

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

Ministère de l'enseignement supérieure et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri tizi ousou

Faculté du Génie de la construction

Département de Génie civil



# ***MEMOIRE DE FIN D'ETUDE***

En vue de l'obtention du diplôme de master  
en génie civil  
option construction métallique

## **THEME**

**Etude d'un bâtiment (R+4) en construction métallique à usage  
d'habitation**



**Réalisé par :**

**BELKADA Rania**

**BEN CHABANE Saida**

**Dirigé par :**

**Mr. AKKOUCHE**

**Promotion 2020/2021**

# *Remerciements*

On remercie DIEU le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce travail qui présente le fruit de plusieurs années de sacrifice.

Nous tenons à remercier notre promoteur Mr AKKOUCHE. K pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa rigueur et sa disponibilité durant notre préparation de ce mémoire.

Nous remercions l'ensemble des enseignants du département de génie civil et spécialement ceux de la classe construction métallique.

Nos remerciements s'adressent aussi aux membres du jury qui nous feront corriger notre mémoire.

Sans oublier tous ceux et celles qui ont contribué de près ou de loin pour l'accomplissement de ce modeste travail.

# *Dédicaces*

*C'est grâce à Dieu, seul, que j'ai pu achever ce travail ;*

*Je dédie ce travail à ma très chère mère pour son amour, ses encouragements et ses sacrifices et à mon père, pour son soutien, son affection, et la confiance qu'il m'a accordée, que Dieu vous garde pour moi, Que Dieu vous accorde santé, bonheur et longue vie. Je vous aime*

*Je le dédie aussi à mon cher homme AMAZIGH en signe d'amour et de reconnaissance pour le soutien, encouragement et aide durant toute ma période d'étude et à ma très chère belle famille.*

*Je le dédie À mes sœurs et mes frères, à mes nièces DJIMI et ZAHRA et à mon neveu ANIS*

*À ma grand-mère qui m'a toujours soutenue pour mes études, et à la mémoire de mon grand-père et ma tante que Dieu les accueille dans son vaste paradis.*

*À toutes ma familles (mes oncles, mes tantes, mes cousins et cousines)*

*À ma chère binôme RANIA et sa famille,*

*À mes chers amis, au nom de l'amitié qui nous réunit et au nom de notre souvenir inoubliable.*

*À tout les étudiants de ma promotion 2020/2021*

**SAIDA**

# *Dédicace*

*C'est avec une profonde gratitude que j'adresse ce modeste travail :*

*A ma chère Maman,*

*mon exemple éternelle, celle qui s'est toujours sacrifiée pour me voir réussir,  
celle à qui je dois tout et qui je ne rendrais jamais assez.*

*Quoi que je fasse ou je dise je ne saurai point te remercier comme il se doit  
pour l'amour et le soutien que tu m'as donnée et surtout pour les sacrifices  
que tu as consenti pour mon instruction et mon bien être.*

*Que Dieu t'accorde santé, bonheur et longue vie.*

*A la mémoire de mon cher père,*

*En signe d'amour et de reconnaissance pour le soutien, encouragement et  
aide durant toute ma période d'étude. J'aurais souhaité sa présence en ce moment pour  
partager ma joie, que dieu le garde dans son vaste paradis*

*A mes chères sœurs Mélina, Katia, Dalia et mon frère Nadir qui font de mon univers une  
merveille*

*A ma chère famille*

*A ma chère binôme Saida et à toute sa famille*

*A mes chers amis en particulier ma chère Samia , au nom de l'amitié qui nous réunit et au  
nom de notre*

*souvenir inoubliable.*

*À tout les étudiants de ma promotion 2020/2021*

**RANIA**

## Table des matières

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Les notations

INTRODUCTION GÉNÉRALE

### Chapitre I : présentation de l'ouvrage

I/ Introduction.....	1
II/ Présentation de l'ouvrage .....	1
III/ Caractéristique.....	2
1 / Géométrie de l'ouvrage .....	2
2/ Données concernant le site .....	2
3/ Les éléments constitutif de l'ouvrage .....	2
a - les éléments horizontaux.....	2
II/ Structure verticale .....	3
III/Matériaux utilisé .....	4

### Chapitre II : Evaluation des actions

I/ Introduction.....	7
II/ Etude au vent .....	7
II-1/ Données relatif au site .....	7
II-2/ Principe de calcul.....	8
II-3/ Procédure de calcul.....	8
II-4/ Détermination de la pression statique due au vent .....	9
II-4-1/ Pression dynamique de pointe à la hauteur h .....	9
II-4-2/ Détermination des coefficients de pressions extérieures $C_e$ .....	11

II-4-3/ Détermination du coefficient de pression intérieure $C_i$ .....	16
III / Etude de la neige .....	22
III-1 / Calcul des charges de neige .....	23
III-1-1 / Charge de neige sur les toitures ou autre surface .....	23

### **Chapitre III : Evaluation des charges et surcharges**

I / Introduction.....	25
II / Charges permanentes.....	25
II-1 / Plancher terrasse inaccessible.....	25
II-6 / Les escaliers.....	27
III / Charges variables .....	27
III-1 / Surcharges d'exploitations .....	27
III-2 / Surcharges climatiques.....	27
III-3 / Effet de la température .....	28

### **Chapitre IV : Pré-dimensionnement des éléments**

I / Introduction.....	29
II / calcul des Solives .....	29
II-1 : Définition des Solives.....	29
II-2 : pré dimensionnement des solives plancher terrasse .....	29
II-3 / Pré dimensionnement des solives plancher étage courant.....	32
III / poutre secondaire (plancher terrasse).....	33
IV / Pré dimensionnement des poutres.....	33
IV-1/ poutre principale (plancher terrasse).....	33
A/ Calcul des charges.....	33
B / Condition de flèche .....	33
C / La classe de la section transversale .....	34
D / Vérification de la flèche .....	35
E / Vérification de résistance (effort tranchant).....	35

---

F / Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant).....	35
IV-2 / poutre principale (plancher étage courant).....	36
A/Calcul des charges.....	36
B / Condition de flèche .....	36
V / Pré dimensionnement des poteaux .....	37
V-1 / Vérification du poteau .....	37
A / Calcul des charges.....	37
B / Calcul de Nsd .....	38
C / Calcul des élancements moyens $\lambda_y$ et $\lambda_z$ .....	38
D / Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$ .....	38
E / Vérification du risque de flambement .....	39
VI / Conclusion .....	39

### **Chapitre V : Etude du plancher mixte**

I/Introduction.....	40
II / Caractéristique de la tôle profilée .....	41
III/ Epaisseur de la dalle.....	41
IV/ Etude des solives.....	43
IV-1/ Au stade de montage .....	43
1) Evaluation des charges .....	43
2) vérifications à la résistance(ELU) .....	43
IV-2 /Au stade finale .....	45
1) Plancher étage courant.....	45
2) Plancher terrasse .....	50
V/ Etude des poutres principales IPEO300 .....	51
V-1 / Vérification au stade de montage .....	51
1)Calcul de la réaction des poutres maitresses sur les solives Rs.....	51
2)Vérifications à'ELU.....	52

3) Vérification à l'ELS.....	53
4) Vérification au déversement.....	53
VI-2 / Vérification au stade final.....	53
1- Calcul de la réaction des poutres maitresses sur les solives Rs.....	53
2- Caractéristiques de la dalle mixte.....	53
5) Vérification à l'ELS.....	56
VII/ Calcul de la connexion Acier-béton.....	57
VII-1 / Choix des dimensions des connecteurs suivant Eurocode4.....	57
VII-1-1-Choix des dimensions des connecteurs suivant Eurocode4.....	57
VII-1-2- Calcul du Nombre de connecteurs n.....	57
VII-1-3 Calcul de l'espacement entre les goujons (EC4).....	59
Conclusion.....	60

### **Chapitre VI : Pré-dimensionnement des éléments secondaires**

I / Introduction.....	61
II / Etude des escaliers.....	61
II-1/ Introduction.....	61
II-2 / -Pré-dimensionnement des marches.....	62
II-2-1- Choix des dimensions.....	62
II-2-2- Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier.....	62
II-2-3- Vérification de la formule de BLONDEL.....	63
II-3 / Dimensionnement des éléments porteurs.....	63
II-3-1-Dimensionnement de la cornière (support de marche).....	63
II-3-2 Vérification à la flèche.....	66
II-3-3 Vérification de l'effort tranchant (cisaillement).....	66
II-3-4 Vérification du moment fléchissant (résistance).....	66
II-4 / Dimensionnement de limon.....	67
II-4-1 Evaluation des charges.....	67

---

II-4-2 Calcul de la charge équivalente .....	68
II-5 / Pré dimensionnement des limons .....	69
II-5-1 Combinaison de charge.....	69
II-6 / Etude de la poutre palière des limons .....	71
II-6-1 Evaluation de charges .....	71
III / Etude de l'acrotère .....	74
III-1- Introduction.....	74
III-2- Calcul à L'ELU .....	75
III-2-1- Evaluation des sollicitations.....	75
III-2-2- Combinaison de charge.....	76
III-3- Ferrailage .....	77
III-4 / Conclusion.....	82
IV. Etude de la console du balcon.....	83
IV.1-Evaluation des charges .....	83
IV.1.2-combinaison d'action.....	84
IV.2-pré-dimensionnement de la console du balcon (condition de rigidité) .....	84
IV.2.1-vérification à l'ELU.....	84
IV.3-vérification au déversement .....	85
V / Conclusion.....	86

## **Chapitre VII : Etude sismique**

I-Introduction .....	87
II-Le séisme.....	87
III- Analyses de la structure .....	87
III-1-Type d'analyse .....	87
III-2- choix de la méthode de calcul.....	87
III-2-1 la méthode statique équivalente(M.S.E).....	88
IV- calcul de la force sismique totale.....	88

IV-1 Détermination du coefficient d'accélération de Zone .....	89
IV-2 Détermination du facteur d'amplification dynamique moyenne D.....	89
IV-3 Estimation de la période fondamentale de la structure .....	90
IV-4 Détermination du coefficient de comportement global de la structure R .....	91
IV-5 Détermination du facteur de qualité Q.....	92
1-condition minimale sur les files de contreventement .....	92
2-Redondances en plan .....	92
3-régularités en plan.....	92
4-régularité en élévation.....	92
5-contrôles de la qualité des matériaux.....	93
6-contrôle de la qualité de l'exécution.....	93
IV-6- poids totale de la structure W .....	93
V- Distributions de la résultante des forces sismiques suivant la hauteur .....	96

### **Chapitre VIII : Pré-dimensionnement des contreventements**

I- Introduction .....	98
II- Calcul de la palée de stabilité en long pan .....	98
II-1- Dimensionnement des diagonales en V.....	98
III- Conclusion .....	102

### **Chapitre IX : Vérification des éléments**

I / Introduction.....	103
II / Méthode de travail.....	103
III/ Etapes de modélisation.....	104
III-1- Matériaux utilisé .....	104
IV- Modélisation géométrique .....	105
IV-1 - Chargements .....	107
IV-2- Les Combinaisons d'actions .....	108
IV-3- Résultat des vérifications à l'aide du logiciel ROBOT.....	108

IV-3-1-Vérification a L'ELS ET a L'ELU .....	109
V/ Conclusion.....	115

**Chapitre X : Calcul des assemblages**

I / Introduction.....	116
II-Les types des assemblages .....	116
II-1- Assemblage du pied de poteau encastré .....	116
II-2- Assemblage solive poutre.....	123
II-3-Assemblage traverse-poteau.....	129
II-4-Assemblage traverse-poteau (angle de portique) .....	139
II-5-Assemblage au gousset.....	147
II-6-Assemblage poteau-poutre secondaire .....	153
II-7-Assemblage poteau-poteau.....	159

**Chapitre XI : Etude des fondations**

I-Introduction .....	165
I-1-Les fondations.....	165
I-2-Différentes type de fondation .....	165
I-3-Choix de type de fondation.....	165
II-Dimensionnement des fondations .....	166
III- Etude des semelles .....	166
III-1- Charge à prendre en considération.....	166
III-2-Dimensionnement de la semelle .....	167
IV-Vérification des contraintes .....	168
V- Vérification de la stabilité .....	169
VI- Calcul du ferrailage.....	170
VI-1- Condition de non fragilité.....	170
VI- Etude des longrines.....	170
VI-1- Dimensionnement des longrines.....	171

VI-2-Calcul du ferrailage.....	171
VI-3- Calcul d'espacement des cadres .....	172
Conclusion Général	
Références bibliographiques	
Annexes	

Figure I. 1: Vue en perspective de la construction.....	1
Figure I. 2: Les composantes d'une dalle mixte.....	3
Figure I. 3: Diagramme contrainte-déformation de l'acier .....	5
Figure II. 1: La hauteur de référence $Z_{et}$ et profil correspondant de la pression dynamique. ....	8
Figure II. 2: Légende pour la paroi verticale.....	12
Figure II. 3: Direction du vent V1.....	13
Figure II. 4: Valeurs des coefficients de pressions extérieures $C_e$ sur les parois verticales. ...	14
Figure II. 5: Légende pour les toitures plates.....	14
Figure II. 6: Valeurs des coefficients de pressions extérieures $C_e$ sur la toiture terrasse .....	15
Figure II. 7: Direction du vent V2.....	18
Figure II. 8: Valeurs des coefficients de pressions extérieures $C_e$ sur les parois verticales. ...	19
Figure II. 9: Valeurs de coefficient de pressions extérieures $C_e$ sur la toiture terrasse .....	20
Figure V. 1: Élément d'un plancher mixte.....	40
Figure V. 2 : Dimension de la TN 40.....	40
Figure V. 3: Disposition d'armatures.....	42
Figure V. 4: La largeur participante de la dalle en béton ( beff).....	46
Figure V. 5 : Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle ( flexion positive) .....	48
Figure VI. 1: Vue en plan de l'escalier .....	62
Figure VI. 2: Disposition des cornières.....	63
Figure VI. 3: charges repris par la cornière.....	64
Figure VI. 4: Répartition des charges sur un limon .....	67
Figure VI. 5: Charges revenant au limon .....	68
Figure VI. 6: La charge équivalente revenant au limon.....	68
Figure VI. 7: Charges d'exploitation appliquées sur le limon .....	69
Figure VI. 9: coupe verticale.....	75

