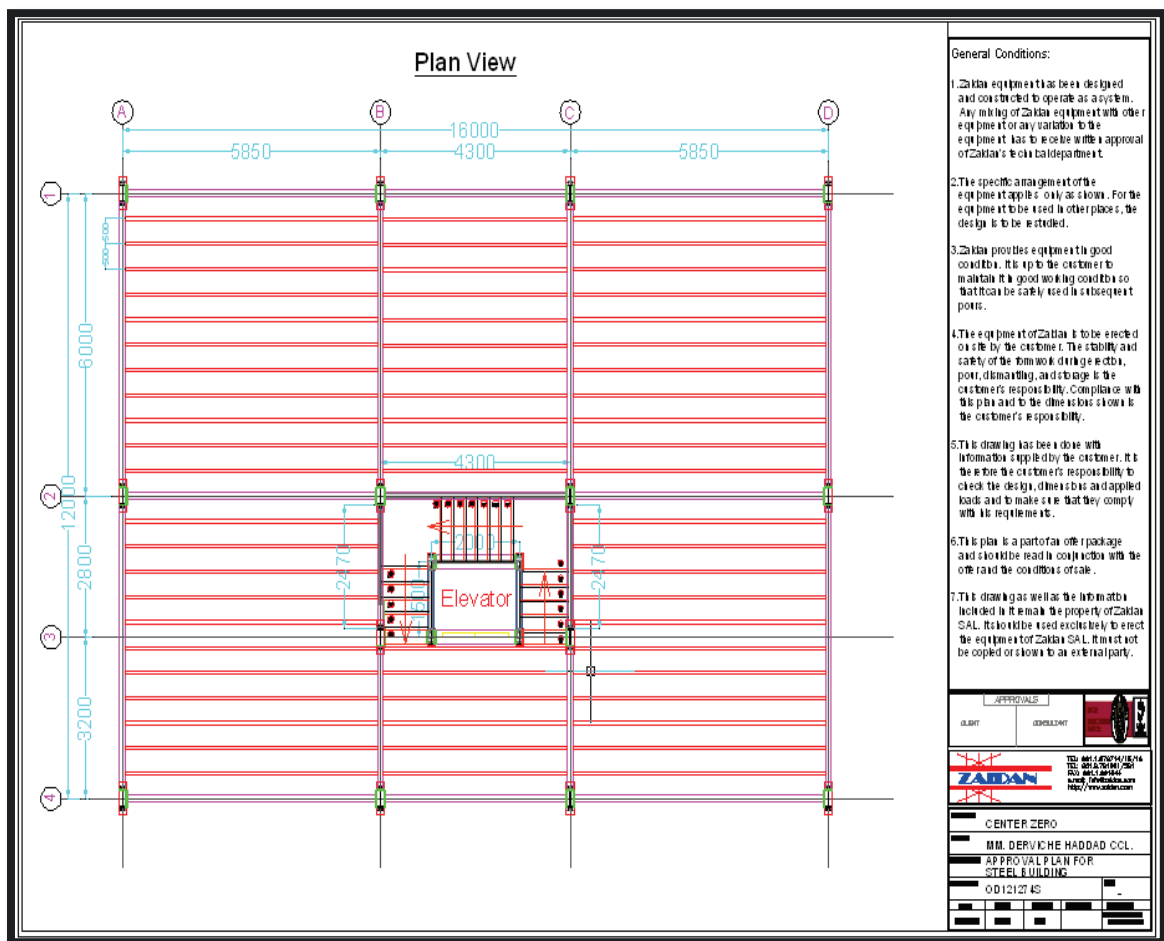


Fig. 5: Vue en haut du plan de la construction métallique

4.1. Calcul d'éléments sous la charge « q » du plancher seulement.

4.1.1. Calcul des poutres secondaires sous « q ».

Le poids du plancher (*Annexe*) est l'addition des deux charges, l'un provenant du poids du dalle de béton d'épaisseur 7.5cm et l'autre provenant du poids des bacs d'acier (*Fig.6*).

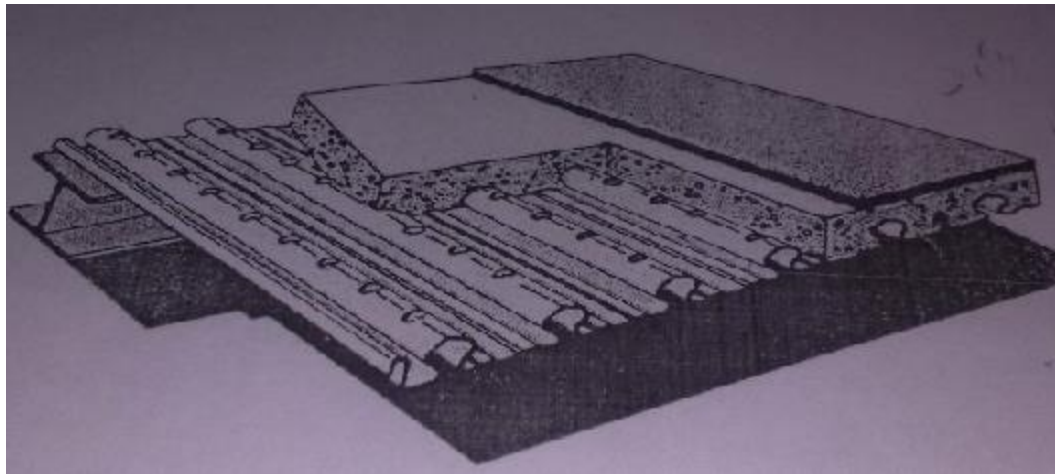


Fig. 6: Plancher Collaborant

En effet :

On va chercher d'abord le charge par mètre carrée, puis on va transformer cette charge en charge linéaire « q » en le multipliant par l'entraxe " δ " supposé 0.5m, appliqué sur une poutre simplement appuyée sur les deux extrémités et de longueur $L = 5.55m$ (*Fig. 7*).

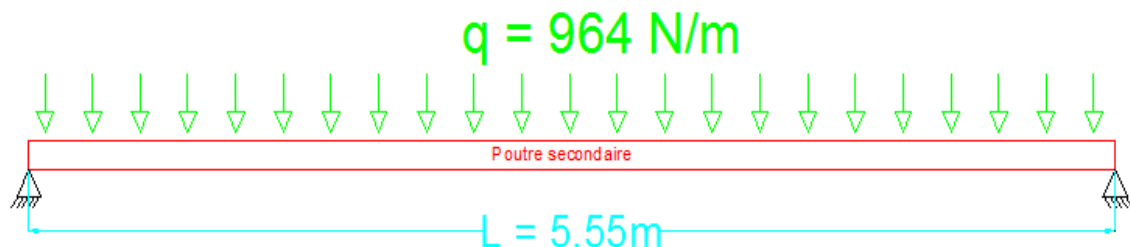


Fig. 7: Poutre secondaire sous charge "q"

On a que, la charge du béton est égale à :

$$24.5 \text{ KN/m}^3 \Rightarrow \text{charge du béton} = 24.5 \times e = 24.5 \times 0.075 = 1.84 \text{ kN/m}^2.$$

D'autre part le poids du plancher est extrait du tableau ci-dessous pour faciliter le calcul.

Donc :

$$\text{charge des bacs en acier} = 0.0984 \text{ KN/m}^2.$$

Alors la charge totale sera :

$$\text{charge du béton} + \text{charge des bacs en acier} = 1.928 \text{ KN/m}^2.$$

La charge linéaire « q » appliquée tous le long de la poutre est égale a :

$$q = 1.928 \times \delta = 1.928 \times 0.5 = 0.964 \text{ KN/m} = 964 \text{ N/m}.$$

Le dimensionnement des poutres principales et secondaires doit satisfaire la condition de résistance et la condition de la flèche comme suite :

a- **Condition de résistance :**

On doit vérifier le moment de flexion M_x due à la charge totale « q », en arrivant à trouver la valeur de $\left(\frac{I}{V}\right)_x$, afin de dimensionner la poutre ci-dessus. En effet:

$$M_{fx} = \frac{ql^2}{8} = \frac{964}{8} \times (5.55)^2 = 3711.7 \text{ N.m}.$$

D'autre part, il faut que :

$$\sigma_{fx} = \frac{M_{fx}}{\left(\frac{I}{V}\right)_x} \leq \sigma_e \Rightarrow \left(\frac{I}{V}\right)_x \geq \frac{M_{fx}}{\sigma_e}.$$

$$\text{Soit } \boxed{\left(\frac{I}{V}\right)_x \geq \frac{3711.7}{240} = 15.46 \text{ cm}^3} \Rightarrow \text{Profile convenable : IPE 80}.$$

b- **Condition de la flèche :**

Cette condition a pour but de vérifier le calcul déjà fait dans la partie (a), en vérifiant que cette poutre qui est formée de IPE80 ne doit pas passer une certaine limite de flexion par rapport a son longueur « L ». D'où :

$$f_{calculée} \leq \frac{l}{200} = \frac{5.55}{200} = 0.02 \text{ m}.$$

La formule de Bertrand de Font violant permet d'écrire :

$$f_{calculée} = \frac{5ql^4}{384xExI_x}.$$

Tel que :

E : Module de young de l'acier en unité de pression égale à 210 GPa.

I_x : Moment d'inertie du profile suivant l'axe "x" en cm^4 .

Application Numérique :

➤ Pour **IPE 80**

$$f_{calculée} = \frac{5 \times 964 \times (5.55)^4}{384 \times 2.1 \times 10^{11} \times 80.1 \times 10^{-8}} = 0.07m > 0.02m \Rightarrow \text{Profile inacceptable.}$$

Dans ce cas on va utiliser un profile supérieur à IPE 80, et avec la même démarche on trouve que :

➤ Pour **IPE 100** \Rightarrow Profile inacceptable.

➤ Pour **IPE 120** dont le moment d'inertie $I_x = 318 \text{ cm}^4$, la flèche calculée sera :

$$f_{calculée} = \frac{5 \times 964 \times (5.55)^4}{384 \times 2.1 \times 10^{11} \times 318 \times 10^{-8}} = 0.018m < 0.02m \Rightarrow \text{Profile acceptable.}$$

Donc pour ce cas où le poids du plancher est seulement considéré, le profile convenable pour les poutres secondaire (*Annexe*) est : **IPE 120**.

Notant que il est possible de trouver le profile le plus proche de notre cas tout de suite de la partie (a), en multipliant le charge linéique « q » par un certain facteur de sécurité d'où :

$$G = \frac{4}{3} \times q = 964 \times \frac{4}{3} = 1285.33 \text{ N/m.}$$

D'autre part, M_{fx} sera :

$$M_{fx} = \frac{Gl^2}{8} = \frac{1285.33}{8} \times (5.55)^2 = 4948.9 \text{ N.m.}$$

$$\Rightarrow \left(\frac{I}{V}\right)_x \geq \frac{M_{fx}}{\sigma_e} \geq \frac{4948.9}{240} \geq 20.62 \text{ cm}^3. \text{ Profile convenable : IPE 100.}$$

Donc cette méthode a pour but de faciliter le calcul pour trouver le profile convenable.

4.1.2. Calcul des poutres principales sous « G ».

Comme on a déjà vu dans le paragraphe précédent (4.1.1.), la charge totale provenant seulement du poids de plancher par mètre carré reste la même 1928 N/m^2 , tandis que la charge linéique « q » va se varier avec la variation de l'aire de la région ou l'entraxe " δ " supposé 5.775m supportée par la poutre principale simplement appuyée à ses extrémités, de longueur maximale $L = 5.33\text{m}$ et sera noter « G » (Fig.8).

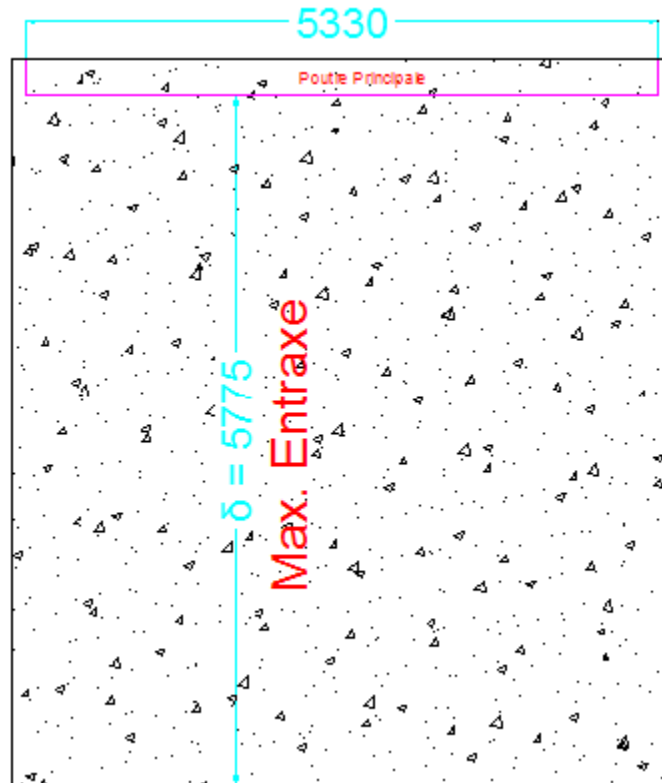


Fig. 8: Entraxe et poutre principale

D'après cette figure on peut déterminer la charge linéique « G », alors :

$$G = 1.928 \times \delta = 1.928 \times 5.775 = 11.1342 \text{ KN/m} = 11134.2 \text{ N/m.}$$

Pour faciliter le calcul on va passer de « G » à « q' » qui représente la charge linéique avec facteur de sécurité (Fig.8), et elle est donnée par la formule suivante :

$$q' = \frac{4}{3} \times G = \frac{4}{3} \times 11134.2 = 14845.6 \text{ N/m.}$$

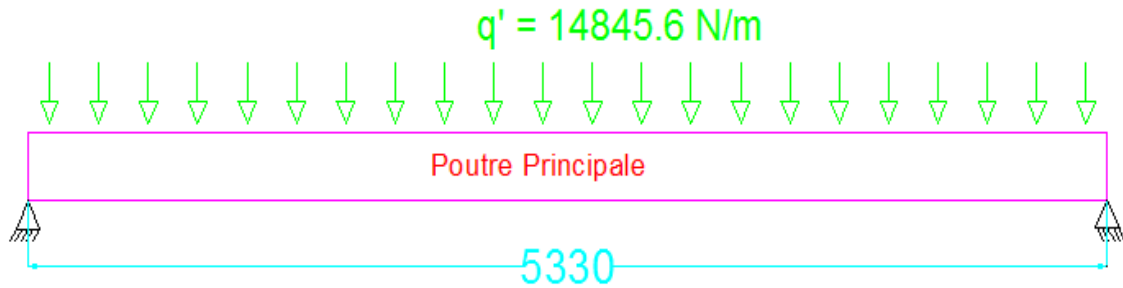


Fig. 9: Poutre Principale « $L=5.33\text{m}$ » sous la charge "q'"

Le dimensionnement de cette poutre doit satisfaire les conditions suivantes :

a- Condition de résistance :

La même démarche de calcul suivie pour calculer les poutres secondaires, d'où :

$$M_{fx} = \frac{q'l^2}{8} = \frac{14845.6}{8} x (5.33)^2 = 52718.3 \text{ N.m.}$$

D'autre part, il faut que :

$$\sigma_{fx} = \frac{M_{fx}}{\left(\frac{I}{V}\right)_x} \leq \sigma_e \Rightarrow \left(\frac{I}{V}\right)_x \geq \frac{M_{fx}}{\sigma_e}.$$

Soit $\left(\frac{I}{V}\right)_x \geq \frac{52718}{240} = 219.65 \text{ cm}^3.$ \Rightarrow *Profile convenable : IPE 220.*

b- Condition de la flèche :

Le profile déjà calculer en (a) ne doit pas dépasser un certain limite de flexion par rapport à la longueur de la poutre. Pour cela, il faut que :

$$f_{calculée} \leq \frac{l}{200} = \frac{5.33}{200} = 0.026 \text{ m.}$$

La formule de Bertrand de Font violant permet d'écrire :

$$f_{calculée} = \frac{5Gl^4}{384xExIx}.$$

Tel que :

E : Module de young de l'acier en unité de pression égale à 210 GPa.

I_x : Moment d'inertie du profile suivant l'axe "x" en cm^4 .

Application Numérique :

➤ Pour **IPE 220**

$$f_{calculée} = \frac{5 \times 11134.2 \times (5.33)^4}{384 \times 2.1 \times 10^{11} \times 2772 \times 10^{-8}} = 0.02m < 0.026m \Rightarrow \text{Profile acceptable.}$$

Donc les poutres principales sont des **IPE 220**.

Pour argumenter ce choix de profile, on va faire la même méthode de calcul sur une autre poutre principale dans le bâtiment métallique, mais dans ce cas on va additionner le poids des poutres secondaires puisque cette poutre principale est considérée comme une poutre portable des poutres secondaires dont les dimensions géométriques sont apparus dans la figure ci-dessous :

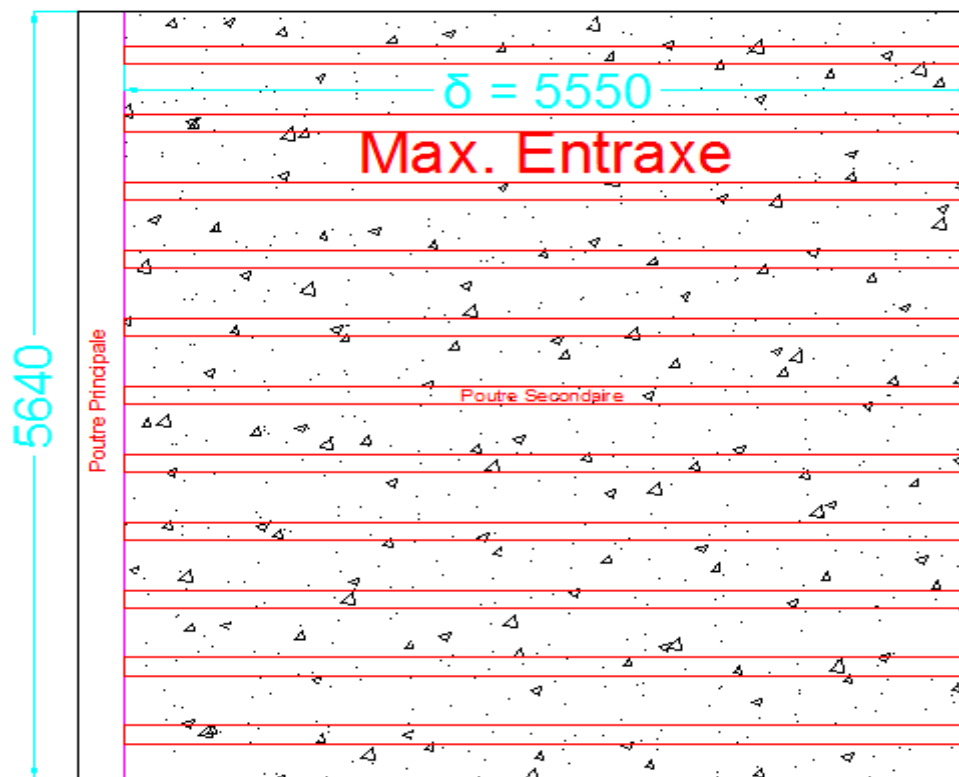


Fig. 10: Charge totale appliquée sur la poutre principale

Dans ce cas on va ajouter sur la charge totale le poids des poutres secondaires par mètre linéaire :

$$11 \text{ joist}/6m \rightarrow 1.83 \text{ joist}/m \Rightarrow \text{Poids d'une joist} = 10.4 \times 5.55 = 57.72 \text{ daN}/m.$$

$$\Rightarrow \text{Poids du poutre secondaire} = 1.83 \times 57.72 = 105.6 \text{ daN/m.}$$

Alors, la charge linéique sera :

$$G = (1.928 \times \delta) + 1.056 = (1.928 \times 5.55) + 1.056 = 11.75 \text{ KN/m} = 11750 \text{ N/m.}$$

$$\Rightarrow q' = \frac{4}{3} \times G = \frac{4}{3} \times 11750 = 15666.6 \text{ N/m. (Fig.11)}$$

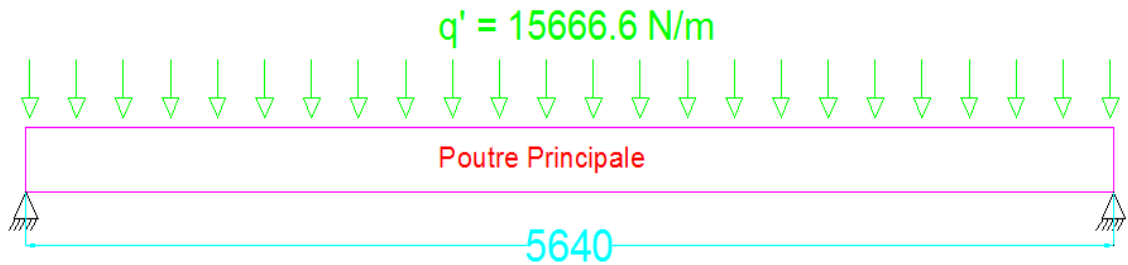


Fig. 11: Poutre principale « L=5.64m » sous la charge "q' "

Le dimensionnement de cette poutre doit satisfaire les conditions suivantes :

a- Condition de résistance :

La même démarche de calcul suivie:

$$M_{fx} = \frac{q'l^2}{8} = \frac{15666.6}{8} \times (5.64)^2 = 62293.5 \text{ N.m.}$$

D'autre part, il faut que :

$$\sigma_{fx} = \frac{M_{fx}}{\left(\frac{I}{V}\right)_x} \leq \sigma_e \Rightarrow \left(\frac{I}{V}\right)_x \geq \frac{M_{fx}}{\sigma_e}.$$

$$\text{Soit } \left(\frac{I}{V}\right)_x \geq \frac{62293.5}{240} = 259.5 \text{ cm}^3. \Rightarrow \text{Profile convenable : IPE 240.}$$

b- Condition de la flèche :

Le profile déjà calculer en (a) ne doit pas dépasser un certain limite de flexion par rapport à la longueur de la poutre. Pour cela, il faut que :

$$f_{calculée} \leq \frac{l}{200} = \frac{5.64}{200} = 0.028 \text{ m.}$$

La formule de Bertrand de Fontviolant permet d'écrire :

$$f_{calculée} = \frac{5Gl^4}{384xExI_x}.$$

Application Numérique :

➤ Pour **IPE 240**

$$f_{calculée} = \frac{5 \times 11750 \times (5.64)^4}{384 \times 2.1 \times 10^{11} \times 3892 \times 10^{-8}} = 0.018\text{m} < 0.028\text{m} \Rightarrow \text{Profile acceptable.}$$

D'où l'argumentation de profile **IPE 240**. (Annexe)

4.2. Calcul d'éléments sous la charge totale.

Ce bâtiment métallique est composé de cinq étages dont chacune est la branche principale des grandes entreprises au Liban, alors maintenant on va tenir en compte la charge d'exploitation « **Q** » supposée 240 Kg/m^2 provenant du poids des employées et des équipements dans les étages de 1 à 4, en éliminant le cinquième du calcul puisqu'il est indépendant de cette charge. Donc la charge totale agissant dans chaque étage est :

$$\begin{aligned} \text{charge permanente} + \text{charge d'exploitation} &= 1.928 \text{ KN/m}^2 + 0.24 \text{ KN/m}^2 \\ &= 2.168 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

4.2.1. Dimensionnement des poutres secondaires sous la charge totale.

L'addition de la charge d'exploitation « **Q** », conduit au redimensionnement de la poutre secondaire calculée dans les paragraphes précédents comme suite :

La charge linéique « **q** », appliquée sur la poutre de la figure ci-dessous sera :

$$G = 2.168 \times \delta = 2.168 \times 0.5 = 1.084 \text{ KN/m} = 1084 \text{ N/m.}$$

$$\Rightarrow q = \frac{4}{3} \times G = \frac{4}{3} \times 1084 = 1445.3 \text{ N/m.}$$

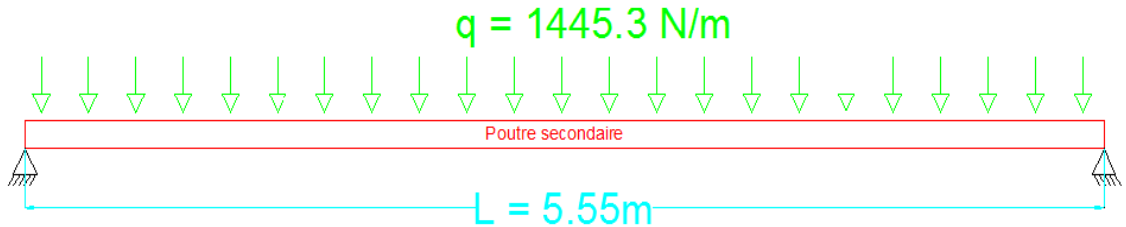


Fig. 12: Poutre secondaire « L=5.55m » sous la charge "q"

Le dimensionnement de cette poutre doit satisfaire les conditions suivantes :

a- Condition de résistance :

La même démarche de calcul suivie pour calculer les poutres secondaires, d'où :

$$M_{fx} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1445.3}{8} \times (5.55)^2 = 5564.8 \text{ N.m.}$$

D'autre part, il faut que :

$$\sigma_{fx} = \frac{M_{fx}}{\left(\frac{I}{V}\right)_x} \leq \sigma_e \Rightarrow \left(\frac{I}{V}\right)_x \geq \frac{M_{fx}}{\sigma_e}.$$

Soit $\boxed{\left(\frac{I}{V}\right)_x \geq \frac{5564.8}{240} = 23.18 \text{ cm}^3.} \Rightarrow \text{Profile convenable : IPE 100.}$

b- Condition de la flèche :

Le profile déjà calculer en (a) ne doit pas dépasser un certain limite de flexion par rapport à la longueur de la poutre. Pour cela, il faut que :

$$f_{calculée} \leq \frac{l}{200} = \frac{5.55}{200} = 0.027 \text{ m.}$$

La formule de Bertrand de Font violant permet d'écrire :

$$f_{calculée} = \frac{5Gl^4}{384xExI_x}$$

Application Numérique :

➤ Pour **IPE 100**

$$f_{calculée} = \frac{5 \times 1084 \times (5.55)^4}{384 \times 2.1 \times 10^{11} \times 171 \times 10^{-8}} = 0.037m < 0.027m \Rightarrow \text{Profile inacceptable.}$$

Alors il faut passer au profile supérieur qui le **IPE 120** ⇒

$$f_{calculée} = \frac{5 \times 1084 \times (5.55)^4}{384 \times 2.1 \times 10^{11} \times 318 \times 10^{-8}} = 0.02m < 0.027m \Rightarrow \text{Profile acceptable.}$$

Donc les poutres secondaires sont fabriquées de profile **IPE 120** dans les cinq étages constituant notre ossature métallique.

4.2.2 Dimensionnement des poutres principales sous la charge totale.

A cause de la charge d'exploitation, le redimensionnement des poutres principales est nécessaire, pour cela le même calcul effectué dans les paragraphes ci-dessous va être répétitif avec une variation sur la charge totale qui est l'addition de la charge d'exploitation avec la charge permanente. En effet :

La charge linéique « **G** » sera :

$$G = (2.168 \times \delta) = (2.168 \times 5.775) = 12.52 \text{ KN/m} = 12520.2 \text{ N/m.}$$

$$\Rightarrow q' = \frac{4}{3} \times G = \frac{4}{3} \times 12520.2 = 16693.6 \text{ N/m.}$$

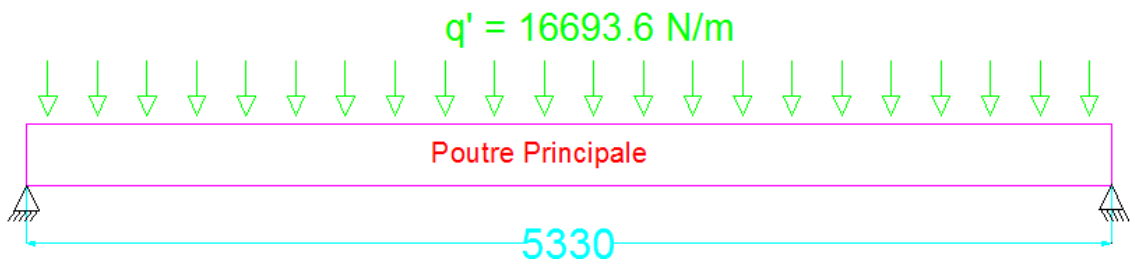


Fig. 13: Poutre principale « L=5.33m » sous la charge "q'"

Le dimensionnement de cette poutre doit satisfaire les conditions suivantes :

a- **Condition de résistance :**

La même démarche de calcul suivie pour calculer les poutres secondaires, d'où :

$$M_{fx} = \frac{q'l^2}{8} = \frac{16693.6}{8} * (5.33)^2 = 59280.8 \text{ N.m.}$$

D'autre part, il faut que :

$$\sigma_{fx} = \frac{M_{fx}}{\left(\frac{I}{V}\right)_x} \leq \sigma_e \Rightarrow \left(\frac{I}{V}\right)_x \geq \frac{M_{fx}}{\sigma_e}.$$

$$\text{Soit } \left(\frac{I}{V}\right)_x \geq \frac{59280.8}{240} = 247 \text{ cm}^3. \Rightarrow \text{Profile convenable : IPE 220.}$$

b- **Condition de la flèche :**

Le profile déjà calculer en (a) ne doit pas dépasser un certain limite de flexion par rapport à la longueur de la poutre. Pour cela, il faut que :

$$f_{calculée} \leq \frac{l}{200} = \frac{5.33}{200} = 0.026 \text{ m.}$$

La formule de Bertrand de Fontviolant permet d'écrire :

$$f_{calculée} = \frac{5Gl^4}{384 * E * I_x}.$$

Application Numérique :

➤ **Pour IPE 220**

$$f_{calculée} = \frac{5 * 12520.2 * (5.33)^4}{384 * 2.1 * 10^{11} * 2772 * 10^{-8}} = 0.022 \text{ m} < 0.026 \text{ m} \Rightarrow \text{Profile acceptable.}$$

Donc les poutres principales sont des **IPE 220**. (Annexe)

Pour argumenter ce choix de profile, on va faire la même méthode de calcul sur une autre poutre principale dans le bâtiment métallique en additionnant le poids des poutres principales aux charges citées ci-dessous, dont les dimensions géométriques sont apparus dans la **figure (10)** :

En effet, la charge linéique sera :

$$G = (2.168 * \delta) + 1.056 = (2.168 * 5.55) + 1.056 = 13.15 \text{ KN/m} = 13150 \text{ N/m.}$$

$$\Rightarrow q' = \frac{4}{3} * G = \frac{4}{3} * 13150 = 17533.3 \text{ N/m. (Fig.14)}$$

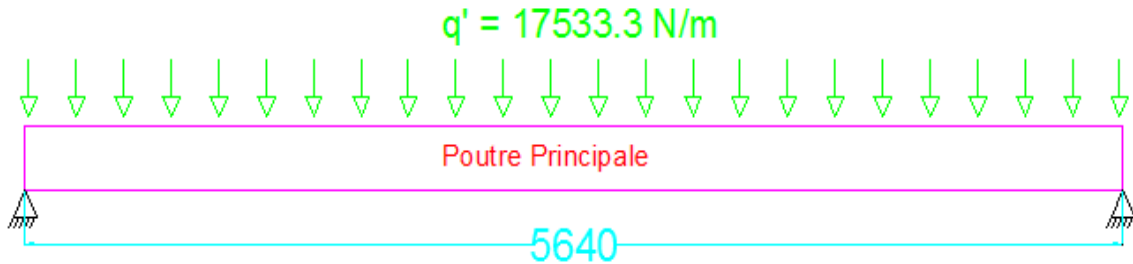


Fig. 14: Poutre principale "L=5.64m" sous la charge "q'"

Le dimensionnement de cette poutre doit satisfaire les conditions suivantes :

a- Condition de résistance :

La même démarche de calcul suivie:

$$M_{fx} = \frac{q'l^2}{8} = \frac{17533.3}{8} * (5.64)^2 = 69715.9 \text{ N.m.}$$

D'autre part, il faut que :

$$\sigma_{fx} = \frac{M_{fx}}{\left(\frac{I}{V}\right)_x} \leq \sigma_e \Rightarrow \left(\frac{I}{V}\right)_x \geq \frac{M_{fx}}{\sigma_e}.$$

$$\text{Soit } \boxed{\left(\frac{I}{V}\right)_x \geq \frac{69715.9}{240} = 290.48 \text{ cm}^3.} \Rightarrow \text{Profile convenable : IPE 240.}$$

b- Condition de la flèche :

Le profile déjà calculer en (a) ne doit pas dépasser un certain limite de flexion par rapport à la longueur de la poutre. Pour cela, il faut que :

$$f_{calculée} \leq \frac{l}{200} = \frac{5.64}{200} = 0.028 \text{ m.}$$

La formule de Bertrand de Fontviolant permet d'écrire :

$$f_{calculée} = \frac{5Gl^4}{384 * E * I_x}.$$

Application Numérique :

➤ **Pour IPE 240**

$$f_{calculée} = \frac{5 * 13150 * (5.64)^4}{384 * 2.1 * 10^{11} * 3892 * 10^{-8}} = 0.021m < 0.028m \Rightarrow \text{Profile acceptable.}$$

D'où l'argumentation de profile *IPE 220* d'une poutre à une autre indique que ce profile est inacceptable pour toutes ces poutres, donc pour des raisons de fabrications et d'assemblage c.à.d. pour rendre l'opération de la construction de bâtiment très facile dans l'usine durant la fabrication des pièces et sur le chantier durant l'assemblage, on va adopter **IPE 240** (*Annexe*) comme un nouveau profile utilisable pour ce bâtiment métallique dans n'importe quel étage comme une poutre principale dans le cas où la charge considérée est totale.

4.2.2. Dimensionnement des poutres principales sous l'action du vent.

Dans cette partie, on va étudier l'effet horizontal sur les poutres principales dérivantes de l'action globale du vent, qui agit horizontalement sur ces poutres (*Fig.15*).

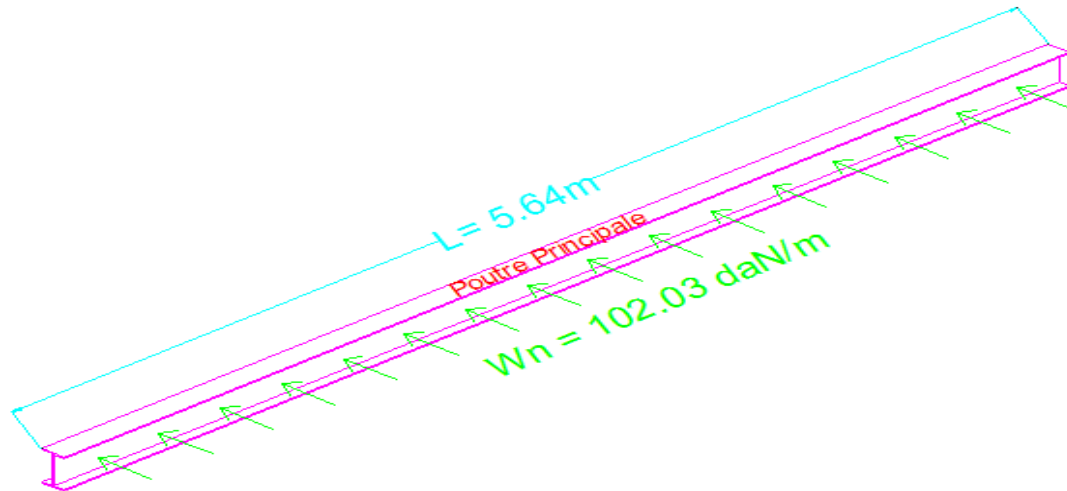


Fig. 15: Poutre Principale sous l'action du vent

Comme on a déjà vu, l'action globale du vent est donnée par la formule suivante :

$$W_n = p \cdot (C_e - C_i) \cdot \delta \cdot L \text{ [daN/m]}.$$

D'où :

$$W_n = 79.1 \cdot (0.8 - 0.3) \cdot 0.86 \cdot 3 = 102.03 \text{ daN/m}.$$

Le dimensionnement de cette poutre doit satisfaire les conditions suivantes :

a- Condition de résistance :

La même démarche de calcul suivie dans la partie précédente mais en considérant maintenant le moment de flexion suivant l'axe « Y » :

$$M_{fy} = \frac{W_n l^2}{8} = \frac{1020.3}{8} \cdot (5.64)^2 = 4056.9 \text{ N.m}.$$

D'autre part, il faut que :

$$\sigma_{fy} = \frac{M_{fy}}{\left(\frac{I}{V}\right)_y} \leq \sigma_e \Rightarrow \left(\frac{I}{V}\right)_y \geq \frac{M_{fy}}{\sigma_e}.$$

$$\text{Soit } \boxed{\left(\frac{I}{V}\right)_y \geq \frac{4056.9}{240} = 16.9 \text{ cm}^3.} \Rightarrow \text{Profile convenable : IPE 180.}$$

b- Condition de la flèche :

Le profile déjà calculer en (a) ne doit pas dépasser un certain limite de flexion par rapport à la longueur de la poutre. Pour cela, il faut que :

$$f_{calculée} \leq \frac{l}{200} = \frac{5.64}{200} = 0.028 \text{ m.}$$

La formule de Bertrand de Fontviolant permet d'écrire :

$$f_{calculée} = \frac{5W_n l^4}{384xExI_y}.$$

Application Numérique :

➤ **Pour IPE 180**

$$f_{calculée} = \frac{5 \times 1020.3 \times (5.64)^4}{384 \times 2.1 \times 10^{11} \times 101 \times 10^{-8}} = 0.063 \text{ m} < 0.028 \text{ m} \Rightarrow \text{Profile inacceptable.}$$

Alors il faut choisir un profile supérieur à **IPE 180** et peut vérifier les conditions de dimensionnements des structures métalliques.