Figure VI. 10: Diagramme des moments et efforts .....	76
Figure VI. 11: : charges sur le balcon. ....	83
Figure VIII. 1: contreventement en V .....	99
Figure IX. 2: Etape de modélisation à l'aide du logiciel ROBOT .....	104
Figure IX. 3 : Vue en élévation en 2D de la structure dans le plan XZ .....	105
Figure IX. 4: Vue en plan du plancher terrasse .....	106
Figure IX. 5: Vue en élévation de la face long pan .....	106
Figure IX. 6: Vue en élévation de la face pignon.....	107
Figure XI. 1: Diagramme des contraintes agissant sur les fondations .....	166
Figure XI. 2: Dimensionnement de la semelle .....	168
Figure XI. 3: Le diagramme des contraintes .....	169

Tableau I. 1: Caractéristiques de l'acier de ferrailage .....	5
Tableau II. 3: coefficients de pressions extérieures pour les toitures plates .....	11
Tableau II. 2: coefficients de pressions extérieures pour parois verticales .....	11
Tableau II. 4: valeur de la pression statique du vent <b>Ph</b> sur les parois verticales .....	16
Tableau II. 5: valeur de la pression statique du vent <b>Ph</b> sur la toiture .....	16
Tableau II. 6: Force extérieur sur le bâtiment .....	17
Tableau II. 7: valeur de la pression statique du vent <b>Ph</b> sur les parois verticales .....	20
Tableau II. 8: valeur de la pression statique du vent <b>Ph</b> sur la toiture.....	21
Tableau II. 9: Force extérieur sur le bâtiment .....	21
Tableau II. 10: les valeurs de coefficient $\mu_1$ .....	24
Tableau III. 1: charges permanentes du plancher terrasse inaccessible. ....	25
Tableau III. 2: Charge permanente d'un plancher d'étage courant. ....	26
Tableau III. 3: charges permanentes des murs extérieure .....	26
Tableau IV. 1: Caractéristique du profilé IPE 160 .....	31
Tableau IV. 2: chargement poutre principale (plancher terrasse). ....	33
Tableau IV. 3: Caractéristique du profilé IPEO 300 .....	34
Tableau IV. 4: chargement poutre principale (plancher étage courant). ....	36
Tableau IV. 5: résultats du pré-dimensionnement .....	39
Tableau V. 1: Caractéristiques du bac d'acier TN 40 .....	41
Tableau V. 2: évaluation des charges. ....	43
Tableau V. 3:évaluation des charges. ....	45
Tableau V. 4:évaluation des charges.(permanentes et d'exploitation) .....	50
Tableau V. 5:Evaluation des charges.(ELU/ELS) .....	52
Tableau V. 6: Evaluation des charges .....	53

Tableau VI. 2: Caractéristique et dimension de L45x45 x4,5 .....	65
Tableau VI. 3: Dimension et caractéristique de l'UPN 200 .....	71
Tableau VI. 4: Dimensions et caractéristique D'IPN 280 .....	72
Tableau VI. 5: résultats du pré-dimensionnement .....	86
Tableau VII. 2: Vérification des pénalités.....	93
Tableau VII. 3: Charges permanentes WGi de toute la structure.....	94
Tableau VII. 4: Charges d'exploitations WQi de toute la structure.....	95
Tableau VII. 5: la répartition de l'effort sismique longitudinal selon la hauteur .....	97
Tableau VII. 6: la répartition de l'effort sismique transversal selon la hauteur .....	97
Tableau XI. 2: Les valeurs de l'effort tranchant retiré à partir du logiciel ROBOT .....	166

## Liste des notations

---

$f_u$	Résistance à la traction;
H	Hauteur d'une pièce;
$l$	Longueur d'une pièce;
$l_f$	Longueur de flambement;
$t_f$	Épaisseur de la semelle (poutre, solive, poteau);
$t_w$	Épaisseur de l'âme (poutre, solive, poteau)
$\chi$	Coefficient de réduction pour le mode de flambement ou déversement approprié;
$\beta$	Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation ;
$\beta_w$	Facteur de corrélation;
$\beta_M$	Facteur de moment uniforme équivalent;
$\beta_j$	Coefficient relatif a la liaison;
$\gamma_M$	Coefficient de sécurité;
$\lambda$	Élancement;
$\lambda_{LT}$	Élancement de déversement;
$\alpha$	Facteur d'imperfection;
$\phi$	Rotation ;
$\phi_{LT}$	Rotation de déversement;
$\eta$	Contrainte limite de cisaillement en élasticité;
$\varepsilon$	Coefficient de réduction élastique de l'acier;
$\zeta_a$	Contrainte de l'acier;
$\zeta_b$	Contrainte du béton;
$\xi$	Pourcentage d'amortissement critique;
$\eta$	Facteur de correction d'amortissement ;
$\delta_{ek}$	Déplacement du aux forces sismique
$F_i$	;
$\Delta_k$	Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K-1 »;
$\mu$	Coefficient de forme de la charge de neige;

### Liste des notations

- A Section brute d'une pièce  
;  $A_{net}$  Section nette d'une  
pièce ;  $A_w$  Section de  
l'âme  
 $A_v$  Aire de cisaillement;
- $C_t$  Coefficient de  
topographie;  $C_r$   
Coefficient de rugosité;
- $C_{p,net}$  Coefficient de  
pressionnette;  $C_e$   
Coefficient d'exposition;
- $C_d$  Coefficient dynamique;
- E Module d'élasticité longitudinale de  
l'acier;
- F Force en générale;
- G Module d'élasticité transversale de  
l'acier;  $G$  Charge permanente;
- $G_{adm}$  L'effort de glissement  
admissible;  $G_c$  L'effort  
appliqué sur le connecteur; I  
Moment d'inertie;
- K Coefficient d'encastrement ou de rigidité  
Poteaux/Poutre;  $K_0$  Coefficient de flambement;
- K Facteur de déformé modale;
- $K_t$  Facteur de terrain;
- L Longueur;
- $M_{sd}$  Moment sollicitant en

## Liste des notations

---

générale;  $M$  Moment fléchissant;

$M_{rd}$  Moment

résistant;  $M_{pl}$

Moment

plastique;  $M_{cr}$

Moment

critique;

$M_{b,rd}$  Valeur de calcul de la résistance au déversement;

$N_{pl,rd}$  Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute;

$N_{b,rd}$  Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement ;

$N_{sd}$  Effort normal sollicitant;

$N_{t,sd}$  Effort normal de traction;

$N_{c,sd}$  Effort normal de compression;

$N_{pl}$  Effort normal plastique;

$N_{c,rd}$  Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression;

$P_k$  Poids total de la structure;

$Q$  Charge d'exploitation;

$R$  Coefficient de comportement de la structure ;

$S$  Surface;

$S$  Charge de la neige;

$S_k$  Charge de la neige sur le sol;

$V_{sd}$  Valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant;

$V_{pl,rd}$  Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement;

$V_{ref}$  Vitesse de référence du vent;

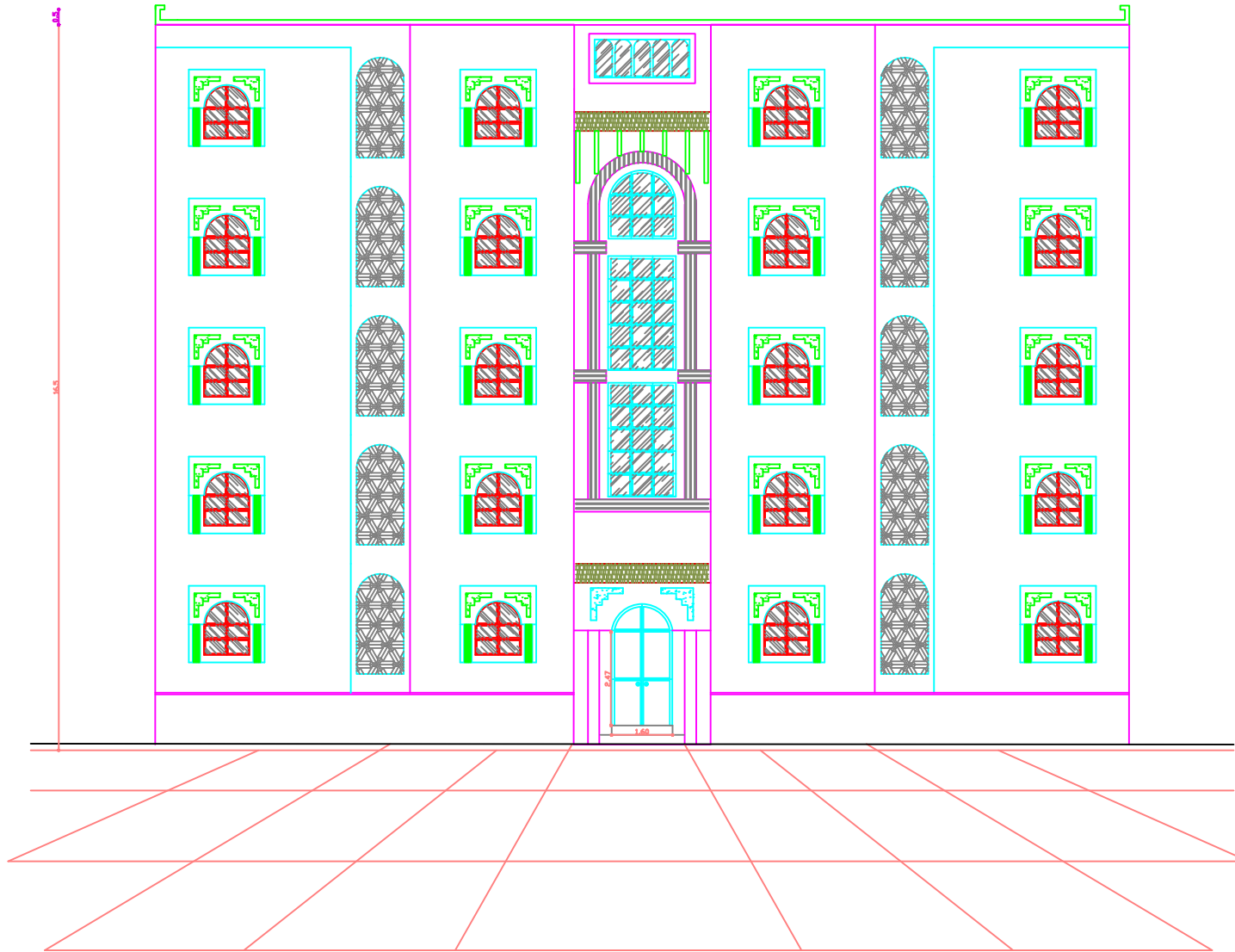
$W$  Pression aérodynamique;

$W_{pl}$  Module de résistance plastique;

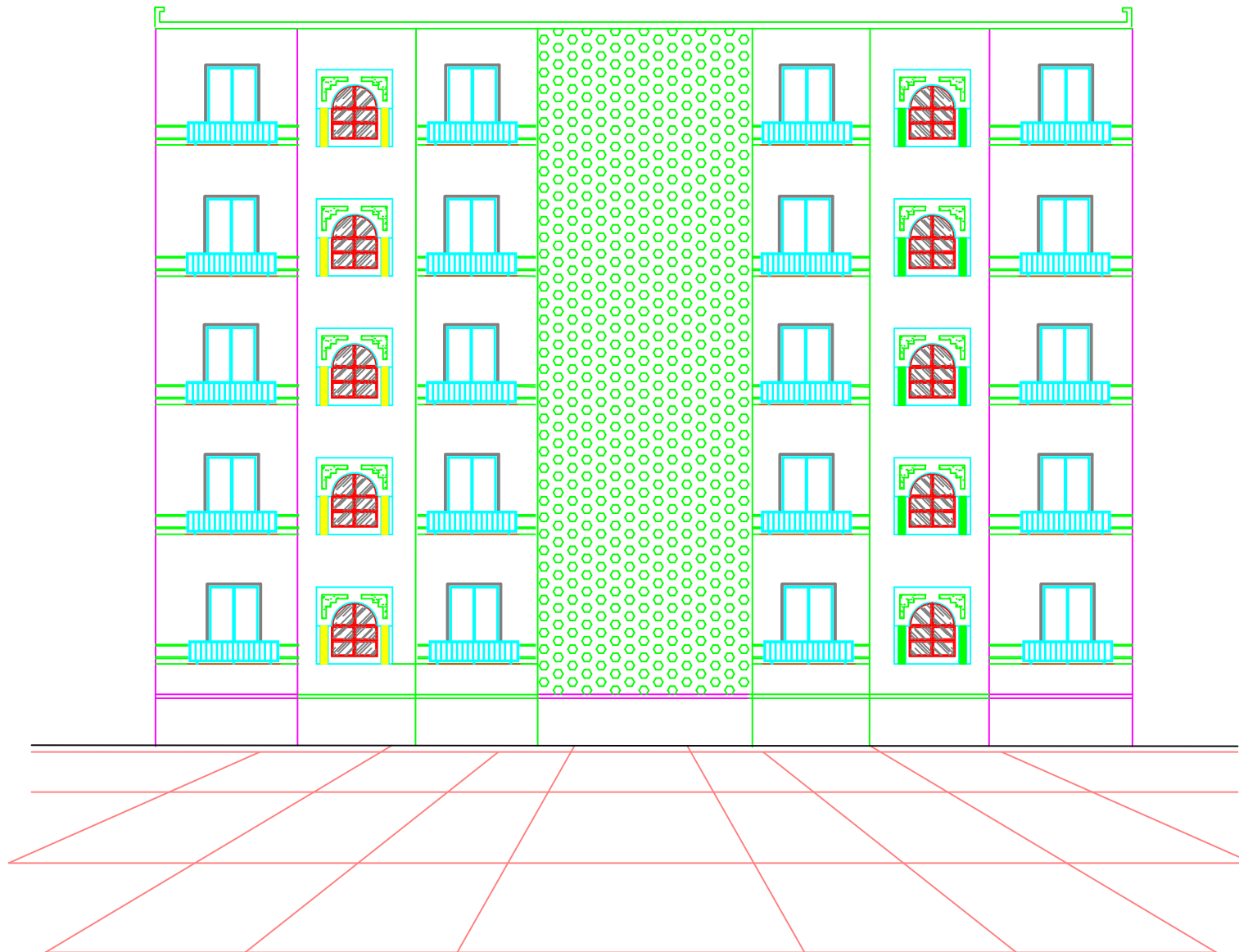
$W_{el}$  Module de résistance élastique;

$f$  Flèche;

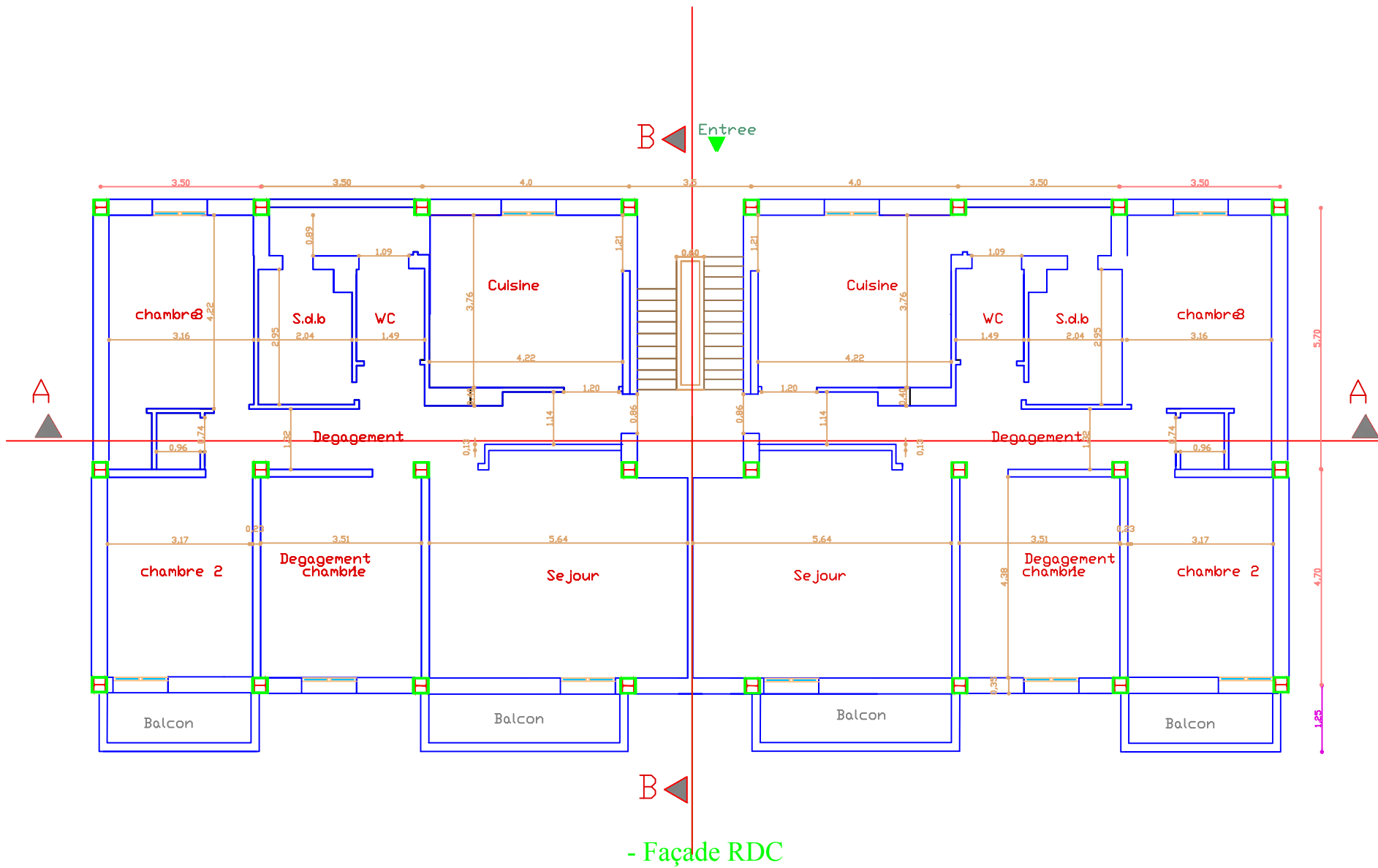
$f_y$  Limite d'élasticité;