➤ **Pour IPE 200**

$$f_{calculée} = \frac{5 \times 1020.3 \times (5.64)^4}{384 \times 2.1 \times 10^{11} \times 142 \times 10^{-8}} = 0.045 \text{ m} < 0.028 \text{ m} \Rightarrow \text{Profile inacceptable.}$$

➤ **Pour IPE 220**

$$f_{calculée} = \frac{5 \times 1020.3 \times (5.64)^4}{384 \times 2.1 \times 10^{11} \times 205 \times 10^{-8}} = 0.031 \text{ m} < 0.028 \text{ m} \Rightarrow \text{Profile inacceptable.}$$

➤ **Pour IPE 240**

$$f_{calculée} = \frac{5 \times 1020.3 \times (5.64)^4}{384 \times 2.1 \times 10^{11} \times 284 \times 10^{-8}} = 0.022 \text{ m} < 0.028 \text{ m} \Rightarrow \text{Profile acceptable.}$$

Donc, d'après les calculs, on conclut que le profil de la poutre doit être **IPE 240** (*Annexe*) pour supporter ce genre de charge horizontale.

4.2.3. Combinaison de la charge.

Les charges appliquées sur les poutres principales sont des combinaisons des différentes charges, d'action verticale et horizontale. La combinaison de ces charges nous donne que le profil **IPE 240**, va être le profil étudié selon les normes française (CM66 et Additif 80), dans le but de la vérification des conditions de résistances en cas d'élasticité et plasticité. En effet :

➤ Calcul en élasticité

La condition de résistance selon les règles CM66 est :

$$\sigma_{fx} + \sigma_{fy} < \sigma_e$$

Tel que : $\sigma_{fx} = \frac{M_{fx}}{\left(\frac{I}{V}\right)_x}$: C'est la contrainte de flexion suivant l'axe « X », pour IPE 240.

$\sigma_{fy} = \frac{M_{fy}}{\left(\frac{I}{V}\right)_y}$: C'est la contrainte de flexion suivant l'axe « Y », pour IPE 240.

$$\Rightarrow \frac{M_{fx}}{\left(\frac{I}{V}\right)_x} + \frac{M_{fy}}{\left(\frac{I}{V}\right)_y} < \sigma_e$$

Or,

$$M_{fx} = \frac{q'l^2}{8} = \frac{17533.3}{8} * (5.64)^2 = 69715.9 \text{ N.m.}$$

Et

$$M_{fy} = \frac{W_n l^2}{8} = \frac{1020.3}{8} * (5.64)^2 = 4056.9 \text{ N.m.}$$

$$\Rightarrow \frac{69715.9}{324} + \frac{4056.9}{47.3} < 24 \text{ daN/mm}^2.$$

$$\Rightarrow 30.09 \text{ daN/mm}^2 < 24 \text{ daN/mm}^2. \boxed{\text{Profile inacceptable}}$$

Dans ce cas et avant de passer à la deuxième condition, il faut prendre un profil supérieur à **IPE240** (*Annexe*) pour vérifier la condition de résistance.

- **IPE 270**

- **Calcul en élasticité**

La condition de résistance selon les règles CM66 est :

$$\sigma_{fx} + \sigma_{fy} < \sigma_e$$

Tel que : $\sigma_{fx} = \frac{M_{fx}}{\left(\frac{I}{V}\right)_x}$: C'est la contrainte de flexion suivant l'axe« X », pour IPE 270.

$\sigma_{fy} = \frac{M_{fy}}{\left(\frac{I}{V}\right)_y}$: C'est la contrainte de flexion suivant l'axe« Y », pour IPE 270.

$$\Rightarrow \frac{M_{fx}}{\left(\frac{I}{V}\right)_x} + \frac{M_{fy}}{\left(\frac{I}{V}\right)_y} < \sigma_e$$

Or,

$$M_{fx} = \frac{q'l^2}{8} = \frac{17533.3}{8} * (5.64)^2 = 69715.9 \text{ N.m.}$$

Et

$$M_{fy} = \frac{W_n l^2}{8} = \frac{1020.3}{8} * (5.64)^2 = 4056.9 \text{ N.m.}$$

$$\Rightarrow \frac{69715.9}{429} + \frac{4056.9}{62.2} < 24 \text{ daN/mm}^2.$$

$$\Rightarrow 22.77 \text{ daN/mm}^2 < 24 \text{ daN/mm}^2. \boxed{\text{Profile acceptable}}$$

- **Calcul en plasticité**

La condition de résistance selon l'Additif 80 est :

$$\left(\frac{M_x}{M_{Px}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_y}{M_{Py}}\right)^\beta \leq 1$$

Avec :

$$M_P = Z * \sigma_e$$

Où :

- Z: Module plastique de la section.

- M_p : moment de plastification de la section.
- $\alpha = 2$ et $\beta = 1$ (dans notre cas).

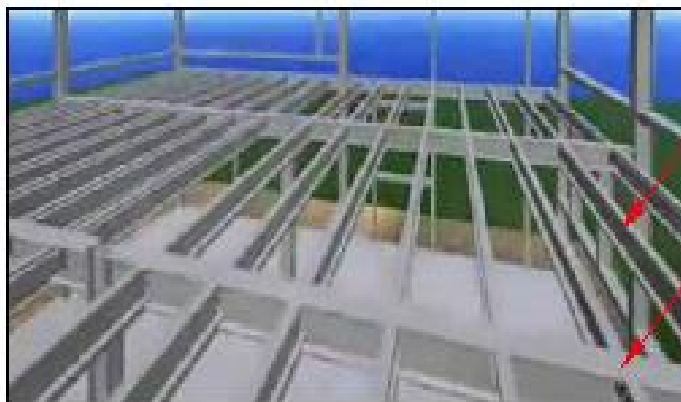
En effet :

$$Z_x = 484000 \text{ mm}^3 \Rightarrow M_{px} = 484000 * 24 = 11616000 \text{ daN} \cdot \text{mm} = 116.16 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

$$Z_y = 96800 \text{ mm}^3 \Rightarrow M_{py} = 96800 * 24 = 2323200 \text{ daN} \cdot \text{mm} = 23.23 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

$$\Rightarrow \left(\frac{M_x}{M_{px}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_y}{M_{py}} \right)^\beta = \left(\frac{69.7159}{116.16} \right)^2 + \left(\frac{4.0569}{23.23} \right)^1 = 0.53 \leq 1. \text{ Profile acceptable}$$

Le calcul en élasticité montre que le profile **IPE 240** est inacceptable et ne vérifie pas la condition de résistance selon la règle CM66 ce qui nous oblige de vérifier cette condition celle de flèche selon la règle de l'Additif 80 pour un profile supérieur et le calcul nous conduit à considérer le profile **IPE270** comme un profile final pour les poutres principales du bâtiment métallique (**Fig.16**).



Poutre Secondaire
IPE120

Poutre Principale
IPE 270

Fig. 16: Notation des éléments calculés

5. Calcul des poteaux.

Dans ce chapitre, on va dimensionner les poteaux composants de notre bâtiment métallique. Mais pour pouvoir dimensionner ces pièces, on doit tout d'abord calculer les charges et les moments qui les sollicitent. Les poteaux sont de 3 mètre d'hauteur et supposant encastree à ses extrémités ainsi qu'à la fondation. Ils constituent les appuis de la structures et le défaut de calcul durant leurs dimensionnement est interdit parce qu'il conduit à la ruine de bâtiment. La position de chacun poteau dans la structure nous donne une complète idée sur les charges et les sollicitations qui l'affectent. Pour cela, notre objectif est de trouver le poteau qui comporte les maximums charges et sollicitations et le dimensionner.

5.1. Calcul des charges :

➤ Charges permanentes :

La charge permanente groupe le poids du plancher, du béton, des poutres principales et secondaires. Notant que cette charge est variable d'un étage à un autre et augmente en ascendant de haut en bas. Le cinquième étage comporte les charges dérivantes seulement des charges permanentes en éliminant les charges d'exploitations. Le calcul est déjà effectué durant le dimensionnement des poutres principales de longueur maximale $L = 5.64 \text{ m}$ dans les paragraphes ci-dessous et dans ce cas la charge linéaire $q'_1 = 15.666 \text{ KN/m}$. Dans les autres étages, la même poutre calculée sous la charge linéaire " q'_1 " sera être calculée de nouveau sous une autre charge linéaire $q'_2 = 17.53 \text{ KN/m}$ qui inclus la charge d'exploitation.

➤ Charge du vent

Tous les poteaux sont chargés par l'action du vent selon deux façades du bâtiment métallique dans les directions des axes « X et Y ». On a déjà calculé la valeur de cette action horizontale comme suite :

$$W_n = p. (C_e - C_i). \delta. L \text{ [daN/m]}.$$

D'où :

$$W_n = 79.1 * (0.8 - 0.3) * 0.86 * 3 = 102.03 \text{ daN/m}.$$

5.2. Calcul des sollicitations.

Le bâtiment métallique représente un ensemble des pièces attachées entre eux par des liaisons considérants comme encastree. La stratégie de notre travail consiste à partager le bâtiment en quatre châssis composé des poteaux et des poutres principales et liés entre eux par les poutres secondaires. Le calcul sera fait sur le châssis exposé directement au vent, et maximum chargé. Donc le calcul des sollicitations consiste à calculer les réactions et les moments fléchissant maximaux aux nœuds qui sont représentés par le couleur rouge (**Fig.17**).

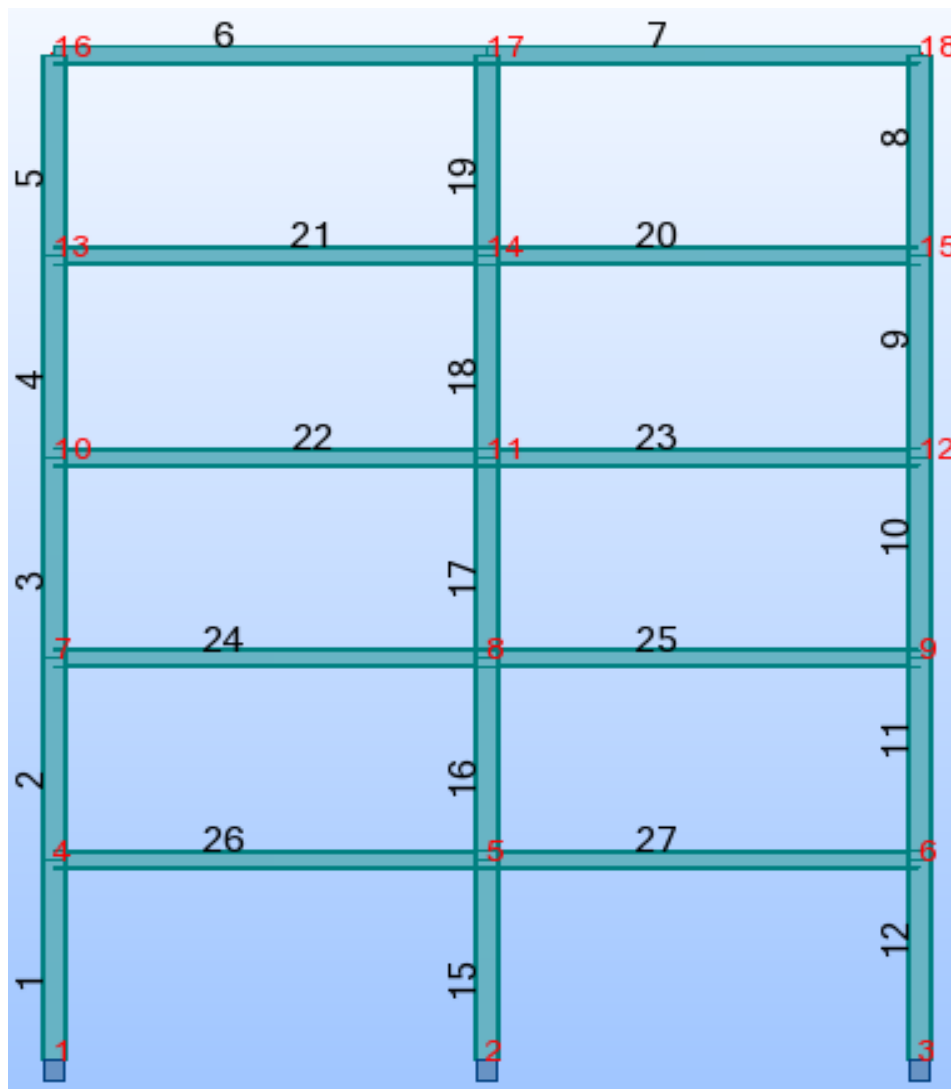


Fig. 17: Vue d'élévation du bâtiment

5.3. Combinaisons des charges.

Pour être capable de dimensionner les poteaux de ce bâtiment, il faut prendre le cas critique des charges appliquées, donc il faut faire une combinaison entre les charges (permanente + vent + séisme + température) à l'aide de logiciel « ROBOT », afin de grouper les sollicitations maximaux dans un tableau pour une dimensionnement parfaite. D'après les résultats obtenus sur le « ROBOT », voici les tableaux ci-dessus qui représentent les cas maximaux des réactions et des moments fléchissant résultants des combinaisons des charges :

- Réactions d'appuis :

	<i>R_x (KN)</i>	<i>R_z (KN)</i>	<i>M_y (KN.m)</i>
Cas	3	3	3
Noeud	1	2	1
Valeur Max.	15.24	739.09	34.48
Cas	3	2	3
Noeud	3	1	3
Valeur Min.	-25.04	-6.71	-54.07

Tab. 3: Valeurs max. des réactions d'appuis

- Force :

	<i>F_x (KN)</i>	<i>F_z (KN)</i>	<i>M_y (KN.m)</i>
Cas	3	3	3
Barre	15	22	8
Noeud	2	11	15
Valeur Max.	739.09	76.58	56.02
Cas	3	3	3
Barre	20	26	24
Noeud	14	5	8
Valeur Min.	-15.38	-74.9	-76.28

Tab. 4: Valeurs max. des forces

La combinaison des charges effectuées par le logiciel (*Annexe*) nous donne les résultats maximaux des réactions et des moments dans les nœuds et les barres numérotées sur la *figure (17)*. Notez que :

- **Cas 1** : Représente sur le « Robot », les charges " q'_1 " et " q'_2 ".
- **Cas 2** : Représente l'action du vent.
- **Cas 3** : Représente la combinaison des charges.
- **Cas 4** : Représente l'état modal.
- **Cas 5** : Représente la charge sismique dans la direction « X ».
- **Cas 6** : Représente la charge sismique dans la direction « Z ».
- **Cas 7** : Représente les déformations due au l'effet de la température.
- **Cas 8** : Représente le poids propre du système.

Les carreaux colorés en jaune, représentent les valeurs maximales des réactions et des moments dans les différentes directions. L'analyse des deux tableaux précédents, nous conduit à déterminer les barres et les nœuds qui supportent les maximales valeurs des réactions et de moments où les calculs des phénomènes physiques ont lieux.

5.4. Dimensionnement des poteaux au flambement.

Dans le domaine de la résistance des matériaux, le flambage est la tendance qu'a une poutre sollicitée en compression longitudinale à fléchir, et donc à se déformer dans une direction perpendiculaire à la force appliquée. Le flambage se produit d'autant plus facilement que la poutre est longue et de faible section. La tendance au flambage dépend aussi de type d'attache de la poutre. Donc le phénomène de flambement conduit souvent à la ruine de la structure. A titre d'illustration, voici quelques exemples ci-dessous :



Fig. 18 : Flambement des rails et Collision des étages

Les poteaux sont sollicités en compression sous l'effet des charges vertical suivant l'axe « Z », et en flexion sous l'effet de l'action horizontale suivant l'axe « X », pour cela on doit faire étudier le phénomène de flambement dans les poteaux où l'effort normale " F_z " et le moment fléchissant " M " ont des valeurs maximales. D'après les deux tableaux précédents, la valeur maximale de l'effort normale « N », est donnée par le tableau des réactions d'appuis et qui est égale : $R_z (KN) = N = 739.09 KN$, appliqué au nœud numéro 2. D'autre part, le deuxième tableau nous donne la valeur maximale du moment de fléchissant qui est égale : $M_y (KN.m) = -76.28 KN.m.$, appliqué au nœud numéro 8 de la barre numéro 24.

➤ Condition de résistance selon les règles CM66 :

$$K_1 \sigma + K_f \sigma_f < \sigma_e$$

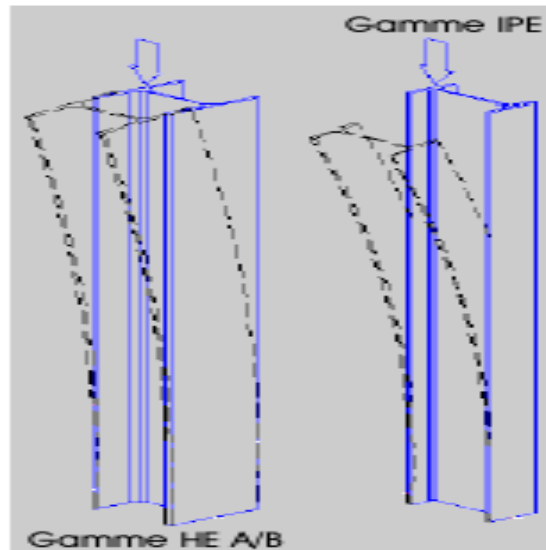


Fig. 19: Résistance des profils IPE et HEA au flambement

Où :

- ✓ σ : contrainte de compression ; $\sigma = \frac{N}{A}$.
- ✓ σ_f : contrainte de flexion.
- ✓ K_1 : coefficient d'amplification des contraintes de compression ; $K_1 = \frac{\mu-1}{\mu-1.3}$.
- ✓ μ : coefficient d'éloignement de l'état critique, $\mu = \frac{\sigma_k}{\sigma}$.

- ✓ σ_k : contrainte critique d'Euler ; $\sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$.
- ✓ λ : élancement du poteau ; $\lambda = \frac{L_k}{i_x}$.
- ✓ K_f : coefficient d'amplification des contraintes de flexion ; $K_f = \frac{\mu+0.25}{\mu-1.3}$
- ✓ L_f : longueur de flambement.
- ✓ i_x : rayon de giration du profile ; $i_x = \sqrt{\frac{I}{A}}$.
- ✓ I : moment quadratique.

L'étude des poutres principales à l'encastrement avec les poteaux nous conduit à un profile **IPE 270**. Les poteaux supportent de plus un effort normal « **N** », cela veut dire que sa section sera à priori supérieure (**Fig.20**).

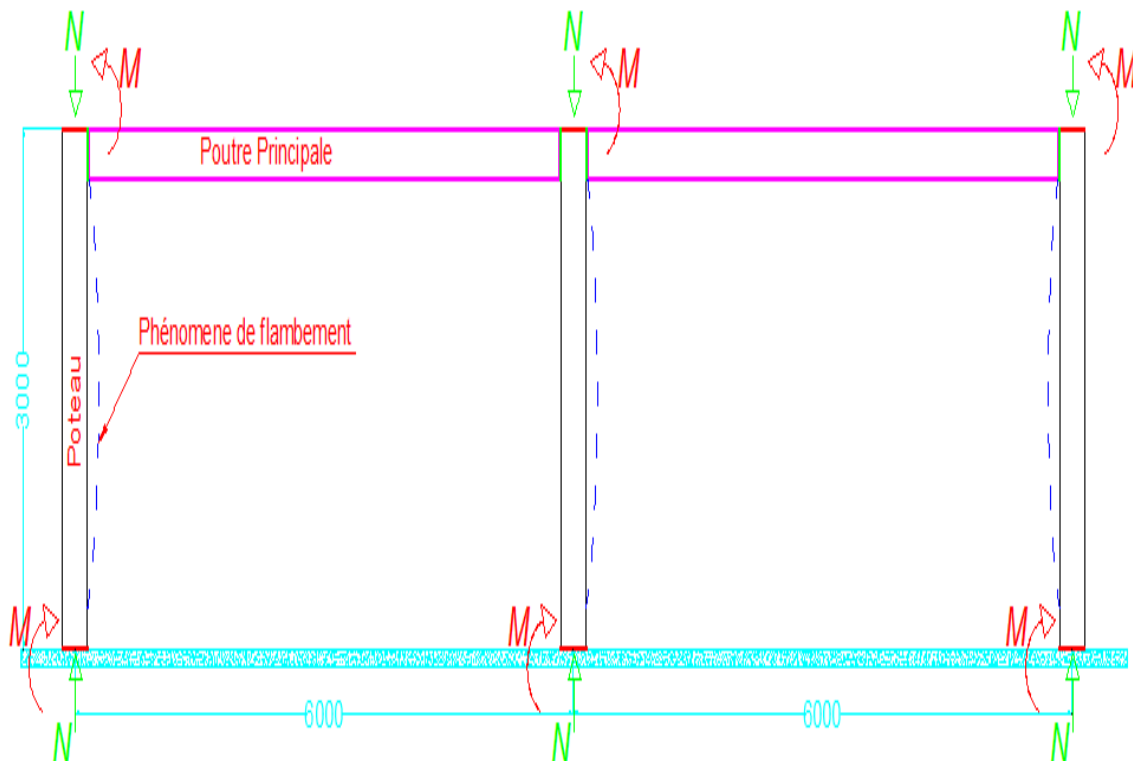


Fig. 20: les sollicitations et phénomène du flambement

❖ IPE 270• Longueur de flambement :

Dans le cas d'un portique encastré en pieds, la longueur de flambement sera calculée par la formule suivant :

$$l_f = l_m \left(\frac{5 + 2k}{5 + k} \right)$$

Avec :

$$K = \frac{I_{poteau} \times L_t}{I_t \times L_m} = \frac{6}{3} = 2.$$

$$\Rightarrow l_f = 3x \left(\frac{5 + 2 \times 2}{5 + 2} \right) = 3.85m.$$

• Élancement du poteau :

$$\lambda_x = l_f / i_x.$$

$$\Rightarrow \lambda_x = \frac{3.85}{11.2 \times 10^{-2}} = 34.37.$$

• Contrainte critique d'Euler :

$$\sigma_k = \pi^2 \times E / \lambda_x^2$$

$$\Rightarrow \sigma_k = \frac{\pi^2 \times 21000}{(34.37)^2} = 175.45 \text{ daN/mm}^2.$$

• Contrainte de compression :

$$\sigma = N/A$$

$$\Rightarrow \sigma = \frac{739.09}{45.9} = 16.1 \text{ daN/mm}^2.$$

• Coefficient d'éloignement de l'état critique "μ" :

$$\mu = \sigma_k / \sigma$$

$$\Rightarrow \mu = \frac{175.45}{16.1} = 10.89.$$

- Coefficient d'amplification des contraintes de compression " K_1 " :

$$K_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1.3}$$

$$\Rightarrow K_1 = \frac{10.89 - 1}{10.89 - 1.3} = 1.03 .$$

- Coefficient d'amplification des contraintes de flexion " K_f " :

$$K_f = \frac{\mu + \alpha}{\mu - 1.3}$$

$$\Rightarrow K_f = \frac{10.89 + 0.25}{10.89 - 1.3} = 1.16 .$$

- Contraintes de flexion " σ_f " :

$$\sigma_f = \frac{M}{(I|v)_x}$$

$$\Rightarrow \sigma_f = \frac{|-7628000|}{429000} = 17.78 \text{ daN/mm}^2 .$$

La condition de résistance sera :

$$K_1 \sigma + K_f \sigma_f < \sigma_e$$

$$\Rightarrow (1.03 \times 16.1) + (1.16 \times 17.78) = 37.2 > \sigma_e = 24 \text{ daN/mm}^2 .$$

Donc le profil **IPE270** ne vérifie pas la condition de résistance du poteau.

❖ IPE 300

- Longueur de flambement :

La longueur de flambement sera calculée par la formule suivant :

$$l_f = l_m \left(\frac{5 + 2k}{5 + k} \right)$$

Avec :

$$K = \frac{I_{\text{poteau}} \times L_t}{I_t \times L_m} = \frac{8356 \times 6}{5790 \times 3} = 2.88 .$$

$$\Rightarrow l_f = 3x \left(\frac{5 + 2x2.88}{5 + 2.88} \right) = 4.09m.$$

- Élancement du poteau :

$$\lambda_x = l_f / i_x.$$

$$\Rightarrow \lambda_x = \frac{4.09}{12.5x10^{-2}} = 32.72.$$

- Contrainte critique d'Euler :

$$\sigma_k = \pi^2 x E / \lambda_x^2$$

$$\Rightarrow \sigma_k = \frac{\pi^2 x 21000}{(32.72)^2} = 193.59 \text{ daN/mm}^2.$$

- Contrainte de compression :

$$\sigma = N / A$$

$$\Rightarrow \sigma = \frac{739.09}{53.8} = 13.73 \text{ daN/mm}^2.$$

- Coefficient d'éloignement de l'état critique " μ " :

$$\mu = \sigma_k / \sigma$$

$$\Rightarrow \mu = \frac{193.59}{13.73} = 14.09.$$

- Coefficient d'amplification des contraintes de compression " K_1 " :

$$K_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1.3}$$

$$\Rightarrow K_1 = \frac{14.09 - 1}{14.09 - 1.3} = 1.02.$$

- Coefficient d'amplification des contraintes de flexion " K_f " :

$$K_f = \frac{\mu + \alpha}{\mu - 1.3}$$

$$\Rightarrow K_f = \frac{14.09 + 0.25}{14.09 - 1.3} = 1.12.$$

- Contraintes de flexion " σ_f " :

$$\sigma_f = \frac{M}{(I|v)_x}$$

$$\Rightarrow \sigma_f = \frac{|-7628000|}{557000} = 13.69 \text{ daN/mm}^2.$$

La condition de résistance sera :

$$K_1 \sigma + K_f \sigma_f < \sigma_e$$

$$\Rightarrow (1.02 \times 13.73) + (1.12 \times 13.69) = 29.33 > \sigma_e = 24 \text{ daN/mm}^2.$$

Donc le profile **IPE300** ne vérifie pas la condition de résistance du poteau.

❖ IPE 330

- Longueur de flambement :

La longueur de flambement sera calculée par la formule suivant :

$$l_f = l_m \left(\frac{5 + 2k}{5 + k} \right)$$

Avec :

$$K = \frac{I_{\text{poteau}} \times L_t}{I_t \times L_m} = \frac{11770 \times 6}{5790 \times 3} = 4.06.$$

$$\Rightarrow l_f = 3 \times \left(\frac{5 + 2 \times 4.06}{5 + 4.06} \right) = 4.34 \text{ m}.$$

- Élancement du poteau :

$$\lambda_x = l_f / i_x.$$

$$\Rightarrow \lambda_x = \frac{4.34}{13.7 \times 10^{-2}} = 31.67.$$

- Contrainte critique d'Euler :

$$\sigma_k = \pi^2 \times E / \lambda_x^2$$

$$\Rightarrow \sigma_k = \frac{\pi^2 \times 21000}{(31.67)^2} = 206.6 \text{ daN/mm}^2.$$

- Contrainte de compression :

$$\sigma = N/A$$

$$\Rightarrow \sigma = \frac{739.09}{62.6} = 11.8 \text{ daN/mm}^2.$$

- Coefficient d'éloignement de l'état critique " μ " :

$$\mu = \sigma_k / \sigma$$

$$\Rightarrow \mu = \frac{206.6}{11.8} = 17.5.$$

- Coefficient d'amplification des contraintes de compression " K_1 " :

$$K_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1.3}$$

$$\Rightarrow K_1 = \frac{17.5 - 1}{17.5 - 1.3} = 1.01.$$

- Coefficient d'amplification des contraintes de flexion " K_f " :

$$K_f = \frac{\mu + \alpha}{\mu - 1.3}$$

$$\Rightarrow K_f = \frac{17.5 + 0.25}{17.5 - 1.3} = 1.09.$$

- Contraintes de flexion " σ_f " :

$$\sigma_f = \frac{M}{(I|v)_x}$$

$$\Rightarrow \sigma_f = \frac{|-7628000|}{713000} = 10.6 \text{ daN/mm}^2.$$

La condition de résistance sera :

$$K_1 \sigma + K_f \sigma_f < \sigma_e$$

$$\Rightarrow (1.01 \times 11.8) + (1.09 \times 10.6) = 23.4 < \sigma_e = 24 \text{ daN/mm}^2.$$

Donc le profil **IPE330** (*Annexe*) vérifie la condition de résistance du poteau selon les règles CM66.

➤ Calcul en plasticité selon l'Additif 80 du poteau :

Les combinaisons des charges sur le logiciel « ROBOT » selon le code d'Additif 80, conduisent à remarquer les nœuds les plus sollicités, sous l'action de l'effort normal et le moment fléchissant. D'après les résultats obtenus sur le « ROBOT », on trouve que le nœud « 3 » du poteau numéro 12 (**Fig.17**), sous l'action du troisième cas qui représente la combinaison la plus possible qui peut affecter la structure, est le nœud qui supporte le maximal effort et moment. Les résultats sont comme suite (**Annexe**) :

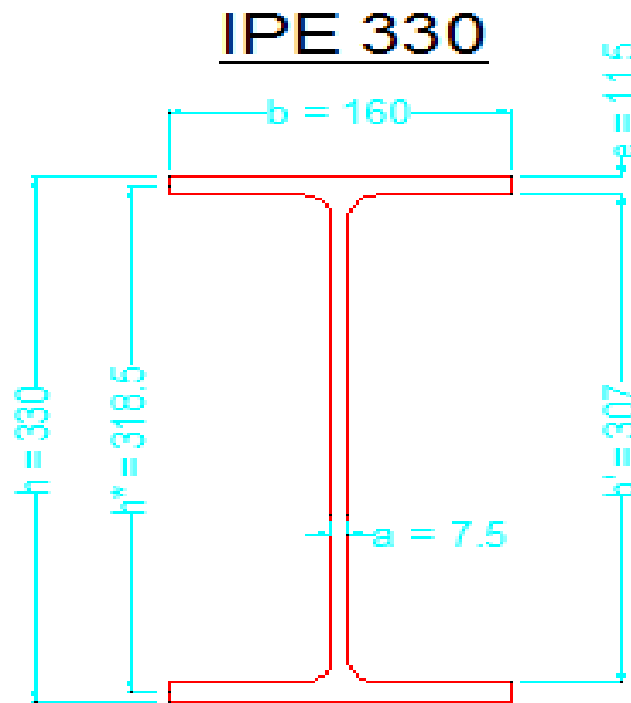


Fig. 21: Les dimensionnements de l'IPE 330

- $N = 392.68 \text{ KN}$ et $M_{max} = |-54.07| = 54.07 \text{ KN.m}$.
- $N_p = 1471.25 \text{ KN}$.
- $M_{px} = 189.03 \text{ KN.m}$.
- $I_x = 11766.9 \text{ cm}^4$. (Moment D'inertie suivant l'axe « X »).
- $I_y = 788.143 \text{ cm}^4$. (Moment D'inertie suivant l'axe « Y »).
- $I_z = 25.7 \text{ cm}^4$. (Moment Polaire de la section suivant l'axe « Z »).
- $Z_x = 713.145 \text{ cm}^3$. (Module plastique de la section suivant « X »).

- $Z_y = 98.518 \text{ cm}^3$. (Module plastique de la section suivant « Y »).
- $l_{kx} = 3 \text{ m}$. (Longueur de flambement suivant « X »).
- $l_{ky} = 3 \text{ m}$. (Longueur de flambement suivant « Y »).
- $K_{0x} = 1.01$.
- $K_{fx} = 0.86$.
- $K_{0y} = 1.51$.
- $K_{fy} = 1$.

L'étude de la plasticité des poteaux chargée en flexion composée selon l'Additif 80, nous oblige à vérifier notre démarche de calcul selon le graphe ci-dessous :

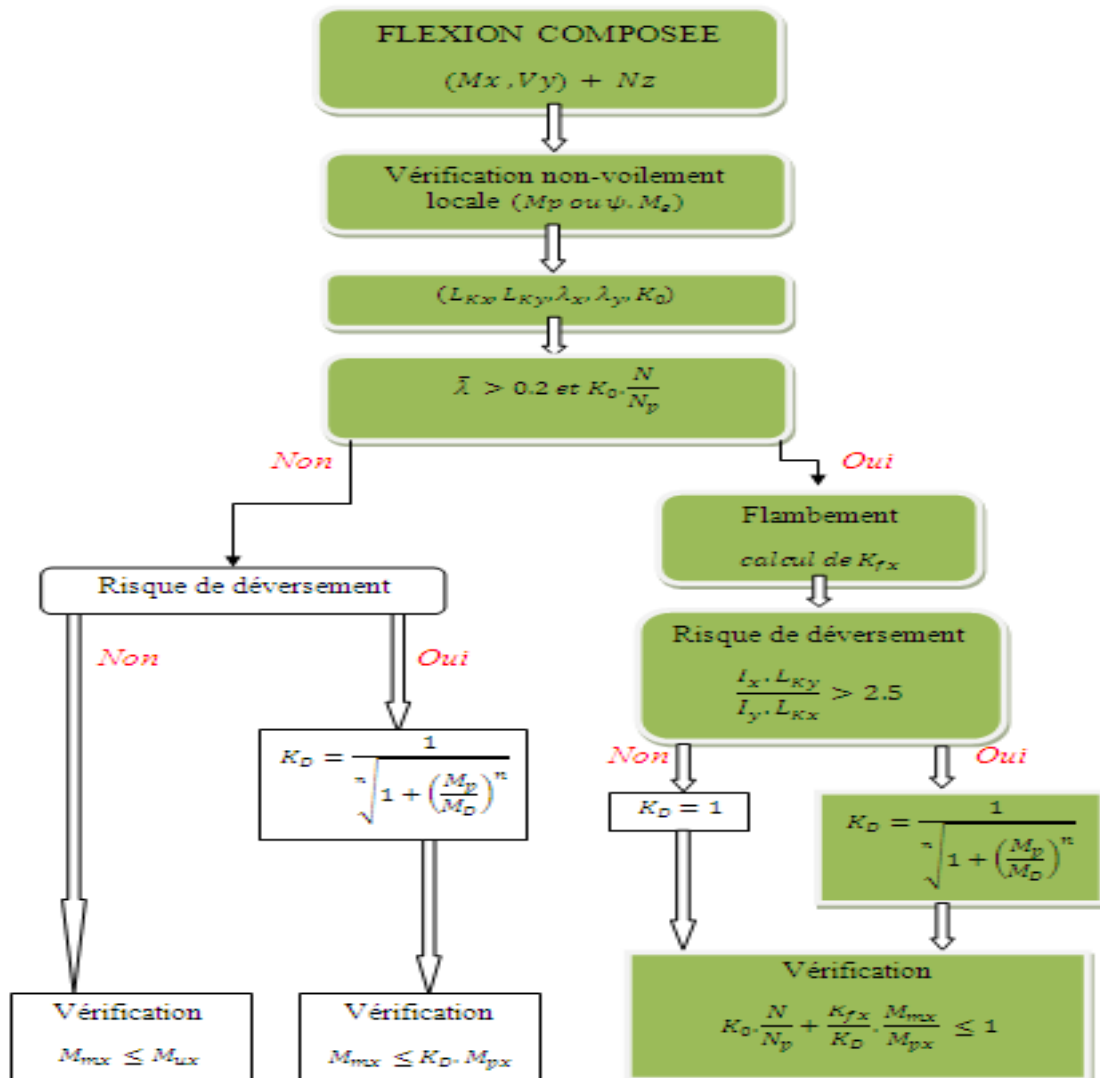


Fig. 22: Diagramme de calcul de la plasticité des Poteaux

On va justifier notre démarche hachuré en vert dans le graphe ci-dessus. En effet :

Tout d'abord, les poteaux sont sollicités en compression dérivante de la charge vertical selon l'axe « Z » et en flexion dérivante de la charge horizontal selon l'axe « X » d'où l'existence de la flexion composée. De plus, les sections utilisées dans ce projet sont des sections laminées donc le phénomène de voilement n'est pas eu lieux dans ce cas. En passant aux valeurs de longueurs de flambement (l_{kx} et l_{ky}) déjà trouvées au logiciel dans le but de déterminer les valeurs des élancements (λ_x et λ_y). on va utilisées quelques valeurs calculées au « ROBOT », pour l'utiliser dans cette justification, alors :

On sait que :

$$\lambda_x = \frac{L_{fx}}{i_x} \text{ et } \lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y}.$$

Et soit le calcul d' " K_{0x} " est effectué à partir du grand élancement, soit $\lambda_x = 21.89$, d'où la détermination de l'élancement réduit $\bar{\lambda} = \frac{\lambda_x}{93} = 0.23 \Rightarrow K_0 = 1.01$ (Tableau B).