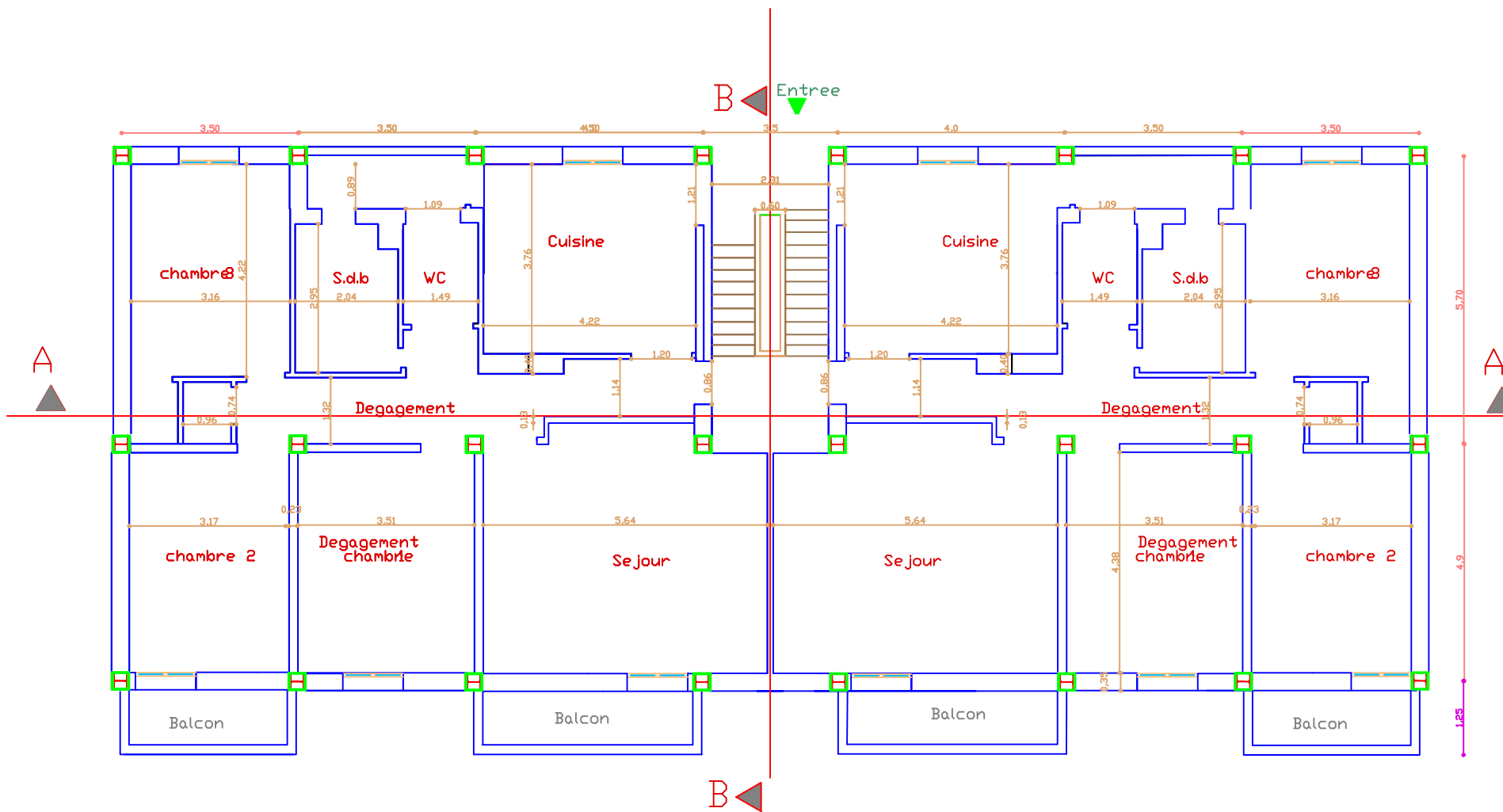


- Façade Principale

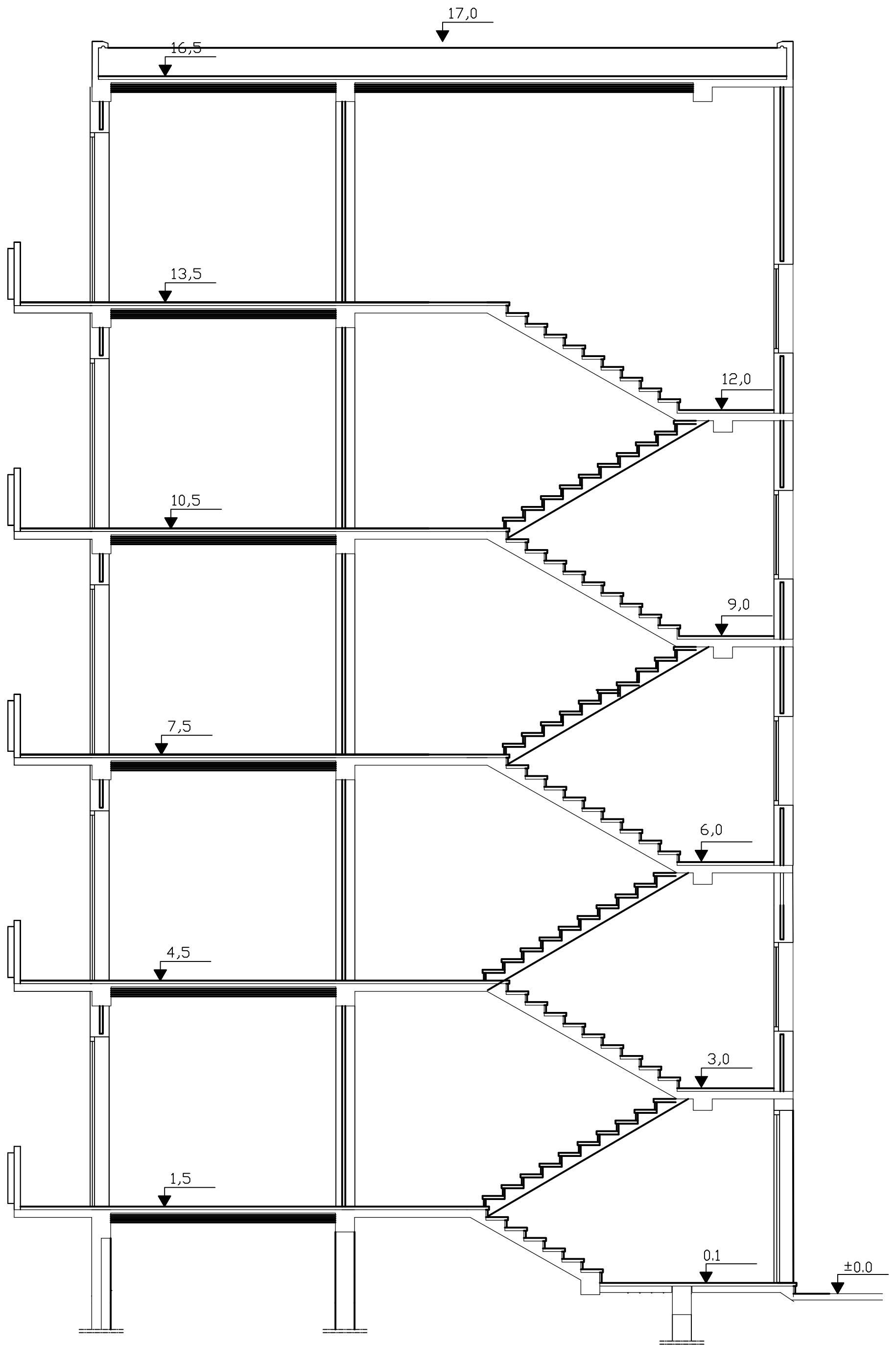


- Façade Postérieure

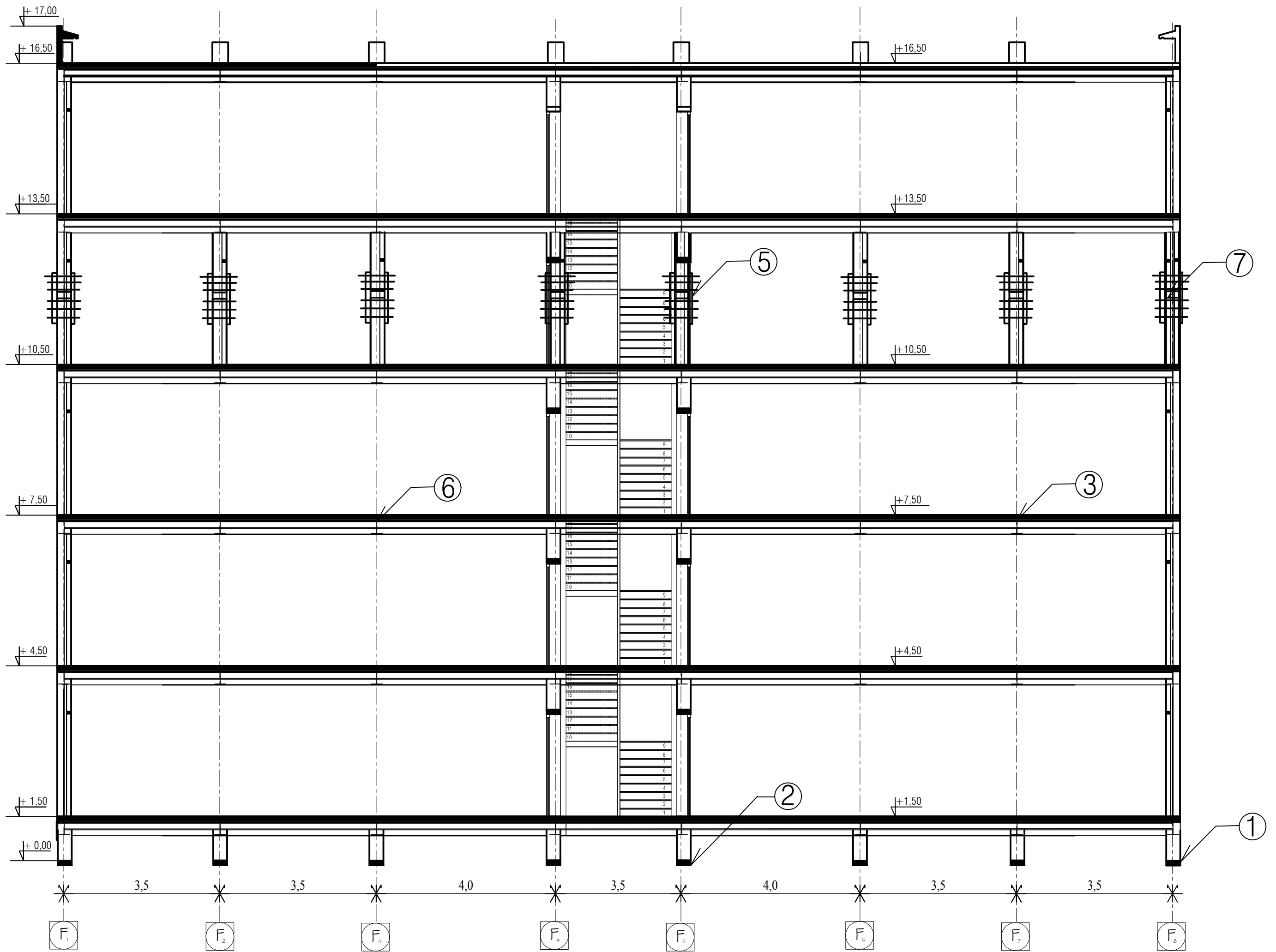




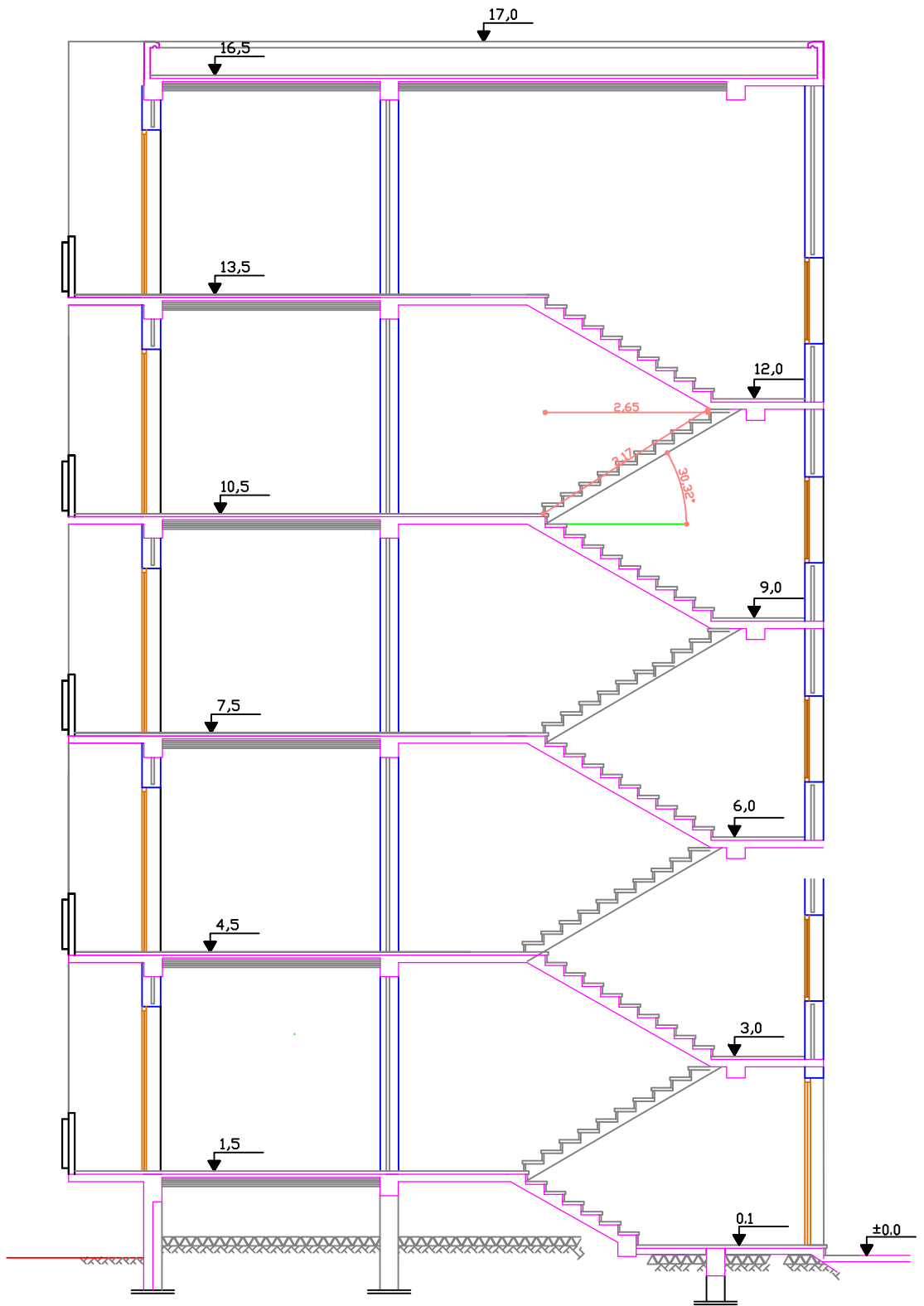
- Façade Etage Courant

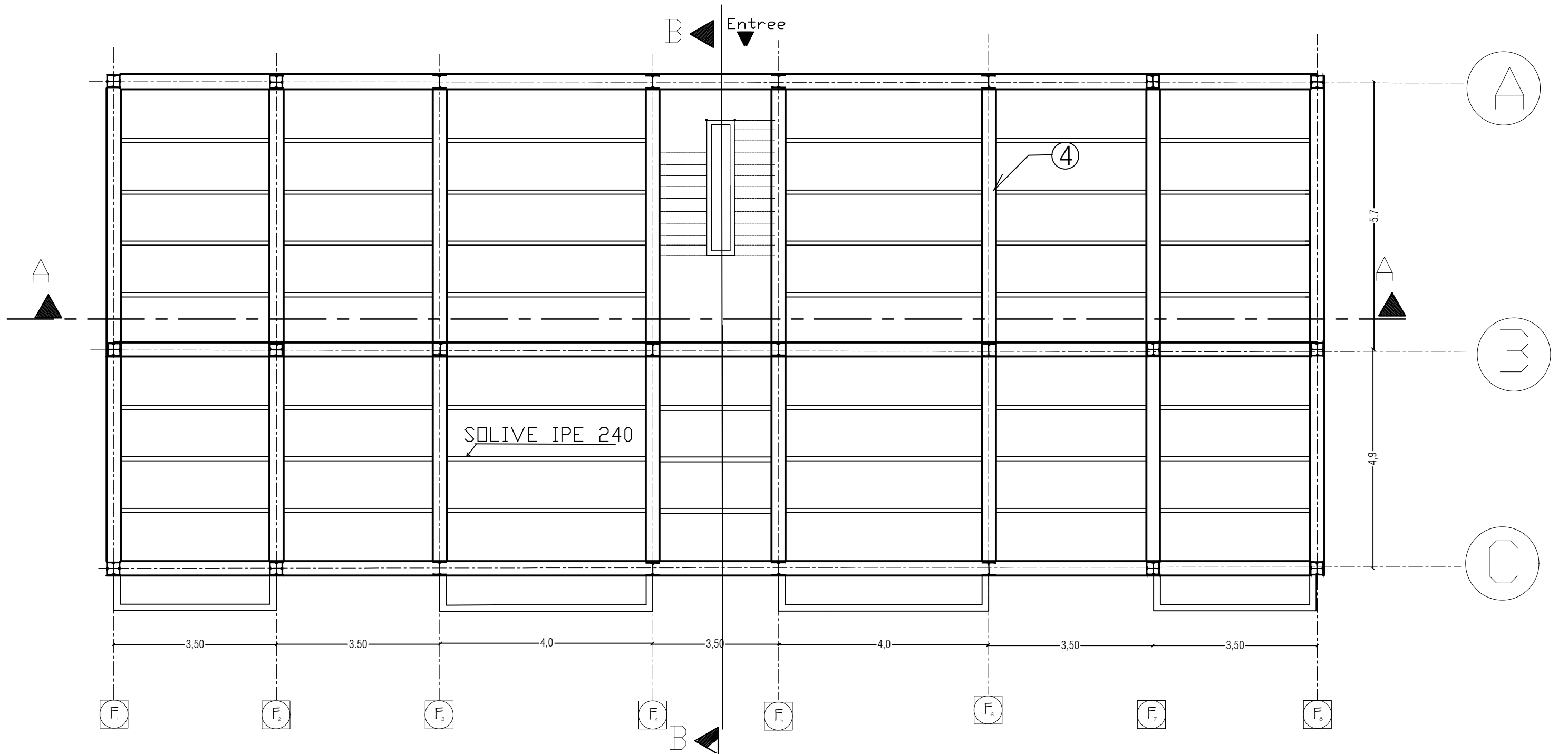


Coupe A-A



Coupe B-B





VUE EN PLAN D'ETAGE COURANT

# Introduction générale

### INTRODUCTION GÉNÉRALE

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur à travers l'étude d'un bâtiment en charpente Métallique.

On sait que le monde actuel connaît un développement industriel et une croissance démographique importante, ce qui nous a amenés à des systèmes de constructions en hauteur suite aux limitations des terrains en villes et les importantes demandes en logements et espaces de travail (bureaux, ateliers.....etc).

Ce pendant cette solution n'est pas sans difficultés, en augmentant la hauteur, les structures deviennent plus vulnérables et plus exposées aux sollicitations sismiques et celles dues au vent, mettant ainsi les vies de ces occupants ainsi que celles de ses voisins en danger sans oublier les pertes matérielles.

Quels que soient les types des bâtiments en charpente métallique, les ingénieurs sont toujours confrontés aux problèmes de la non-connaissance exacte des lois de comportement des matériaux, ainsi que celles des sollicitations ceci a conduit les ingénieurs à établir des règlements de conception et de calcul des structures avec un compromis entre coût et niveau de sécurité à considérer.

L'objectif de ce mémoire est de présenter simplement des connaissances récentes sur la façon de concevoir une structure qui sera appelée à résister à différentes sollicitations d'ordre statique et dynamique.

Ce projet a pour objectif l'étude d'un bâtiment en charpente métallique à usage d'habitation en (RDC+4 étages).

Ce travail a été organisé de la manière suivante qui après l'introduction, on a :

Dans le premier chapitre une présentation de la structure, (description du projet, caractéristique des matériaux...). Ensuite vient le deuxième chapitre qui est consacré à l'étude climatique selon le règlement RNV99 Version 2013. Et aussi l'évaluation des charges

permanentes et d'exploitations, selon le règlement Algérien charges et surcharges dans le troisième chapitre.

Dans le quatrième chapitre on a le pré-dimensionnement des éléments de la structure (solives, poutres, poteaux) ainsi l'étude du plancher mixte a été calculé et dimensionné dans le cinquième chapitre. et dans le sixième chapitre on a l'étude des éléments secondaires (escalier , acrotère ,balcon) ensuite le septième chapitre qui est consacré a l'étude sismique et l'analyse dynamique qui a été réalisé par un logiciel de calcul. Puis on enchaine avec le pré-dimensionnement des contreventements dans le huitième chapitre .on suite on effectue la vérification des éléments dans le neuvième chapitre.

Après on fera le calcul des assemblages dans le dixième chapitre aussi le dimensionnement des fondations dans le onzième chapitre.

Enfin on termine par une conclusion qui résume l'essentiel du travail réalisé.

# Chapitre I : présentation de l'ouvrage

## I/ Introduction

Le but de ce chapitre est de présenter notre projet de fin d'étude et ces constituants ; ainsi les matériaux et les règlements utilisés pour la réalisation de cette étude.

## II/ Présentation de l'ouvrage

Le présent projet consiste à étudier un bâtiment (R+4) à usage d'habitation en construction métallique.

L'ouvrage est implanté à Reghaia wilaya d'Alger qui est une ville située à 150m d'altitude, elle est classée zone de forte sismicité (zone III) selon le Règlement Parasismique Algérien [RPA99/03] et (d'une zone I) pour le vent ( RNV 2013) Règlement Neige et Vent.

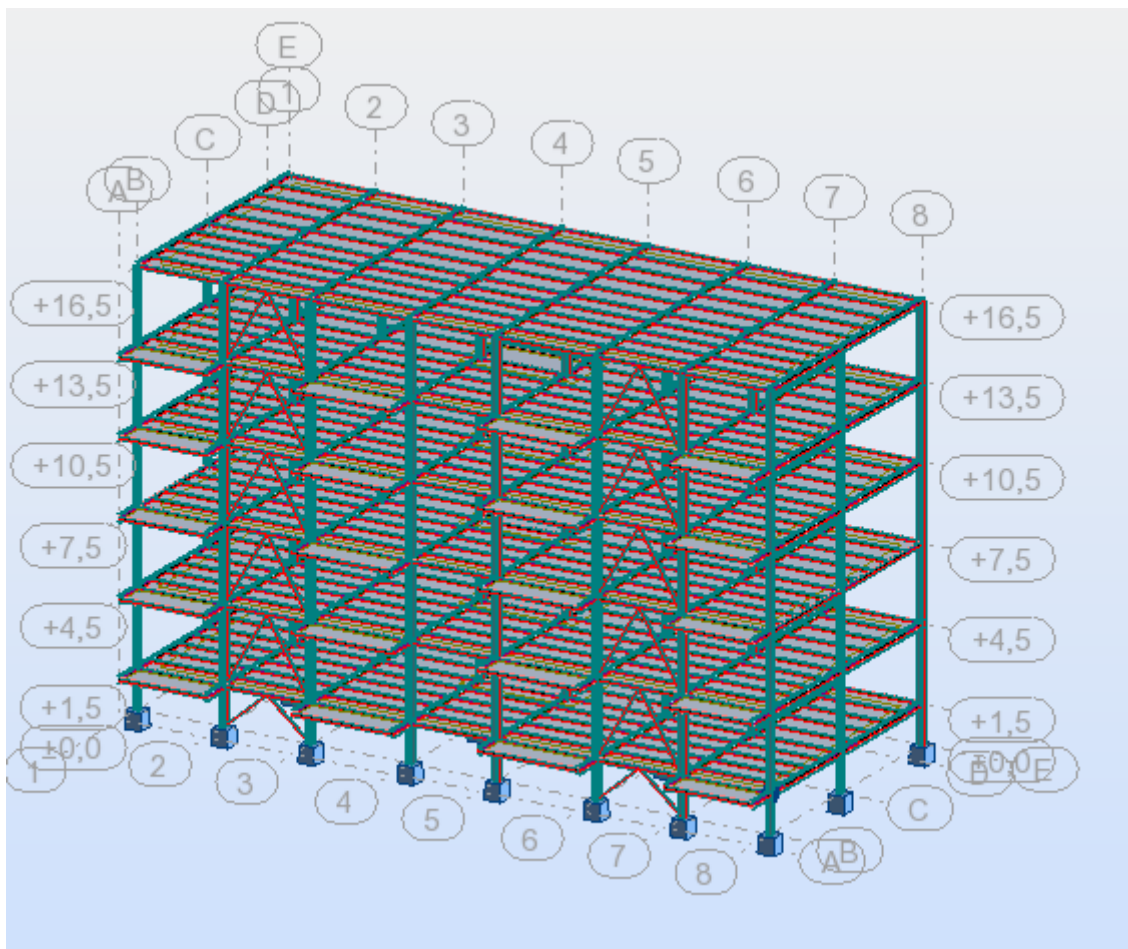


Figure I. 1: Vue en perspective de la construction

**III/ Caractéristique****1 / Géométrie de l'ouvrage**

Les dimensions de la structure sont :

- Hauteur total : 17m
- Largeur total : 10.6m
- Hauteur du RDC : 3 m
- Hauteur de l'étage : 3 m
- Longueur total : 25.5 m

**2/ Données concernant le site**

- Altitude : 110m
- Zone de neige : B
- Zone du vent : I
- Catégorie du terrain : I
- Site plat

**3/Les éléments constitutif de l'ouvrage****a - les éléments horizontaux**

Dans ce projet, la structure horizontale est désignée par un plancher courants mixte et une terrasse

**b - Définition d'une dalle mixte**

Une dalle mixte est un élément de construction des bâtiments métalliques à ossature mixte. Elle est composée d'une tôle nervurée sur laquelle en coule une dalle en béton comportant, un treillis d'armature destiné à limiter la fissuration du béton due au retrait et aux effets de la température

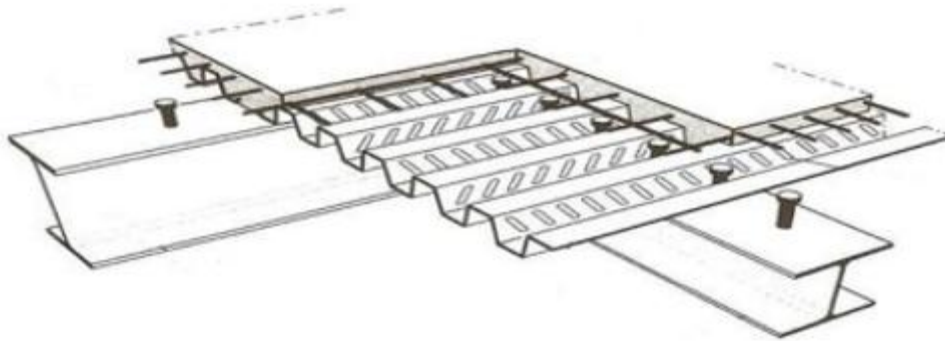


Figure I. 2: Les composantes d'une dalle mixte

## II/ Structure verticale

### 1- Stabilité

Les structures verticales de contreventement ont pour but de transférer aux fondations les forces horizontales, alors que les contreventements horizontaux ont pour but de rigidifier les surfaces horizontales (planchers) qui doivent transmettre les forces dues au vent et au séisme, agissant sur les façades aux points fixes verticaux, donc :

#### ✓ Contreventement vertical :

- Dans le sens longitudinal la stabilité est assurée par portique ductile auto stable.
- Dans le sens transversal la stabilité est assurée par palées triangulées en V brisé.

#### ✓ Contreventement horizontal :

Assuré par les planchers mixte

### 2/ Les escaliers

Un escalier est un élément de circulation verticale composé d'une série de marches. Il peut être de différentes formes: droit, demi tournant, 1/4 tournant... avec ou sans palier intermédiaire. il existe avec ou sans contremarche.

Dans notre structure l'escalier est constitué par une série de marches et contremarches (volée) et d'un palier permettant de relier les étages de la construction.

**3/ Maçonneries**

La maçonnerie est réalisée en :

- Les murs de façade sont réalisés en double paroi avec brique creuses d'épaisseur 10 à 15cm, qui seront séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur
- Les murs intérieurs sont réalisés en BA13.

**4/L'acrotère**

Au niveau de terrasse ,le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 50 cm d'hauteur

**5/Les fondations**

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier. Le choix du type de fondation dépend des caractéristiques mécaniques du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

**III/Matériaux utilisé**

Les matériaux utilisés sont essentiellement :

- ❖ Acier
- ❖ Béton
- ❖ Brique creuses
- ❖ Carrelage, sable et mortier pour le revêtement du sol
- ❖ Mortier, plâtre pour le revêtement des murs on présente les caractéristiques des principaux matériaux :

**A/Acier :**

**A-1/ Acier de construction :** Pour la réalisation de notre structure on a utilisé l'acier de construction de nuance **S275** qui a comme caractéristiques :

Masse volumique : **7850Kg/m<sup>3</sup>**

Module d'élasticité longitudinal : **E = 210000 MPa.**

Module d'élasticité transversale **G =E/2(1+ν)**

Coefficient de Poisson :  $\nu = 0,3$

- Coefficient de dilatation thermique :  $12 \times 10^{-6} [K^{-1}]$

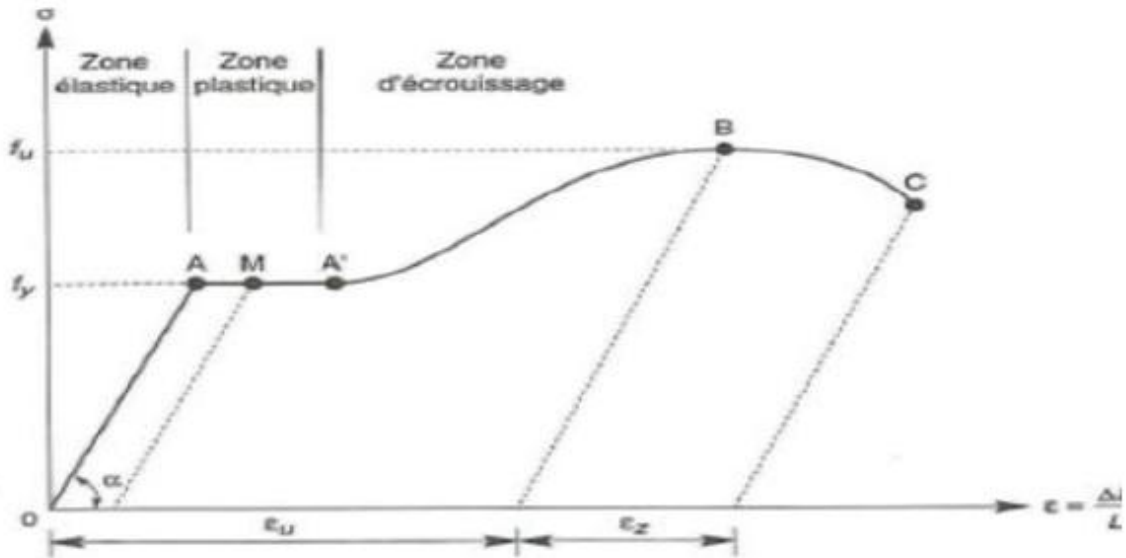


Figure I. 3: Diagramme contrainte-déformation de l'acier

$\epsilon_u$  : Allongement a la rupture

$\epsilon_z$  : Allongement de striction

**Acier de ferrailage :**

Pour le ferrailage de l'acrotère on a utilisé des barres d'acier dont les caractéristiques sont :

Tableau I. 1: Caractéristiques de l'acier de ferrailage

Nuance d'acier	F <sub>e</sub> E 400
La limite élastique	$f_e = 400 \text{ Mpa}$
La densité volumique	$\rho = 7\,850 \text{ kg/m}^3$
Module d'élasticité longitudinale	$E = 210\,000 \text{ Mpa}$
La limite élastique	$f_e = 400 \text{ Mpa}$

➤ **Béton :**

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats, de sables, et d'eau aggloméré par un liant hydraulique (le plus souvent du ciment) qui sert de «

colle » on y ajoute éventuellement des adjuvants et d'autres ingrédients pour modifier ses caractéristiques.

Pour le plancher, le palier et l'acrotère on utilise un béton C20/25 dont les caractéristiques sont :

- La résistance caractéristique à la compression :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$  ;
- La résistance caractéristique à la traction :  $f_{t28} = 0,06 * f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ Mpa}$  ;
- La masse volumique :  $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$  ;
- Le module d'élasticité longitudinale  $E = 14000 \text{ Mpa}$  .
- Le Coefficient de retrait  $\varepsilon = 2 \times 10^{-4}$  .

### **3/Règlements techniques utilisés :**

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- **DTR.BC.2.2** : Charges permanentes et charges d'exploitations.
- **CCM97** : Règles de conception des Structures en aciers.
- **(RPA 99 \_ version 2003)** : Règles Parasismiques ALGERIENNE version 2003.
- **RNV 2013** : Règlement Neige et Vent.
- **(BAEL91\_modifié99)** : Calcul des Structures en béton.
- **EUROCODE 3** : (calcul des structures métalliques).
- **EUROCODE 4** :(calcul des structures mixtes)

CHAPITRE II :

EVALUATION DES ACTIONS

**I/ Introduction**

Ce chapitre a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties, cette étude sera réalisée conformément au règlement neige et vent (RNV99)

**II/ Etude au vent**

L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ce, dans toutes les directions possibles. Les calculs seront menés conformément au règlement neige et vent RNVA2013

Les valeurs de pression du vent dépendent d'un certain nombre de facteurs à savoir :

- De la région.
- Du site d'implantation.
- De la hauteur de la construction.
- De la forme géométrique de la construction.
- De la rigidité de la construction.
- Des ouvertures (ou de la perméabilité à l'air) de la construction.

**II-1/ Données relatif au site**

- Catégorie du terrain **I**
- Site plat :  $CT = 1$
- Zone du vent **I**
- $q_{ref} = 37,5 \text{ daN/m}^2$  : Pression dynamique de référence
- $K_T = 0.170$  (facteur de terrain)
- $Z_0 = 0,01 \text{ m}$  (paramètre de rugosité)

- $Z_{min} = 1\text{m}$  (hauteurs minimales)
- $\xi = 0.44$  coefficient utilisé pour le calcul de  $C_d$

**II-2/ Principe de calcul**

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires Aux différentes parois de la construction.

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur le bâtiment présenté à la figure II-1- Pour un vent perpendiculaire :

- Au pignon (sens V1 du vent).
- Au long-pan (sens V2 du vent).

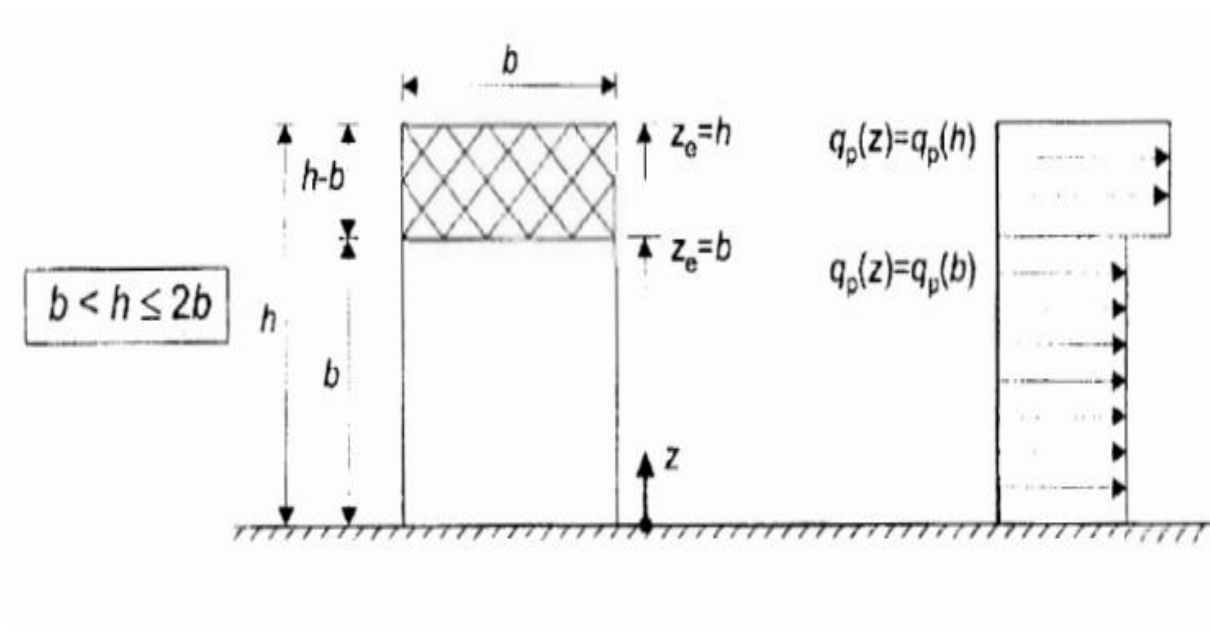


Figure II. 1: La hauteur de référence  $Z_e$  et profil correspondant de la pression dynamique.