En revenant au graphe ci-dessus, on trouve que :

$$\checkmark \bar{\lambda} > 0.2 \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

$$\checkmark K_0 \cdot \frac{N}{N_p} = \frac{1.01 \times 392.68}{1471.25} = 0.26 < 0.3 \rightarrow \text{Vérifiée. (Annexe)}$$

Donc le phénomène de flambement existe, et il faut calculer maintenant la valeur du coefficient K_{fx} déjà calculé au « ROBOT » et théoriquement sera calculée par la formule suivante :

$$K_{fx} = \frac{C_{mx}}{1 - \frac{\bar{\lambda}_x^2 N}{N_p}}$$

Tel que : $C_{mx} = 1$ dans ce cas notre cas.

$$\Rightarrow K_{fx} = \frac{1}{1 - \frac{(0.23)^2 \times 392.68}{1471.25}} = 0.86.$$

Maintenant on vérifier s'il y a de risque de déversement dans poteau en utilisant l'inéquation suivante :

$$\frac{I_x \cdot L_{Ky}}{I_y \cdot L_{Kx}} = \frac{11770 \times 3}{788 \times 3} = 14.9 > 2.5 \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

Donc le coefficient de déversement sera calculé comme suite :

$$K_D = \frac{1}{\sqrt[n]{1 + \left(\frac{M_p}{M_D}\right)^n}}$$

Or :

- $n = 2$ (Profile laminé).
- $M_{px} = Z_x \times \sigma_e = 189.03 \text{ KN.m}$.
- M_D : moment critique de déversement donné par la formule :

$$M_D = C_1 \frac{\pi^2 E I_y h^*}{2L_D^2} \left[\sqrt{\xi + (\eta C_2)^2 + \frac{JG}{E I_y} \left(\frac{2L_D}{\pi h^*}\right)^2} + \eta C_2 \right]$$

Où :

- $\xi = 1$ Pour les sections en I
- $h^* = H - e = 330 - 11.5 = 318.5 \text{ mm}$.
- $\eta = \frac{\text{distance entre CG et point d'application de la charge}}{\text{demi hauteur du profilé}} = 1$ dans notre cas.
- L_D = longueur de déversement généralement égal à la longueur de flambement dans le plan perpendiculaire au plan de flexion. $L_D = 3 \text{ m}$.
- C_1, C_2 : Coefficients qui dépendent des conditions d'appuis et de chargement de la barre ; dans notre cas : $C_1 = 1.28$; $C_2 = 0$.
- J : Moment polaire du profile IPE 330

$$\Rightarrow J = I_z = 1.25 \times \frac{(2be_1^3 + b'e_2^3)}{3} = 1.25 \times \frac{(2 \times 160 \times 11.5^3 + 307 \times 7.5^3)}{3} = 25.6 \text{ cm}^4.$$

- $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2.1 \times 10^{11}}{2(1+0.3)} = 8.1 \text{ GPa}$.

L'application numérique dans l'équation suivante donne :

$$M_D = 1.28 \frac{\pi^2 \times (2.1 \times 10^{11}) \times (788 \times 10^{-8}) \times (318.5 \times 10^{-3})}{2 \times (3)^2} \left[\sqrt{1 + \frac{(25.6 \times 10^{-8}) \times (8.1 \times 10^9)}{(2.1 \times 10^{11}) \times (788 \times 10^{-8})} \times \left(\frac{2 \times 3}{\pi \times 318.5 \times 10^{-3}}\right)^2} \right]$$

$$\Rightarrow M_D = 337304.8 \text{ N.m} = 337.3 \text{ KN.m}$$

Alors le coefficient de déversement sera :

$$K_D = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{189.03}{337.3}\right)^2}} = 0.63$$

Les sollicitations sous charges pondérées doivent satisfaire à la condition suivante :

$$K_0 \frac{N}{N_p} + \frac{K_{fx}}{K_D} \cdot \frac{M_{max}}{M_{px}} \leq 1$$

Avec :

- M_{max} : Moment de flexion maximale par rapport à l'axe de forte inertie.
- K_0 : Coefficient donné par le tableau « B », en fonction de " $\bar{\lambda}$ ".
- K_D : Coefficient de déversement.
- $K_{fx} = \frac{C_{mx}}{1 - \frac{\bar{\lambda}_x^2 N}{N_p}}$
- N : Effort normal maximal.
- N_p : Effort normal de plastification, qui vaut pour une section "S": $N_p = \sigma_e \times S$
- M_p : Moment de flexion plastique.

Application numérique :

$$1.01x \left(\frac{392.68}{1471.25} \right) + \left(\frac{0.86}{0.63} x \frac{54.07}{189.03} \right) \leq 1$$

$$\Rightarrow 0.65 \leq 1 \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

Alors le profile **IPE330** vérifie la condition de résistance du poteau selon les règles d'Additif 80.

Donc les deux règles de calcul résultent que les poteaux de la construction ont l'**IPE330** comme profile.

5.5. Vérification de la flèche de la poutre principale.

Le calcul de la flèche de la poutre principale sera maintenant vérifié lorsqu'on va faire la combinaison des sollicitations sur le logiciel « ROBOT », selon le code d'Additif 80. Dans la partie (4.2.4) la combinaison de la charge répartie sur la poutre principale la plus sollicitée, vérifiée les conditions de la résistance selon le code CM66, tandis que dans cette partie, on va argumenter de plus notre choix de l'IPE 270 en calculant la flèche comme suite :

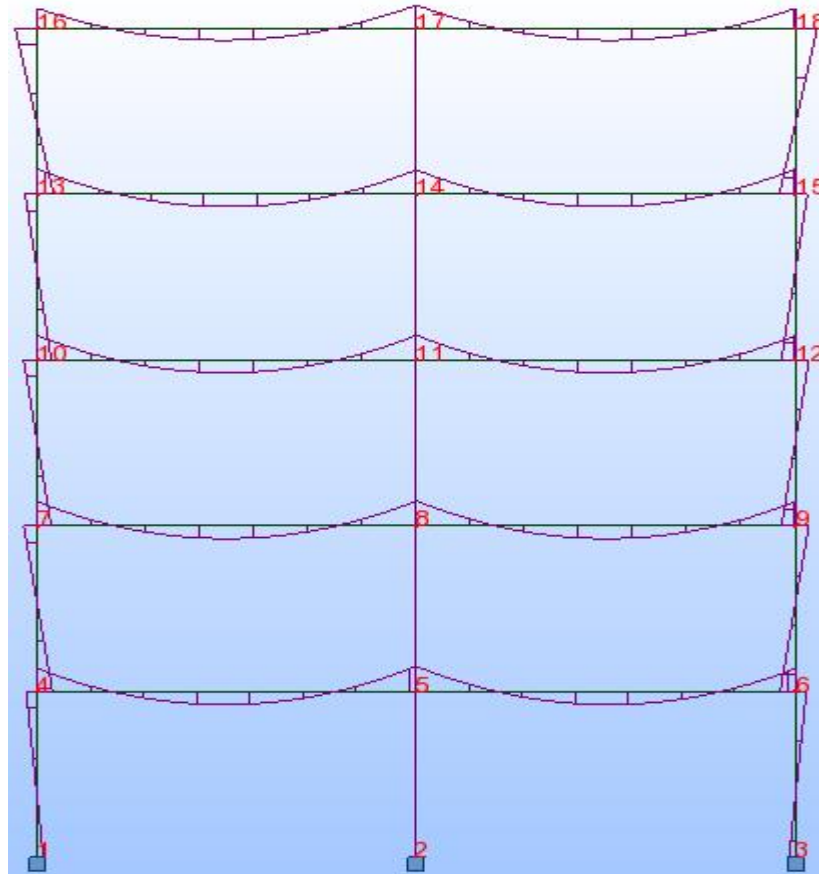


Fig. 23: Déformations sous l'action des moments

La figure ci-dessus représente les déformations des poutres dues aux moments dans les différents nœuds. Nous savons que, le moment dans une section vaut :

$$M_x = M_{max} + \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2$$

En intégrant l'équation de la déformée :

$$\frac{dy^2}{dx^2} = -\frac{M_{max}}{EI}$$

On obtient:

$$\Rightarrow \frac{dy}{dx} = \int_0^{l/2} -\frac{M}{EI} dx = -\frac{1}{EI} \int_0^{l/2} (M_{max} + \frac{qL}{2} - \frac{q}{2}x^2) dx$$

$$\Rightarrow \frac{dy}{dx} = -\frac{1}{EI} (M_{max}x + \frac{ql}{4}x^2 - \frac{q}{6}x^3 + k_1) \Big|_0^{l/2}$$

Pour : $x = \frac{l}{2}, \frac{dy}{dx} = 0$ et $K_1 = -(M_{max} \frac{l}{2} + \frac{ql^3}{24})$

$$\Rightarrow y = -\frac{1}{EI} \int_0^{L/2} (M_{max} \cdot x + \frac{ql}{4}x^2 - \frac{q}{6}x^3 - M_{max} \frac{l}{2} - \frac{ql^3}{24}) dx$$

$$\Rightarrow y = -\frac{1}{EI} (M_{max} \cdot \frac{x^2}{2} + \frac{ql}{12} \cdot x^3 - \frac{q}{24} \cdot x^4 - M_{max} \cdot \frac{l}{2} \cdot x - \frac{ql^3}{24} \cdot x + K_2) \Big|_0^{l/2}$$

Et on a que : Pour $x = 0, y = 0 \Rightarrow K_2 = 0$.

Soit :

$$y_{max} = \frac{1}{384EI} (5ql^4 + 48M_{max}l^2)$$

➤ **Pour IPE 180 :**

- $E = 2.1 * 10^{11} N/m^2$.
- $I_x = 1317 cm^4$.
- $q' = q = 13150 N/m$.
- $L = 6m$.
- $M_{max} = -76.28 KN.m. = -76280 N.m$.

$$\Rightarrow y_{max} = \frac{1}{384 * 2.1 * 10^{11} * 1317 * 10^{-8}} * (5 * 13150 * 6^4 - 48 * 76280 * 6^2)$$

$$\Rightarrow |y_{max}| = 0.04m \geq \frac{L}{500} = \frac{6}{500} = 0.012m \rightarrow \text{Ne Vérifiée pas.}$$

➤ Pour IPE 200 :

- $E = 2.1 * 10^{11} N/m^2$.
- $I_x = 1943 cm^4$.
- $q' = q = 13150 N/m$.
- $L = 6m$.
- $M_{max} = -76.28 KN.m. = -76280 N.m$.

$$\Rightarrow y_{max} = \frac{1}{384 * 2.1 * 10^{11} * 1943 * 10^{-8}} * (5 * 13150 * 6^4 - 48 * 76280 * 6^2)$$

$$\Rightarrow |y_{max}| = 0.029m \geq \frac{L}{500} = \frac{6}{500} = 0.012m \rightarrow \text{Ne Vérifiée pas.}$$

➤ Pour IPE 220 :

- $E = 2.1 * 10^{11} N/m^2$.
- $I_x = 2772 cm^4$.
- $q' = q = 13150 N/m$.
- $L = 6m$.
- $M_{max} = -76.28 KN.m. = -76280 N.m$.

$$\Rightarrow y_{max} = \frac{1}{384 * 2.1 * 10^{11} * 2772 * 10^{-8}} * (5 * 13150 * 6^4 - 48 * 76280 * 6^2)$$

$$\Rightarrow |y_{max}| = 0.02m \geq \frac{L}{500} = \frac{6}{500} = 0.012m \rightarrow \text{Ne Vérifiée pas.}$$

➤ Pour IPE 240 :

- $E = 2.1 * 10^{11} N/m^2$.
- $I_x = 3892 cm^4$.

- $q' = q = 13150 \text{ N/m}$.
- $L = 6\text{m}$.
- $M_{max} = -76.28 \text{ KN.m} = -76280 \text{ N.m}$.

$$\Rightarrow y_{max} = \frac{1}{384 * 2.1 * 10^{11} * 3892 * 10^{-8}} * (5 * 13150 * 6^4 - 48 * 76280 * 6^2)$$

$$\Rightarrow |y_{max}| = 0.014\text{m} \geq \frac{L}{500} = \frac{6}{500} = 0.012\text{m} \rightarrow \text{Ne Vérifiée pas.}$$

➤ Pour IPE 270 :

- $E = 2.1 * 10^{11} \text{ N/m}^2$.
- $I_x = 5790 \text{ cm}^4$.
- $q' = q = 13150 \text{ N/m}$.
- $L = 6\text{m}$.
- $M_{max} = -76.28 \text{ KN.m} = -76280 \text{ N.m}$.

$$\Rightarrow y_{max} = \frac{1}{384 * 2.1 * 10^{11} * 5790 * 10^{-8}} * (5 * 13150 * 6^4 - 48 * 76280 * 6^2)$$

$$\Rightarrow |y_{max}| = 0.009\text{m} \geq \frac{L}{500} = \frac{6}{500} = 0.012\text{m} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

Notant que, les poutres principales s'opposent totalement au risque du phénomène de déversement a cause de l'existence des poutres secondaires, qui sont boulonnées de part et d'autre et interdisent les semelles de l'IPE270 de faire aucune changement du plan.

Donc le profile **IPE270 (Annexe)** est le profile convenable pour les poutres principales et l'**IPE330** sont celle pour les poteaux de la construction, par la vérification à l'aide des deux règles CM66 et Additif 80.

6. Calcul des platines et des ancrages aux pieds des poteaux.

Les platines d'ancrage sont les éléments d'assemblage des poteaux aux semelles de fondation, à l'aide des goujons d'ancrages. Il ya deux modes d'assemblage des poteaux :

- ✓ Poteaux à pieds articulés.
- ✓ Poteaux à pieds encastrés.

Par suite, le calcul des platines diffère d'un mode à un autre. Pour notre construction en main, on a adopté les poteaux à pieds encastré.

On admet que les platines, soumises aux réactions des fondations, risquent de se plier suivant les lignes tangentes au contour des poteaux (lignes de pliages A-A et B-B sur la figure 19). Alors les portions de tôles situées à l'extérieur des ces lignes sont à calculer comme des poutres en porte-à-faux, et il faut vérifier que la section de tôle située au coté droit de la ligne de pliage, peut être résisté au moment des réactions exercées par le massif de fondation entre cette section et le bord libre de la platine.

Les calculs consistent à :

- Déterminer la surface de la platine en fonction de la contrainte admissible de compression du béton $\bar{\sigma}_b$.
- Déterminer l'épaisseur de la platine afin de pouvoir résister le moment de flexion au droit de chaque ligne de pliage.
- Déterminer le diamètre des goujons d'ancrage en fonction des efforts de traction engendrée par le moment en pied (encastrement).

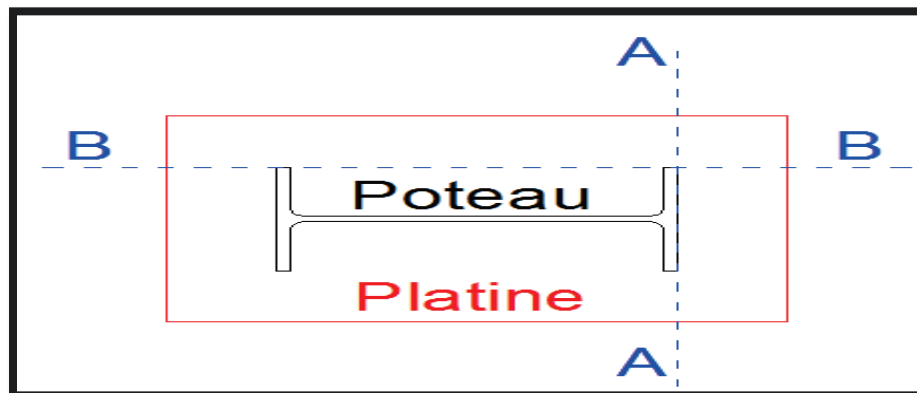


Fig. 24: Lignes de pliages

➤ **Pied de poteau encastré :**

Dans ce cas, le poteau est sollicité en pied par un effort normal centré "N", et un moment de flexion "M", ce qui est équivalent à un effort "N'" excentré de distance $e = \frac{M}{N}$.

Les boulons situés sur le coté opposé à l'effort "N", sont soumis à un effort de traction et le béton situé du coté de l'effort "N" est soumis à un effort de compression avec répartition trapézoïdale (*Fig. 25*).

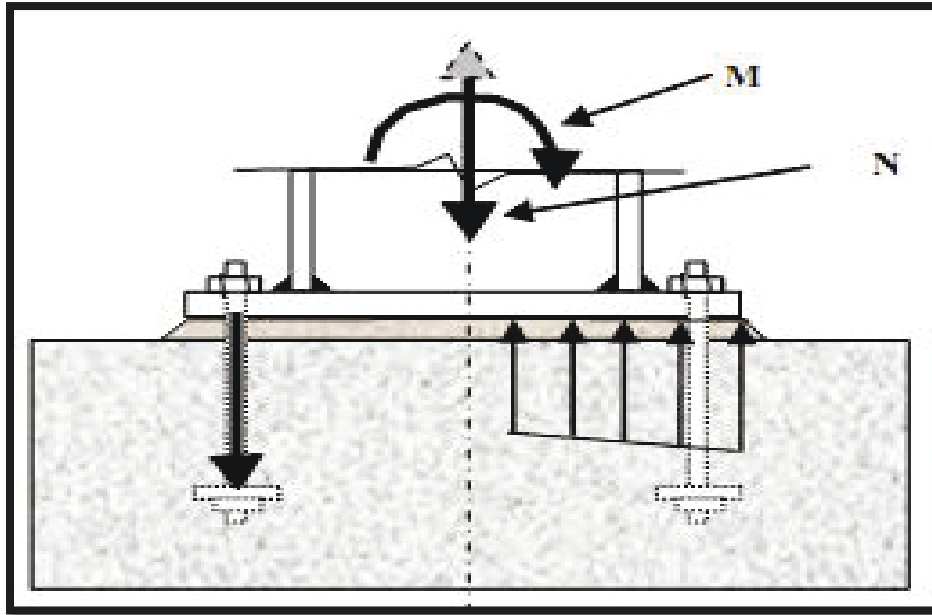


Fig. 25: Les sollicitations aux boulons d'ancrages

La démarche de calcul du dimensionnement des boulons d'ancrage et de l'épaisseur "t" du platine sera faite comme suite (*Fig.21*) :

- Détermination de l'effort "N" excentré qui est équivalent au moment et a l'effort normal dans le poteau par : $e = \frac{M}{N}$.
- Vérification de la contrainte de compression du béton en passant par l'équation du 3eme degré en "h'" suivante :

$$h'^3 + (l - h)h'^2 + 90 \cdot A \cdot \frac{l}{b} \cdot h' - 90 \cdot A \cdot \frac{l}{b} \cdot h.$$

Alors la contrainte sera : $\sigma_b = \frac{2Nl}{bh' \left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq \overline{\sigma}_b.$

- Vérification des goujons en traction : $\sigma_a = \frac{N}{A} \cdot \frac{(l-h) + \frac{h'}{3}}{h - \frac{h'}{3}} \leq \sigma_e.$

Mais pour calculer l'épaisseur du platine à la fondation, il faut étudier le diagramme trapézoïdal des contraintes résultantes des moments dans chaque section (A-A et B-B), en arrivant à la détermination du module d'inertie de la platine qui est égale à : $\frac{I}{v} = \frac{t^2}{6}$. afin de vérifier la contrainte de flexion par la formule : $\sigma = \frac{Mv}{I} = M \cdot \frac{6}{t^2} \leq \sigma_e \Rightarrow d'où \text{ la valeur de } t$.

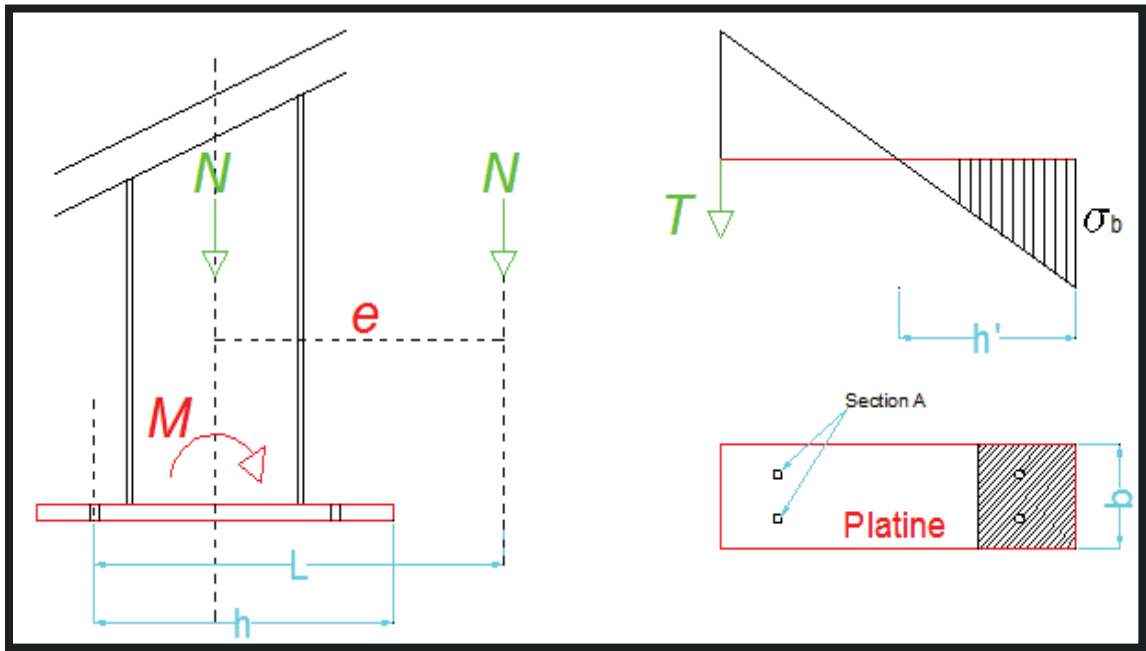


Fig. 26: Platine à la Fondation

En revenant à notre cas en main, les résultats théoriques peuvent être calculé comme on a déjà indiqué, mais ce calcule n'est pas suffisante pour être un référence de calcule durant la construction, pour cela l'utilisation du logiciel « ROBOT » est la solution pour être totalement convaincu des résultats sur le chantier. La combinaison des charges sur le « ROBOT » conduit à trouver que les sollicitations maximales aux bases de la construction sont sur le nœud numéro « 3 », dont les valeurs numériques sont comme suite :

- Effort normale $N = 392.68 \text{ KN}$.
- Moment maximale $M_{max} = -54.07 \text{ KN.m}$.

D'où le dimensionnement de diamètre et de nombre des boulons d'ancrage et l'épaisseur "t" du platine convenable aux charges maximales selon la norme CM66, comme indique la figure suivante :

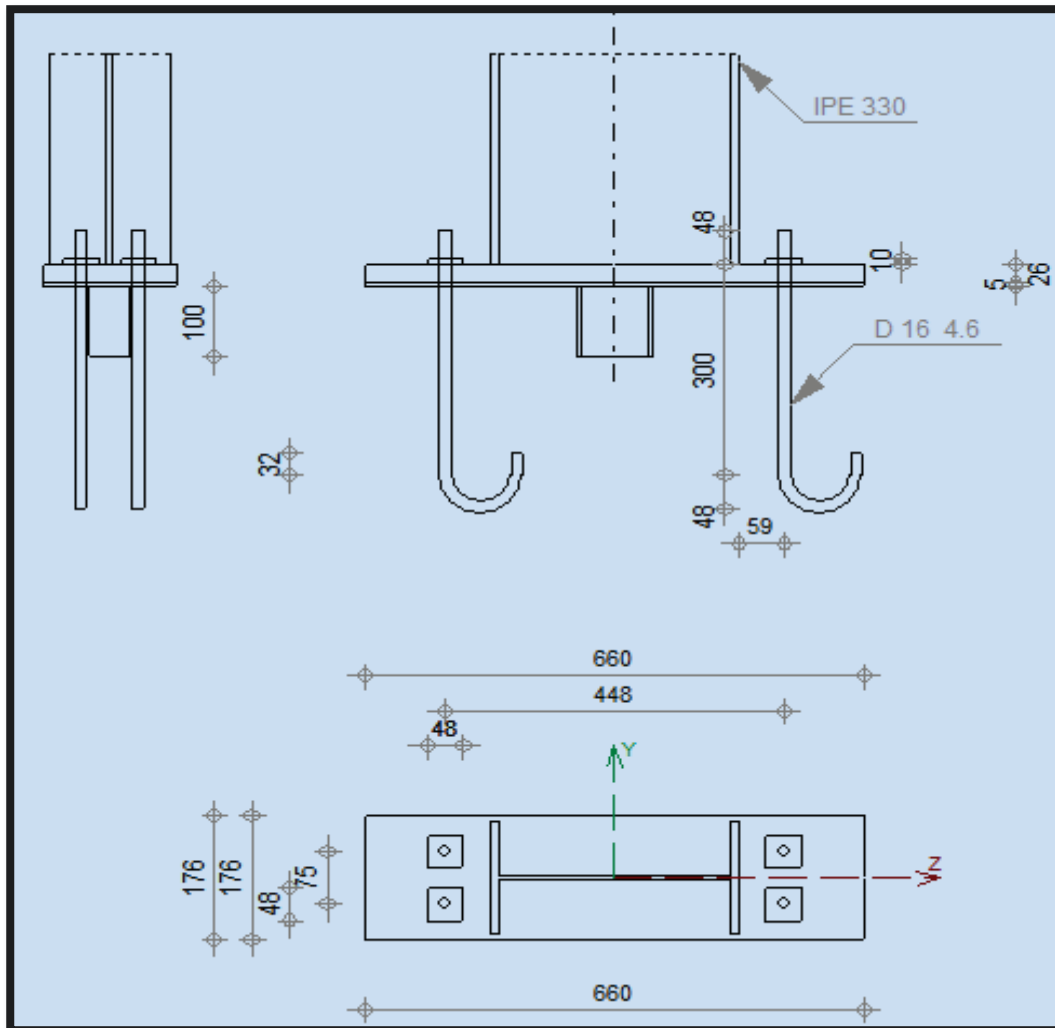
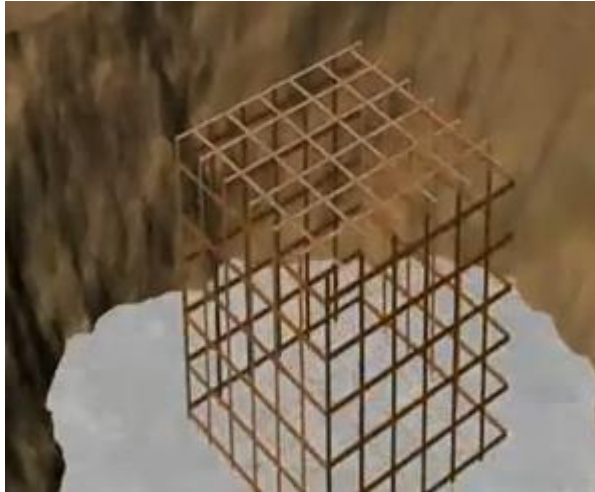


Fig. 27: Boulons d'ancrages

La figure 22, nous conduit à conclure que le platine de base est une plaque métallique d'acier E24 de forme géométrique rectangulaire, de longueur $L = 660\text{mm}$, de largeur $l = 176\text{mm}$ et d'épaisseur $t = 26\text{mm}$. Elle est perforée de quatre trous regrouper deux à deux de côté et d'autre de la plaque et distancée de 448mm sur lesquelles la fixation des boulons d'ancrage de forme « J », de diamètre $\varphi = 16\text{mm}$ et de longueur = 348mm , ont lieu dans le but de la solidarité des poteaux de la construction aux fondations de béton. Voici en figures, les étapes qui représentent le déroulement réel de l'opération mentionnée ci-dessus.



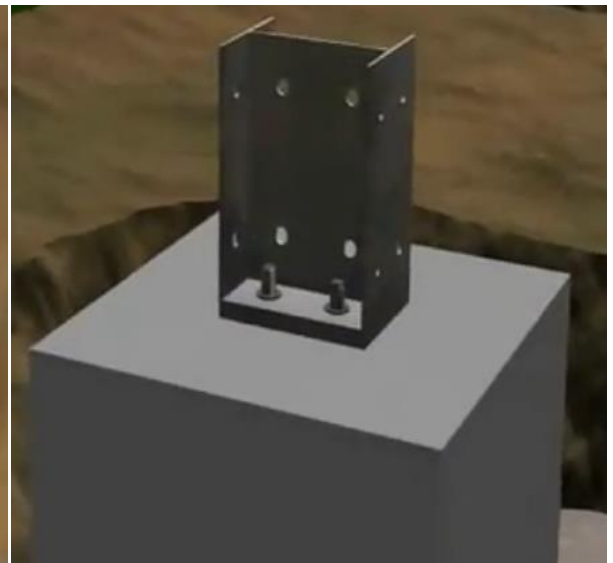
Étape 1.



Étape 2.



Étape 3.



Étape 4.

Fig. 28: Étapes d'érection des boulons d'ancrages

7. Calcul des assemblages.

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition de diverses sollicitations entre les pièces sans générer de sollicitations parasites, notamment de torsion. Il existe deux modes d'assemblages fondamentaux utilisés dans la construction métalliques :

- Assemblage par boulonnage.
- Assemblage par soudure.

Il faut noter que, parmi les plusieurs avantages de la construction métallique est que la majorité des éléments sont assemblés par boulonnage. Ainsi cet avantage permet d'usiner presque tous les éléments d'une structure dans l'atelier avant de les transporter sur chantier et de les assembler. Dans ce chapitre on va faire le calcul des connexions boulonnés et soudés, dans les différents cas.

7.1. Généralités sur le calcul des assemblages par boulons.

Tout d'abord, il existe deux types de boulons :

- *Boulons ordinaires* : ce type d'assemblage, de moins en moins utilisé aujourd'hui, leurs dispositions constructives et leurs modes de calculs sont réglementés par la norme NF P.22430. ces boulons travaillent en cisaillement.
- *Boulons HR (Haut résistance) précontraints* : ces boulons sont les plus répandus dans le marché et fabriqués par des aciers de très haute résistance qui sont précontraints par un serrage jusqu'à la limite élastique lors de l'assemblage. Donc le coefficient de frottement " μ " entre les éléments d'une connexion joue un rôle prépondérant. Contrairement aux boulons ordinaires, les boulons HR ne travaillent pas au cisaillement, mais transmettent les efforts par frottement mutuel entre les pièces.

D'autre part, d'après les caractéristiques mécaniques des boulons, il existe deux classes de boulons HR, définies en fonction de leur contrainte limite d'élasticité " σ_{eb} " et de leur contrainte de rupture " σ_R " :

- ✓ Les boulons HR 1 ou HR 10.9.
- ✓ Les boulons HR 2 ou HR 8.8.

Le premier chiffre correspond à : $\frac{\sigma_R}{10}$.

Le second chiffre correspond à : $10 \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_R}$.

Voici un tableau ci-dessous qui représente les contraintes d'élasticité et de rupture pour les différentes classes de boulons HR :

Repère	Appellation	σ_r (daN/mm ²)	σ_{eb} (daN/mm ²)	Allongement Tige (%)
HR1	HR 10.9	100	90	≥ 8
HR2	HR 8.8	80	64	≥ 12

Tab. 5: Nature et caractéristique des boulons

- **Effort de précontrainte dans les boulons :**

L'effort de serrage appliqué à un boulon HR est conduit jusqu'à ce que la contrainte limite d'élasticité " σ_{eb} " de la tige soit atteinte. Compte tenu des pertes de tension qui interviendront inévitablement et qui sont estimées forfaitairement à 20 % de la tension initiale, l'effort final de précontrainte " P_v " dans un boulon est donné par :

$$P_v = 0.8 \cdot A_s \cdot \sigma_{eb}$$

Or : " A_s " est la section résistante de la tige du boulon, en fond de filet, dont ces valeurs sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Diamètre nominal du boulon d (mm)	14	16	18	20	22	24	27	30
Section résistante A_s (mm ²)	115	157	192	245	303	353	459	561

Tab. 6: Valeurs de " A_s " en fonction de "d"

- **Calculs des assemblages par boulons HR :**

Ce calcul dépend du type d'assemblage dans la construction. Notre cas en main représente des assemblages sollicités par un moment fléchissant, un effort tranchant et un effort normal lorsqu'on a considéré toutes les connexions entre les différents éléments du bâtiment comme encastées. Nous allons calculer les efforts admissibles de notre cas, en utilisant les notations suivantes :

- P_v : effort de précontrainte axiale dans un boulon.
- Q_1 : effort de glissement admissible par boulon.
- Q : effort tranchant ou de glissement appliqué à l'assemblage.
- N : effort normal pondéré appliqué à l'assemblage.
- N_1 : effort admissible dans l'axe d'un boulon.
- A_c : aire de la section d'un profil.
- A_s : aire de la section de la zone comprimée du profil.
- M : moment fléchissant appliqué à l'assemblage.
- M_R : moment résistant de l'assemblage.
- μ : coefficient de frottement entre les surfaces de contact des pièces assemblées.
- n : nombre de boulons dans l'assemblage.
- σ_e : limite élastique de l'acier des pièces.
- σ_{eb} : limite élastique de l'acier des boulons.

7.2. Calcul de l'assemblage poteaux – poutres principales.

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

regroupe les maximales sollicitations dans les nœuds marquées en rouge dans la figure (23), dans le but de choisir les maximales combinaisons des sollicitations.

Noeud	$F_x = N$ (KN)	$F_z = Q$ (KN)	M_{max} (KN.m.)
4	294.82	71.02	-56.23
5	735.23	-74.09	-76.10
6	388.82	-74.26	-74.79
7	290.96	71.20	-56.37
8	584.69	-74.72	-76.28
9	307.83	-74.10	-74.98
10	215.77	-69.35	-58.85
11	434.07	76.58	72.40
12	226.56	-73.93	-72.81
13	139.71	-71.34	-62.51
14	284.01	74.58	-71.81
15	145.92	-74.26	-71.81
16	62.49	62.32	-43.20
17	135.33	-68.67	-65.06
18	65.78	-64.63	-51.54

Tab. 7: Valeurs max. des sollicitations sur les nœuds

D'après le tableau ci-dessus, les carreaux en jaune représentent les sollicitations les plus agissantes sur les nœuds, pour cela les sollicitations maximales imposées sur une telle connexion sont :

- ✓ $M = |-76.28| \text{ KN.m.}$
- ✓ $N = 735.23 \text{ KN.}$
- ✓ $Q = 76.58 \text{ KN.}$

Pour la réalisation de cet assemblage on va proposer une distribution de boulons comme indiquée la figure (29) ci-dessous et on va vérifier si cette configuration vérifie les conditions de résistance.