**II-3/ Procédure de calcul**

Le tableau 2.1 présente un résumé des étapes de calcul des actions du vent. La colonne 3, correspond au paragraphe relatif à chaque paramètre dans le ( RNV 2013)

**II-4/ Détermination de la pression statique due au vent**

$$P_h = q_h \times (C_e - C_i) \text{ [daN/m}^2\text{]}$$

**II-4-1/ Pression dynamique de pointe à la hauteur h**

$$q_h = q_{ref} \times C_e \quad \text{Avec : } q_{ref} = 37,5 \text{ daN/m}^2$$

**•Coefficient d'exposition au vent à la hauteur h**

Le coefficient d'exposition au vent **C<sub>e</sub>(z)** tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent, il est donné par la formule suivante :

$$C_{ex} = (C_t)^2 \times (C_r)^2 [1 + 7I_v]$$

**•Intensité de la turbulence :** L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par les deux formules suivantes :

$$I_z = \frac{1}{c_t(z) \times \ln \frac{z}{z_0}} \quad \text{Pour : } z > Z_{min}$$

$$I_z = \frac{1}{c_t(z) \times \ln \frac{z_{min}}{z_0}} \quad \text{Pour : } z \leq Z_{min}$$

**Où:**

- C(z) : est le coefficient de topographie.
- Z<sub>0</sub> (m) : est le paramètre de rugosité.
- Z<sub>min</sub> : Est la hauteur minimale.

**•Coefficient de rugosité :**

Le coefficient de rugosité Cr(Z) traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi logarithmique.

$$C_r = K_T \times \ln (Z / Z_0) \quad \text{Pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

$$C_r = K_T \times \ln (Z_{min} / Z_0) \quad \text{Pour } Z < Z_{min}$$

$Z$  : hauteur considéré

Telle que :  $Z_0=0,01\text{m}$   $Z_{min}=1\text{m}$

•Hauteur de référence :

La hauteur de référence  $Z_e$  et le profil correspondant de la pression dynamique de pointe  $q_h(h)$  dépendent des dimensions  $h$  et  $b$  de la construction.

On a :

$h = 16,50\text{m}$  hauteur total de la construction

$b = 10,60\text{m}$  largeur total de la construction

On considère une bande de hauteur entre 0 et  $Z_e = h = 16,50\text{m}$

D'où :  $Z_{min} = 1\text{m} \leq Z=16,50\text{m} \leq 200\text{m}$

$$Z = 16,50\text{m} > Z_{min} = 1\text{m}$$

Donc :

$$C_r (h = 16,50\text{m}) = K_T * \ln(Z / Z_0) = 0,170 * \ln(16,50 / 0,01) = 1,26$$

$$C_r (h=16,50\text{m}) = 1,26$$

$$I_v (h=16,50\text{m}) = \frac{1}{ct(z) \times \ln \frac{Z}{Z_0}} = \frac{1}{1 \times \ln \frac{16,5}{0,01}} = 0,134$$

$$I_v (h=16,5\text{m}) = 0,134$$

$$C_{ex} = C_t^2 \times C_r^2 [1 + 7I_v] = 1^2 \times (1,26)^2 (1 + 7(0,134)) = 3,08$$

$$C_{ex} = 3,08$$

$$q_h (h = 16,5\text{m}) = q_{ref} \times C_{ex} = 37,5 \times 3,08 = 115,5$$

$$q_h (h = 16,5\text{m}) = 115,5 \text{ dan / m}^2$$

**II-4-2/ Détermination des coefficients de pressions extérieures  $C_e$**

Les coefficients de pression extérieure sont donnés pour des surfaces chargées A de  $1\text{m}^2$  et  $10\text{m}^2$  dans les tableaux relatifs aux configurations de bâtiment appropriées ; ils sont notés  $C_{pe,1}$  pour les coefficients locaux, et  $C_{pe,10}$  pour les coefficients globaux, respectivement.

- $C_{pe} = C_{pe,1}$  si  $S \leq 1\text{ m}^2$
- $C_{pe} = 1 + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \log_{10}(S)$  si  $1\text{ m}^2 \leq S \leq 10\text{ m}^2$
- $C_{pe} = C_{pe,10}$  si  $S \geq 10\text{ m}^2$

Tableau II. 1: coefficients de pressions extérieures pour parois verticales

Paroi latérale				Paroi au vent		paroi sous le vent			
A, A'		B, B'		C		D		E	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
- 1.0	- 1.3	- 0.8	- 1.0	- 0,5		+ 0,8	1,0	- 0.3	

Avec : S est la surface chargée de la paroi considéré

Nous avons un bâtiment avec acrotère de 0,50m de hauteur

$$\frac{H_p}{H} = \frac{0,50}{16,50} = 0,03$$

Tableau II. 2: coefficients de pressions extérieures pour les toitures plates

		Zones							
		F		G		H		I	
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
arêtes vives (sans acrotères)		- 1,8	-2,5	- 1,2	- 2,0	- 0,7	-1,2	± 0,2	
avec acrotères	$h_p/h = 0,025$	- 1,6	- 2,2	- 1,1	- 1,8	- 0,7	-1,2	± 0,2	
	$h_p/h = 0,05$	- 1,4	- 2,0	- 0,9	- 1,6	- 0,7	-1,2	± 0,2	
	$h_p/h = 0,10$	- 1,2	- 1,8	- 0,8	- 1,4	- 0,7	-1,2	± 0,2	
rives arrondies	$r/h = 0,05$	- 1,0	- 1,5	- 1,2	- 1,8	- 0,4		± 0,2	
	$r/h = 0,10$	- 0,7	- 1,2	- 0,8	- 1,4	- 0,3		± 0,2	
	$r/h = 0,20$	- 0,5	- 0,8	- 0,5	- 0,8	- 0,3		± 0,2	
brisis mansardés	$\alpha = 30^\circ$	- 1,0	- 1,5	- 1,0	- 1,5	- 0,3		± 0,2	
	$\alpha = 45^\circ$	- 1,2	- 1,8	- 1,3	- 1,9	- 0,4		± 0,2	
	$\alpha = 60^\circ$	- 1,3	- 1,9	- 1,3	- 1,9	- 0,5		± 0,2	

Sens du vent V1 :

□ Parois verticales :

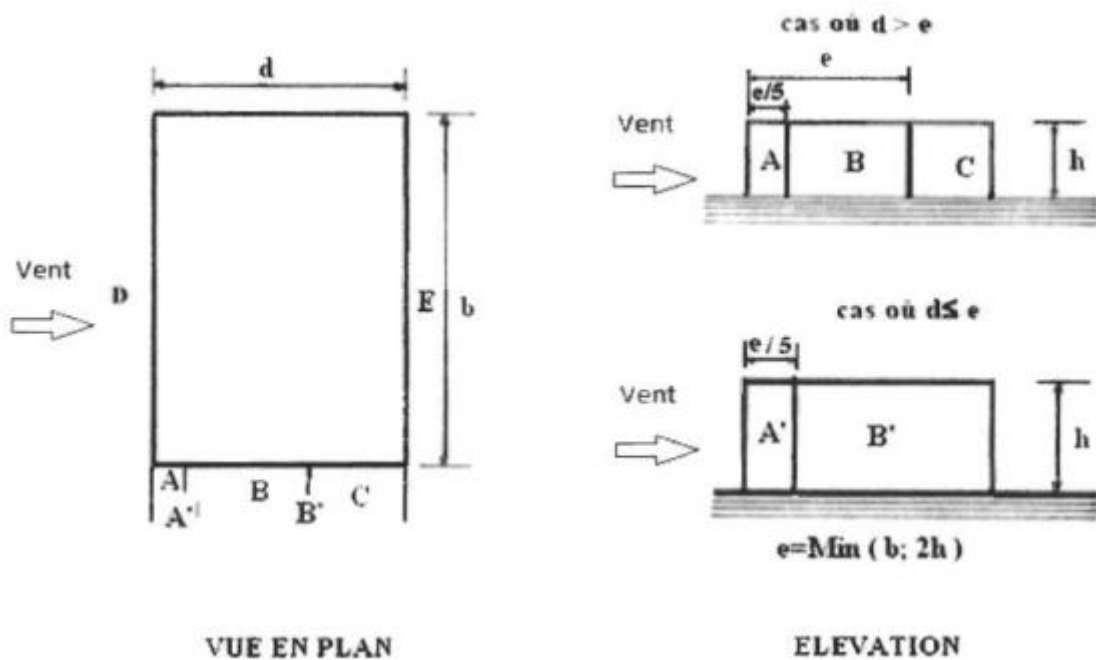


Figure II. 2: Légende pour la paroi verticale

Dans notre cas :

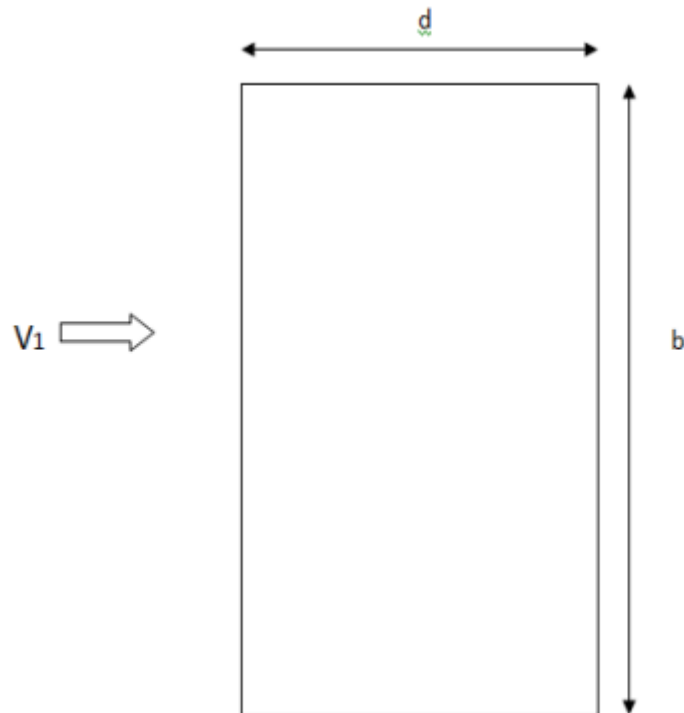


Figure II. 3: Direction du vent V1

•  $b = 25.50$  m (dimension du côté perpendiculaire au vent) V1

•  $d = 10.60$  m (dimension du côté parallèle au vent) V1

•  $h = 16.5$  m (hauteurs du bâtiment)

•  $e = \text{Min} [b ; 2h] = \text{Min} [25.50 ; 2 \times 16.5] = 25.50$  m

$d = 10.60$  m  $b \leq e = 25.50$  m

d'où :

•  $A = e/5 = 25.50/5 = 5.1$  m

•  $B = d - (e/5) = 5.5$  m

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure II-4.

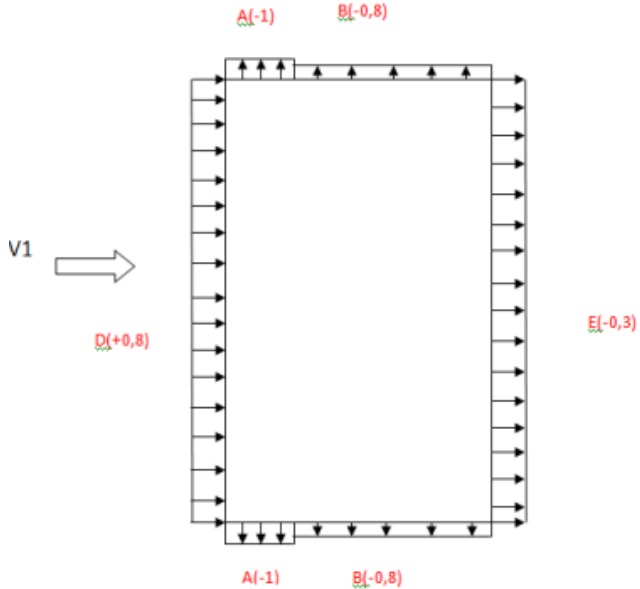


Figure II. 4: Valeurs des coefficients de pressions extérieures Ce sur les parois verticales.