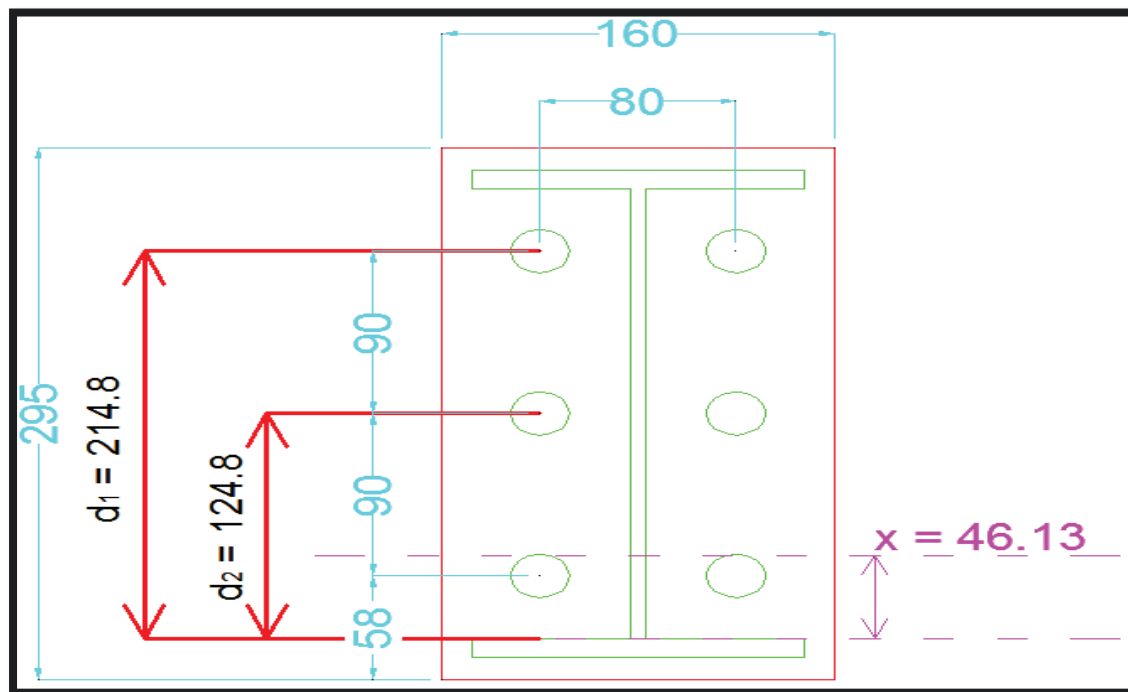
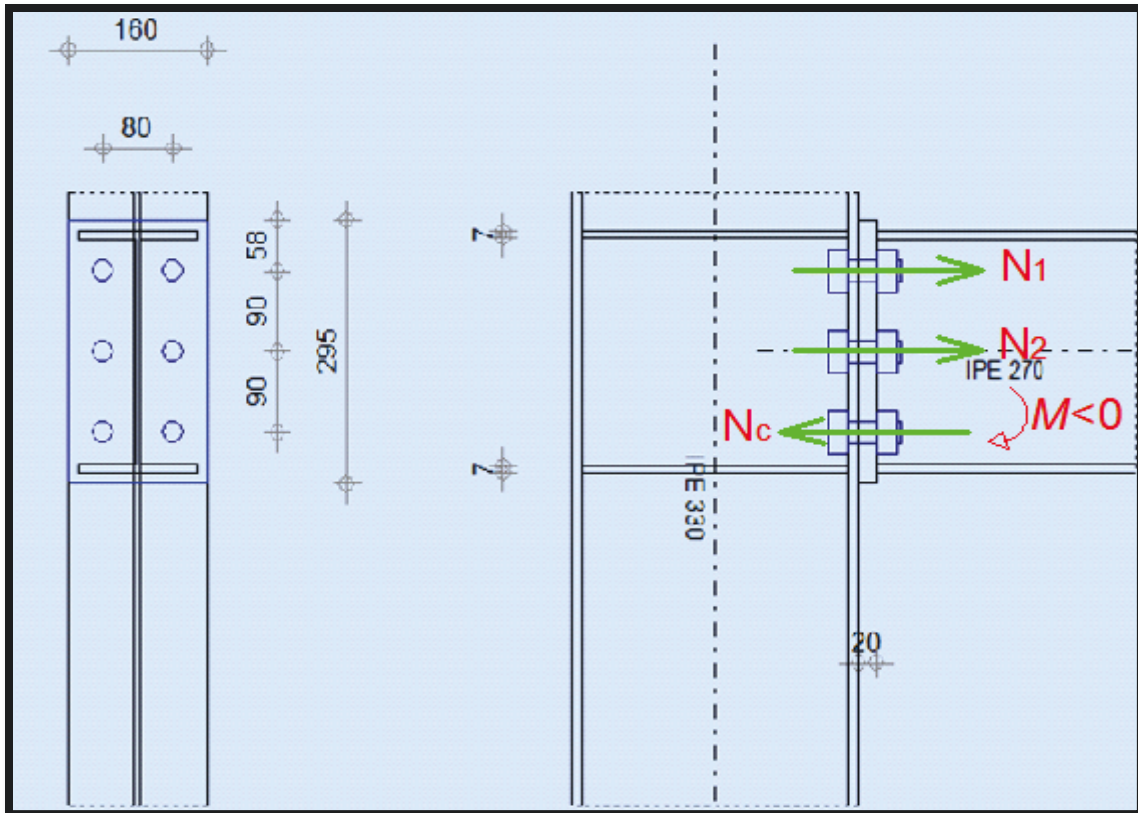


Fig. 29: Connexion par boulonnage de la poutre principale - Platine

▪ Vérification de l'assemblage sous "M" et "N" :

Les caractéristiques du profile IPE 270 constituant la poutre principale sont :

- $h = 270 \text{ mm}$.
- $b = 135 \text{ mm}$.
- $e_s = 10.2 \text{ mm}$.
- $e_a = 6.6 \text{ mm}$.
- $h' = h - e_s = 270 - 10.2 = 259.8 \text{ mm}$.
- $A = 2 * b * e_s + e_a * (h - 2 * e_s) = 44.01 \text{ cm}^2$.

□ Moment extérieur " M_e " :

Le calcul du moment extérieur est donné par la formule suivante :

$$M_e = M + Nh' * \frac{b * e_s}{A}$$

$$\Rightarrow M_e = 7628 + (73523 * 0.2598) * \frac{0.135 * 0.0102}{44.01 * 10^{-4}}$$

$$\Rightarrow M_e = 7628 + 5976.4 = 13604.4 \text{ daN.m}$$

□ Zone tendue "x" :

La zone tendue est définie par :

$$x = e_s * \sqrt{\frac{b}{e_a}}$$

$$\Rightarrow x = 10.2 * \sqrt{\frac{135}{6.6}} = 46.13 \text{ mm}$$

D'où la ligne inférieure des boulons est dans la zone comprimée et ainsi il reste d'après la figure (23) 4 boulons sollicités en traction. Leurs distances à la semelle inférieure sont respectivement :

$$d_1 = 21.48 \text{ cm}$$

$$d_2 = 12.48 \text{ cm}$$

$$\sum d_i = 33.96 \text{ cm}$$

$$\sum d_i^2 = 617.14 \text{ cm}^2$$

Le nombre de fils verticales de boulons = 2, d'où :

$$2N_i = \frac{M_e * d_i}{\sum d_i^2}$$

$$\Rightarrow 2 N_1 = \frac{13604.4 * 0.2148}{617.14 * 10^{-4}} = 47351 \text{ daN.}$$

$$\Rightarrow N_1 = 23675.5 \text{ daN.}$$

Et par suite on obtient : $N_2 = 13755.6 \text{ daN.}$

$$\Rightarrow \sum N_i = 37431.1 \text{ daN.}$$

La vérification de la condition de résistance des boulons doit satisfaire l'inéquation suivante :

$$N_1 \leq P_v.$$

$$\Rightarrow N_1 \leq 0.8 * A_s * \sigma_{eb}$$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{N_1}{0.8 * \sigma_{eb}}$$

→ Soit pour les boulons HR 10.9 où $\sigma_{eb} = 90 \text{ daN/mm}^2$:

$$A_s \geq \frac{23675.5}{0.8 * 90} = 328 \text{ mm}^2.$$

Cette section sera correspondre d'après le tableau a une section résistante $A_s = 353 \text{ mm}^2$, et un boulon HR 10.9 de diamètre nominal $d = 24 \text{ mm}$.

→ Soit pour les boulons HR 8.8 où $\sigma_{eb} = 64 \text{ daN/mm}^2$:

$$A_s \geq \frac{23675.5}{0.8 * 64} = 462 \text{ mm}^2.$$

Cette section sera correspondre d'après le tableau a une section résistante $A_s = 561 \text{ mm}^2$, et un boulon HR 8.8 de diamètre nominal $d = 30 \text{ mm}$.

□ Vérification de l'effort de compression :

$$\sum N_i \leq e_s * (b + \sqrt{b * e_a}) * (\sigma_e - \frac{N}{A})$$

$$\Rightarrow 37431.1 \leq 10.2 * (135 + \sqrt{135 * 6.6}) * (24 - \frac{73523}{4401})$$

$$\Rightarrow 37431.1 \leq 40074.28 \text{ daN. (Vérifiée)}$$

Donc cette inéquation vérifie la capacité de supporter ces efforts par la structure.

▪ **Vérification de l'assemblage sous l'effort tranchant "Q" :**

L'effort tranchant sollicitant l'assemblage est : $Q = 76.58 \text{ KN}$.

L'effort tranchant sollicitant un boulon vaut :

$$Q_1 = \frac{Q}{n}$$

$$\Rightarrow Q_1 = \frac{7658}{6} = 1276.33 \text{ daN.}$$

D'autre part, l'effort tranchant dans chaque boulon doit vérifier la condition de résistance suivante :

$$Q_1 \leq 1.1 * P_v * \mu$$

Or on a : $P_v = 0.8 * A_s * \sigma_{eb}$

→ Pour les boulons HR 10.9, $A_s = 328 \text{ mm}^2$ et $d = 24 \text{ mm}$:

$$P_v = 0.8 * 328 * 90 = 23616 \text{ daN.}$$

$$\Rightarrow Q_1 \leq 1.1 * 23616 * 0.3 = 7793.28 \text{ daN.}$$

$$\Rightarrow Q_1 = 1276.33 \leq 7793.28 \text{ daN. (Vérifiée)}$$

→ Pour les boulons HR 8.8, $A_s = 561 \text{ mm}^2$ et $d = 30 \text{ mm}$:

$$P_v = 0.8 * 561 * 64 = 28723.2 \text{ daN.}$$

$$\Rightarrow Q_1 \leq 1.1 * 28723.2 * 0.3 = 9478.6 \text{ daN.}$$

$$\Rightarrow Q_1 = 1276.33 \leq 9478.6 \text{ daN. (Vérifiée)}$$

Donc l'assemblage conçu peut supporter l'effort tranchant appliqué.

▪ **Vérification de la pression diamétrale :**

Cette vérification a pour but d'éliminer le risque de fissure entre les boulons et la platine.

En effet, il faut que :

$$\frac{Q_1}{d * e} < 4 * \sigma_e$$

→ Boulons HR 10.9 :

$$\frac{Q_1}{d * e} = \frac{1276.33}{24 * 20} = 2.65 \text{ daN/mm}^2 \ll 4 * \sigma_e \text{ (Vérifiée).}$$

→ Boulons HR 8.8 :

$$\frac{Q_1}{d * e} = \frac{1276.33}{30 * 20} = 2.21 \text{ daN/mm}^2 \ll 4 * \sigma_e \text{ (Vérifiée)}.$$

Les résultats de calcul argumentent notre proposition de la distribution des boulons sur la platine qui relie à son tour les poutres principales aux poteaux. Comme on a déjà vu d'après notre calcul effectué au-dessus que les différents type ou classes de boulons HR vérifiés les conditions de résistance mais dans notre cas on va choisir les boulons de classe 8.8 parce qu'ils sont plus utilisables dans le marché et moins chère que celle de classe 10.9.

Finalement, les connexions de la construction sont constituées des platines de longueur $L = 295\text{mm}$, de largeur $l = 160\text{mm}$ et d'épaisseur $e = 20\text{mm}$, sur lesquelles sera fixé 6 boulons HR 8.8 de diamètre $d = 30\text{mm}$ comme indique le schéma représenté en 3D ci-dessous :

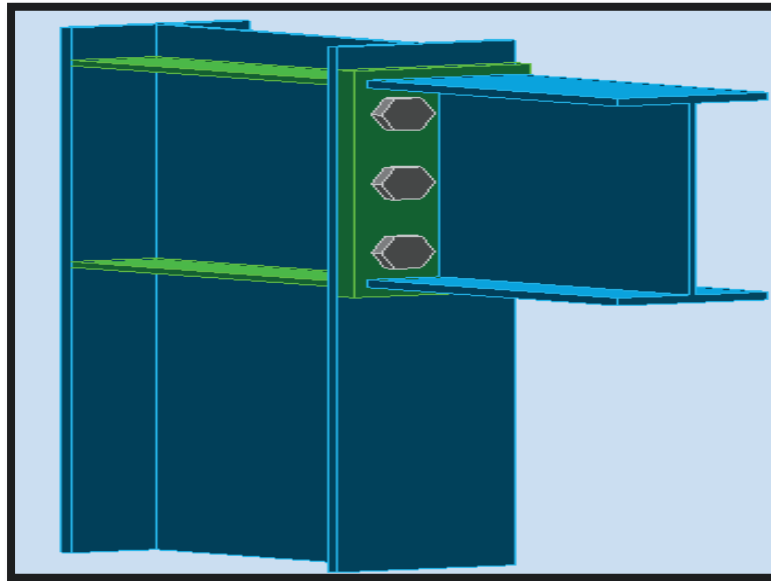


Fig. 30: Vue en 3D de la connexion boulonnée

7.3. Généralités sur le calcul des assemblages par soudures.

Le soudage est une opération de micro-métallurgie, consistant à exécuter un cordon fondu liant les bords de deux pièces. Le soudage implique alors l'existence d'une source de chaleur suffisante pour obtenir la fusion du matériau, pour cela toutes les sources d'énergies peuvent être utilisées : chimique (Flamme), lumineuse (Laser), électriques ou mécaniques.

Le soudage s'applique à tous les matériaux métalliques et peut être utilisé pour les plastiques. Une aptitude du matériau à être soudé, appelée soudabilité. Donc le résultat de soudage dépend à la fois des caractéristiques de l'acier (composition chimique, épaisseur...etc.), du type de métal d'apport choisi et des réglages adoptés pour le procédé.

Ce procédé possède beaucoup des avantages par rapport aux autres techniques d'assemblage :

- Il assure une continuité métallique de la pièce.
- Il répond à des sollicitations élevées.
- Il est durable, insensible aux variations de la température, aux conditions climatiques.
- Il garantit l'étanchéité de la pièce soudée.



Fig. 31: La soudure

Les méthodes de calculs de la soudure dépendent de la nature des cordons entre les pièces soudées et les dimensions du cordon de soudure doivent satisfaire à la condition de la formule fondamentale suivante :

$$K \cdot \sqrt{\sigma^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \sigma_e$$

On va établir ci-après des formules de calculs de différents cas des cordons lorsque les positions des pièces sont comme suites :

- Des pièces orthogonales (Cas en main).
- Des pièces obliques.

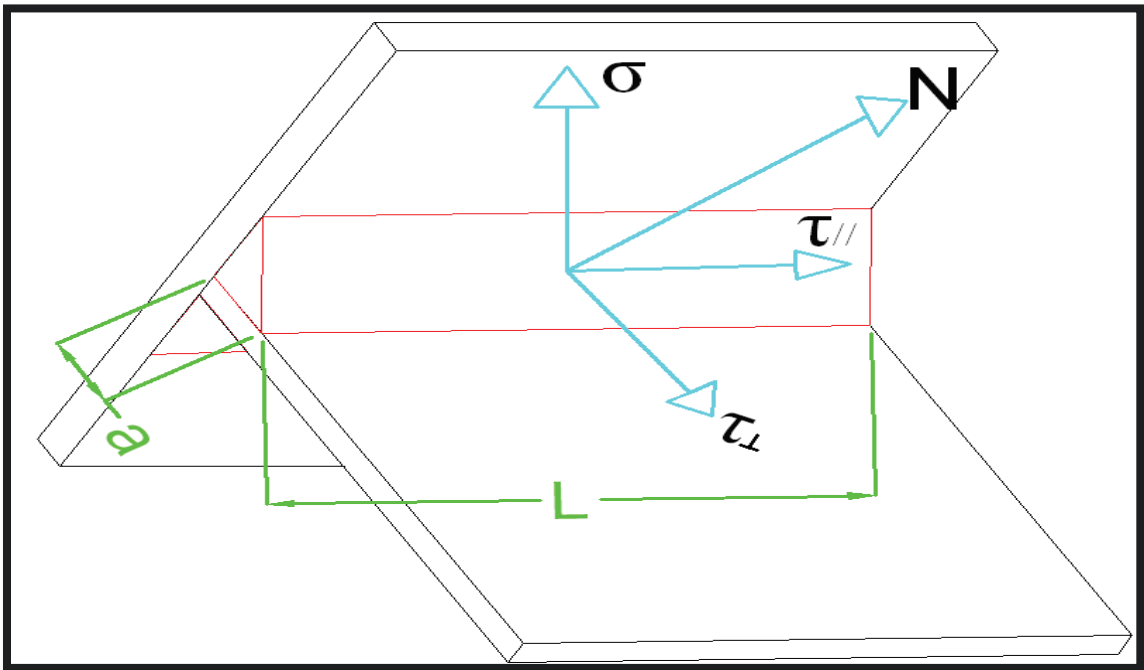


Fig. 32: Les sollicitations agissantes sur les cordons

Notations :

- "a" : épaisseur utile ou gorge, distance minimale de la racine à la surface du cordon.
- "L" : Longueur utile du cordon.
- "N" : Effort pondéré appliqué à chaque cordon, supposé centrer au milieu de la longueur du cordon.

- " $\sigma, \tau_{\perp}, \tau_{\parallel}$ ": Composantes de la contrainte moyenne rapportée à la section de gorge du cordon.
- " σ ": composante perpendiculaire à la section.
- " τ_{\perp} ": composante dans le plan de la section perpendiculaire à l'axe longitudinal du cordon.
- " τ_{\parallel} ": composante dans le plan de la section parallèle à l'axe longitudinal du cordon.
- " K ": coefficient dépende de la nuance d'acier :

$$\text{Acier E 24} \Rightarrow K = 0.7.$$

$$\text{Acier E 36} \Rightarrow K = 1.$$

- Cordons reliant des pièces orthogonales :

Dans ce cas les cordons peuvent être frontaux, latéraux et obliques. La méthode de calcul diffère d'une nature à un autre. En effet :

- **Cordon Frontaux** : dans ce cas les composantes de la contrainte située dans le plan de la section parallèle à l'axe longitudinale du cordon sont nulles (τ_{\parallel} et $N_{\parallel} = 0$). D'où :

$$N_n = N \frac{\sqrt{2}}{2} \Rightarrow \sigma = \frac{N_n}{2al} = \frac{N\sqrt{2}}{4al}.$$

La formule fondamentale sera :

$$K^2 \left[\frac{N^2}{8l^2 a^2} + 3 \frac{N^2}{8l^2 a^2} \right] \leq \sigma_e^2.$$

$$\Rightarrow \boxed{K \cdot \sqrt{2} \cdot \frac{N}{\sum al} \leq \sigma_e}.$$

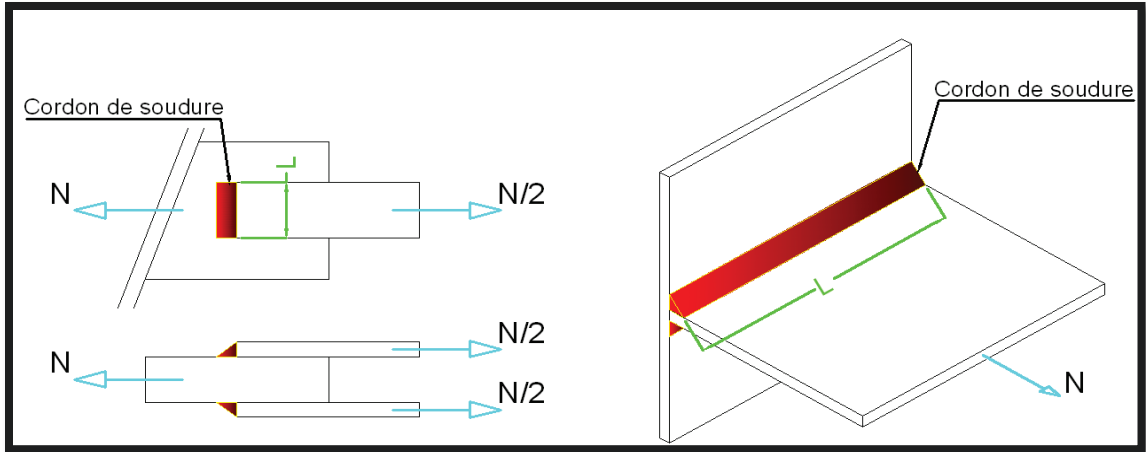


Fig. 33: Cordon Frontaux

→ **Cordon Latéraux** : dans ce cas les composantes de la contrainte située dans le plan de la section perpendiculaire à l'axe longitudinale du cordon et à la section sont nulles (τ_{\perp} et $\sigma = 0$). D'où :

$$\tau_{\parallel} = \frac{N}{2al}$$

$$\Rightarrow K \cdot \sqrt{3} \cdot \frac{N}{\sum al} \leq \sigma_e$$

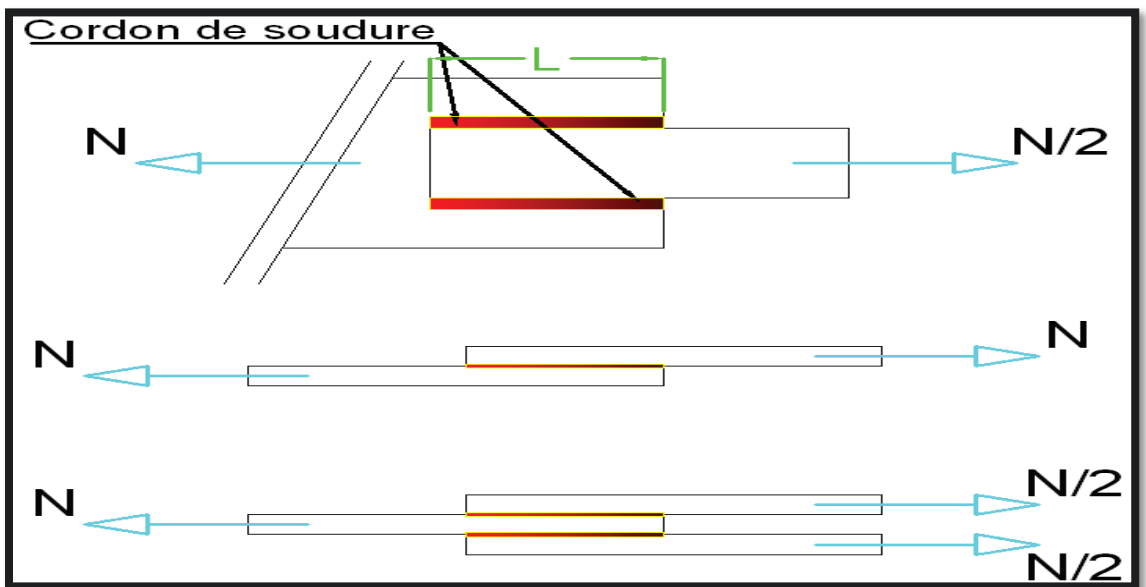


Fig. 34: Cordon Latéraux

→ *Cordon obliques* :

$$\Rightarrow \sigma = \tau_{\perp} = \frac{N \sin \alpha}{2\sqrt{2} al}$$

$$\Rightarrow \tau_{\parallel} = \frac{N \cos \alpha}{2al}$$

$$\Rightarrow K \cdot \frac{N}{\sum al} \sqrt{3 - \sin^2 \alpha} \leq \sigma_e$$

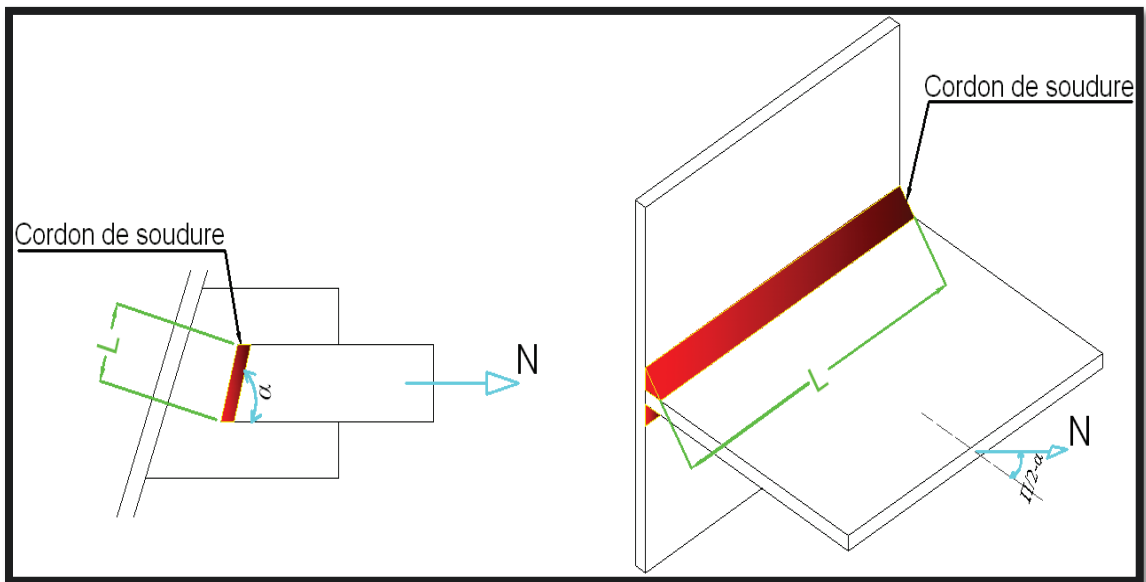


Fig. 35: Cordon Obliques

7.4. Calcul de la soudure Platine – Poutre principale.

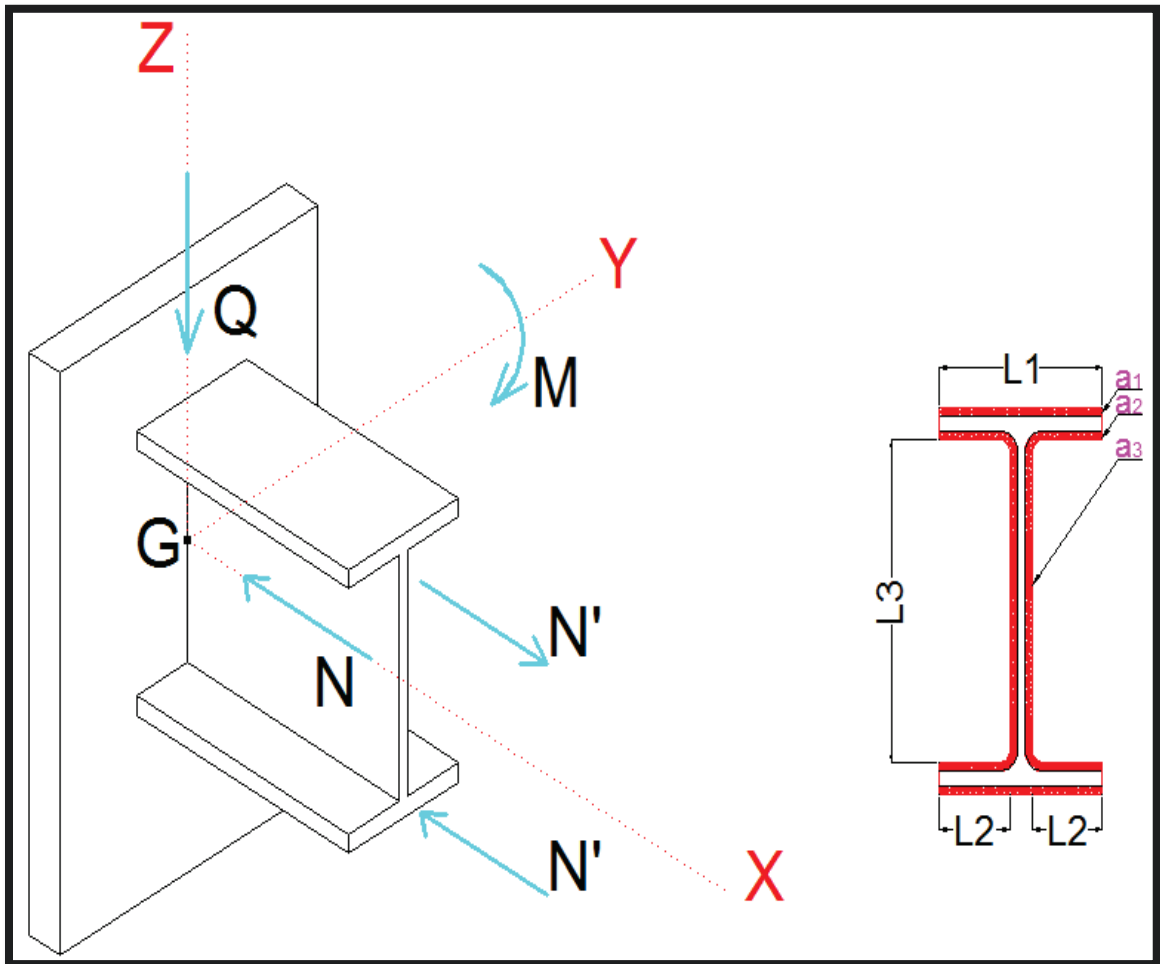


Fig. 36: Vue en 3D des sollicitations entre deux pièces soudées

Dans cette partie, on va faire le calcul des cordons d'attache d'une poutre principale sur le platine qui est à son tour boulonné sur l'aile du profile de poteau de la construction. la figure (29) montre la dimension utile "a" d'un cordon de soudure, les désignations des différentes longueurs des cordons et les sollicitations qui y agissent; et qui sont utilisées dans le calcul des soudures des profils en "I".

Il faut signaler que :

- L'effort normal "N" se répartit uniformément entre tous les cordons.
- L'effort tranchant "Q" se répartit uniformément entre les cordons de l'âme.
- Le moment fléchissant "M" est repris par les cordons des semelles. $M = N' \cdot h_a$.

- Cordons d'ailes :

Sous les efforts " N " et " N' ", les cordons d'ailes sont à considérer comme des cordons frontaux, dans lesquels les contraintes valent :

$$\rightarrow \text{Pour } "N" : \tau_{\parallel} = 0 \text{ et } \sigma = \tau_{\perp} = \frac{N}{\sqrt{2} \cdot \Sigma al}$$

$$\rightarrow \text{Pour } "N'" : \tau'_{\parallel} = 0 \text{ et } \sigma' = \tau'_{\perp} = \pm \frac{N'}{\sqrt{2} \cdot \Sigma(al)'}$$

- Cordons d'âme :

Sous l'effort " N ", les cordons d'âme sont à considérer comme des cordons frontaux, soit :

$$\tau_{\parallel} = 0 \text{ et } \sigma = \tau_{\perp} = \frac{N}{\sqrt{2} \cdot \Sigma al}$$

Sous l'effort " Q ", les cordons d'âme sont à considérer comme des cordons latéraux, soit :

$$\sigma = \tau_{\perp} = 0 \text{ et } \tau_{\parallel} = \frac{Q}{2 \cdot a_3 \cdot l_3}$$

Finalement, la formule fondamentale conduit à :

➤ Pour les cordons d'ailes :

$$K \cdot \sqrt{2 \left[\frac{N}{\Sigma(al)} \right]^2 \pm \left[\frac{N'}{\Sigma(al)'} \right]^2} \leq \sigma_e$$

➤ Pour les cordons d'âme :

$$K \cdot \sqrt{2 \left[\frac{N}{\Sigma(al)} \right]^2 + 3 \left[\frac{Q}{2 a_3 l_3} \right]^2} \leq \sigma_e$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \Sigma al = 2 a_1 l_1 + 4 a_2 l_2 + 2 a_3 l_3 \\ \Sigma(al)' = a_1 l_1 + 2 a_2 l_2 \end{cases}$$

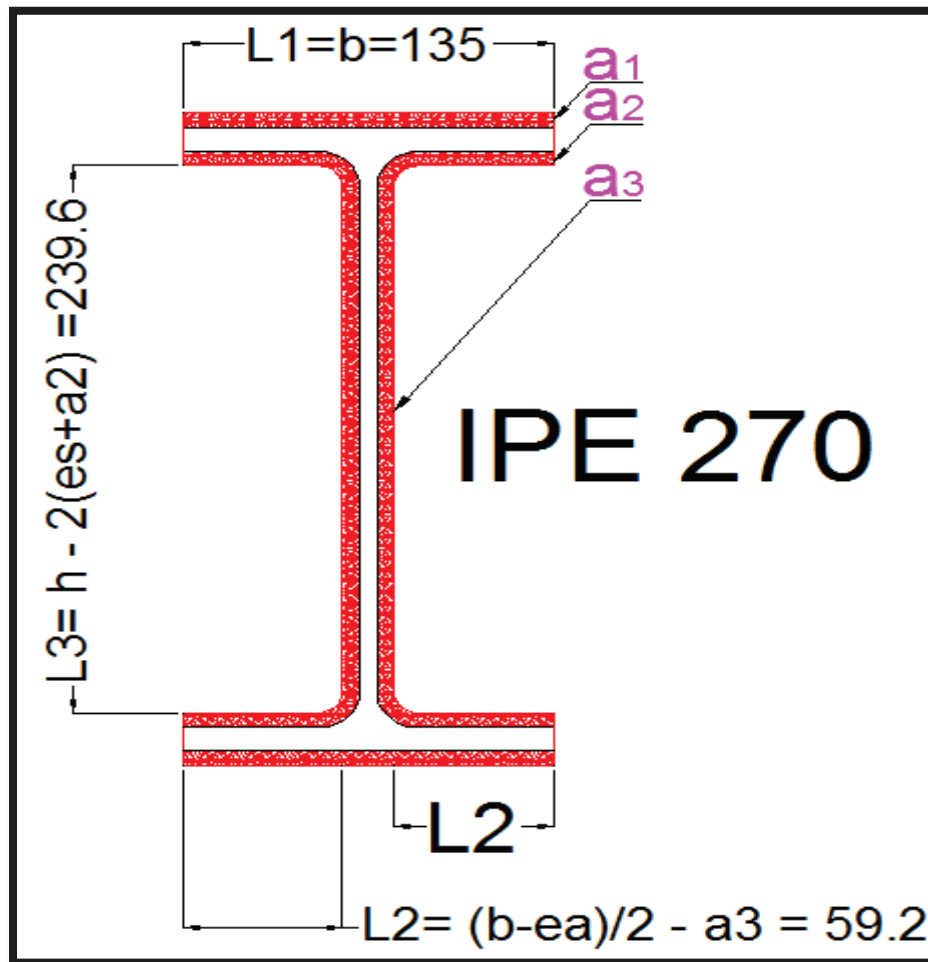
Application numérique :

Fig. 37: Cordon de soudure uniforme sur la poutre

Cette connexion est obtenue en soudant le profile *IPE 270* sur le platine. Elle est soumise aux sollicitations suivantes :

- $M = 76.28 \text{ KN}$.
- $Q = 76.58 \text{ KN}$.
- $N = 73523 \text{ KN}$.
- $K = 0.7$ (Acier E24).

D'après la figure (37), on trouve :

- $L_1 = b = 135 \text{ mm}$.
- $L_2 = 59.2 \text{ mm}$.

$$- L_3 = 239.6mm.$$

On va adopter un cordon de soudure uniforme d'épaisseur utile $a = 5mm$, et on va vérifier s'il vérifie les conditions de résistance. En effet :

Tout d'abord, on va déterminer l'effort " N' ", qui agit sur les deux semelles de l' *IPE 270*, comme suite :

$$N' = \frac{M}{h_a} / h_a = h - 2e_s = 270 - 2(10.2) = 249.6mm$$

$$\Rightarrow N' = \frac{76.28}{0.2496} = 305.6 KN.$$

D'autre part :

$$\sum al = 2(5 * 135) + 4(59.2 * 5) + 2(5 * 239.6) = 4930mm^2.$$

$$\sum (al)' = (5 * 135) + 2(5 * 59.2) = 1267mm^2.$$

Alors:

→ Pour les cordons des ailes :

Les ailes sont sous les efforts " N et N' " et ils sont calculés par la formule suivante :

$$K. \sqrt{2 \left[\frac{N}{\sum(al)} \right]^2 \pm \left[\frac{N'}{\sum(al)'} \right]^2} \leq \sigma_e$$

$$\Rightarrow 0.7 * \sqrt{2 \left[\frac{73523N}{4930} \right]^2 \pm \left[\frac{305.6}{1267} \right]^2} \leq \sigma_e$$

$$\Rightarrow 22.4 \leq 24 daN/mm^2 \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

→ Pour les cordons d'âme :

L'âme est sous les efforts " N et Q " et ils sont calculés par la formule suivante :

$$K. \sqrt{2 \left[\frac{N}{\sum(al)} \right]^2 + 3 \left[\frac{Q}{2 a_3 l_3} \right]^2} \leq \sigma_e$$

$$\Rightarrow 0.7 * \sqrt{2 \left[\frac{73523N}{4930} \right]^2 + 3 \left[\frac{7658}{2396} \right]^2} \leq \sigma_e$$

$$\Rightarrow 15.2 \leq 24 daN/mm^2 \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

Donc l'épaisseur utile du cordon supposé dans le calcul au-dessus ($a = 5mm$), vérifie les conditions fondamentales ou de résistance, alors on peut adopter un cordon de soudure uniforme d'épaisseur utile $a = 5mm$, pour la soudure des poutres principales sur les platines.