Versants de toiture :

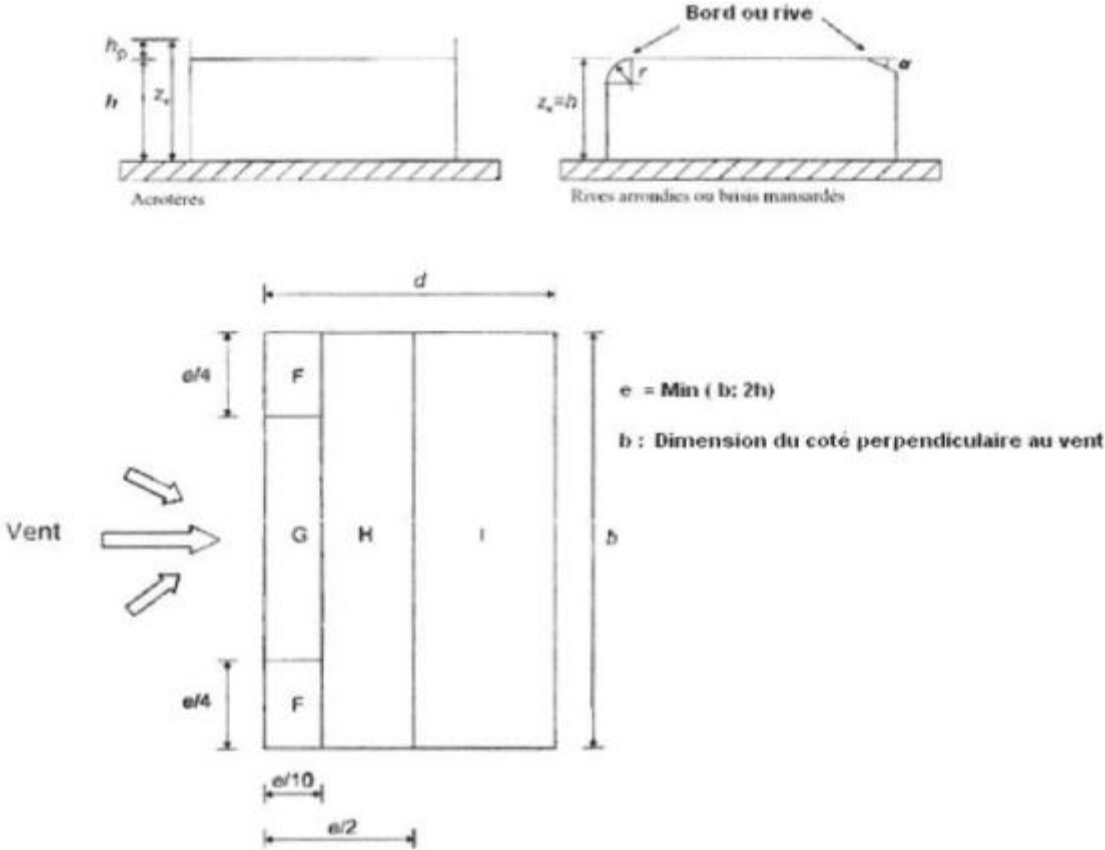


Figure II. 5: Légende pour les toitures plates

Dans notre cas :

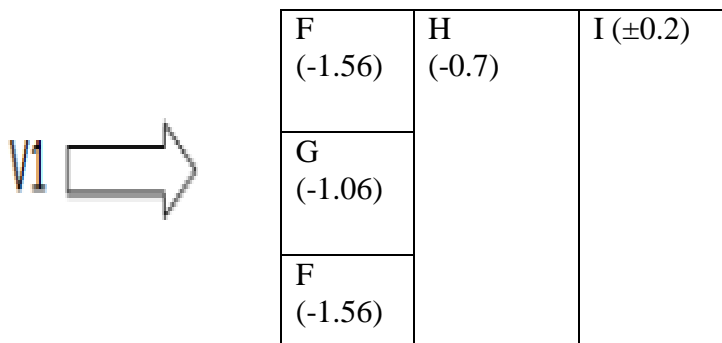
$b = 25.50 \text{ m}$

$d = 10.6$

$h = 16.50 \text{ m}$

$e = \min (b ; 2h) = 25.50 \text{ m d'où :$

- La largeur de la zone F=  $e/10 = 25.50/10 = 2.55 \text{ m}$
- La longueur de la zone F=  $e/4 = 6.375 \text{ m}$
- La largeur de la zone G=  $e/10 = 25.50/10 = 2.55 \text{ m}$
- La longueur de la zone G=  $25.50 - (2e/4) = 12.75\text{m}$
- La largeur de la zone H=  $(e/2)-(e/10) = 10.2 \text{ m}$
- La longueur de la zone H=  $b = 25.50\text{m}$
- La largeur de la zone I=  $d-(e/2) = 2.15\text{m}$
- La longueur de la zone I=  $b = 25,50\text{m}$
- Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la **figure II-6**



F (-1.56)	H (-0.7)	I (±0.2)
G (-1.06)		
F (-1.56)		

Figure II. 6: Valeurs des coefficients de pressions extérieures  $C_e$  sur la toiture terrasse

**II-4-3/ Détermination du coefficient de pression intérieure  $C_i$**

On utilisera les valeurs extrêmes :  $C_i = -0,3$  et  $C_i = +0,2$ .

• Valeur de la pression statique du vent :  $P_h = q_h \times (C_e - C_i)$

**Sur les parois verticales :**

Tableau II. 3: valeur de la pression statique du vent  $P_h$  sur les parois verticales

Zone	$C_{pe}$	$C_i$	$C_{pe}-C_i$	$q_h$ (dan/m <sup>2</sup> )	$P_h$ (dan/m <sup>2</sup> )
D	+0.8	+0.3	0.5	115.5	57.75
		-0.2	1		115.5
E	-0.3	+0.3	-0.6	115.5	-69.3
		-0.2	-0.1		-11.55
A	-1	+0.3	-1.3	115.5	-150.15
		-0.2	-0.8		-92.4
B	-0.8	+0.3	-1.1	115.5	-127.05
		-0.2	-0.6		-69.3

**Versant de toiture :**

Tableau II. 4: valeur de la pression statique du vent  $P_h$  sur la toiture

Zone	$C_{pe}$	$C_i$	$C_{pe}-C_i$	$q_h$ (dan/m <sup>2</sup> )	$P_h$ (dan/m <sup>2</sup> )
F	-1.56	+0.3	-1.86	115.5	-214.83
		-0.2	-1.36		-157.08
G	-1.06	+0.3	-1.36	115.5	-157.08
		-0.2	-0.86		-99.33
H	-0.7	+0.3	-1	115.5	-115.5
		-0.2	-0.5		-57.75
I	+0.2	+0.3	-0.1	115.5	-11.55

**Chapitre II:**

**Evaluation des actions**

		-0.2	+0.4		46.2
	-0.2	+0.3	-0.5	115.5	-57.75
		-0.2	0		0

Tableau II. 5: Force extérieur sur le bâtiment

	Zone	$Z_e$ (m)	Surface (m <sup>2</sup> )	$P_h$ (dan/m <sup>2</sup> )	Force totale (KN)
Paroi verticale	D	16.5	420.75	57.75	242.983
				115.5	485.966
	E	16.5	420.75	-69.3	- 291.580
				-11.55	-48.597
	A	16.5	84.15	-150.15	-126.351
				-92.4	-77.755
	B	16.5	90.75	-127.05	-115.298
				-69.3	-62.890
Versant de toiture	F	16.5	16.26	-214.83	-34.931
				-157.08	-25.541
	G	16.5	32.51	-157.08	-51.068
				-99.33	-32.292
	H	16.5	260.1	-115.5	-300.416
				-57.75	-150.208
	I	16.5	54.83	-11.55	-6.333
				46.2	25.331

				-57.75	-31.664
				0	0

•Sens du vent V2 :

**Parois verticales**

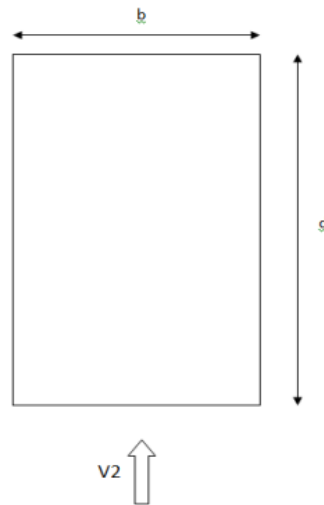


Figure II. 7: Direction du vent V2

- $b = 10,60$  m (dimension du coté perpendiculaire au vent)
- $d = 25,50$  m (dimension du coté parallèle au vent)
- $h = 16,50$  m (hauteur du bâtiment)
- $e = \text{Min} [b ; 2h] = \text{Min} [10,60 ; 2 \times 16,50] = 10,60$  m

$$d = 25,50\text{m} > e = 10,60$$

D'où :

$$A = e/5 = 10,60/5 = 2,12 \text{ m}$$

$$B = e - (e/5) = 8,48 \text{ m}$$

$$C = d - e = 25,50 - 10,60 = 14,90 \text{ m}$$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure II-8.

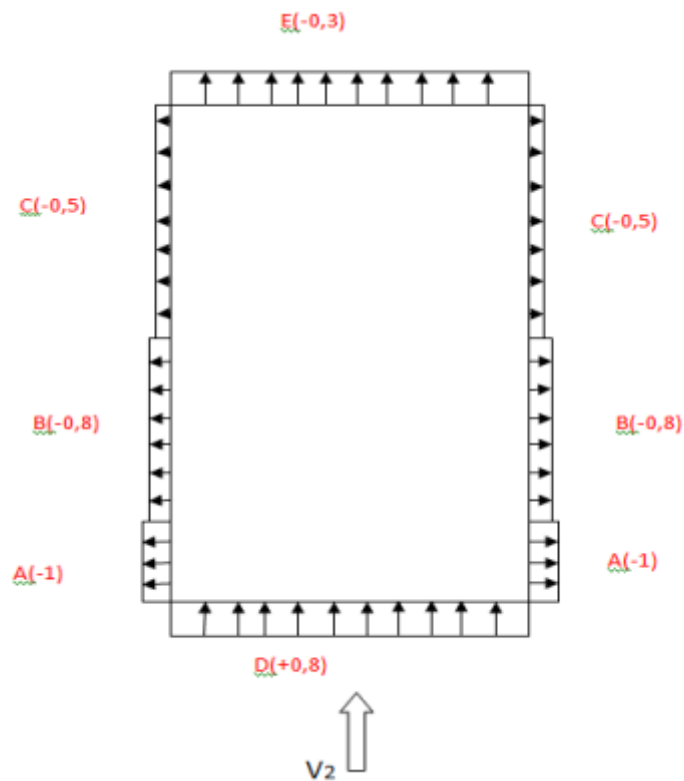


Figure II. 8: Valeurs des coefficients de pressions extérieures  $C_e$  sur les parois verticales.

#### Versants de toiture :

Dans notre cas :

$$b = 10,60 \text{ m}$$

$$d = 25,50 \text{ m}$$

$$h = 16,50 \text{ m}$$

$$e = \min(b ; 2h) = 10,60 \text{ m} \quad \text{d'où :}$$

- La largeur de la zone F=  $e/10 = 10,60/10 = 1,06 \text{ m}$
- La longueur de la zone F=  $e/4 = 2,65 \text{ m}$
- La largeur de la zone G=  $e/10 = 10,60/10 = 1,06 \text{ m}$
- La longueur de la zone G=  $10,60 - (2e/4) = 5,30 \text{ m}$
- La largeur de la zone H=  $(e/2) - (e/10) = 4,24 \text{ m}$

- La longueur de la zone H= b =10,6 m
- La largeur de la zone I= d-(e/2) = 20,2 m
- La longueur de la zone I= b = 10,60 m

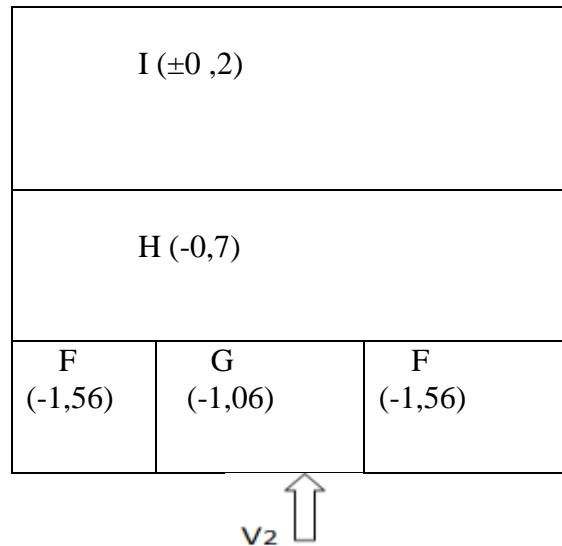


Figure II. 9: Valeurs de coefficient de pressions extérieures  $C_e$  sur la toiture terrasse

**•Valeur de la pression statique du vent :**

$$P_h = q_h \times (C_e - C_i)$$

**Sur les parois verticales**

Tableau II. 6: valeur de la pression statique du vent  $P_h$  sur les parois verticales

Zone	$C_{pe}$	$C_i$	$C_{pe}-C_i$	$q_h$ (dan/m <sup>2</sup> )	$P_h$ (dan/m <sup>2</sup> )
D	+0.8	+0.3	0.5	115.5	57.75
		-0.2	1		115.5
E	-0.3	+0.3	-0.6	115.5	-69.3
		-0.2	-0.1		-11.55
A	-1	+0.3	-1.3	115.5	-150.15

## Chapitre II:

## Evaluation des actions

		-0.2	-0.8		-92.4
B	-0.8	+0.3	-1.1	115.5	-127.05
		-0.2	-0.6		-69.3
C	-0.5	+0.3	-0.8	115.5	-92.4
		-0.2	-0.3		-34.65

**Versant de toiture :**

Tableau II. 7: valeur de la pression statique du vent  $P_h$  sur la toiture

Zone	$C_{pe}$	$C_i$	$C_{pe}-C_i$	$q_h$ (dan/m <sup>2</sup> )	$P_h$ (dan/m <sup>2</sup> )
F	-1.56	+0.3	-1.86	115.5	-214.83
		-0.2	-1.36		-157.08
G	-1.06	+0.3	-1.36	115.5	-157.08
		-0.2	-0.86		-99.33
H	-0.7	+0.3	-1	115.5	-115.5
		-0.2	-0.5		-57.75
I	+0.2	+0.3	-0.1	115.5	-11.55
		-0.2	+0.4		46.2
	-0.2	+0.3	-0.5	115.5	-57.75
		-0.2	0		0

Tableau II. 8: Force extérieur sur le bâtiment

	Zone	$Z_e$ (m)	Surface (m <sup>2</sup> )	$P_h$ (dan/m <sup>2</sup> )	Force totale (KN)
Paroi verticale	D	16.5	174.9	57.75	101.005
				115.5	202.010

**Chapitre II:****Evaluation des actions**

	E	16.5	174.9	-69.3	-121.206
				-11.55	-20.201
	A	16.5	34.98	-150.15	-52.522
				-92.4	-32.322
	B	16.5	139.92	-127.05	-177.768
				-69.3	-96.965
	C	16.5	245.85	-92.4	-227.165
				-34.65	-85.187
Versant de toiture	F	16.5	2.81	-214.83	-6.037
				-157.08	-4.414
	G	16.5	5.62	-157.08	-8.828
				-99.33	-5.582
	H	16.5	44.94	-115.5	-51.929
				-57.75	-25.953
	I	16.5	214.12	-11.55	-24.731
				46.2	98.923
				-57.75	-123.654
				0	0

**III / Etude de la neige**

Le règlement (RNV 2013) définit les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures. Il s'applique sur l'ensemble de construction en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètre, notre projet est implanté à REGHAIA –ALGER située en zone B de 110 m d'altitude.