8. Calcul des contreventements.

Les éléments de contreventement sont destinés à empêcher le mouvement latéral d'une structure causé par le vent ou par les séismes. Par suite, ils sont conçus pour reprendre les surcharges du vent et de les diriger vers les fondations de la structure. Notant que l'existence de la structure indépendante du bardage joue le rôle d'auxiliaire pour que la construction résiste les efforts du vent. Puisque les pieds des poteaux de la construction sont considérés comme encastrés, donc le portique peut résister l'effort du vent, mais dans la vie quotidienne il faut tenir en compte des accidents qui n'entraînent pas dans notre considérations durant le calcul. Pour raison de sécurité et de stabilité du bâtiment, on va dimensionner dans ce chapitre le profile convenable des palée de stabilité qui seront attachées sur les façades de la construction.

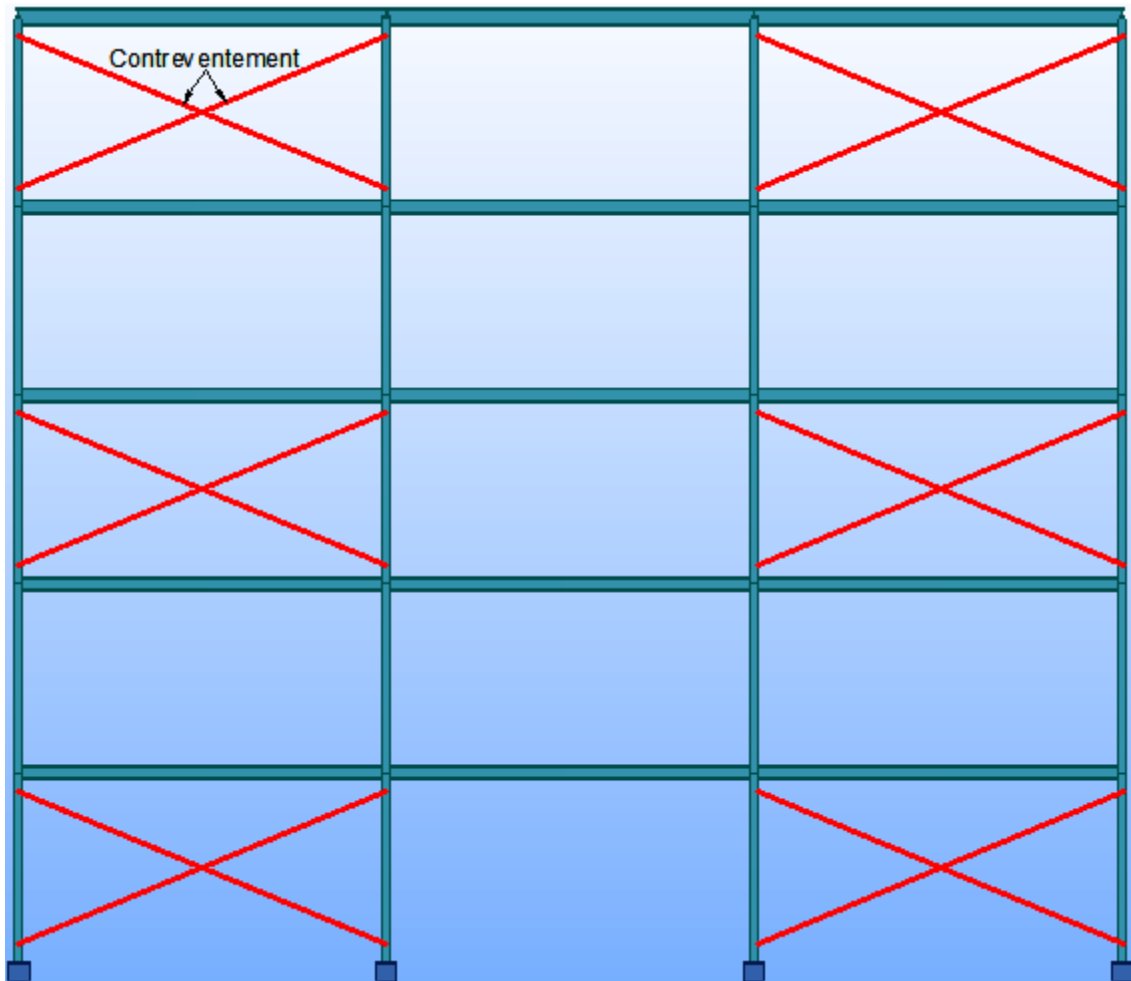


Fig. 38: Répartition des contreventements

8.1. Calcul de la palée de stabilité.

Comme on a cité, la palée de stabilité est conçue pour transmettre l'effort du vent "P", vers les fondations à travers les diagonales.

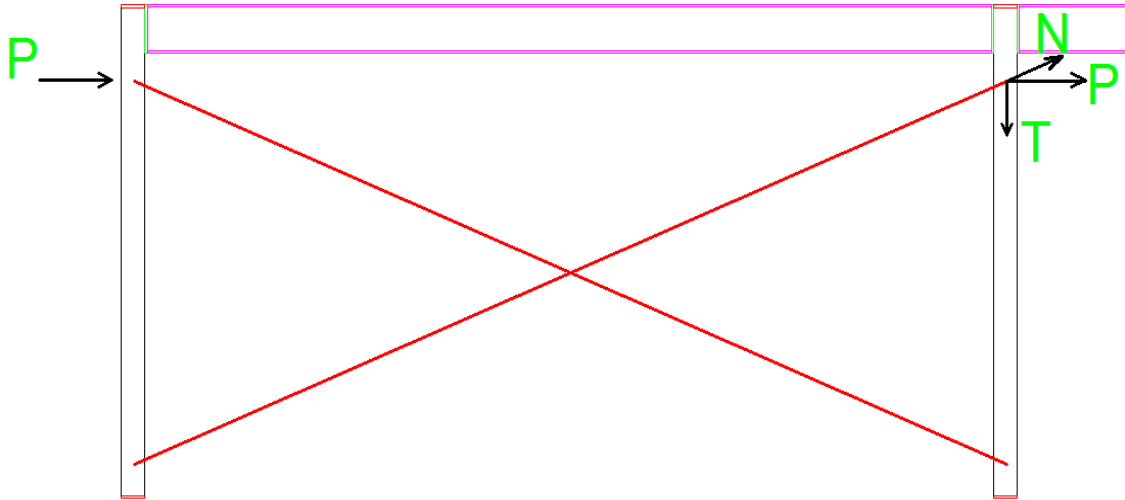


Fig. 39: Distribution de l'effort du vent

➤ Calcul de l'effort "P" :

$$P = 1.75 * p * (C_e - C_i) * S$$

Avec : $p = 79.1 \text{ daN/m}^2$

$$(C_e - C_i) = 0.5$$

$$S = 15 * 3 = 9 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow P = 1.75 * 79.1 * 0.5 * 45 = 3114.5 \text{ daN.}$$

➤ Calcul des composantes "N et T"

La force "P", est divisée en deux composantes "N et T"; la composante "T" est une force de compression dirigée vers la fondation à travers le poteau, tandis que la force "N" est une force de traction dirigée vers la fondation à travers la diagonale de la palée. (Fig.39).

D'après la géométrie de la figure ci-dessus, on a :

$$\tan \alpha = \frac{3}{6} = 0.5 \Rightarrow \alpha = 26.5^\circ$$
$$\Rightarrow N = \frac{P}{\cos \alpha} = \frac{3114.5}{0.89} = 3499.4 \text{ daN.}$$

Alors le dimensionnement de la section de la diagonale sera :

$$\sigma_e = \frac{N}{S}$$
$$\Rightarrow S = \frac{N}{\sigma_e} = \frac{3499.4}{24} = 145.8 \text{ mm}^2.$$

Ce qui correspond à un profil de type cornier à ailes égales $L 25 * 25 * 5$.



Fig. 40: Les lieux d'utilisation des contreventements

9. Calcul des escaliers.

L'escalier est une construction formée de marches appelées degrés, qui permettent d'accéder à un étage supérieur. Le mot provient du latin « Scala » qui signifie échelle.

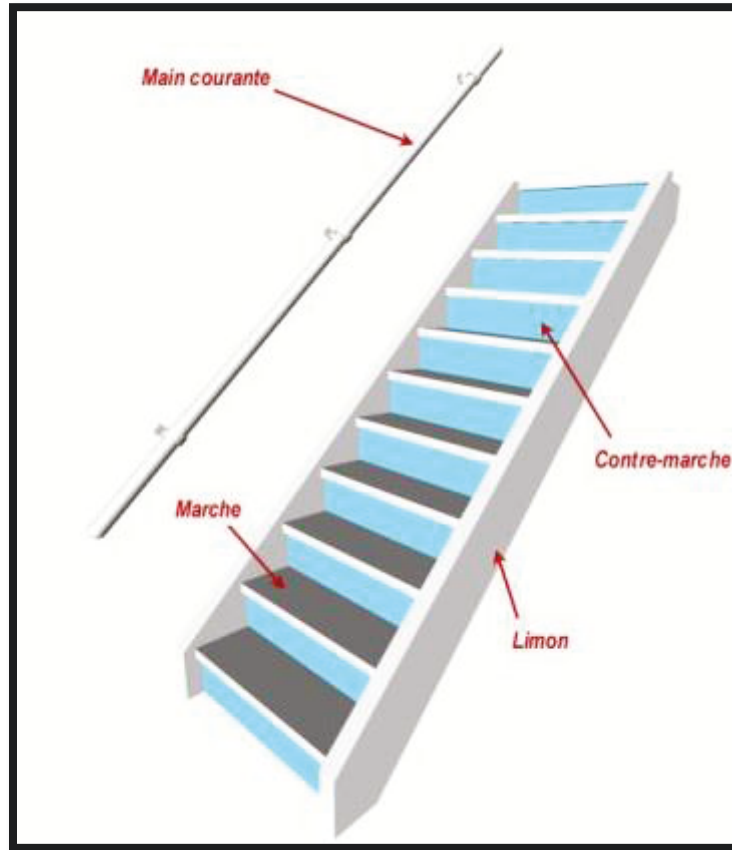


Fig. 41: Éléments constructifs d'escalier

Dans notre cas, l'escalier sera fabriqué totalement du métal. Les limons ont le profil *UPN200*, la main courante sont des tubes galvanisés de diamètre *60mm*, les contre – marches sont à calculer tandis que les marches seront fabriquées des tôles striées galvanisées, d'épaisseur sera décidé par l'entreprise fabricante comme indique le tableau ci-dessus.

Tôles Galvanisées									
Norme EN 10142									
Epaisseur (mm)	5/10	6/10	8/10	10/10	12/10	14/10	15/10	18/10	20/20
Dimension (mm)	Poids théorique (Kg)								
1000 x 2000	8	10	13	16	19	22	24	29	32
1250 x 2500				25	30	35	38	45	50

Tab. 8: Tôles Galvanisées (Dimensions et épaisseurs)

La figure ci-dessus représente l'escalier de notre projet. Comme on a déjà cité, la tôle striée sera supportée par les contremarches qui sont attachés à son tour sur les limons. Le nombre total des marches du bâtiment de largeur $l = 0.3m$ et de longueur $L = 1.225m$ est 90 marches. Alors dans cette partie, on va calculer le profil des contremarches. En effet :

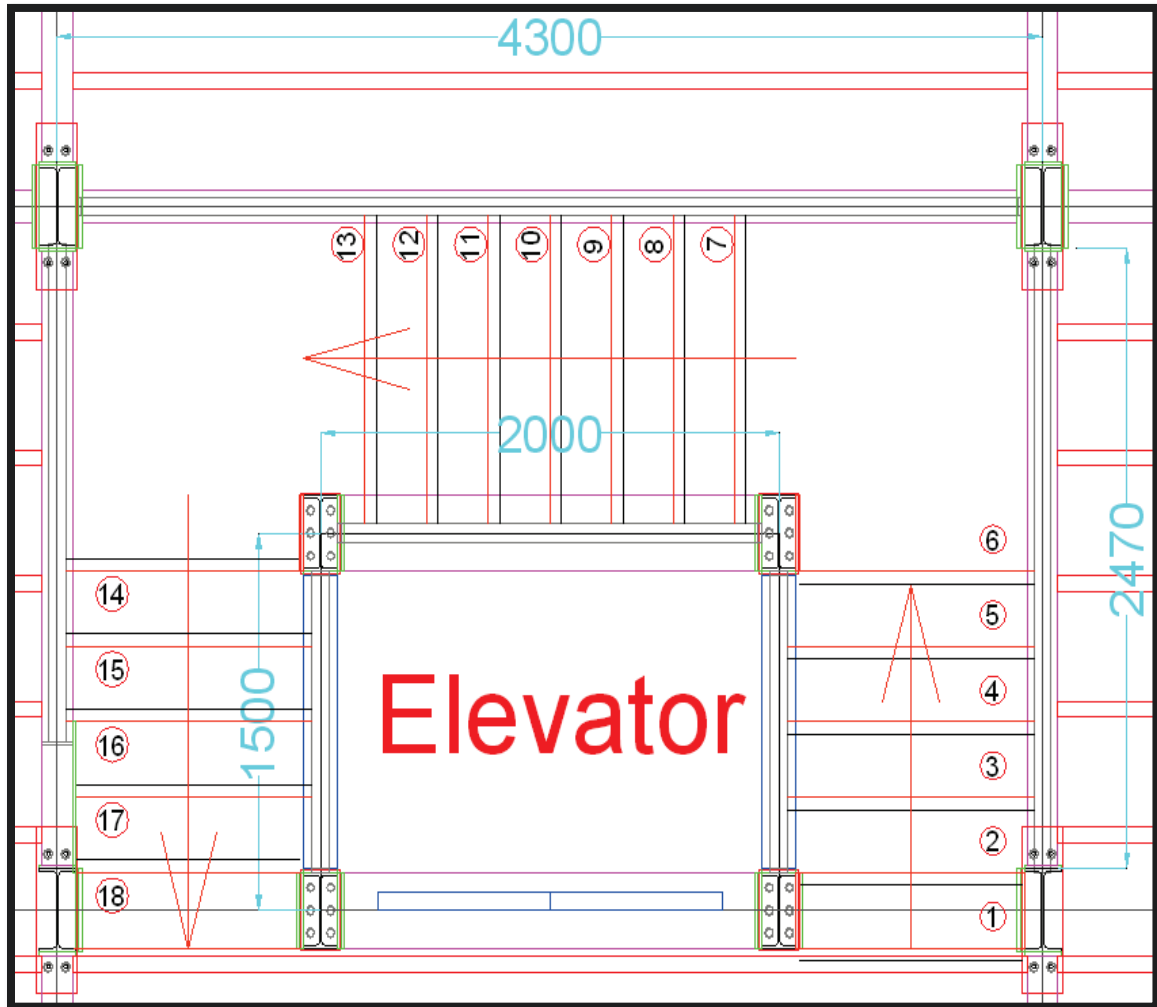


Fig. 42: Vue de haut de la cage d'escalier

En supposant que le maximum charge surfacique appliquée sur chaque marche sera $G = 300daN/m^2$. donc la charge linéique sera calculer par la formule suivante :

$$q = \frac{4}{3} * G * 0.3$$

$$\Rightarrow q = \frac{4}{3} * 300 * 10 * 3$$

$$\Rightarrow q = 12000 N/m.$$

Le dimensionnement des contremarches doit satisfaire la condition de résistance comme suite :

Condition de résistance :

On doit vérifier le moment de flexion M_x due à la charge totale « q », en arrivant à trouver la valeur de $\left(\frac{I}{V}\right)_x$, afin de dimensionner la poutre des contremarches. En effet:

$$M_{fx} = \frac{ql^2}{8} = \frac{12000}{8} x (1.225)^2 = 2250 \text{ N.m.}$$

D'autre part, il faut que :

$$\sigma_{fx} = \frac{M_{fx}}{\left(\frac{I}{V}\right)_x} \leq \sigma_e \Rightarrow \left(\frac{I}{V}\right)_x \geq \frac{M_{fx}}{\sigma_e}.$$

$$\left(\frac{I}{V}\right)_x \geq \frac{2250}{240} = 9.375 \text{ cm}^3. \Rightarrow \text{profile FERS T 50. (Annexe)}$$

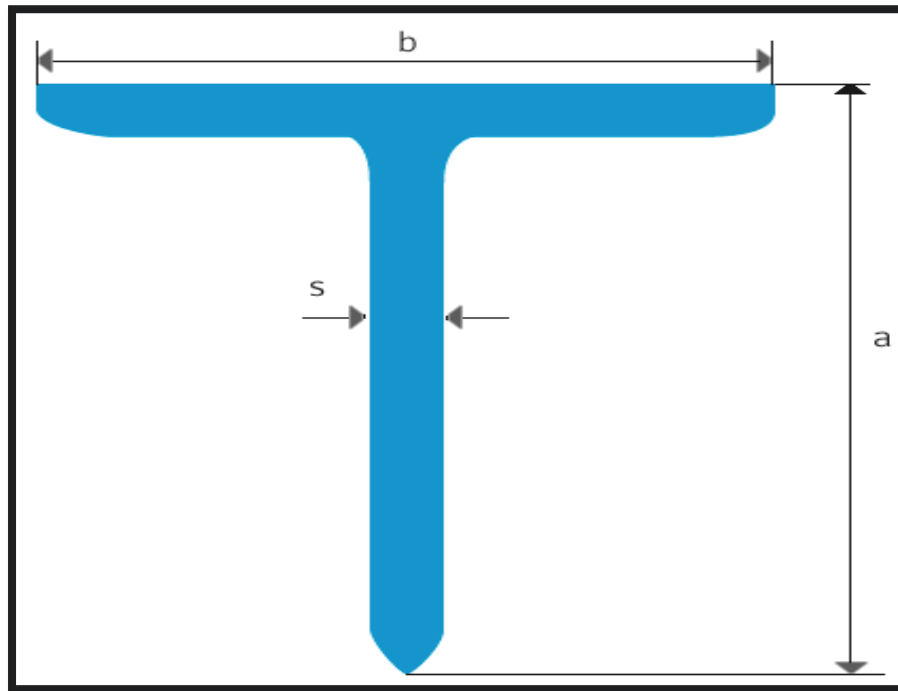


Fig. 43: Profile "T"

Donc la forme générale de notre escalier après l'assemblage dans le site sera comme indique la figure ci-dessous :

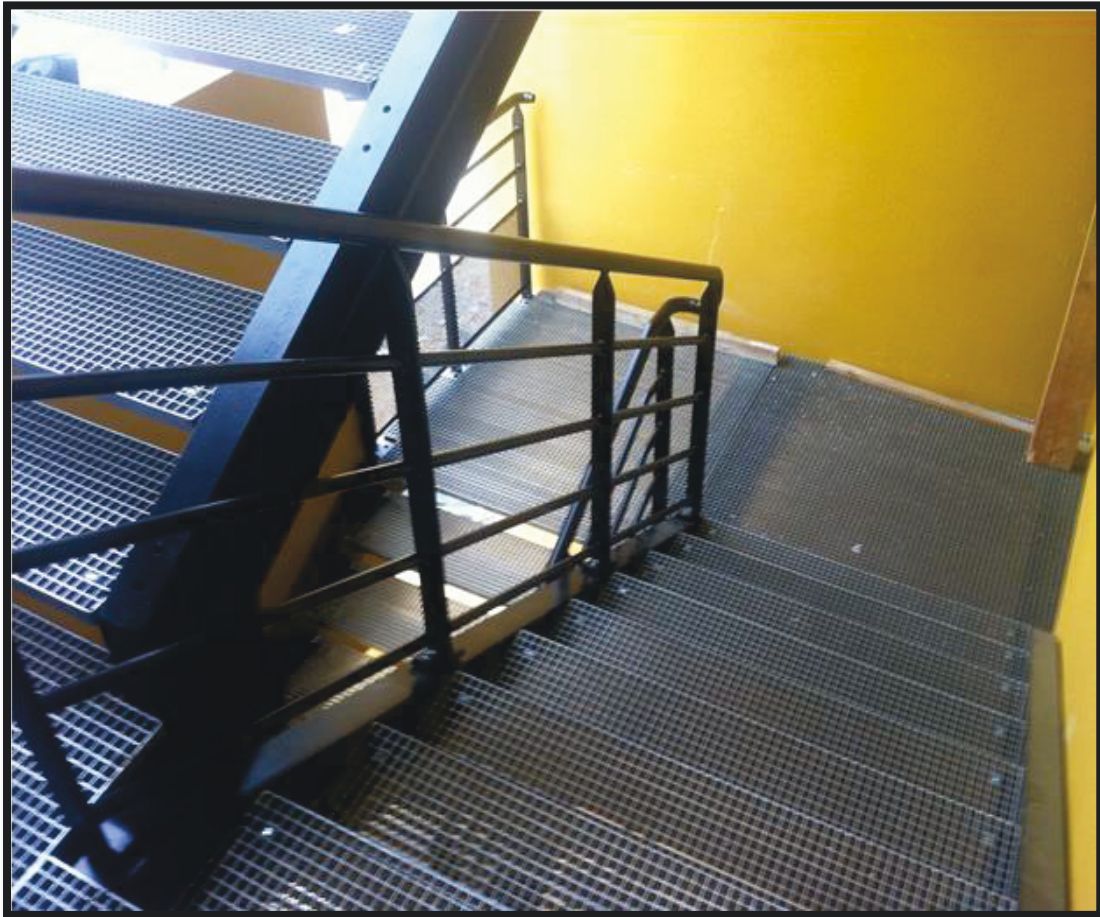


Fig. 44: Forme générale d'escalier

10. Prix et Cotation.

Après le finissage du design, le projet se transfère vers le département des ventes pour la préparation d'une offre officielle pour le client. L'entreprise Zaidan s.a.l. est responsable de la cotation de la structure métallique seulement du bâtiment tandis que le béton et les autres travaux sont donnés pour des autres entreprises travaillant dans ce projet. Voici le tableau ci-dessous qui représente la démarche de citation tandis que l'offre officielle de l'entreprise Zaidan est donnée par une forme spéciale.

Steel Building	Length (m)	Area (SQM)	Section (see database)	Unit Weight (Kg/m)	Unit Weight (Kg/SQM)	Total Weight (Kg)	Unit Price (\$/SQM)	Unit Price (\$/Kg)	Total Price (\$)
Columns,	210		IPE 330	49.1		10311		2.5	\$25,778
Primary Beams	454		IPE 270	36.1		16,389		2.5	\$40,974
Secondary Beams	1612		IPE 120	10.4		16,765		2.5	\$41,912
Coffrage Collaborant (0.75mm)		960			9.84	9,446	25		\$24,000
Stairs						5,000		2.5	\$12,500
Accessories (incl. Bracing, anchor bolts, bolts, plates) 30%						17,373		2.2	\$38,221
Total Steel Weight						75,285			
Sub Total (USD)									\$183,384
Discount									\$27,508
Total (USD)									\$155,876
VAT (Including) 10%									\$15,588
Total - Ex Factory									\$171,464
Statistics									
Area Of Steel Building	192	SQM							
Weight per SQM	78	Kg/SQM							
Ex-Factory Price per SQM	\$179	\$/SQM							

Table 9: Tableau descriptif de cotation

Le tableau ci-dessus nous donne le poids total du bâtiment métallique qui est égale à **75285 Kg**, et le prix total est égale à **171464\$**.

L'offre détaillée sera l'offre donnée par l'entreprise qui est totalement différente de mien, parce qu'il utilise les codes américain mais les résultats restent à peu près les mêmes. L'offre est composé de huit pages dans chacun l'entreprise donne le client un coup d'œil sur la méthode de calcul. Cette offre sera appelé le « contrat ».

L'offre formelle consiste à :



ZAIDAN S.A.L.
STEEL FORMWORK FOR CONCRETE - SCAFFOLDING
PREFAB HOUSES - STEEL STRUCTURES

زيدان ش.م.ل.
شركات للخزانات، سقالات
بمسوت جاهزة، هيكل معدنية

Proforma Invoice No.: **PH101061** Date: **20/2/2012** Page: **1 of 7**

Section 1 - Building Description

Client..... **MM. Mall GROUP**
Att: Eng. Michel Raad
Building usage:..... **Steel Building**

First To Fifth Floor - Geometrical Parameters :

Area (m2)..... **192 (Approx.)**
Height (m)..... **3**
Primary and Secondary Beams..... **Included**
Galv. Decking Sheet (0.8mm)..... **Included**
Concrete Slab (10mm Thick)..... **Not included**
Stairs..... **Included**

Design Loads:

Live load (Kg/m²) **240**
Dead load (Kg/m²) **300 (including 10cm Concrete slab)**
Extreme wind speed (Km/h)..... **135**
Snow Height (m)..... **0**
Paint..... **2 Epoxy coats (Sandblasting preparation) - (total 50my)**

1.2 Cladding	
Roof cladding	Concrete (By Others)
Wall cladding	By Others
Scope of cladding for Façade 1	By Others
Scope of cladding for Façade 2	By Others
Scope of cladding for End Gable 1	By Others
Scope of cladding for End Gable 2	By Others
Girts configuration	Not included

1.3 Accessories	
Gutters	Not included
Downspout	Not included
Canopy	Not included
Sliding Door 6x5m (N=5)	Not included
Personal Door 2x1m	Not included
Fascia	Not included

1.4 Steel Work Finish	
Main Frame	2 Epoxy coats (Sandblasting preparation) - (Total 50my)
Primary and Secondary Beams	2 Epoxy coats (Sandblasting preparation) - (Total 50my)
Anchor Bolts	Black for adhesivity
Bolts	Galvanized

1.5 Design Criteria Design criteria are as per section 2.2 except if noted otherwise.

Zaidan building, Industrial Valley, P.O.B. 90-324, Jdeidet El Metn, Metn 1202 2030 Lebanon
Tel: 961-1-878714/15/16, 961-3-680380, Fax: 961-1-891644
e-mail: info@zaidan.com www.zaidan.com



بنابة زيدان، الوادي الصناعي، ص.ب. ٩٠-٣٢٤ جديدة المتن، المتن ١٢٠٢ ٢٠٣٠ لبنان
تلفون: ٩٦١-١-٨٩١٦٤٤، فاكس: ٩٦١-٣-٦٨٠٣٨٠، ٩٦١-١-٨٧٨٧١٤/١٥/١٦

Section 2.1 Applicable Codes

Loads are applied on buildings according to:

Metal Building Manufacturers Association Inc. (**MBMA**)

The 2002 Edition of Metal Building Systems Manual

1300 Sumner ave. Cleveland, Ohio 44115

American Society of Civil Engineers (**ASCE**)

ASCE/SEI 7-2005 edition of Minimum design loads for buildings and other structures

1801 Alexander Bell Drive - Reston, Virginia 20191-4400

Hot rolled sections and built up sections are designed in accordance to:

American Institute of Steel Construction (**AISC**)

2005 Steel Construction Manual - Allowable Stress Design - Thirteenth edition

One East Wacker Drive, Suite 700 Chicago, IL 60601-1802

Cold formed members are designed in accordance to :

American Iron and Steel Institute (**AISI**)

2002 Edition of Cold - Formed Steel Design Manual

1140 Connecticut Ave., NW suite 705, Washington, D.C. 20036

Welding is applied in accordance to:

1996 American Welding Society (**AWS D.1.96**)

Structural welding code - steel Manual

50 NW Lejeune Road, Miami, Florida 33126

Bolts and Nuts are as per DIN 931 Class 8.8 or 6.8

Proposal Nbr.: PH101061	Date: 20/2/2012 Page: 3
--------------------------------	---------------------------------------

Section 3 Material Specification

Please find below the standard material specifications of the Steel structure.

- Built up sections will have flanges and webs joined on one side of the web by a continuous welding process. Flanges in built up sections will be conform to Euronorm S355 JR - EN 10025 Fy=355 Mpa - or equivalent. (The US equivalent is ASTM - A572M Grade 50)
- Hot rolled members will be conform to Euronorm S235 JR - EN 10025 - Fy=235 Mpa - or equivalent. (The US equivalent is ASTM - A36)
- Cold formed secondary members will be conform to Euronorm S355 JRC - EN 10025 - Fy=355 Mpa or equivalent. (The US equivalent is ASTM - A570 Grade 50)
- Galvanized covering will be conform to Japanese Norm JIS G 3302-94 - or equivalent. (The US equivalent is ASTM - A653)
- Cross bracing members will be conform to Euronorm S235 JR - EN 10025 - Fy=235 Mpa - or equivalent. (The US equivalent is ASTM - A36)
- Anchor Bolts will be conform to ASTM A615 or equivalent - Fy=500 Mpa
- High strength bolts for primary connections will be conform to International Norm ISO 898-1 - 8.8 - Fy=640 Mpa - or equivalent. (The US equivalent is ASTM - A325M)

In case materials specified above are not available, material which gives equivalent results is used.

Section 4 Standard Supplied items

Unless noted otherwise, the following items will be supplied.

Materials

- Anchor Bolts
- Main Frame Columns, rafters, bolts with nuts and washers
- End Gable Columns, rafters, endwall posts, bolts with nuts and washers
- Purlins, Girts, Secondary structure where applicable (bracing, flange braces, sag bars), bolts with nuts and washers.
- Gutters and Downspouts (if included in section 1)
- Covering as described in section 1, Flashings, Ridge cap where applicable, Foam closures where required, sheeting fasteners.
- Accessories described in section 1.

Documents

- Execution Method Statement includes erection procedures.
- Preventive Maintenance.
- Company Profile , Reference Projects.
- Approval Plans with Calculation Notes
- Safety measures

Material specification	Euro Norm	American Norm	Yield Fy (Mpa)
Built up sections	S355 JR - EN 10025	ASTM - A570 GRADE 50	355
Hot Rolled members	S235 JR - EN 10025	ASTM - A36	240
Cold Formed members	S215 JR - EN 10025	ASTM - A570 GRADE 30	215
Galvanized covering	EN 10142 DX 51 D	ASTM - A653/CQ	360
Cross Bracing (Angles)	S235 JR - EN10025	ASTM - A36	240
Anchor bolts	S500Q - EN 10025	ASTM - A615	500
High strength bolts	EN ISO 898 -1	ASTM - F 568M	600

Proposal Nbr.: PH101061

Date: 20/2/2012 Page: 5

Section 8 Terms and Conditions of Sale**1- Offer Validity**

The proposal is valid for 30 days from the date on the offer except if the validity period is extended in writing by Zaidan House.

2- The contract

Once this proposal is signed, it becomes the binding contract between the two parties the seller (Zaidan House) and the buyer (client).

3- Approval plans

Once the contract is signed, the seller will proceed in preparing approval plans. These approval plans will detail the scope of the project, the general layout of the building, the sections, and the elevations. This plan will be forwarded to the buyer for review and signature. This plan will incorporate all that will be supplied by the seller. Once this plan is signed, it will constitute together with the signed proposal the only contract documents. All previous plans, correspondence and documents become void.

4- Anchor bolts layout plan.

An anchor bolt layout plan is prepared by the seller together with the approval plan. It is the responsibility of the buyer to layout the anchor bolts as per this plan. Any misplacements of anchor bolts will have to be corrected by the buyer at his expense.

5- Foundations design.

Together with the anchor bolts approval plan, the seller will provide the buyer with the values of the reactions arising from the hangar onto the concrete for the buyer to design the concrete foundations. This design and the associated concrete pouring is to be done by the buyer at his responsibility.

6- Cancellation.

The Buyer cannot cancel or modify the order or part of the order under any circumstance before first reaching a written agreement with the seller on the cost of the damages resulting from the cancellation including all engineering costs. If the cancellation or the modification is agreed by the seller, the buyer agrees to promptly pay all reasonable engineering and other expenses incurred by the seller in connection with this agreement, and in any case, not less than 15% of the agreement price.

7- Specifications change.

The seller reserves the right to modify the materials used in the building with material equivalent or superior. By the same token, the seller reserves the right to modify the design of sections with equivalent sections.

8- Delays

The portion of the order that is not released for production within 2 months from the date of signature on the contract may be subject to price change and extension of the delivery order. The portion of the order that is not shipped within 2 months from delivery date will be subject to storage costs.

9- Variation orders

Any change in the scope or revision of the original design may cause a change in price and delivery period. Changes must be duly signed by the buyer to be effective.

10-Force Majeure

The seller shall not be liable for any loss or damage to the buyer for delays in delivery or cancellation of any purchase orders by the seller due to circumstances beyond his control such as but not limited to war, riots, civil comotion, insurrections, revolutions, civil wars, the adoptic of any laws regulations, or acts of any authority affecting the production, floods, fires, weather conditions, embargoes, shortage of transportal inability to obtain labor, factory shutdowns, power shortage, border closures, or any other circumstances or event beyond the seller's control.

11- Warrantee

Zaidan House's goods are guaranteed against defective material or workmanship for a period of up to one year after shipment. The liability of the seller is limited to free of cost replacement of the defective items.

12- Penalties

No penalties or liquidated damages are provided for herein and in no event shall the seller be liable for any sepcial or consequential damage for any cause whatsoever.

13- Exclusions

Except if specifically agreed, the seller's scope is to design and supply the elements of the hangars. Scope of works does not include any w not specifically specified in the offer. Except if specifically stated in the proposal, excluded from the scope of the seller is the setting up of ar bolts, concrete works, steel works, or any other onsite work. Scope of supply excludes all non steel items and is limited to the items specifi section 3.2 of this offer.

14- Inspection upon delivery

The buyer will inspect goods upon their arrival and sign on the delivery note. Any missing item is to be reported back to Zaidan House within from arrival. Missing items among packaged goods are to be reported back to Zaidan House within 30 days after arrival of goods. Claims for missing materials after these periods cannot be accepted.

The buyer will receive goods upon their arrival and sign on the delivery note.

Proposal Nbr.: PH101061	Date: 20/2/2012	Page: 6
--------------------------------	------------------------	----------------

This contract is entered on 20 Feb 2012

between: MM. Mail GROUP

**and: Zaidan Sal (seller), located in Beirut,
represented by Mr. Joseph El Alam**

The two parties agree as follows:

Contract scope:

The supply of Zaidan building elements as described in the proposal enclosed.

Contract document:

Zaidan sal proposal nbr: PH101061 including sections:

1. Building description
2. Applicable codes
3. Materials specifications
4. Standard supplied items
5. Delivery
6. Payment
7. Prices
8. Terms and conditions of sale
9. Zaidan House Standard product specifications

Supply contract Price Ex-Factory:	\$155,876.00
V.A.T. 10%:	\$15,587.60
Net Total Price Ex-Factory :	<u>\$171,463.60</u>

For: **Zaidan Sal** (Seller)

Name: **Joseph El Alam**

Name: Eng. Michel Raad

Title: **Area Sales Manager**

Title: _____

Signature:

Signature:

Date: _____

Date: _____

Seller's stamp

Buyer's stamp

11. Conclusion.

Le plus grand intérêt de ce Projet c'est qu'il m'a permis d'appliquer des grandes parties des études théoriques que j'ai étudiées pendant mon cursus d'ingénieur mécanique à l'ISAE-CNAM. En effet, j'ai eu l'expérience de bien appliqué la théorie à la pratique.

Ce projet m'apprendre l'importance de lire des références et des livres scientifiques spécifiques dans notre domaine de mécanique de structure de plus il m'a donné l'avantage d'approfondir mes connaissances en ce qui concerne les codes de construction appliquées en vigueur dans le domaine de la construction métallique.

Ce projet enrichi mon dossier professionnel par des informations techniques et théoriques concernant la construction métallique, et me rendre un ingénieur expert dans ce domaine.

Finalement, ce projet me présente une grande expérience, et sera mon passage au monde de la construction métallique.

12. ANNEXE.

→ Calcul d'appuis et de chargement pour les études du déversement :

Tableau V₄

Chargement	$\frac{L_0}{L}$	c_1	c_2
	1	1,13	0,46
	0,5	0,97	0,30
	1	1,28	1,56
	0,5	0,71	0,65
	1	1,36	0,55
	0,5	1,07	0,43
	1	1,56	1,27
	0,5	0,94	0,71
	1	$1 + 2,92\alpha^3$	$\alpha[2,44 - 3,24\alpha]c_1$
	0,5	$1 + (1,06 - \alpha)\alpha^3$	$2\alpha^2(1,3 - \alpha)c_1$
	1	$1 + \alpha[1,68 - 2,24\alpha^2]$	$\alpha(3,44 - 3,62\alpha)c_1$
	0,5	$1 - 0,48\alpha^3$	$14,4\alpha^2(0,71 - \alpha)c_1$
	1	$1,36 + 2(\alpha - 0,5)^2$	$\alpha(1,72 - 1,81\alpha)c_1$
	0,5	$1,07 + 2,56(\alpha - 0,5)^2$	$\alpha(1,76 - 1,9\alpha)c_1$
	1	$\frac{1}{\sqrt{0,283(1 + \beta^2) + 0,434\beta}}$	0
	0,5	$\frac{1}{\sqrt{0,34 + 0,4\beta + 0,26\beta^2}}$	0
	2	2,56	0,43
	2	4,10	0,83

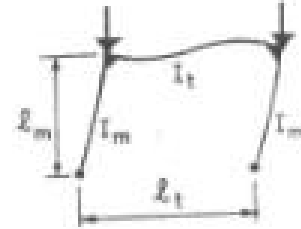
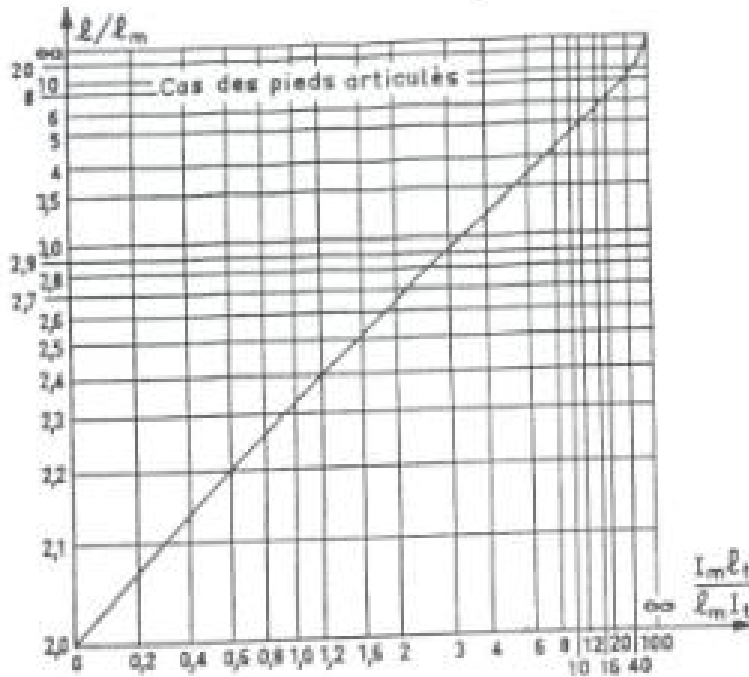
→ Tableau « B », valeurs de « K_0 » :

TABLEAU B – Valeurs de k_0

$\bar{\lambda}$	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,2	1,00	1,00	1,01	1,01	1,01	1,02	1,02	1,02	1,03	1,03
0,3	1,04	1,04	1,04	1,05	1,05	1,06	1,06	1,07	1,07	1,08
0,4	1,08	1,09	1,09	1,10	1,10	1,10	1,11	1,11	1,12	1,12
0,5	1,13	1,14	1,14	1,15	1,15	1,16	1,17	1,17	1,18	1,19
0,6	1,19	1,20	1,21	1,22	1,22	1,23	1,24	1,25	1,26	1,27
0,7	1,27	1,28	1,29	1,30	1,31	1,32	1,33	1,34	1,35	1,36
0,8	1,38	1,39	1,40	1,41	1,42	1,44	1,45	1,46	1,48	1,49
0,9	1,51	1,52	1,54	1,55	1,57	1,59	1,60	1,62	1,64	1,65
1,0	1,67	1,69	1,71	1,72	1,74	1,76	1,78	1,80	1,82	1,84
1,1	1,86	1,88	1,90	1,92	1,94	1,97	1,99	2,01	2,03	2,06
1,2	2,08	2,10	2,13	2,15	2,18	2,20	2,23	2,25	2,28	2,31
1,3	2,33	2,36	2,39	2,41	2,44	2,47	2,50	2,52	2,55	2,58
1,4	2,61	2,64	2,67	2,70	2,73	2,76	2,79	2,82	2,85	2,89
1,5	2,92	2,95	2,98	3,01	3,05	3,08	3,11	3,15	3,18	3,21
1,6	3,25	3,28	3,32	3,35	3,39	3,43	3,46	3,50	3,54	3,58
1,7	3,62	3,65	3,69	3,73	3,77	3,82	3,84	3,88	3,92	3,96
1,8	4,00	4,04	4,07	4,11	4,15	4,19	4,23	4,27	4,32	4,36
1,9	4,40	4,44	4,48	4,53	4,57	4,61	4,66	4,70	4,74	4,79
2,0	4,83	4,87	4,92	4,96	5,00	5,05	5,09	5,13	5,18	5,22
2,1	5,27	5,32	5,36	5,41	5,46	5,50	5,54	5,59	5,63	5,68
2,2	5,73	5,78	5,83	5,88	5,92	5,97	6,02	6,07	6,12	6,17
2,3	6,22	6,27	6,33	6,38	6,43	6,49	6,54	6,59	6,64	6,69
2,4	6,74	6,80	6,85	6,90	6,95	7,01	7,06	7,11	7,16	7,21
2,5	7,26	7,32	7,37	7,43	7,49	7,54	7,58	7,63	7,67	7,73

→ Longueur de flambement des montants de portiques à deux pieds :

18,134-2 LONGUEUR DE FLAMBEMENT l DES MONTANTS DE PORTIQUES A DEUX PIEDS



Equation de base

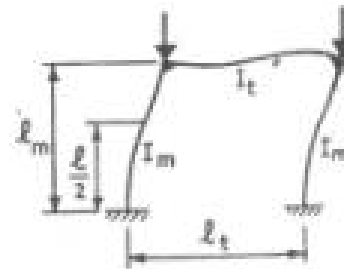
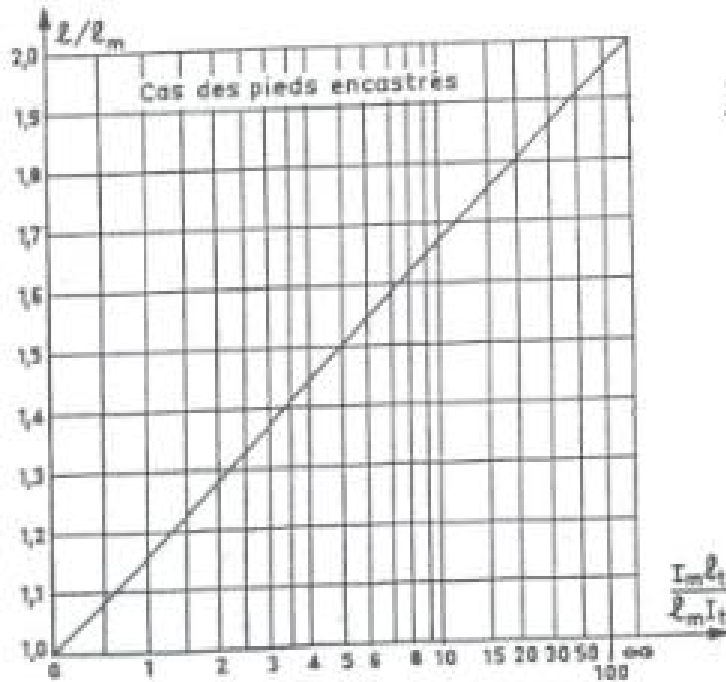
$$\frac{\pi/l_m}{l} \operatorname{tg} \frac{\pi/l_m}{l} = 6 \frac{l_m/l_t}{l_m/l_t}$$

Valeurs approchées (à moins de 2%)

$$\frac{l}{l_m} = 2 \sqrt{1 + 0,4 \frac{l_m/l_t}{l_m/l_t}}$$

ou $\frac{l}{l_m} = 2 + 0,3 \frac{l_m/l_t}{l_m/l_t}$

si $\frac{l_m/l_t}{l_m/l_t} < 4$.



Equation de base

$$\operatorname{tg} \frac{\pi/l_m}{l} = \frac{\pi/l_m}{6} \frac{l_m/l_t}{l_m/l_t}$$

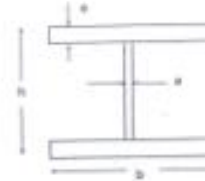
Valeur approchée (à moins de 1%)

$$\frac{l}{l_m} = \frac{5 + 2 \frac{l_m/l_t}{l_m/l_t}}{5 + \frac{l_m/l_t}{l_m/l_t}}$$

→ Caractéristiques des profils IPN, IPE, HEA :

Zafran House Sicomé SAL
Engineering Dept
Technical Data Sheet # 101 Rev. 01

Section properties for IPE, IPN, and HEA



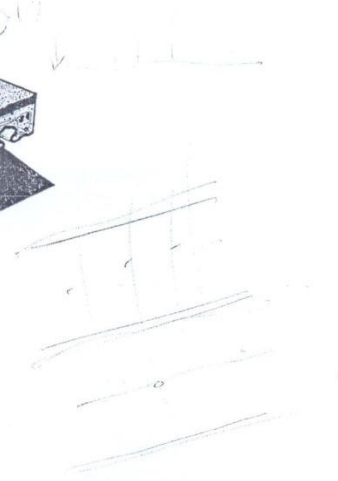
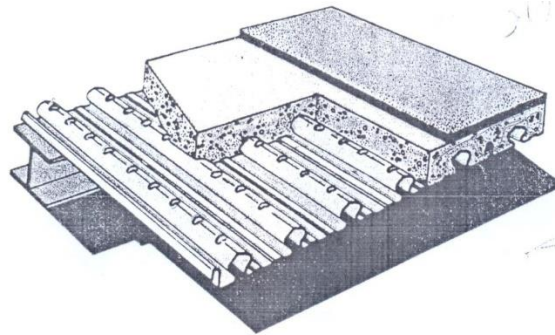
IPN	b	b	a	a	P	A	S	I _x	I _y	I _{xy}	I _{xy}
	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	m ² /m	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³
80	80	42	3.9	5.9	5.90	7.58	0.30	78	8	13.5	3.0
100	100	50	4.5	6.8	8.32	10.80	0.37	171	12	34.2	4.8
120	120	58	5.1	7.7	11.20	14.20	0.44	320	22	54.7	7.4
140	140	66	5.7	8.6	14.40	18.20	0.50	573	35	81.9	10.7
160	160	74	6.3	9.5	17.90	22.80	0.58	935	50	117.5	14.5
180	180	82	6.9	10.4	21.90	27.90	0.64	1,480	61	161.8	19.9
200	200	90	7.5	11.3	26.30	33.40	0.71	2,140	117	214	26.0
230	220	96	8.1	12.2	31.10	39.90	0.78	3,060	192	278	33.1
240	240	106	8.7	13.1	36.20	46.10	0.84	4,250	221	254	41.7
260	260	112	9.4	14.1	41.90	53.40	0.91	5,740	268	442	51.0
280	280	119	10.1	15.2	48.00	61.10	0.97	7,590	364	542	61.2
300	300	125	10.8	16.2	54.20	69.10	1.03	9,800	451	693	72.2
320	320	131	11.5	17.3	61.10	77.80	1.09	12,310	555	792	84.7
340	340	137	12.2	18.3	68.10	86.80	1.15	15,100	674	923	98.4
360	360	143	13.0	19.5	76.20	97.10	1.21	18,010	818	1,090	114.0
380*	380	149	13.7	20.5	84.00	107.00	1.27	21,010	975	1,260	131.0
400	400	155	14.4	21.6	92.60	118.00	1.33	25,210	1,160	1,460	149.0
425*	425	163	15.3	23.0	104	132.00	1.41	30,970	1,440	1,740	178.0
450	430	170	16.2	24.3	115	147.00	1.48	45,850	2,090	2,580	235.0
475*	475	178	17.1	25.6	129	163.00	1.55	58,480	2,890	3,510	268.0
500	500	185	18.0	27.0	141	179.00	1.62	68,740	2,480	2,750	288.0
550*	550	200	19.0	30.0	187	232.00	1.80	99,180	3,490	3,410	348.0
600*	600	215	21.0	32.4	199	254.00	1.92	138,000	4,470	4,430	434.0

IPE	b	b	a	a	P	A	S	I _x	I _y	I _{xy}	I _{xy}
	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	m ² /m	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³
80	80	46	3.8	5.2	6.10	7.84	0.33	80	8.40	20.5	3.7
100	100	55	4.1	5.7	8.10	10.30	0.40	171	15.90	34.2	5.8
120	120	64	4.4	6.3	10.40	13.20	0.47	318	27.7	55.0	8.7
140	140	73	4.7	6.9	12.90	16.40	0.55	541	44.9	77.3	12.3
160	160	82	5.0	7.4	15.80	20.10	0.62	869	66.3	109.0	16.7
180	180	91	5.3	8.0	18.80	23.90	0.70	1,317	101	148.0	22.2
200	200	100	5.6	8.6	22.40	28.90	0.77	1,943	142	194	28.5
220	220	110	5.9	9.2	26.20	33.40	0.85	2,772	205	252	37.3
240	240	120	6.2	9.8	30.70	38.10	0.92	3,892	294	324	47.3
270	270	135	6.8	10.3	36.10	45.90	1.04	5,790	425	429	62.2
280	300	150	7.1	10.7	42.20	53.80	1.18	8,358	604	557	80.5
320	320	160	7.5	11.3	49.10	62.80	1.25	11,770	788	713	98.5
360	360	170	8.0	12.3	57.10	72.70	1.38	16,270	1,043	904	123.0
400	400	180	8.6	13.3	66.30	84.00	1.47	22,130	1,319	1,140	146.0
450	450	190	9.4	14.8	77.00	98.80	1.61	33,740	1,676	1,500	178.0
500	500	200	10.2	16.0	90.70	118.00	1.74	48,290	2,142	1,930	214.0
550	550	210	11.1	17.2	106	134.00	1.88	67,120	2,968	2,440	254.0
600	600	220	12.0	18.0	122	158.00	2.02	92,080	3,387	3,070	308.0

HEA	b	b	a	a	P	A	S	I _x	I _y	I _{xy}	I _{xy}
	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	m ² /m	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³
100	96	100	5.0	8.0	16.70	21.20	0.66	349	134	73.0	27.0
120	114	120	5.0	8.0	19.90	25.30	0.68	606	231	108.0	38.0
140	133	140	5.5	8.5	24.70	31.40	0.79	1,033	389	155	56.0
160	152	160	6.0	9.0	30.40	38.80	0.90	1,673	616	230	77.0
180	171	180	6.0	9.5	35.90	45.30	1.02	2,510	925	294	103.0
200	190	200	6.5	10.0	42.30	53.80	1.14	3,692	1,336	389	134.0
220	210	220	7.0	11.0	50.50	64.30	1.28	5,410	1,955	518	179.0
240	230	240	7.5	12.0	60.30	76.80	1.37	7,783	2,760	675	231.0
260	250	260	7.5	12.5	68.20	86.90	1.48	10,460	3,688	830	282.0
280	270	280	8.0	13.0	76.40	97.30	1.60	13,670	4,783	1,016	340.0
300	290	300	8.5	14.0	86.30	112.50	1.72	18,290	6,310	1,280	421.0
320	310	320	9.0	15.5	97.60	124.40	1.78	22,930	8,085	1,480	486.0
340	320	300	9.5	16.5	105	133.50	1.79	27,700	7,436	1,680	498.0
360	350	300	10.0	17.5	112	142.80	1.83	33,090	7,887	1,890	526.0
380	360	300	11.0	19.0	125	159.00	1.91	45,070	8,584	2,310	571.0
400	380	300	11.8	21.0	140	178.00	2.01	63,720	9,485	2,900	631.0
450	440	300	11.8	21.0	140	178.00	2.01	63,720	9,485	2,900	631.0
500	480	300	12.0	23.0	165	197.00	2.11	86,980	10,375	3,550	691.0
550	540	300	12.0	24.0	188	211.00	2.21	111,800	10,820	4,150	721.0
600	590	300	13.0	25.0	178	228.00	2.31	141,200	11,270	4,790	751.0
650	640	300	13.0	26.0	190	241.00	2.41	178,200	11,720	5,470	782.0
700	690	300	14.0	27.0	204	260.00	2.50	215,300	12,190	6,240	812.0
800	790	300	15.0	30.0	234	285.00	2.70	303,400	12,640	7,890	863.0
900	890	300	16.0	30.0	252	320.00	2.80	422,100	13,550	9,480	903.0
1000	990	300	16.0	31.0	272	348.00	3.10	553,800	14,000	11,190	934.0

Approval: _____
101-IPN, IPE, HEA, Technical 100

→ Coffrage Collaborant (Informations techniques) :



POUR CHARGES ADMISSIBLES EN FONCTION DES EPAISSEURS TOTALES DU PLANCHER ET DES PORTÉES

(le poids propre du béton et du profil sont déjà pris en compte).

PERMISSIBLE LOADS CORRELATED TO TOTAL FLOOR THICKNESS AND SPANS (dead load for concrete and profile have been already considered)

- sans étai
- 1 étai

DEFLECTION DURING POURING L'/240
DEFLECTION EN SERVICE L'/350

DEFLECTION DURING POURING L'/240
DEFLECTION EN SERVICE L'/350

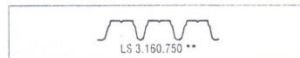
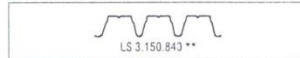
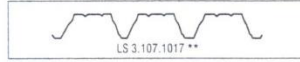
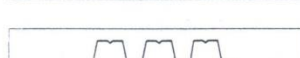
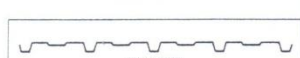
PLANCHER COLLABORANT
COMPOSITE FLOOR

EPAISSEUR THICKNESS	POIDS WEIGHT	PORTEE SPAN	SIMPLE PORTEE single span					PORTEE SPAN	DOUBLE PORTEE double span				
			EPAISSEUR TOTALE						TOTAL THICKNESS				
mm	kg/m ²	m	8 cm	10 cm	12 cm	14 cm	16 cm	m	8 cm	10 cm	12 cm	14 cm	16 cm
COFRASTRA 40													
0,75	9,84	1,40	1996	2593	3168	3656	4123	1,40	2284	2966	3624	4183	4717
		1,60	1747	2269	2772	3199	3658	1,60	1999	2596	3171	3660	4128
		1,80	1553	2017	2294	2643	2977	1,80	1777	2307	2819	3254	3669
		2,00	1186	1675	2047	2359	2656	2,00	1599	2077	2537	2728	3072
		2,20	772	1510	1845	2126	2393	2,20	1454	1747	2136	2461	2771
		2,40	537	1179	1677	1932	2174	2,40	1222	1590	1943	2239	2521
0,85	11,19	1,50	1841	2398	2935	3392	3808	1,50	2107	2744	3358	3881	4357
		1,70	1625	2116	2590	2993	3129	1,70	1829	2421	2963	3424	3845
		1,90	1454	1893	2146	2477	2776	1,90	1663	2166	2651	3064	3440
		2,10	1092	1572	1925	2221	2489	2,10	1505	1960	2399	2772	2881
		2,30	710	1423	1743	2011	2252	2,30	1374	1789	2019	2329	2610
		2,50	495	1116	1590	1833	2053	2,50	1153	1505	1843	2127	2383
COFRASTRA 70													
			EPAISSEUR TOTALE					TOTAL THICKNESS					
			mm	kg/m ²	m	11 cm	13 cm	15 cm	17 cm	19 cm	m	11 cm	13 cm
0,75	10,05	2,20	1035	1226	1304	1324	1396	2,60	1002	1187	1262	1282	1351
		2,40	948	1124	1195	1214	1279	2,80	930	1103	1172	1190	1255
		2,60	786	1038	1103	898	929	3,00	868	1029	1094	889	919
		2,80	594	959	833	818	845	3,20	814	963	833	819	845
		3,00	453	737	764	749	771	3,40	690	746	773	757	780
		3,20	288	590	704	688	707	3,60	591	695	719	703	723
1,00	13,40	2,40	948	1106	1172	1194	1261	3,20	814	949	1006	1024	1082
		2,60	875	1021	1082	1102	1164	3,40	766	894	947	964	1024
		2,80	749	948	1005	1023	827	3,60	723	844	894	886	707
		3,00	572	885	744	731	755	3,80	685	800	652	638	656
		3,20	440	666	685	671	692	4,00	629	595	610	594	610
		3,40	271	582	633	618	636	4,20	485	558	571	555	569

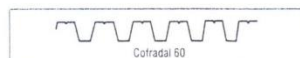
KONTI

FULL PRODUCT RANGE

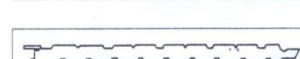
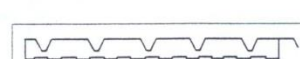
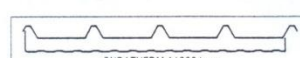
**MEZZANINE -
BEHAVIOR & FORM DECKS**



**COMPOSITE
SLAB DECKS**



INSULATING PANELS



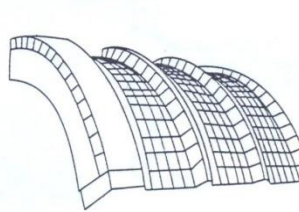
**SOUND INSULATING
PANELS**



EDGE BEATING



CURVED PROFILES



KONTI

FACTORY: B' INDUSTRIAL AREA, VOLOS TEL: 0425/ 23555/6 ATHENS : 120 VAS. SOFIAS STR. TEL. 01/ 7717968-7717980 FAX. 7718247
THESSALONIKI : 83 SOLODOS & 25th MARTIOU STR. TEL. 031/ 865.232 FAX.843.494

→ Caractéristiques du Profil UPN :

Section	Sectional area F	Sectional properties about axes					
		Moment of Inertia		Radius of gyration		Modulus of section	
		I_x	I_y	i_x	i_y	W_x	W_y
UPN 50x25	4.82	16.8	2.49	1.65	0.71	6.73	1.48
UPN 50x33	7.12	26.4	9.12	1.92	1.18	10.6	3.76
UPN 60x40	6.46	31.6	4.51	2.21	0.84	10.5	2.96
UPN 65x42	9.03	57.5	14.1	2.52	1.25	17.7	5.07
UPN 75x40	8.818	75.9	12.4	2.93	1.19	20.2	4.54
UPN 80x45	11.0	105	19.4	3.10	1.33	26.5	6.36
UPN 100x50	18.5	205	29.3	3.91	1.47	41.2	8.49
UPN 120x55	17.0	364	43.2	4.62	1.59	60.7	11.1
UPN 140x60	20.4	605	62.7	5.45	1.75	88.4	14.8
UPN 160x65	24.0	925	85.3	6.21	1.89	116	18.3
UPN 180x70	28.0	1350	114	6.95	2.02	150	22.3
UPN 200x75	32.2	1910	148	7.70	2.14	191	27.0

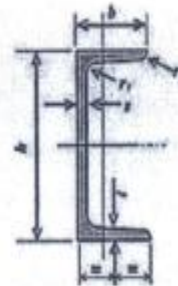
Section	Standard Sectional dimension						Mass Kg/m
	h	b	s	t	r1	r2	

II Standard Channels

UPN 50x25	50	25	5	6	6	3	3.98
UPN 50x33	50	33	5	7	7	3.5	3.59
UPN 60x40	60	40	6	8	8	3	5.07
UPN 65x42	65	42	5.5	7.5	7.5	4	7.09
UPN 80x45	80	45	6	8	8	4	8.64
UPN 100x50	100	50	6	8.5	8.5	4.5	10.6
UPN 120x55	120	55	7	9	9	4.5	13.4
UPN 140x60	140	60	7	10	10	5	16.0
UPN 160x65	160	65	7.5	10.5	10.5	5.5	18.8
UPN 180x70	180	70	8	11	11	5.5	22.0
UPN 200x75	200	75	8.5	11.5	11.5	6	25.3

II Economic (Light Weight) Channels

UPE 60x40	60	40	4.5	7.4	6.5	2.5	7.1
UPE 100x46	100	46	4.5	7.8	7	3	8.6
UPE 120x52	120	52	4.8	7.8	7.5	3	10.3
UPE 140x58	140	58	4.9	8.1	8	3	12.3
UPE 160x64	160	64	5	8.4	8.5	3.5	14.2
UPE 180x70	180	70	5.1	8.7	9	3.5	16.3
UPE 200x76	200	76	5.2	9	9.5	4	18.4

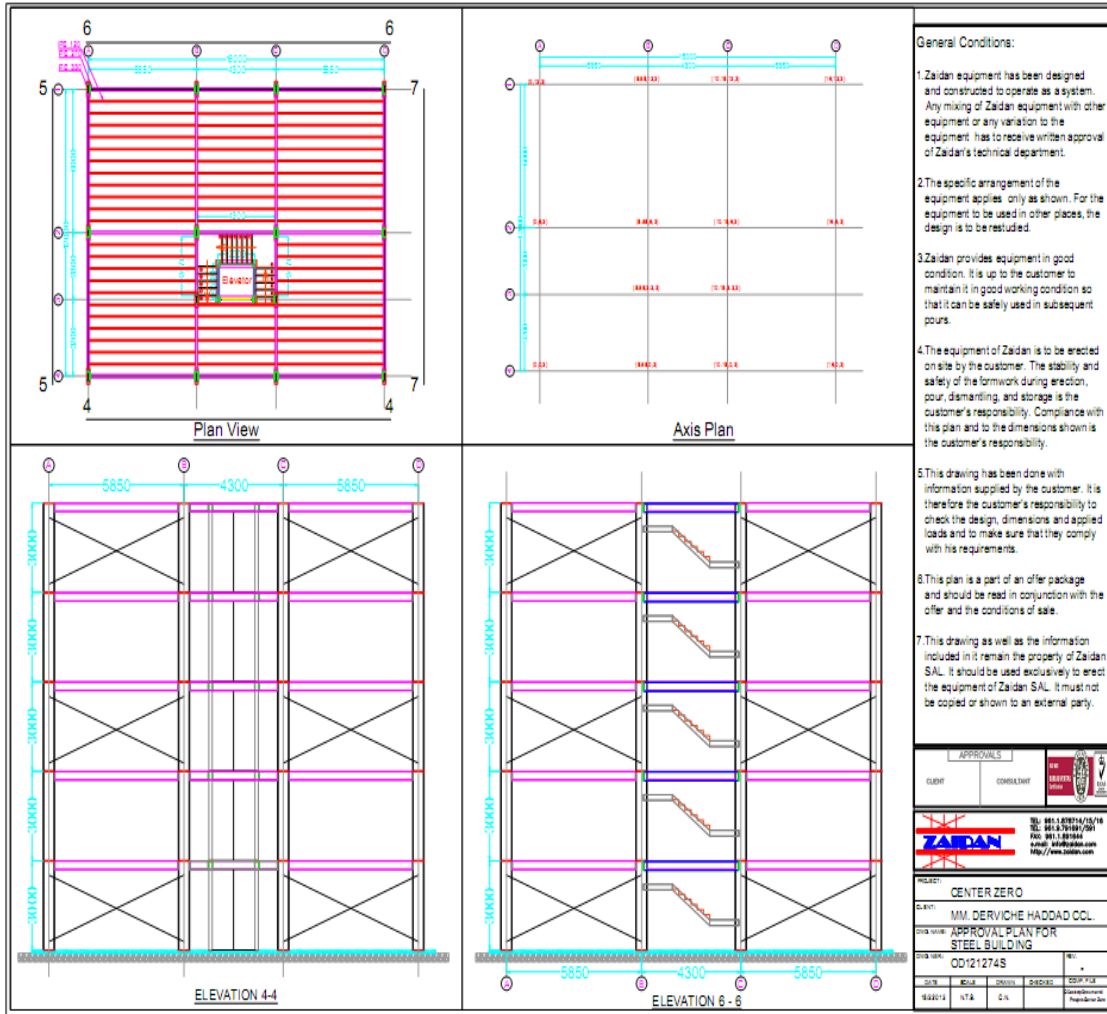


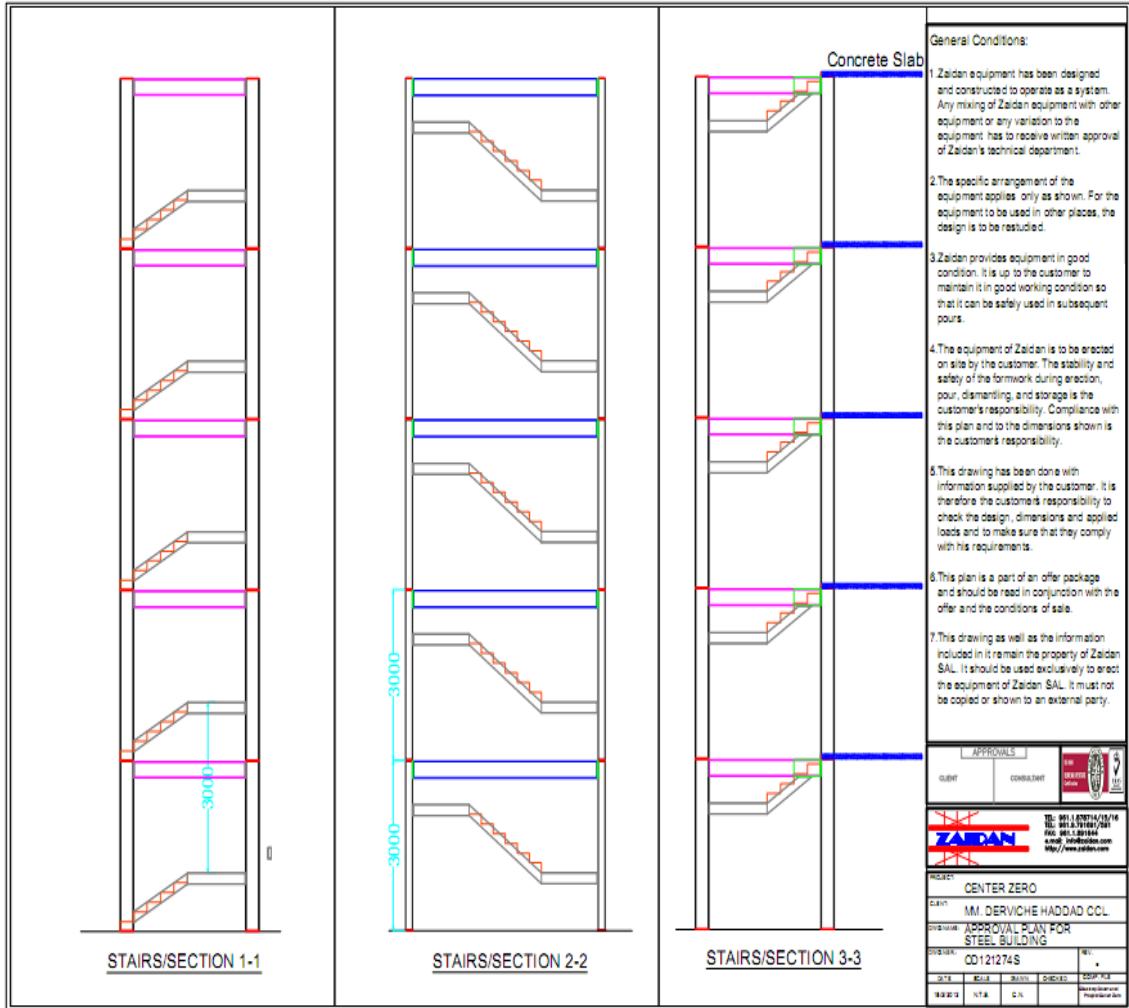
→ Caractéristiques de profil « T » :

Notations pages 205-209 / Bezeichnungen Seiten 205-209

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen							Position de l'axe x-x Position of axis x-x Lage der x-x Achse	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte						
	h	b	s=t	r	r ₁	r ₂	A		axe x-x axis x-x Achse x-x			axe y-y axis y-y Achse y-y			
G	h	b	s=t	r	r ₁	r ₂	A	d	i _x	i _x /v _x	i _y	i _y	i _y /v _y	i _j	
kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ² x10 ²	mm x10	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm x10	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm x10	
T 30*	1,77	30	30	4	4	2	1	2,26	0,85	1,72	0,80	0,87	0,87	0,58	0,62
T 35*	2,33	35	35	4,5	4,5	2,5	1	2,97	0,99	3,10	1,23	1,04	1,57	0,90	0,73
T 40*	2,96	40	40	5	5	2,5	1	3,77	1,12	5,28	1,84	1,18	2,58	1,29	0,83
T 50*	4,44	50	50	6	6	3	2	5,66	1,39	12,1	3,36	1,46	6,06	2,42	1,03
T 60*	6,23	60	60	7	7	3,5	2	7,94	1,66	23,8	5,48	1,73	12,2	4,07	1,24
T 70*	8,32	70	70	8	8	4	2	10,6	1,94	44,5	8,79	2,05	22,1	6,32	1,44
T 80*	10,7	80	80	9	9	4,5	2	13,6	2,22	73,7	12,8	2,33	37,0	9,25	1,65

→ *Les dessins sur le Logicielle « Auto CAD » :*





RESULTATS ROBOT
ANNALYSE DETAILLEE
 Suivant la norme CM66

Point 1:

STEEL DESIGN

CODE: CM66

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 1 Simple bar_1

POINT: 1

COORDINATE: x = 0.00 L = 0.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00

MATERIAL:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa

SECTION PARAMETERS: IPE 330

ht=33.0 cm

bf=16.0 cm

tw=0.8 cm

tf=1.1 cm

Ay=36.800 cm²Iy=11766.900 cm⁴Wely=713.145 cm³Az=24.750 cm²Iz=788.143 cm⁴Welz=98.518 cm³Ax=62.606 cm²Ix=25.700 cm⁴

STRESSES:

SigN = 369.76/62.606 = 59.06 MPa

SigFY = 20.77/713.145 = 29.12 MPa



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:

LY=3.00 m

LfY=3.00 m

Lambda Y=21.88

MuY=73.29

k1Y=1.00

kFY=1.02



About Z axis:

LZ=3.00 m

LfZ=3.00 m

Lambda Z=84.55

MuZ=4.91

k1Z=1.08

VERIFICATION FORMULAS:

 $k1 * SigN + kFY * SigFY = 1.08 * 59.06 + 1.02 * 29.12 = 93.72 < 235.00$ MPa (3.521) $1.54 * TauZ = |1.54 * -4.11| = |-6.33| < 235.00$ MPa (1.313)**Section OK !!!**

Point 2:

STEEL DESIGN

CODE: CM66

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 2 Simple bar_2

POINT: 1

COORDINATE: x = 0.00 L = 0.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00

MATERIAL:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa

SECTION PARAMETERS: IPE 330

ht=33.0 cm

bf=16.0 cm

tw=0.8 cm

tf=1.1 cm

 $A_y = 36.800$ cm² $I_y = 11766.900$ cm⁴ $W_{ely} = 713.145$ cm³ $A_z = 24.750$ cm² $I_z = 788.143$ cm⁴ $W_{elz} = 98.518$ cm³ $A_x = 62.606$ cm² $I_x = 25.700$ cm⁴

STRESSES:

 $\text{SigN} = 294.82/62.606 = 47.09$ MPa $\text{SigFY} = 30.96/713.145 = 43.42$ MPa

LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:

LY=3.00 m

LFY=3.00 m

Lambda Y=21.88

MuY=91.92

k1Y=1.00

kFY=1.02



About Z axis:

LZ=3.00 m

LFZ=3.00 m

Lambda Z=84.55

MuZ=6.16

k1Z=1.06

VERIFICATION FORMULAS:

 $k1 \cdot \text{SigN} + kFY \cdot \text{SigFY} = 1.06 \cdot 47.09 + 1.02 \cdot 43.42 = 94.16 < 235.00$ MPa (3.521) $1.54 \cdot \text{TauZ} = |1.54 \cdot -3.87| = |-5.95| < 235.00$ MPa (1.313)**Section OK !!!**

Point 3:

STEEL DESIGN

CODE: CM66

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 3 Simple bar_3

POINT: 1

COORDINATE: x = 0.00 L = 0.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00

MATERIAL:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa

SECTION PARAMETERS: IPE 330

ht=33.0 cm

bf=16.0 cm

tw=0.8 cm

tf=1.1 cm

Ay=36.800 cm²Iy=11766.900 cm⁴Wely=713.145 cm³Az=24.750 cm²Iz=788.143 cm⁴Welz=98.518 cm³Ax=62.606 cm²Ix=25.700 cm⁴

STRESSES:

SigN = 219.62/62.606 = 35.08 MPa

SigFY = 41.97/713.145 = 58.85 MPa



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:

LY=3.00 m

LFY=3.00 m

Lambda Y=21.88

MuY=123.38

k1Y=1.00

kFY=1.01



About Z axis:

LZ=3.00 m

LFZ=3.00 m

Lambda Z=84.55

MuZ=8.26

k1Z=1.04

VERIFICATION FORMULAS:

 $k_1 \cdot \text{SigN} + k_{FY} \cdot \text{SigFY} = 1.04 \cdot 35.08 + 1.01 \cdot 58.85 = 96.19 < 235.00$ MPa (3.521) $1.54 \cdot \text{TauZ} = |1.54 \cdot -5.66| = |-8.72| < 235.00$ MPa (1.313)**Section OK !!!**

Point 4:

STEEL DESIGN

CODE: CM66

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 4 Simple bar_4

POINT: 1

COORDINATE: x = 0.00 L = 0.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00

MATERIAL:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa

SECTION PARAMETERS: IPE 330

ht=33.0 cm

bf=16.0 cm

tw=0.8 cm

tf=1.1 cm

 $A_y = 36.800$ cm² $I_y = 11766.900$ cm⁴ $W_{ely} = 713.145$ cm³ $A_z = 24.750$ cm² $I_z = 788.143$ cm⁴ $W_{elz} = 98.518$ cm³ $A_x = 62.606$ cm² $I_x = 25.700$ cm⁴

STRESSES:

 $\text{SigN} = 143.57/62.606 = 22.93$ MPa $\text{SigFY} = 43.69/713.145 = 61.26$ MPa

LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:

LY=3.00 m

LFY=3.00 m

Lambda Y=21.88

MuY=188.75

k1Y=1.00

kFY=1.01



About Z axis:

LZ=3.00 m

LfZ=3.00 m

Lambda Z=84.55

MuZ=12.64

k1Z=1.03

VERIFICATION FORMULAS:

 $k1 * \text{SigN} + kFY * \text{SigFY} = 1.03 * 22.93 + 1.01 * 61.26 = 85.31 < 235.00$ MPa (3.521) $1.54 * \text{TauZ} = |1.54 * -5.56| = |-8.56| < 235.00$ MPa (1.313)**Section OK !!!**

Point 5:

STEEL DESIGN

CODE: CM66

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 5 Simple bar_5

POINT: 1

COORDINATE: x = 0.00 L = 0.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00

MATERIAL:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa

SECTION PARAMETERS: IPE 330

ht=33.0 cm

bf=16.0 cm

tw=0.8 cm

tf=1.1 cm

 $A_y = 36.800$ cm² $I_y = 11766.900$ cm⁴ $W_{ely} = 713.145$ cm³ $A_z = 24.750$ cm² $I_z = 788.143$ cm⁴ $W_{elz} = 98.518$ cm³ $A_x = 62.606$ cm² $I_x = 25.700$ cm⁴

STRESSES:

 $\text{SigN} = 66.35/62.606 = 10.60$ MPa $\text{SigFY} = 52.29/713.145 = 73.32$ MPa

LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:

LY=3.00 m

MuY=408.41

LFY=3.00 m

k1Y=1.00

Lambda Y=21.88

kFY=1.00



About Z axis:

LZ=3.00 m

MuZ=27.35

LFZ=3.00 m

k1Z=1.01

Lambda Z=84.55

VERIFICATION FORMULAS:

 $k1 * \text{SigN} + kFY * \text{SigFY} = 1.01 * 10.60 + 1.00 * 73.32 = 84.32 < 235.00$ MPa (3.521) $1.54 * \text{TauZ} = |1.54 * -11.57| = |-17.81| < 235.00$ MPa (1.313)**Section OK !!!**

Point 6:

STEEL DESIGN

CODE: CM66

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 6 Simple bar_6

POINT: 3

COORDINATE: x = 1.00 L = 6.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00

MATERIAL:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa

SECTION PARAMETERS: IPE 270

ht=27.0 cm

bf=13.5 cm

tw=0.7 cm

tf=1.0 cm

 $A_y = 27.540$ cm² $I_y = 5789.780$ cm⁴ $W_{ely} = 428.873$ cm³ $A_z = 17.820$ cm² $I_z = 419.869$ cm⁴ $W_{elz} = 62.203$ cm³ $A_x = 45.945$ cm² $I_x = 14.930$ cm⁴

STRESSES:

 $\text{SigN} = 33.86/45.945 = 7.37$ MPa $\text{SigFY} = 65.06/428.873 = 151.69$ MPa

LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:

LY=6.00 m

LFY=6.00 m

Lambda Y=53.45

MuY=98.44

k1Y=1.00

kFY=1.02



About Z axis:

LZ=6.00 m

LFZ=6.00 m

Lambda Z=198.48

MuZ=7.14

k1Z=1.05

VERIFICATION FORMULAS:

 $k1 \cdot \text{SigN} + kFY \cdot \text{SigFY} = 1.05 \cdot 7.37 + 1.02 \cdot 151.69 = 161.86 < 235.00$ MPa (3.521) $1.54 \cdot \text{TauZ} = |1.54 \cdot -38.53| = |-59.34| < 235.00$ MPa (1.313)**Section OK !!!**

Point 7:

STEEL DESIGN

CODE: CM66

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 7 Simple bar_7

POINT: 1

COORDINATE: x=0.00 L=0.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00

MATERIAL:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa

SECTION PARAMETERS: IPE 270

ht=27.0 cm

bf=13.5 cm

tw=0.7 cm

tf=1.0 cm

Ay=27.540 cm²Iy=5789.780 cm⁴Wely=428.873 cm³Az=17.820 cm²Iz=419.869 cm⁴Welz=62.203 cm³Ax=45.945 cm²Ix=14.930 cm⁴

STRESSES:

SigN = 35.59/45.945 = 7.75 MPa

SigFY = 53.66/428.873 = 125.12 MPa



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:



About Z axis:

LY=6.00 m

LFY=6.00 m

Lambda Y=53.45

MuY=93.66

k1Y=1.00

kFY=1.02

LZ=6.00 m

LFZ=6.00 m

Lambda Z=198.48

MuZ=6.79

k1Z=1.05

VERIFICATION FORMULAS:

 $k_1 \cdot \text{SigN} + k_{FY} \cdot \text{SigFY} = 1.05 \cdot 7.75 + 1.02 \cdot 125.12 = 135.39 < 235.00$ MPa (3.521) $1.54 \cdot \text{TauZ} = 1.54 \cdot 37.23 = 57.34 < 235.00$ MPa (1.313)**Section OK !!!**

Point 8:

STEEL DESIGN

CODE: CM66

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 8 Simple bar_8

POINT: 3

COORDINATE: $x = 1.00$ L = 3.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00

MATERIAL:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa

SECTION PARAMETERS: IPE 330

ht=33.0 cm

bf=16.0 cm

tw=0.8 cm

tf=1.1 cm

Ay=36.800 cm²Iy=11766.900 cm⁴Wely=713.145 cm³Az=24.750 cm²Iz=788.143 cm⁴Welz=98.518 cm³Ax=62.606 cm²Ix=25.700 cm⁴

STRESSES:

SigN = 69.64/62.606 = 11.12 MPa

SigFY = 56.02/713.145 = 78.55 MPa



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:

LY=3.00 m

LfY=3.00 m

Lambda Y=21.88

MuY=389.12

k1Y=1.00

kFY=1.00



About Z axis:

LZ=3.00 m

LfZ=3.00 m

Lambda Z=84.55

MuZ=26.06

k1Z=1.01

VERIFICATION FORMULAS:

 $k1 \cdot \text{SigN} + kFY \cdot \text{SigFY} = 1.01 \cdot 11.12 + 1.00 \cdot 78.55 = 90.12 < 235.00 \text{ MPa} \quad (3.521)$
 $1.54 \cdot \text{TauZ} = 1.54 \cdot 14.51 = 22.35 < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$
Section OK !!!

Point 9:

STEEL DESIGN

CODE: CM66

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 9 Simple bar_9

POINT: 3

COORDINATE: x = 1.00 L = 3.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00

MATERIAL:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa

SECTION PARAMETERS: IPE 330

ht=33.0 cm

bf=16.0 cm

tw=0.8 cm

tf=1.1 cm

 $A_y = 36.800$ cm² $I_y = 11766.900$ cm⁴ $W_{ely} = 713.145$ cm³ $A_z = 24.750$ cm² $I_z = 788.143$ cm⁴ $W_{elz} = 98.518$ cm³ $A_x = 62.606$ cm² $I_x = 25.700$ cm⁴

STRESSES:

 $\text{SigN} = 149.77/62.606 = 23.92$ MPa $\text{SigFY} = 46.25/713.145 = 64.86$ MPa

LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:

LY=3.00 m

LfY=3.00 m

Lambda Y=21.88

MuY=180.93

k1Y=1.00

kFY=1.01



About Z axis:

LZ=3.00 m

LfZ=3.00 m

Lambda Z=84.55

MuZ=12.12

k1Z=1.03

VERIFICATION FORMULAS:

 $k1 * \text{SigN} + kFY * \text{SigFY} = 1.03 * 23.92 + 1.01 * 64.86 = 90.00 < 235.00$ MPa (3.521) $1.54 * \text{TauZ} = 1.54 * 8.59 = 13.23 < 235.00$ MPa (1.313)**Section OK !!!**

Point 10:

STEEL DESIGN

CODE: CM66

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 10 Simple bar_10

POINT: 3

COORDINATE: $x = 1.00$ L = 3.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00

MATERIAL:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa

SECTION PARAMETERS: IPE 330

ht=33.0 cm

bf=16.0 cm

tw=0.8 cm

tf=1.1 cm

 $A_y = 36.800$ cm² $I_y = 11766.900$ cm⁴ $W_{ely} = 713.145$ cm³ $A_z = 24.750$ cm² $I_z = 788.143$ cm⁴ $W_{elz} = 98.518$ cm³ $A_x = 62.606$ cm² $I_x = 25.700$ cm⁴

STRESSES:

 $\text{SigN} = 230.42/62.606 = 36.80$ MPa $\text{SigFY} = 48.90/713.145 = 68.57$ MPa

LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:

LY=3.00 m

LfY=3.00 m

Lambda Y=21.88

MuY=117.60

k1Y=1.00

kFY=1.01



About Z axis:

LZ=3.00 m

LfZ=3.00 m

Lambda Z=84.55

MuZ=7.88

k1Z=1.05

VERIFICATION FORMULAS:

 $k1 * \text{SigN} + kFY * \text{SigFY} = 1.05 * 36.80 + 1.01 * 68.57 = 107.97 < 235.00$ MPa (3.521) $1.54 * \text{TauZ} = 1.54 * 10.48 = 16.14 < 235.00$ MPa (1.313)**Section OK !!!**

Point 11:

STEEL DESIGN

CODE: CM66

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 11 Simple bar_11 POINT: 3

COORDINATE: x = 1.00 L = 3.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00

MATERIAL:

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



SECTION PARAMETERS: IPE 330

ht=33.0 cm

bf=16.0 cm

tw=0.8 cm

tf=1.1 cm

Ay=36.800 cm²Iy=11766.900 cm⁴Wely=713.145 cm³Az=24.750 cm²Iz=788.143 cm⁴Welz=98.518 cm³Ax=62.606 cm²Ix=25.700 cm⁴

STRESSES:

SigN = 311.69/62.606 = 49.79 MPa

SigFY = 44.97/713.145 = 63.07 MPa



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:

LY=3.00 m

LfY=3.00 m

Lambda Y=21.88

MuY=86.94

k1Y=1.00

kFY=1.02



About Z axis:

LZ=3.00 m

LfZ=3.00 m

Lambda Z=84.55

MuZ=5.82

k1Z=1.07

VERIFICATION FORMULAS:

 $k1 * SigN + kFY * SigFY = 1.07 * 49.79 + 1.02 * 63.07 = 117.29 < 235.00 \text{ MPa} \quad (3.521)$
 $1.54 * TauZ = 1.54 * 9.97 = 15.36 < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$
Section OK !!!

Point 12:

STEEL DESIGN

CODE: CM66

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 12 Simple bar_12 POINT: 3

COORDINATE: x = 1.00 L = 3.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00

MATERIAL:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa

SECTION PARAMETERS: IPE 330

ht=33.0 cm

bf=16.0 cm

tw=0.8 cm

tf=1.1 cm

 $A_y = 36.800$ cm² $I_y = 11766.900$ cm⁴ $W_{ely} = 713.145$ cm³ $A_z = 24.750$ cm² $I_z = 788.143$ cm⁴ $W_{elz} = 98.518$ cm³ $A_x = 62.606$ cm² $I_x = 25.700$ cm⁴

STRESSES:

 $\text{SigN} = 392.68/62.606 = 62.72$ MPa $\text{SigFY} = 54.07/713.145 = 75.81$ MPa

LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:

LY=3.00 m

LfY=3.00 m

Lambda Y=21.88

MuY=69.01

k1Y=1.00

kFY=1.02



About Z axis:

LZ=3.00 m

LfZ=3.00 m

Lambda Z=84.55

MuZ=4.62

k1Z=1.09

VERIFICATION FORMULAS:

 $k1 \cdot \text{SigN} + kFY \cdot \text{SigFY} = 1.09 \cdot 62.72 + 1.02 \cdot 75.81 = 145.93 < 235.00$ MPa (3.521) $1.54 \cdot \text{TauZ} = 1.54 \cdot 12.18 = 18.76 < 235.00$ MPa (1.313)**Section OK !!!**

Point 15:

STEEL DESIGN

CODE: CM66

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 15 Simple bar_15

POINT: 3

COORDINATE: x = 1.00 L = 3.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00

MATERIAL:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa

SECTION PARAMETERS: IPE 330

ht=33.0 cm

bf=16.0 cm

tw=0.8 cm

tf=1.1 cm

 $A_y = 36.800$ cm² $I_y = 11766.900$ cm⁴ $W_{ely} = 713.145$ cm³ $A_z = 24.750$ cm² $I_z = 788.143$ cm⁴ $W_{elz} = 98.518$ cm³ $A_x = 62.606$ cm² $I_x = 25.700$ cm⁴

STRESSES:

 $\text{SigN} = 735.23/62.606 = 117.44$ MPa $\text{SigFY} = 20.46/713.145 = 28.69$ MPa

LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:

LY=3.00 m

MuY=36.86

LfY=3.00 m

k1Y=1.01

Lambda Y=21.88

kFY=1.04



About Z axis:

LZ=3.00 m

MuZ=2.47

LfZ=3.00 m

k1Z=1.26

Lambda Z=84.55

VERIFICATION FORMULAS:

 $k1*\text{SigN} + kFY*\text{SigFY} = 1.26*117.44 + 1.04*28.69 = 177.52 < 235.00$ MPa (3.521) $1.54*\text{TauZ} = 1.54*4.60 = 7.08 < 235.00$ MPa (1.313)**Section OK !!!**

Point 16:

STEEL DESIGN

CODE: CM66

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 16 Simple bar_16 POINT: 3

COORDINATE: x = 1.00 L = 3.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00

MATERIAL:

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



SECTION PARAMETERS: IPE 330

ht=33.0 cm

bf=16.0 cm

tw=0.8 cm

tf=1.1 cm

Ay=36.800 cm²Iy=11766.900 cm⁴Wely=713.145 cm³Az=24.750 cm²Iz=788.143 cm⁴Welz=98.518 cm³Ax=62.606 cm²Ix=25.700 cm⁴

STRESSES:

SigN = 584.69/62.606 = 93.39 MPa

SigFY = 22.50/713.145 = 31.54 MPa



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:

LY=3.00 m

LfY=3.00 m

Lambda Y=21.88

MuY=46.35

k1Y=1.01

kFY=1.03



About Z axis:

LZ=3.00 m

LfZ=3.00 m

Lambda Z=84.55

MuZ=3.10

k1Z=1.17

VERIFICATION FORMULAS:

k1*SigN + kFY*SigFY = 1.17*93.39 + 1.03*31.54 = 141.55 < 235.00 MPa (3.521)

1.54* TauZ = 1.54*4.51 = 6.95 < 235.00 MPa (1.313)

Section OK !!!

Point 17:

STEEL DESIGN

CODE: CM66

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 17 Simple bar_17 POINT: 3

COORDINATE: x = 1.00 L = 3.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00

MATERIAL:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa

SECTION PARAMETERS: IPE 330

ht=33.0 cm

bf=16.0 cm

tw=0.8 cm

tf=1.1 cm

Ay=36.800 cm²Iy=11766.900 cm⁴Wely=713.145 cm³Az=24.750 cm²Iz=788.143 cm⁴Welz=98.518 cm³Ax=62.606 cm²Ix=25.700 cm⁴

STRESSES:

SigN = 434.07/62.606 = 69.33 MPa

SigFY = 20.59/713.145 = 28.87 MPa



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:

LY=3.00 m

LfY=3.00 m

Lambda Y=21.88

MuY=62.43

k1Y=1.00

kFY=1.03



About Z axis:

LZ=3.00 m

LfZ=3.00 m

Lambda Z=84.55

MuZ=4.18

k1Z=1.10

VERIFICATION FORMULAS:

 $k1 \cdot \text{SigN} + kFY \cdot \text{SigFY} = 1.10 \cdot 69.33 + 1.03 \cdot 28.87 = 106.15 < 235.00 \text{ MPa (3.521)}$
 $1.54 \cdot \text{TauZ} = 1.54 \cdot 3.45 = 5.31 < 235.00 \text{ MPa (1.313)}$
Section OK !!!

Point 18:

STEEL DESIGN

CODE: CM66

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 18 Simple bar_18 POINT: 3

COORDINATE: x = 1.00 L = 3.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00

MATERIAL:

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



SECTION PARAMETERS: IPE 330

ht=33.0 cm

bf=16.0 cm

tw=0.8 cm

tf=1.1 cm

Ay=36.800 cm²Iy=11766.900 cm⁴Wely=713.145 cm³Az=24.750 cm²Iz=788.143 cm⁴Welz=98.518 cm³Ax=62.606 cm²Ix=25.700 cm⁴

STRESSES:

SigN = 284.01/62.606 = 45.36 MPa

SigFY = 20.59/713.145 = 28.87 MPa



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:



About Z axis:

LY=3.00 m

MuY=95.41

LZ=3.00 m

MuZ=6.39

LfY=3.00 m

k1Y=1.00

LfZ=3.00 m

k1Z=1.06

Lambda Y=21.88

kFY=1.02

Lambda Z=84.55

VERIFICATION FORMULAS:

$$k1 \cdot \text{SigN} + kFY \cdot \text{SigFY} = 1.06 \cdot 45.36 + 1.02 \cdot 28.87 = 77.39 < 235.00 \text{ MPa} \quad (3.521)$$

$$1.54 \cdot \text{TauZ} = 1.54 \cdot 2.60 = 4.00 < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$
Section OK !!!

Point 19:

STEEL DESIGN

CODE: CM66

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 19 Simple bar_19

POINT: 1

COORDINATE: x = 0.00 L = 0.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00

MATERIAL:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa

SECTION PARAMETERS: IPE 330

ht=33.0 cm

bf=16.0 cm

tw=0.8 cm

tf=1.1 cm

Ay=36.800 cm²Iy=11766.900 cm⁴Wely=713.145 cm³Az=24.750 cm²Iz=788.143 cm⁴Welz=98.518 cm³Ax=62.606 cm²Ix=25.700 cm⁴

STRESSES:

SigN = 139.19/62.606 = 22.23 MPa

SigFY = 15.49/713.145 = 21.72 MPa



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:

LY=3.00 m

LFY=3.00 m

Lambda Y=21.88

MuY=194.69

k1Y=1.00

kFY=1.01



About Z axis:

LZ=3.00 m

LFZ=3.00 m

Lambda Z=84.55

MuZ=13.04

k1Z=1.03

VERIFICATION FORMULAS:

 $k1 * SigN + kFY * SigFY = 1.03 * 22.23 + 1.01 * 21.72 = 44.69 < 235.00$ MPa (3.521) $1.54 * TauZ = |1.54 * -0.18| = |-0.28| < 235.00$ MPa (1.313)**Section OK !!!**

Point 20:

STEEL DESIGN

CODE: CM66

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 20 Simple bar_20

POINT: 3

COORDINATE: $x = 1.00$ L = 6.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00

MATERIAL:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa

SECTION PARAMETERS: IPE 270

ht=27.0 cm

bf=13.5 cm

tw=0.7 cm

tf=1.0 cm

 $A_y = 27.540$ cm² $I_y = 5789.780$ cm⁴ $W_{ely} = 428.873$ cm³ $A_z = 17.820$ cm² $I_z = 419.869$ cm⁴ $W_{elz} = 62.203$ cm³ $A_x = 45.945$ cm² $I_x = 14.930$ cm⁴

STRESSES:

 $\text{SigN} = -15.38/45.945 = -3.35$ MPa $\text{SigFY} = -71.81/428.873 = -167.44$ MPa

LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:



About Z axis:

VERIFICATION FORMULAS:

 $\text{SigN} + \text{SigFY} = -3.35 + -167.44 = -170.78 < 235.00$ MPa (3.521) $1.54 * \text{TauZ} = |1.54 * -41.67| = -64.17 < 235.00$ MPa (1.313)**Section OK !!!**

Point 21:

STEEL DESIGN

CODE: CM66

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 21 Simple bar_21 POINT: 1

COORDINATE: x = 0.00 L = 0.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00

MATERIAL:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa

SECTION PARAMETERS: IPE 270

ht=27.0 cm

bf=13.5 cm

tw=0.7 cm

tf=1.0 cm

Ay=27.540 cm²Iy=5789.780 cm⁴Wely=428.873 cm³Az=17.820 cm²Iz=419.869 cm⁴Welz=62.203 cm³Ax=45.945 cm²Ix=14.930 cm⁴

STRESSES:

SigN = -9.47/45.945 = -2.06 MPa

SigFY = -66.78/428.873 = -155.70 MPa



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:



About Z axis:

VERIFICATION FORMULAS:

SigN + SigFY = -2.06 + -155.70 = -157.76 < 235.00 MPa (3.521)

1.54 * TauZ = 1.54 * 41.85 = 64.45 < 235.00 MPa (1.313)

Section OK !!!

Point 22:

STEEL DESIGN

CODE: CM66

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 22 Simple bar_22

POINT: 1

COORDINATE: x = 0.00 L = 0.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00

MATERIAL:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa

SECTION PARAMETERS: IPE 270

ht=27.0 cm

bf=13.5 cm

tw=0.7 cm

tf=1.0 cm

 $A_y = 27.540$ cm² $I_y = 5789.780$ cm⁴ $W_{ely} = 428.873$ cm³ $A_z = 17.820$ cm² $I_z = 419.869$ cm⁴ $W_{elz} = 62.203$ cm³ $A_x = 45.945$ cm² $I_x = 14.930$ cm⁴

STRESSES:

 $\text{SigN} = 5.41/45.945 = 1.18$ MPa $\text{SigFY} = 72.40/428.873 = 168.81$ MPa

LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:

LY=6.00 m

LfY=6.00 m

Lambda Y=53.45

MuY=615.58

k1Y=1.00

kFY=1.00



About Z axis:

LZ=6.00 m

LfZ=6.00 m

Lambda Z=198.48

MuZ=44.64

k1Z=1.01

VERIFICATION FORMULAS:

 $k1 \cdot \text{SigN} + kFY \cdot \text{SigFY} = 1.01 \cdot 1.18 + 1.00 \cdot 168.81 = 170.42 < 235.00$ MPa (3.521) $1.54 \cdot \text{TauZ} = 1.54 \cdot 42.97 = 66.18 < 235.00$ MPa (1.313)**Section OK !!!**

Point 23:

STEEL DESIGN

CODE: CM66

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 23 Simple bar_23

POINT: 3

COORDINATE: x = 1.00 L = 6.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00

MATERIAL:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa

SECTION PARAMETERS: IPE 270

ht=27.0 cm

bf=13.5 cm

tw=0.7 cm

tf=1.0 cm

Ay=27.540 cm²Iy=5789.780 cm⁴Wely=428.873 cm³Az=17.820 cm²Iz=419.869 cm⁴Welz=62.203 cm³Ax=45.945 cm²Ix=14.930 cm⁴

STRESSES:

SigN = 4.22/45.945 = 0.92 MPa

SigFY = 72.81/428.873 = 169.76 MPa



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:

LY=6.00 m

LFY=6.00 m

Lambda Y=53.45

MuY=789.89

k1Y=1.00

kFY=1.00



About Z axis:

LZ=6.00 m

LFZ=6.00 m

Lambda Z=198.48

MuZ=57.28

k1Z=1.01

VERIFICATION FORMULAS:

 $k1 \cdot \text{SigN} + kFY \cdot \text{SigFY} = 1.01 \cdot 0.92 + 1.00 \cdot 169.76 = 171.02 < 235.00$ MPa (3.521) $1.54 \cdot \text{TauZ} = |1.54 \cdot -41.49| = |-63.89| < 235.00$ MPa (1.313)**Section OK !!!**

Point 24:

STEEL DESIGN

CODE: CM66

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 24 Simple bar_24 POINT: 3

COORDINATE: x = 1.00 L = 6.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00

MATERIAL:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa

SECTION PARAMETERS: IPE 270

ht=27.0 cm

bf=13.5 cm

tw=0.7 cm

tf=1.0 cm

Ay=27.540 cm²Iy=5789.780 cm⁴Wely=428.873 cm³Az=17.820 cm²Iz=419.869 cm⁴Welz=62.203 cm³Ax=45.945 cm²Ix=14.930 cm⁴

STRESSES:

SigN = 0.53/45.945 = 0.12 MPa

SigFY = 76.28/428.873 = 177.87 MPa



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:

LY=6.00 m

LFY=6.00 m

Lambda Y=53.45

MuY=6303.39

k1Y=1.00

kFY=1.00



About Z axis:

LZ=6.00 m

LfZ=6.00 m

Lambda Z=198.48

MuZ=457.12

k1Z=1.00

VERIFICATION FORMULAS:

 $k_1 \cdot \text{SigN} + k_{FY} \cdot \text{SigFY} = 1.00 \cdot 0.12 + 1.00 \cdot 177.87 = 178.03 < 235.00$ MPa (3.521) $1.54 \cdot \text{TauZ} = |1.54 \cdot -41.93| = |-64.57| < 235.00$ MPa (1.313)**Section OK !!!**

Point 25:

STEEL DESIGN

CODE: CM66

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 25 Simple bar_25

POINT: 3

COORDINATE: x = 1.00 L = 6.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00

MATERIAL:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa

SECTION PARAMETERS: IPE 270

ht=27.0 cm

bf=13.5 cm

tw=0.7 cm

tf=1.0 cm

 $A_y = 27.540$ cm² $I_y = 5789.780$ cm⁴ $W_{ely} = 428.873$ cm³ $A_z = 17.820$ cm² $I_z = 419.869$ cm⁴ $W_{elz} = 62.203$ cm³ $A_x = 45.945$ cm² $I_x = 14.930$ cm⁴

STRESSES:

 $\text{SigN} = -1.60/45.945 = -0.35$ MPa $\text{SigFY} = -74.98/428.873 = -174.84$ MPa

LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:



About Z axis:

VERIFICATION FORMULAS:

 $\text{SigN} + \text{SigFY} = -0.35 + -174.84 = -175.19 < 235.00$ MPa (3.521) $1.54 * \text{TauZ} = |1.54 * -41.58| = -64.04 < 235.00$ MPa (1.313)**Section OK !!!**

Point 26:

STEEL DESIGN

CODE: CM66

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 26 Simple bar_26

POINT: 3

COORDINATE: x = 1.00 L = 6.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00

MATERIAL:

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



SECTION PARAMETERS: IPE 270

ht=27.0 cm

bf=13.5 cm

tw=0.7 cm

tf=1.0 cm

Ay=27.540 cm²Iy=5789.780 cm⁴Wely=428.873 cm³Az=17.820 cm²Iz=419.869 cm⁴Welz=62.203 cm³Ax=45.945 cm²Ix=14.930 cm⁴

STRESSES:

SigN = 5.87/45.945 = 1.28 MPa

SigFY = 76.10/428.873 = 177.45 MPa



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:

LY=6.00 m

LfY=6.00 m

Lambda Y=53.45

MuY=568.22

k1Y=1.00

kFY=1.00



About Z axis:

LZ=6.00 m

LfZ=6.00 m

Lambda Z=198.48

MuZ=41.21

k1Z=1.01

VERIFICATION FORMULAS:

$$k1 \cdot \text{SigN} + kFY \cdot \text{SigFY} = 1.01 \cdot 1.28 + 1.00 \cdot 177.45 = 179.22 < 235.00 \text{ MPa} \quad (3.521)$$

$$1.54 \cdot \text{TauZ} = |1.54 \cdot 42.03| = |64.73| < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$
Section OK !!!

Point 27:

STEEL DESIGN

CODE: CM66

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 27 Simple bar_27 POINT: 3

COORDINATE: x = 1.00 L = 6.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00

MATERIAL:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa

SECTION PARAMETERS: IPE 270

ht=27.0 cm

bf=13.5 cm

tw=0.7 cm

tf=1.0 cm

Ay=27.540 cm²Iy=5789.780 cm⁴Wely=428.873 cm³Az=17.820 cm²Iz=419.869 cm⁴Welz=62.203 cm³Ax=45.945 cm²Ix=14.930 cm⁴

STRESSES:

SigN = 5.33/45.945 = 1.16 MPa

SigFY = 74.79/428.873 = 174.38 MPa



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:

LY=6.00 m

LFY=6.00 m

Lambda Y=53.45

MuY=625.94

k1Y=1.00

kFY=1.00



About Z axis:

LZ=6.00 m

LFZ=6.00 m

Lambda Z=198.48

MuZ=45.39

k1Z=1.01

VERIFICATION FORMULAS:

 $k_1 \cdot \text{SigN} + k_{FY} \cdot \text{SigFY} = 1.01 \cdot 1.16 + 1.00 \cdot 174.38 = 175.98 < 235.00 \text{ MPa} \quad (3.521)$
 $1.54 \cdot \text{TauZ} = |1.54 \cdot 41.67| = |-64.17| < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$
Section OK !!!

Tableau simplifié selon le code CM66 :

CM66 - Member Verification (ULS) 1to12 15to27

Results Messages

Member		Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
1 Simple bar_1	OK	IPE 330	ACIER E24	21.88	84.55	0.40	3 COMB1
2 Simple bar_2	OK	IPE 330	ACIER E24	21.88	84.55	0.40	3 COMB1
3 Simple bar_3	OK	IPE 330	ACIER E24	21.88	84.55	0.41	3 COMB1
4 Simple bar_4	OK	IPE 330	ACIER E24	21.88	84.55	0.36	3 COMB1
5 Simple bar_5	OK	IPE 330	ACIER E24	21.88	84.55	0.36	3 COMB1
6 Simple bar_6	OK	IPE 270	ACIER E24	53.45	198.48	0.69	3 COMB1
7 Simple bar_7	OK	IPE 270	ACIER E24	53.45	198.48	0.58	3 COMB1
8 Simple bar_8	OK	IPE 330	ACIER E24	21.88	84.55	0.38	3 COMB1
9 Simple bar_9	OK	IPE 330	ACIER E24	21.88	84.55	0.38	3 COMB1
10 Simple bar_1	OK	IPE 330	ACIER E24	21.88	84.55	0.46	3 COMB1
11 Simple bar_1	OK	IPE 330	ACIER E24	21.88	84.55	0.50	3 COMB1
12 Simple bar_1	OK	IPE 330	ACIER E24	21.88	84.55	0.62	3 COMB1
15 Simple bar_1	OK	IPE 330	ACIER E24	21.88	84.55	0.76	3 COMB1
16 Simple bar_1	OK	IPE 330	ACIER E24	21.88	84.55	0.60	3 COMB1
17 Simple bar_1	OK	IPE 330	ACIER E24	21.88	84.55	0.45	3 COMB1
18 Simple bar_1	OK	IPE 330	ACIER E24	21.88	84.55	0.33	3 COMB1
19 Simple bar_1	OK	IPE 330	ACIER E24	21.88	84.55	0.19	3 COMB1
20 Simple bar_2	OK	IPE 270	ACIER E24	53.45	198.48	0.73	3 COMB1
21 Simple bar_2	OK	IPE 270	ACIER E24	53.45	198.48	0.67	3 COMB1
22 Simple bar_2	OK	IPE 270	ACIER E24	53.45	198.48	0.73	3 COMB1
23 Simple bar_2	OK	IPE 270	ACIER E24	53.45	198.48	0.73	3 COMB1
24 Simple bar_2	OK	IPE 270	ACIER E24	53.45	198.48	0.76	3 COMB1
25 Simple bar_2	OK	IPE 270	ACIER E24	53.45	198.48	0.75	3 COMB1
26 Simple bar_2	OK	IPE 270	ACIER E24	53.45	198.48	0.76	3 COMB1
27 Simple bar_2	OK	IPE 270	ACIER E24	53.45	198.48	0.75	3 COMB1

RESULTATS ROBOT
ANNALYSE DETAILLEE
Suivant la norme Additif 80

Point 1:

STEEL DESIGN

CODE: *Additif 80*ANALYSIS TYPE: *Member Verification*

CODE GROUP:

MEMBER: *1 Simple bar_1*POINT: *1*COORDINATE: *x = 0.00 L = 0.00 m*

LOADS:

*Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00*

MATERIAL:

ACIER E24 Sig_e = 235.00 MPaSECTION PARAMETERS: **IPE 330**

ht=33.0 cm

bf=16.0 cm

tw=0.8 cm

tf=1.1 cm

Ay=36.800 cm²Iy=11766.900 cm⁴Wely=713.145 cm³Az=24.750 cm²Iz=788.143 cm⁴Welz=98.518 cm³Ax=62.606 cm²Ix=25.700 cm⁴

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N = 369.76 kN

My = 20.77 kN*m

Np = 1471.25 kN

Mpy = 189.03 kN*m

Vz = -10.17 kN

Vpz = 350.13 kN



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:

Ly=3.00 m

Lky=3.00 m

Lay=21.88

La_y=0.23k_{0y}=1.01k_{fy}=0.86

About Z axis:

Lz=3.00 m

Lkz=3.00 m

Laz=84.55

La_z=0.90k_{0z}=1.51k_{fz}=1.00

VERIFICATION FORMULAS:

 $(k_0 \cdot N) / N_p + (k_{fy} \cdot M_y) / (k_d \cdot M_{py}) = 0.47 < 1.00 \quad (5.32)$ $V_z / V_{pz} = 0.03 < 1.00 \quad (4.4)$ **Section OK !!!**

Point 2:

STEEL DESIGN

CODE: *Additif 80*ANALYSIS TYPE: *Member Verification*

CODE GROUP:

MEMBER: *2 Simple bar_2*POINT: *1*COORDINATE: *x = 0.00 L = 0.00 m*

LOADS:

*Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00*

MATERIAL:

ACIER E24 Sig_e = 235.00 MPaSECTION PARAMETERS: **IPE 330**

ht=33.0 cm

bf=16.0 cm

tw=0.8 cm

tf=1.1 cm

Ay=36.800 cm²Iy=11766.900 cm⁴Wely=713.145 cm³Az=24.750 cm²Iz=788.143 cm⁴Welz=98.518 cm³Ax=62.606 cm²Ix=25.700 cm⁴

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N = 294.82 kN

My = 30.96 kN*m

Np = 1471.25 kN

Mpy = 189.03 kN*m

Vz = -9.57 kN

Vpz = 350.13 kN



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:

Ly=3.00 m

Lky=3.00 m

Lay=21.88

La_y=0.23k_{0y}=1.01k_{fy}=0.86

About Z axis:

Lz=3.00 m

Lkz=3.00 m

Laz=84.55

La_z=0.90k_{0z}=1.51k_{fz}=1.00

VERIFICATION FORMULAS:

$$(k_0 \cdot N) / N_p + (k_{fy} \cdot M_y) / (k_d \cdot M_{py}) = 0.44 < 1.00 \quad (5.32)$$

$$V_z / V_{pz} = 0.03 < 1.00 \quad (4.4)$$

Section OK !!!

Point 3:

STEEL DESIGN

CODE: *Additif 80*ANALYSIS TYPE: *Member Verification*

CODE GROUP:

MEMBER: *3 Simple bar_3*POINT: *1*COORDINATE: *x = 0.00 L = 0.00 m*

LOADS:

*Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00*

MATERIAL:

ACIER E24 Sig_e = 235.00 MPa

SECTION PARAMETERS: IPE 330

ht=33.0 cm

bf=16.0 cm

tw=0.8 cm

tf=1.1 cm

Ay=36.800 cm²Iy=11766.900 cm⁴Wely=713.145 cm³Az=24.750 cm²Iz=788.143 cm⁴Welz=98.518 cm³Ax=62.606 cm²Ix=25.700 cm⁴

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N = 219.62 kN

My = 41.97 kN*m

Np = 1471.25 kN

Mpy = 189.03 kN*m

Vz = -14.02 kN

Vpz = 350.13 kN



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:

Ly=3.00 m

Lky=3.00 m

Lay=21.88

La_y=0.23k_{0y}=1.01k_{fy}=0.86

About Z axis:

Lz=3.00 m

Lkz=3.00 m

Laz=84.55

La_z=0.90k_{0z}=1.51k_{fz}=1.00

VERIFICATION FORMULAS:

 $(k_0 \cdot N) / N_p + (k_{fy} \cdot M_y) / (k_d \cdot M_{py}) = 0.42 < 1.00 \quad (5.32)$ $V_z / V_{pz} = 0.04 < 1.00 \quad (4.4)$ **Section OK !!!**

Point 4:

STEEL DESIGN

CODE: *Additif 80*ANALYSIS TYPE: *Member Verification*

CODE GROUP:

MEMBER: 4 *Simple bar_4*

POINT: 1

COORDINATE: *x = 0.00 L = 0.00 m*

LOADS:

*Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00*

MATERIAL:

ACIER E24 Sig_e = 235.00 MPa

SECTION PARAMETERS: IPE 330

ht=33.0 cm

bf=16.0 cm

tw=0.8 cm

tf=1.1 cm

Ay=36.800 cm²Iy=11766.900 cm⁴Wely=713.145 cm³Az=24.750 cm²Iz=788.143 cm⁴Welz=98.518 cm³Ax=62.606 cm²Ix=25.700 cm⁴

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N = 143.57 kN

My = 43.69 kN*m

Np = 1471.25 kN

Mpy = 189.03 kN*m

Vz = -13.76 kN

Vpz = 350.13 kN



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:

Ly=3.00 m

Lky=3.00 m

Lay=21.88

La_y=0.23k_{0y}=1.01k_{fy}=0.85

About Z axis:

Lz=3.00 m

Lkz=3.00 m

Laz=84.55

La_z=0.90k_{0z}=1.51k_{fz}=1.00

VERIFICATION FORMULAS:

 $(k_0 \cdot N) / N_p + (k_{fy} \cdot M_y) / (k_d \cdot M_{py}) = 0.35 < 1.00 \quad (5.32)$ $V_z / V_{pz} = 0.04 < 1.00 \quad (4.4)$ **Section OK !!!**

Point 5:

STEEL DESIGN

CODE: *Additif 80*ANALYSIS TYPE: *Member Verification*

CODE GROUP:

MEMBER: *5 Simple bar_5*POINT: *1*COORDINATE: *x = 0.00 L = 0.00 m*

LOADS:

*Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00*

MATERIAL:

ACIER E24 Sig_e = 235.00 MPaSECTION PARAMETERS: **IPE 330**

ht=33.0 cm

bf=16.0 cm

tw=0.8 cm

tf=1.1 cm

Ay=36.800 cm²Iy=11766.900 cm⁴Wely=713.145 cm³Az=24.750 cm²Iz=788.143 cm⁴Welz=98.518 cm³Ax=62.606 cm²Ix=25.700 cm⁴

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N = 66.35 kN

My = 52.29 kN*m

Np = 1471.25 kN

Mpy = 189.03 kN*m

Muy = 189.03 kN*m

Vz = -28.63 kN

Vpz = 350.13 kN



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:

Ly=3.00 m

Lky=3.00 m

Lay=21.88

La_y=0.23k_{0y}=1.01k_{fy}=0.85

About Z axis:

Lz=3.00 m

Lkz=3.00 m

Laz=84.55

La_z=0.90k_{0z}=1.51k_{fz}=1.00

VERIFICATION FORMULAS:

 $(k_0 \cdot N) / N_p = 1.51 \cdot 66.35 / 1471.25 = 0.07 < 1.00$ (5.31) $M_y / M_{uy} = 52.29 / 189.03 = 0.28 < 1.00$ (4.61) $V_z / V_{pz} = 0.08 < 1.00$ (4.4)**Section OK !!!**

Point 6:

STEEL DESIGN

CODE: *Additif 80*ANALYSIS TYPE: *Member Verification*

CODE GROUP:

MEMBER: *6 Simple bar_6*POINT: *3*COORDINATE: *x = 1.00 L = 6.00 m*

LOADS:

*Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00*

MATERIAL:

ACIER E24 Sig_e = 235.00 MPaSECTION PARAMETERS: **IPE 270**

ht=27.0 cm

bf=13.5 cm

tw=0.7 cm

tf=1.0 cm

Ay=27.540 cm²Iy=5789.780 cm⁴Wely=428.873 cm³Az=17.820 cm²Iz=419.869 cm⁴Welz=62.203 cm³Ax=45.945 cm²Ix=14.930 cm⁴

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N = 33.86 kN

My = -65.06 kN*m

Np = 1079.71 kN

Mpy = 113.75 kN*m

Vz = -68.67 kN

Vpz = 249.71 kN



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:

Ly=6.00 m

Lky=6.00 m

Lay=53.45

La_y=0.57k_{0y}=1.17k_{fy}=1.01

About Z axis:

Lz=6.00 m

Lkz=6.00 m

Laz=198.48

La_z=2.11k_{0z}=5.27k_{fz}=1.00

VERIFICATION FORMULAS:

 $(k_0 \cdot N) / N_p + (k_{fy} \cdot M_y) / (k_d \cdot M_{py}) = 0.74 < 1.00 \quad (5.32)$ $V_z / V_{pz} = 0.27 < 1.00 \quad (4.4)$ **Section OK !!!**

Point 7:

STEEL DESIGN

CODE: *Additif 80*ANALYSIS TYPE: *Member Verification*

CODE GROUP:

MEMBER: *7 Simple bar_7*POINT: *1*COORDINATE: *x = 0.00 L = 0.00 m*

LOADS:

*Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00*

MATERIAL:

ACIER E24 Sig_e = 235.00 MPa

SECTION PARAMETERS: **YPE 270**

ht=27.0 cm

bf=13.5 cm

tw=0.7 cm

tf=1.0 cm

Ay=27.540 cm²Iy=5789.780 cm⁴Wely=428.873 cm³Az=17.820 cm²Iz=419.869 cm⁴Welz=62.203 cm³Ax=45.945 cm²Ix=14.930 cm⁴

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N = 35.59 kN

My = -53.66 kN*m

Np = 1079.71 kN

Mpy = 113.75 kN*m

Vz = 66.35 kN

Vpz = 249.71 kN



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:

Ly=6.00 m

Lky=6.00 m

Lay=53.45

La_y=0.57

k0y=1.17

kfy=1.01



About Z axis:

Lz=6.00 m

Lkz=6.00 m

Laz=198.48

La_z=2.11

k0z=5.27

kFz=1.00

VERIFICATION FORMULAS:

 $(k_0 \cdot N) / N_p + (k_{fy} \cdot M_y) / (k_d \cdot M_{py}) = 0.65 < 1.00$ (5.32) $V_z / V_{pz} = 0.27 < 1.00$ (4.4)**Section OK !!!**

Point 8:

STEEL DESIGN

CODE: *Additif 80*ANALYSIS TYPE: *Member Verification*

CODE GROUP:

MEMBER: *8 Simple bar_8*POINT: *3*COORDINATE: *x = 1.00 L = 3.00 m*

LOADS:

*Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00*

MATERIAL:

ACIER E24 Sig_e = 235.00 MPa



SECTION PARAMETERS: IPE 330

ht=33.0 cm

bf=16.0 cm

tw=0.8 cm

tf=1.1 cm

Ay=36.800 cm²Iy=11766.900 cm⁴Wely=713.145 cm³Az=24.750 cm²Iz=788.143 cm⁴Welz=98.518 cm³Ax=62.606 cm²Ix=25.700 cm⁴

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N = 69.64 kN

My = 56.02 kN*m

Np = 1471.25 kN

Mpy = 189.03 kN*m

Muy = 189.03 kN*m

Vz = 35.91 kN

Vpz = 350.13 kN



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:

Ly=3.00 m

Lky=3.00 m

Lay=21.88

La_y=0.23

k0y=1.01

kfy=0.85



About Z axis:

Lz=3.00 m

Lkz=3.00 m

Laz=84.55

La_z=0.90

k0z=1.51

kFz=1.00

VERIFICATION FORMULAS:

 $(k_0 \cdot N) / N_p = 1.51 \cdot 69.64 / 1471.25 = 0.07 < 1.00$ (5.31) $M_y / M_{uy} = 56.02 / 189.03 = 0.30 < 1.00$ (4.61) $V_z / V_{pz} = 0.10 < 1.00$ (4.4)**Section OK !!!**

Point 9:

STEEL DESIGN

CODE: *Additif 80*ANALYSIS TYPE: *Member Verification*

CODE GROUP:

MEMBER: *9 Simple bar_9*POINT: *3*COORDINATE: *x = 1.00 L = 3.00 m*

LOADS:

*Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00*

MATERIAL:

ACIER E24 Sig_e = 235.00 MPaSECTION PARAMETERS: **YPE 330**

ht=33.0 cm

bf=16.0 cm

tw=0.8 cm

tf=1.1 cm

Ay=36.800 cm²Iy=11766.900 cm⁴Wely=713.145 cm³Az=24.750 cm²Iz=788.143 cm⁴Welz=98.518 cm³Ax=62.606 cm²Ix=25.700 cm⁴

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N = 149.77 kN

My = 46.25 kN*m

Np = 1471.25 kN

Mpy = 189.03 kN*m

Vz = 21.26 kN

Vpz = 350.13 kN



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:

Ly=3.00 m

Lky=3.00 m

Lay=21.88

La_y=0.23k_{0y}=1.01k_{fy}=0.85

About Z axis:

Lz=3.00 m

Lkz=3.00 m

Laz=84.55

La_z=0.90k_{0z}=1.51k_{fz}=1.00

VERIFICATION FORMULAS:

 $(k_0 \cdot N) / N_p + (k_{fy} \cdot M_y) / (k_d \cdot M_{py}) = 0.36 < 1.00$ (5.32) $V_z / V_{pz} = 0.06 < 1.00$ (4.4)**Section OK !!!**

Point 10:

STEEL DESIGN

CODE: *Additif 80*ANALYSIS TYPE: *Member Verification*

CODE GROUP:

MEMBER: *10 Simple bar_10* POINT: *3*COORDINATE: *x = 1.00 L = 3.00 m*

LOADS:

*Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00*

MATERIAL:

ACIER E24 Sig_e = 235.00 MPa

SECTION PARAMETERS: **YPE 330**

ht=33.0 cm

bf=16.0 cm

tw=0.8 cm

tf=1.1 cm

Ay=36.800 cm²Iy=11766.900 cm⁴Wely=713.145 cm³Az=24.750 cm²Iz=788.143 cm⁴Welz=98.518 cm³Ax=62.606 cm²Ix=25.700 cm⁴

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N = 230.42 kN

My = 48.90 kN*m

Np = 1471.25 kN

Mpy = 189.03 kN*m

Vz = 25.93 kN

Vpz = 350.13 kN



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:

Ly=3.00 m

Lky=3.00 m

Lay=21.88

La_y=0.23

k0y=1.01

kfy=0.86



About Z axis:

Lz=3.00 m

Lkz=3.00 m

Laz=84.55

La_z=0.90

k0z=1.51

kFz=1.00

VERIFICATION FORMULAS:

 $(k_0 \cdot N) / N_p + (k_{fy} \cdot M_y) / (k_d \cdot M_{py}) = 0.46 < 1.00 \quad (5.32)$ $V_z / V_{pz} = 0.07 < 1.00 \quad (4.4)$ **Section OK !!!**

Point 11:

STEEL DESIGN

CODE: *Additif 80*ANALYSIS TYPE: *Member Verification*

CODE GROUP:

MEMBER: *11 Simple bar_11* POINT: *3*COORDINATE: *x = 1.00 L = 3.00 m*

LOADS:

*Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00*

MATERIAL:

ACIER E24 Sig_e = 235.00 MPa



SECTION PARAMETERS: IPE 330

ht=33.0 cm

bf=16.0 cm

tw=0.8 cm

tf=1.1 cm

Ay=36.800 cm²Iy=11766.900 cm⁴Wely=713.145 cm³Az=24.750 cm²Iz=788.143 cm⁴Welz=98.518 cm³Ax=62.606 cm²Ix=25.700 cm⁴

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N = 311.69 kN

My = 44.97 kN*m

Np = 1471.25 kN

Mpy = 189.03 kN*m

Vz = 24.69 kN

Vpz = 350.13 kN



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:

Ly=3.00 m

Lky=3.00 m

Lay=21.88

La_y=0.23

k0y=1.01

kfy=0.86



About Z axis:

Lz=3.00 m

Lkz=3.00 m

Laz=84.55

La_z=0.90

k0z=1.51

kFz=1.00

VERIFICATION FORMULAS:

 $(k_0 \cdot N) / N_p + (k_{fy} \cdot M_y) / (k_d \cdot M_{py}) = 0.52 < 1.00$ (5.32) $V_z / V_{pz} = 0.07 < 1.00$ (4.4)**Section OK !!!**

Point 12:

STEEL DESIGN

CODE: *Additif 80*ANALYSIS TYPE: *Member Verification*

CODE GROUP:

MEMBER: *12 Simple bar_12* POINT: *3*COORDINATE: *x = 1.00 L = 3.00 m*

LOADS:

*Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00*

MATERIAL:

ACIER E24 Sig_e = 235.00 MPaSECTION PARAMETERS: **IPE 330**

ht=33.0 cm

bf=16.0 cm

tw=0.8 cm

tf=1.1 cm

Ay=36.800 cm²Iy=11766.900 cm⁴Wely=713.145 cm³Az=24.750 cm²Iz=788.143 cm⁴Welz=98.518 cm³Ax=62.606 cm²Ix=25.700 cm⁴

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N = 392.68 kN

My = 54.07 kN*m

Np = 1471.25 kN

Mpy = 189.03 kN*m

Vz = 30.15 kN

Vpz = 350.13 kN



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:

Ly=3.00 m

Lky=3.00 m

Lay=21.88

La_y=0.23k_{0y}=1.01k_{fy}=0.86

About Z axis:

Lz=3.00 m

Lkz=3.00 m

Laz=84.55

La_z=0.90k_{0z}=1.51k_{fz}=1.00

VERIFICATION FORMULAS:

 $(k_0 \cdot N) / N_p + (k_{fy} \cdot M_y) / (k_d \cdot M_{py}) = 0.65 < 1.00 \quad (5.32)$ $V_z / V_{pz} = 0.09 < 1.00 \quad (4.4)$ **Section OK !!!**

Point 15:

STEEL DESIGN

CODE: *Additif 80*ANALYSIS TYPE: *Member Verification*

CODE GROUP:

MEMBER: *15 Simple bar_15*POINT: *3*COORDINATE: *x = 1.00 L = 3.00 m*

LOADS:

*Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00*

MATERIAL:

ACIER E24 Sig_e = 235.00 MPa

SECTION PARAMETERS: IPE 330

ht=33.0 cm

bf=16.0 cm

tw=0.8 cm

tf=1.1 cm

Ay=36.800 cm²Iy=11766.900 cm⁴Wely=713.145 cm³Az=24.750 cm²Iz=788.143 cm⁴Welz=98.518 cm³Ax=62.606 cm²Ix=25.700 cm⁴

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N = 735.23 kN

My = 20.46 kN*m

Np = 1471.25 kN

Mpy = 189.03 kN*m

Vz = 11.38 kN

Vpz = 350.13 kN



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:

Ly=3.00 m

Lky=3.00 m

Lay=21.88

La_y=0.23k_{0y}=1.01k_{fy}=0.87

About Z axis:

Lz=3.00 m

Lkz=3.00 m

Laz=84.55

La_z=0.90k_{0z}=1.51k_{fz}=1.00

VERIFICATION FORMULAS:

 $(k_0 \cdot N) / N_p + (k_{fy} \cdot M_y) / (k_d \cdot M_{py}) = 0.85 < 1.00 \quad (5.32)$ $V_z / V_{pz} = 0.03 < 1.00 \quad (4.4)$ ***Section OK !!!***

Point 16:

STEEL DESIGN

CODE: *Additif 80*ANALYSIS TYPE: *Member Verification*

CODE GROUP:

MEMBER: *16 Simple bar_16*POINT: *3*COORDINATE: *x = 1.00 L = 3.00 m*

LOADS:

*Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00*

MATERIAL:

ACIER E24 Sig_e = 235.00 MPa

SECTION PARAMETERS: IPE 330

ht=33.0 cm

bf=16.0 cm

tw=0.8 cm

tf=1.1 cm

Ay=36.800 cm²Iy=11766.900 cm⁴Wely=713.145 cm³Az=24.750 cm²Iz=788.143 cm⁴Welz=98.518 cm³Ax=62.606 cm²Ix=25.700 cm⁴

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N = 584.69 kN

My = 22.50 kN*m

Np = 1471.25 kN

Mpy = 189.03 kN*m

Vz = 11.16 kN

Vpz = 350.13 kN



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:

Ly=3.00 m

Lky=3.00 m

Lay=21.88

La_y=0.23k_{0y}=1.01k_{fy}=0.87

About Z axis:

Lz=3.00 m

Lkz=3.00 m

Laz=84.55

La_z=0.90k_{0z}=1.51k_{fz}=1.00

VERIFICATION FORMULAS:

 $(k_0 \cdot N) / N_p + (k_{fy} \cdot M_y) / (k_d \cdot M_{py}) = 0.70 < 1.00 \quad (5.32)$ $V_z / V_{pz} = 0.03 < 1.00 \quad (4.4)$ ***Section OK !!!***

Point 17:

STEEL DESIGN

CODE: *Additif 80*ANALYSIS TYPE: *Member Verification*

CODE GROUP:

MEMBER: *17 Simple bar_17* POINT: *3*COORDINATE: *x = 1.00 L = 3.00 m*

LOADS:

*Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00*

MATERIAL:

ACIER E24 Sig_e = 235.00 MPaSECTION PARAMETERS: **YPE 330**

ht=33.0 cm

bf=16.0 cm

tw=0.8 cm

tf=1.1 cm

A_y=36.800 cm²I_y=11766.900 cm⁴W_{ely}=713.145 cm³A_z=24.750 cm²I_z=788.143 cm⁴W_{elz}=98.518 cm³A_x=62.606 cm²I_x=25.700 cm⁴

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N = 434.07 kN

M_y = 20.59 kN*mN_p = 1471.25 kNM_{py} = 189.03 kN*mV_z = 8.54 kNV_{pz} = 350.13 kN

LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:

L_y=3.00 mL_{ky}=3.00 mL_{ay}=21.88L_{a_y}=0.23k_{0y}=1.01k_{fy}=1.02

About Z axis:

L_z=3.00 mL_{kz}=3.00 mL_{az}=84.55L_{a_z}=0.90k_{0z}=1.51k_{fz}=1.00

VERIFICATION FORMULAS:

$$(k_0 \cdot N) / N_p + (k_{fy} \cdot M_y) / (k_d \cdot M_{py}) = 0.56 < 1.00 \quad (5.32)$$

$$V_z / V_{pz} = 0.02 < 1.00 \quad (4.4)$$

Section OK !!!

Point 18:

STEEL DESIGN

CODE: *Additif 80*ANALYSIS TYPE: *Member Verification*

CODE GROUP:

MEMBER: *18 Simple bar_18* POINT: *3*COORDINATE: *x = 1.00 L = 3.00 m*

LOADS:

*Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00*

MATERIAL:

ACIER E24 Sig_e = 235.00 MPaSECTION PARAMETERS: **YPE 330**

ht=33.0 cm

bf=16.0 cm

tw=0.8 cm

tf=1.1 cm

Ay=36.800 cm²Iy=11766.900 cm⁴Wely=713.145 cm³Az=24.750 cm²Iz=788.143 cm⁴Welz=98.518 cm³Ax=62.606 cm²Ix=25.700 cm⁴

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N = 284.01 kN

My = 20.59 kN*m

Np = 1471.25 kN

Mpy = 189.03 kN*m

Vz = 6.43 kN

Vpz = 350.13 kN



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:

Ly=3.00 m

Lky=3.00 m

Lay=21.88

La_y=0.23k_{0y}=1.01k_{fy}=1.01

About Z axis:

Lz=3.00 m

Lkz=3.00 m

Laz=84.55

La_z=0.90k_{0z}=1.51k_{fz}=1.00

VERIFICATION FORMULAS:

$$(k_0 \cdot N) / N_p + (k_{fy} \cdot M_y) / (k_d \cdot M_{py}) = 0.40 < 1.00 \quad (5.32)$$

$$V_z / V_{pz} = 0.02 < 1.00 \quad (4.4)$$

Section OK !!!

Point 19:

STEEL DESIGN

CODE: *Additif 80*ANALYSIS TYPE: *Member Verification*

CODE GROUP:

MEMBER: *19 Simple bar_19* POINT: *1*COORDINATE: *x = 0.00 L = 0.00 m*

LOADS:

*Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00*

MATERIAL:

ACIER E24 Sig_e = 235.00 MPa

SECTION PARAMETERS: IPE 330

ht=33.0 cm

bf=16.0 cm

tw=0.8 cm

tf=1.1 cm

Ay=36.800 cm²Iy=11766.900 cm⁴Wely=713.145 cm³Az=24.750 cm²Iz=788.143 cm⁴Welz=98.518 cm³Ax=62.606 cm²Ix=25.700 cm⁴

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N = 139.19 kN

My = 15.49 kN*m

Np = 1471.25 kN

Mpy = 189.03 kN*m

Vz = -0.44 kN

Vpz = 350.13 kN



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:

Ly=3.00 m

Lky=3.00 m

Lay=21.88

La_y=0.23k_{0y}=1.01k_{fy}=1.01

About Z axis:

Lz=3.00 m

Lkz=3.00 m

Laz=84.55

La_z=0.90k_{0z}=1.51k_{fz}=1.00

VERIFICATION FORMULAS:

 $(k_0 \cdot N) / N_p + (k_{fy} \cdot M_y) / (k_d \cdot M_{py}) = 0.23 < 1.00 \quad (5.32)$ $V_z / V_{pz} = 0.00 < 1.00 \quad (4.4)$ ***Section OK !!!***

Point 20:

STEEL DESIGN

CODE: *Additif 80*ANALYSIS TYPE: *Member Verification*

CODE GROUP:

MEMBER: *20 Simple bar_20*POINT: *3*COORDINATE: *x = 1.00 L = 6.00 m*

LOADS:

*Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00*

MATERIAL:

ACIER E24 Sig_e = 235.00 MPaSECTION PARAMETERS: **YPE 270**

ht=27.0 cm

bf=13.5 cm

tw=0.7 cm

tf=1.0 cm

Ay=27.540 cm²Iy=5789.780 cm⁴Wely=428.873 cm³Az=17.820 cm²Iz=419.869 cm⁴Welz=62.203 cm³Ax=45.945 cm²Ix=14.930 cm⁴

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N = -15.38 kN

My = -71.81 kN*m

Np = 1079.71 kN

Mpy = 113.75 kN*m

Muy = 113.75 kN*m

Vz = -74.26 kN

Vpz = 249.71 kN



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:



About Z axis:

VERIFICATION FORMULAS:

 $N/N_p = 15.38/1079.71 = 0.01 < 1.00$ (4.2) $M_y/M_{uy} = 71.81/113.75 = 0.63 < 1.00$ (4.61) $V_z/V_{pz} = 0.30 < 1.00$ (4.4)***Section OK !!!***

Point 21:

STEEL DESIGN

CODE: *Additif 80*ANALYSIS TYPE: *Member Verification*

CODE GROUP:

MEMBER: *21 Simple bar_21* POINT: *1*COORDINATE: *x = 0.00 L = 0.00 m*

LOADS:

*Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00*

MATERIAL:

ACIER E24 Sig_e = 235.00 MPa

SECTION PARAMETERS: IPE 270

ht=27.0 cm

bf=13.5 cm

tw=0.7 cm

tf=1.0 cm

Ay=27.540 cm²Iy=5789.780 cm⁴Wely=428.873 cm³Az=17.820 cm²Iz=419.869 cm⁴Welz=62.203 cm³Ax=45.945 cm²Ix=14.930 cm⁴

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N = -9.47 kN

My = -66.78 kN*m

Np = 1079.71 kN

Mpy = 113.75 kN*m

Muy = 113.75 kN*m

Vz = 74.58 kN

Vpz = 249.71 kN



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:



About Z axis:

VERIFICATION FORMULAS:

 $N/N_p = 9.47/1079.71 = 0.01 < 1.00$ (4.2) $M_y/M_{uy} = 66.78/113.75 = 0.59 < 1.00$ (4.61) $V_z/V_{pz} = 0.30 < 1.00$ (4.4)**Section OK !!!**

Point 22:

STEEL DESIGN

CODE: *Additif 80*ANALYSIS TYPE: *Member Verification*

CODE GROUP:

MEMBER: *22 Simple bar_22*POINT: *1*COORDINATE: *x = 0.00 L = 0.00 m*

LOADS:

*Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00*

MATERIAL:

ACIER E24 $\text{Sig}_e = 235.00 \text{ MPa}$ SECTION PARAMETERS: **YPE 270**

ht=27.0 cm

bf=13.5 cm

tw=0.7 cm

tf=1.0 cm

Ay=27.540 cm²Iy=5789.780 cm⁴Wely=428.873 cm³Az=17.820 cm²Iz=419.869 cm⁴Welz=62.203 cm³Ax=45.945 cm²Ix=14.930 cm⁴

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N = 5.41 kN

My = -72.40 kN*m

Np = 1079.71 kN

Mpy = 113.75 kN*m

Muy = 113.75 kN*m

Vz = 76.58 kN

Vpz = 249.71 kN



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:

Ly=6.00 m

Lky=6.00 m

Lay=53.45

La_y=0.57

k0y=1.17

kfy=1.00



About Z axis:

Lz=6.00 m

Lkz=6.00 m

Laz=198.48

La_z=2.11

k0z=5.27

kFz=1.00

VERIFICATION FORMULAS:

 $(k_0 \cdot N) / N_p = 5.27 \cdot 5.41 / 1079.71 = 0.03 < 1.00 \quad (5.31)$ $M_y / M_{uy} = 72.40 / 113.75 = 0.64 < 1.00 \quad (4.61)$ $V_z / V_{pz} = 0.31 < 1.00 \quad (4.4)$ ***Section OK !!!***

Point 23:

STEEL DESIGN

CODE: *Additif 80*ANALYSIS TYPE: *Member Verification*

CODE GROUP:

MEMBER: *23 Simple bar_23* POINT: *3*COORDINATE: *x = 1.00 L = 6.00 m*

LOADS:

*Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00*

MATERIAL:

ACIER E24 Sig_e = 235.00 MPaSECTION PARAMETERS: **IPE 270**

ht=27.0 cm

bf=13.5 cm

tw=0.7 cm

tf=1.0 cm

Ay=27.540 cm²Iy=5789.780 cm⁴Wely=428.873 cm³Az=17.820 cm²Iz=419.869 cm⁴Welz=62.203 cm³Ax=45.945 cm²Ix=14.930 cm⁴

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N = 4.22 kN

My = -72.81 kN*m

Np = 1079.71 kN

Mpy = 113.75 kN*m

Muy = 113.75 kN*m

Vz = -73.93 kN

Vpz = 249.71 kN



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:

Ly=6.00 m

Lky=6.00 m

Lay=53.45

La_y=0.57k_{0y}=1.17k_{fy}=1.00

About Z axis:

Lz=6.00 m

Lkz=6.00 m

Laz=198.48

La_z=2.11k_{0z}=5.27k_{fz}=1.00

VERIFICATION FORMULAS:

 $(k_0 \cdot N) / N_p = 5.27 \cdot 4.22 / 1079.71 = 0.02 < 1.00$ (5.31) $M_y / M_{uy} = 72.81 / 113.75 = 0.64 < 1.00$ (4.61) $V_z / V_{pz} = 0.30 < 1.00$ (4.4)**Section OK !!!**

Point 24:

STEEL DESIGN

CODE: *Additif 80*
 ANALYSIS TYPE: *Member Verification*

CODE GROUP:
 MEMBER: *24 Simple bar_24* POINT: *3* COORDINATE: *x = 1.00 L = 6.00 m*

LOADS:
*Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00*

MATERIAL:
 ACIER E24 Sig_e = 235.00 MPa



SECTION PARAMETERS: IPE 270

ht=27.0 cm			
bf=13.5 cm	Ay=27.540 cm ²	Az=17.820 cm ²	Ax=45.945 cm ²
tw=0.7 cm	Iy=5789.780 cm ⁴	Iz=419.869 cm ⁴	Ix=14.930 cm ⁴
tf=1.0 cm	Wely=428.873 cm ³	Welz=62.203 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N = 0.53 kN	My = -76.28 kN*m	
Np = 1079.71 kN	Mpy = 113.75 kN*m	
	Muy = 113.75 kN*m	Vz = -74.72 kN
		Vpz = 249.71 kN



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:

Ly=6.00 m	La_y=0.57
Lky=6.00 m	k0y=1.17
Lay=53.45	kfy=1.00



About Z axis:

Lz=6.00 m	La_z=2.11
Lkz=6.00 m	k0z=5.27
Laz=198.48	kfz=1.00

VERIFICATION FORMULAS:

$(k_0 \cdot N) / N_p = 5.27 \cdot 0.53 / 1079.71 = 0.00 < 1.00$ (5.31)
 $M_y / M_{uy} = 76.28 / 113.75 = 0.67 < 1.00$ (4.61)
 $V_z / V_{pz} = 0.30 < 1.00$ (4.4)

Section OK !!!

Point 25:

STEEL DESIGN

CODE: *Additif 80*ANALYSIS TYPE: *Member Verification*

CODE GROUP:

MEMBER: *25 Simple bar_25*POINT: *3*COORDINATE: *x = 1.00 L = 6.00 m*

LOADS:

*Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00*

MATERIAL:

ACIER E24 Sig_e = 235.00 MPa



SECTION PARAMETERS: IPE 270

ht=27.0 cm

bf=13.5 cm

tw=0.7 cm

tf=1.0 cm

Ay=27.540 cm²Iy=5789.780 cm⁴Wely=428.873 cm³Az=17.820 cm²Iz=419.869 cm⁴Welz=62.203 cm³Ax=45.945 cm²Ix=14.930 cm⁴

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N = -1.60 kN

My = -74.98 kN*m

Np = 1079.71 kN

Mpy = 113.75 kN*m

Muy = 113.75 kN*m

Vz = -74.10 kN

Vpz = 249.71 kN



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:



About Z axis:

VERIFICATION FORMULAS:

 $N/N_p = 1.60/1079.71 = 0.00 < 1.00$ (4.2) $M_y/M_{uy} = 74.98/113.75 = 0.66 < 1.00$ (4.61) $V_z/V_{pz} = 0.30 < 1.00$ (4.4)***Section OK !!!***

Point 26:

STEEL DESIGN

CODE: *Additif 80*ANALYSIS TYPE: *Member Verification*

CODE GROUP:

MEMBER: *26 Simple bar_26*POINT: *3*COORDINATE: *x = 1.00 L = 6.00 m*

LOADS:

*Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00*

MATERIAL:

ACIER E24 Sig_e = 235.00 MPaSECTION PARAMETERS: **YPE 270**

ht=27.0 cm

bf=13.5 cm

tw=0.7 cm

tf=1.0 cm

Ay=27.540 cm²Iy=5789.780 cm⁴Wely=428.873 cm³Az=17.820 cm²Iz=419.869 cm⁴Welz=62.203 cm³Ax=45.945 cm²Ix=14.930 cm⁴

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N = 5.87 kN

My = -76.10 kN*m

Np = 1079.71 kN

Mpy = 113.75 kN*m

Muy = 113.75 kN*m

Vz = -74.90 kN

Vpz = 249.71 kN



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:

Ly=6.00 m

Lky=6.00 m

Lay=53.45

La_y=0.57k_{0y}=1.17k_{fy}=1.00

About Z axis:

Lz=6.00 m

Lkz=6.00 m

Laz=198.48

La_z=2.11k_{0z}=5.27k_{fz}=1.00

VERIFICATION FORMULAS:

 $(k_0 \cdot N) / N_p = 5.27 \cdot 5.87 / 1079.71 = 0.03 < 1.00$ (5.31) $M_y / M_{uy} = 76.10 / 113.75 = 0.67 < 1.00$ (4.61) $V_z / V_{pz} = 0.30 < 1.00$ (4.4)***Section OK !!!***

Point 27:

STEEL DESIGN

CODE: *Additif 80*ANALYSIS TYPE: *Member Verification*

CODE GROUP:

MEMBER: *27 Simple bar_27*POINT: *3*COORDINATE: *x = 1.00 L = 6.00 m*

LOADS:

*Governing Load Case: 3 COMB1 (1+7+8)*1.33+2*1.50+(5+6)*1.00*

MATERIAL:

ACIER E24 $\text{Sig}_e = 235.00 \text{ MPa}$ SECTION PARAMETERS: **YPE 270**

ht=27.0 cm

bf=13.5 cm

tw=0.7 cm

tf=1.0 cm

Ay=27.540 cm²Iy=5789.780 cm⁴Wely=428.873 cm³Az=17.820 cm²Iz=419.869 cm⁴Welz=62.203 cm³Ax=45.945 cm²Ix=14.930 cm⁴

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N = 5.33 kN

My = -74.79 kN*m

Np = 1079.71 kN

Mpy = 113.75 kN*m

Muy = 113.75 kN*m

Vz = -74.26 kN

Vpz = 249.71 kN



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:

Ly=6.00 m

Lky=6.00 m

Lay=53.45

La_y=0.57

k0y=1.17

kfy=1.00



About Z axis:

Lz=6.00 m

Lkz=6.00 m

Laz=198.48

La_z=2.11

k0z=5.27

kFz=1.00

VERIFICATION FORMULAS:

 $(k_0 \cdot N) / N_p = 5.27 \cdot 5.33 / 1079.71 = 0.03 < 1.00$ (5.31) $M_y / M_{uy} = 74.79 / 113.75 = 0.66 < 1.00$ (4.61) $V_z / V_{pz} = 0.30 < 1.00$ (4.4)**Section OK !!!**

Tableau simplifié selon le code Additif 80 :

Add80 - Member Verification (ULS) 1to12 15to27

Results Messages

Member		Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
1 Simple bar_1	OK	IPE 330	ACIER E24	21.88	84.55	0.47	3 COMB1
2 Simple bar_2	OK	IPE 330	ACIER E24	21.88	84.55	0.44	3 COMB1
3 Simple bar_3	OK	IPE 330	ACIER E24	21.88	84.55	0.42	3 COMB1
4 Simple bar_4	OK	IPE 330	ACIER E24	21.88	84.55	0.35	3 COMB1
5 Simple bar_5	OK	IPE 330	ACIER E24	21.88	84.55	0.28	3 COMB1
6 Simple bar_6	OK	IPE 270	ACIER E24	53.45	198.48	0.74	3 COMB1
7 Simple bar_7	OK	IPE 270	ACIER E24	53.45	198.48	0.65	3 COMB1
8 Simple bar_8	OK	IPE 330	ACIER E24	21.88	84.55	0.30	3 COMB1
9 Simple bar_9	OK	IPE 330	ACIER E24	21.88	84.55	0.36	3 COMB1
10 Simple bar_1	OK	IPE 330	ACIER E24	21.88	84.55	0.46	3 COMB1
11 Simple bar_1	OK	IPE 330	ACIER E24	21.88	84.55	0.52	3 COMB1
12 Simple bar_1	OK	IPE 330	ACIER E24	21.88	84.55	0.65	3 COMB1
15 Simple bar_1	OK	IPE 330	ACIER E24	21.88	84.55	0.85	3 COMB1
16 Simple bar_1	OK	IPE 330	ACIER E24	21.88	84.55	0.70	3 COMB1
17 Simple bar_1	OK	IPE 330	ACIER E24	21.88	84.55	0.56	3 COMB1
18 Simple bar_1	OK	IPE 330	ACIER E24	21.88	84.55	0.40	3 COMB1
19 Simple bar_1	OK	IPE 330	ACIER E24	21.88	84.55	0.23	3 COMB1
20 Simple bar_2	OK	IPE 270	ACIER E24	53.45	198.48	0.63	3 COMB1
21 Simple bar_2	OK	IPE 270	ACIER E24	53.45	198.48	0.59	3 COMB1
22 Simple bar_2	OK	IPE 270	ACIER E24	53.45	198.48	0.64	3 COMB1
23 Simple bar_2	OK	IPE 270	ACIER E24	53.45	198.48	0.64	3 COMB1
24 Simple bar_2	OK	IPE 270	ACIER E24	53.45	198.48	0.67	3 COMB1
25 Simple bar_2	OK	IPE 270	ACIER E24	53.45	198.48	0.66	3 COMB1
26 Simple bar_2	OK	IPE 270	ACIER E24	53.45	198.48	0.67	3 COMB1
27 Simple bar_2	OK	IPE 270	ACIER E24	53.45	198.48	0.66	3 COMB1

13. Bibliographie.

- *Centre technique industriel de la construction métallique.1992. Règle de calcul des constructions en acier. CM66 et Additif 80.*
- *Jean MOREL. 1995. Conception et calcul des structures métalliques. Eyrolle presse.*
- *HIRT et CRISINEL 1998. Charpentes métalliques; conception des halles et bâtiments. École polytechnique de Lausanne.*
- *BEZ et HIRT 1995. Construction métallique. Notion fondamentales et méthodes de dimensionnement. École polytechnique de Lausanne.*
- *« INITIATION AU CALCUL D'UN BATIMENT A STRUCTURE EN ACIER », par Yvon LESCOUARC'H. Ingénieur E.C.P., Master of Science, Docteur-ingénieur, Professeur à l'École d'Architecture de Bordeaux, Ingénieur-conseil en Construction Métallique.*
- *« Manual of STEEL CONSTRUCTION » American Institute of Steel Construction, Inc. 400 North Michigan Avenue, Chicago, Illinois 60611.*