**III-1 / Calcul des charges de neige****Données du site :**

Zone : B

Altitude : 110 m

**III-1-1 / Charge de neige sur les toitures ou autre surface**

La charge caractéristique de neige  $S$  par unité de surface en projection horizontal de toiture ou de toute autres surfaces soumis a l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$S_k$  (En KN/m<sup>2</sup>) est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

$\mu$  est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

**Détermination de la charge  $S_k$  :**

La valeur de  $S_k$  en KN/m<sup>2</sup> est déterminée par les lois de variation suivante en fonction de l'altitude  $H$  (par rapport au niveau de la mer) en m du site considéré.

$$\bullet \text{Zone A : } S_k = \frac{0.07H+15}{100}$$

$$\bullet \text{Zone B : } S_k = \frac{0.04H+10}{100}$$

$$\bullet \text{Zone C : } S_k = \frac{0.0325H}{100}$$

•Zone D : pas de charge de neige

On est dans la zone B donc on aura :

$$S_k = \frac{0.04H+10}{100} = \frac{0.04 \times 110 + 10}{100} = 0,14 \text{ kN/m}^2$$

**Détermination du coefficient de forme des toitures( $\mu$ ) :**

Les valeurs des coefficients de forme  $\mu$  données ci-après concernant les toitures de forme courantes. Pour des formes particulières de toiture, le cahier des charges doit préciser la valeur à prendre en compte.

Tableau II. 9: les valeurs de coefficient  $\mu_1$ 

( $\alpha$ ) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient $\mu_1$	0.8	$0.8 \cdot \left( \frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Dans notre projet on a une toiture plate ( $\alpha=0^\circ$ ) donc :  $\mu=0,8$ . (RNV 2013 )

On aura:

$$S = 0,8 \times 0,14 = 0,112 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 11,2 \text{ daN / m}^2$$

**CHAPITRE III :**  
**EVALUATION DES**  
**CHARGES ET**  
**SURCHARGES**

**I / Introduction**

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

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation .Les différentes charges et surcharges agissantes sont :

- Les charges permanentes (**G**)
- Les surcharges d'exploitation (**Q**)

Les normes qui fixent les valeurs des charges sont inscrits dans le règlement technique DTRB.C2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations ».

**II / Charges permanentes**

**II-1 / Plancher terrasse inaccessible**

Tableau III. 1: charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.

Type	Charges permanentes
Protection gravier roulée ( 5 cm)	$0,05 \cdot 1700 = 85 \text{ daN /m}^2$
Etanchéité multicouche ( 5 cm)	$0,05 \cdot 600 = 30 \text{ daN /m}^2$
Forme de pente en béton (10 cm)	$0,1 \cdot 2200 = 220 \text{ daN /m}^2$
Isolation thermique (4 cm)	$0,04 \cdot 400 = 16 \text{ daN /m}^2$
Poids de la dalle ep (12cm)	$0,12 \cdot 2500 = 300 \text{ daN /m}^2$
TN 40	15 daN /m <sup>2</sup>
Faux plafond	10 daN /m <sup>2</sup>
	<b>G= 676 daN /m<sup>2</sup></b>

**II-2/ Plancher étage courant :**

Tableau III. 2: Charge permanente d'un plancher d'étage courant.

Type	Charges permanentes
Cloison de répartition ep= 10 cm	90 daN /m <sup>2</sup>
Revêtement en carrelage (2 cm)	0,2*3*100=60daN /m <sup>2</sup>
Mortier de pose (2 cm)	0,2*2*100=40 daN /m <sup>2</sup>
Isolation thermique (4 cm)	0,04*400=16 daN /m <sup>2</sup>
Poids de la dalle ep (12cm)	0,12*2500=300 daN /m <sup>2</sup>
TN 40	15 daN /m <sup>2</sup>
Faux plafond	10 daN /m <sup>2</sup>
	<b>G= 531 daN /m<sup>2</sup></b>

**II-3 / Murs extérieurs :**

Tableau III. 3: charges permanentes des murs extérieure

L'élément	Epaisseur (cm)	La charge (dan / m2 )
Mortier de ciment	2	36
Brique creuse	10	90
Brique creuse	15	130
Enduit plâtre	2	20
		<b>G= 276 dan / m<sup>2</sup></b>

**II-4 / Murs intérieur :**

Cloison de répartition **LL35** → **G = 10.9daN/m<sup>2</sup>**

**II-5 / L'acrotère:**

- La charge de l'acrotère est donnée par :  $G = \gamma_b \times S$

Avec :  $\gamma_b$  : poids volumique du béton =2500daN/ m<sup>3</sup>

S: surface de l'acrotère

D'où:  $G= 2500 \times [(0,1 \times 0,50) + (0,1 \times 0,1) - (0,1 \times 0,02/2) ]$

$$G = 147.5 \text{ daN}$$

**II-6 / Les escaliers**

Volée :

- Tôle striée
- Mortier de pose
- Revêtement (carrelage )

Garde corps Palier :

- Tôle TN40
- Dalle en Béton
- Mortier de pose
- Revêtement ( carrelage )

**III / Charges variables****III-1 / Surcharges d'exploitations**

Elles Correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquente l'immeuble. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique DTR.C2.2 (« Charges permanentes et charges d'exploitations »).

- Plancher terrasse inaccessible.....100 daN/m<sup>2</sup>
- Plancher étage courant.....150 daN/m<sup>2</sup>
- Acrotère.....100 daN/m

**III-2 / Surcharges climatiques**

Ce sont les charges de la neige et du vent calculées au chapitre précédent.

**III-3 / Effet de la température**

La longueur de notre construction est inférieure à 50m, donc ce n'est pas nécessaire de tenir compte de l'effet de la température.

# Chapitre IV :

## Pré dimensionnement des éléments

**I / Introduction**

Dans ce chapitre on fait le choix de la structure porteuse du bâtiment (poutres principales, secondaire et solives), on pré-dimensionne chaque élément à partir des conditions suivantes :

- a) Condition de flèche pour déterminer le type de profilé adéquat.
- b) Vérification faite selon la condition de résistance.

**II / calcul des Solives****II-1 : Définition des Solives**

Les solives sont des poutrelles en **IPE** qui travaillent à la flexion simple leur écartement est pratiquement déterminé par l'équation suivante :

$$0.7\text{m} \leq L \leq 1.50\text{m}$$

Pour le cas le plus défavorable, on opte pour une distance de  $L= 5.7\text{m}$  (la poutre la plus longue) et un écartement de  $e=1.14\text{m}$  et avec un nombre de solive est  $n=5$

On opte pour une distance de  $L= 4.9\text{m}$  Et un écartement de  $e=0.98 \text{ m}$  et avec un nombre de solive est  $n=5$

**II-2 : pré dimensionnement des solives plancher terrasse**

La solive est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :

- Charge permanente du plancher :  $G=6,76 \text{ KN /m}^2$
- Surcharges d'exploitations :  $Q =1\text{KN /m}^2$
- Charge de neige :  $s = 0.112 \text{ KN/ m}^2$

**A / Condition de flèche :**

La flèche doit satisfaire la condition suivante  $f_{max} \leq f$ . Pour une poutre bi articulée :

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} \text{ Pour : } f \leq l / 250 \text{ Pour planchers en général .}$$

Avec :

q : la charge non pondéré

$$q = (G+Q) = (6,76+1) = 7,76 \text{ kN /m}^2$$

Le calcul se fait à ELS pour cela on prend les charges non pondérées, la charge sur la solive

$$q = 7,76 \times 1 = 7,76 \text{ KN /ml}$$

Le module d'élasticité  $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg /cm}^2$

$$L = 4 \text{ m} = 400 \text{ cm}$$

$$I_y = \frac{5ql^3 \times 250}{384 EI} = \frac{5 \times 7.76 \times 400^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 769.841 \text{ cm}^4$$

On prend **IPE 160** Avec:  $I_y = 869.3 \text{ cm}^4$

**B/ La classe de la section transversale :**

$$\text{On a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

•Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{82/2}{7.4} = 5.54 \leq 9\varepsilon = 8.32 \quad \text{la semelle est de classe 1}$$

Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h - (2(r+t_f))}{t_w} = \frac{160 - (2(9+7.4))}{5} = 25.44 < 72\varepsilon = 66.56$$

**L'âme est de classe 1**

La section globale est de classe 1 le calcul peut amener à la plasticité

• Caractéristique du profilé IPE 160 :

Tableau IV. 1: Caractéristique du profilé IPE 160

DESIGNATION Abrégée	poids P (Kg/ m)	section A (cm <sup>2</sup> )	Dimension					caractéristique					
			h (mm)	b (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	r (mm)	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>PL-Y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>PL-Z</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )
IPE 160	15.8	20.1	160	82	7.4	5	9	869.3	123.9	26.10	6.58	68.31	1.84

C / Calcul de la charge :

- le poids propre du profilé choisit : Pp = 15.8 Kg/m = 0.158 KN/m
- G= (6.76+0,158) x 1 = 6.918 KN / m<sup>2</sup>
- Q = 1 KN / m<sup>2</sup>
- q<sub>ELS</sub> = G + Q = 6.918 + 1 = 7.918 KN/ m<sup>2</sup>

Pour une bande de 1m : q = 7.918 kN/m

- q<sub>ELU</sub> = 1.35G + 1.5Q = 1.35x (6.918) + 1.5(1) = 10.84 KN/m<sup>2</sup>

D / Vérification à la flèche : els

$$\bar{f} = \frac{l}{250} = \frac{400}{250} = 1.60 \text{ cm}$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384 EI} = \frac{5 \times 7.918 \times 400^4}{384 \times 896.3 \times 2.1 \times 10^6} = 1.40 \text{ cm}$$

**f<sub>max</sub> <  $\bar{f}$  condition vérifiée &**

**E / Vérification de résistance (effort tranchant) : ELU**

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{10.84 \times 4}{2} = 21.68 \text{ KN}$$

$$V_{pl,d} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}}$$

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

$$A_v = 20.1 \times 10^2 - (2 \times 82 \times 7.4) + (5+9) \times 7.4 = 899 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,d} = \frac{899 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} = 129.76 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 21.68 \text{ KN} < V_{pl,d} = 129.76 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**F / Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl,d}$$

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{10.84 \times 4^2}{8} = 21.68 \text{ KNm}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{w_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{123.9 \times 275}{1.1} = 30.975 \text{ KNm}$$

$$M_{sd} = 21.68 \text{ KNm} < M_{pl,rd} = 30.975 \text{ KNm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Le profilé **IPE160** répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

**II-3 / Pré dimensionnement des solives plancher étage courant**

Vu que la charge et la longueur du plancher courant sont les mêmes avec le plancher terrasse, nous allons prendre les mêmes profilés que le plancher terrasse.

La procédure de calcul des solives pour l'étage courant est la même.

**III / poutre secondaire (plancher terrasse)**

Les poutres secondaires sont sollicitées de la même façon que les solives, donc on utilise la même section (**IPE160**).

**IV / Pré dimensionnement des poutres**

**IV-1/ poutre principale (plancher terrasse)**

**A/ Calcul des charges**

Tableau IV. 2: chargement poutre principale (plancher terrasse).

<b>CHARGEMENT</b>	<b>G= 6.76 KN/m<sup>2</sup></b> <b>Pp=0.138 KN/m<sup>2</sup></b> <b>Gtotal=(6.70+0.138)*<math>\frac{3.5+4}{2}</math>=25.644</b> <b>Gt=25.87 KN/ml</b>	<b>Q=1 KN/m<sup>2</sup></b> <b>N=0.112 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>CHARGEMENT LINEAIRE</b>		<b>Qtotal=1.112*<math>\frac{3.5+4}{2}</math></b> <b>Qt=4.17 KN/ml</b>
<b>PONDEREE ELU</b>	<b>1.35G+1.5Q=41.17 KN/ml</b>	
<b>NON PONDEREE ELS</b>	<b>G+Q=30.04 KN/ml</b>	

**B / Condition de flèche**

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_{max} \leq \bar{f}$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} \text{ et } \bar{f} \leq l / 250$$

Avec :

- q : la charge non pondéré
- Le calcul se fait à ELS pour cela on prend les charges non pondérées
- Le module d'élasticité E=2.1x10<sup>6</sup> kg /cm<sup>2</sup>

- $L=5.70 \text{ m} = 570 \text{ cm}$  (longueur de la poutre la plus longue)

$$I_y = \frac{5ql^3 \times 250}{384 EI} = \frac{5 \times 30.04 \times 570^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 8623.51 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 9994.2 \text{ cm}^4$$

**C / La classe de la section transversale**

**Semelle comprimée :**

$$b = 152 \text{ mm}$$

$$t_f = 12.7 \text{ mm}$$

$$C = (b/2) - (r + t_w/2) = 95 \text{ mm}$$

$$C/t_f = 95/12.7 = 7.48 < 9\epsilon = 9 \quad \text{donc la semelle est de classe 1.}$$

**Ame fléchi:**

$$d = 304 - (2(12.7 + 15)) = 248.6 \text{ mm}$$

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

$$d/t_w = 248.6/8 = 31.07 < 72 \epsilon = 72 \quad \text{donc l'âme est de classe 1.}$$

Tableau IV. 3: Caractéristique du profilé IPEO 300

DESIGNATION Abrégée	poids P (Kg/ m)	Section A (cm <sup>2</sup> )	Dimension						caractéristique					
			h (mm)	b (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	d (mm)	r (mm)	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>PL-y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>PL-z</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )
IPEO300	49.3	62.83	304	152	12.7	8	248.6	15	9994.2	743.8	152.6	12.61	745.7	3.45

**D / Vérification de la flèche**

$$\bar{f} = \frac{l}{250} = \frac{570}{250} = 2.28 \text{ cm}$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 30.04 \times 570^4}{384 \times 9994.2 \times 2.1 \times 10^6} = 1.97 \text{ cm}$$

$$f_{max} < \bar{f} \text{ condition vérifiée}$$

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

**E / Vérification de résistance (effort tranchant)**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\bullet V_{sd} \leq V_{pl,d}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{41.17 \times 5.7}{2} = 117.33 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}}$$

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

$$A_v = 62.83 \times 10^2 - (2 \times 152 \times 12.7) + (8 + 15) \times (12.7) = 2130.1 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{2130.1 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} = 307.45 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 117.33 \text{ KN} < V_{pl} = 307.45 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**F / Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant)**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\bullet M_{sd} \leq M_{pl,d}$$

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{41.17 \times 5.7^2}{8} = 167.20 \text{ KNm}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{w_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{743.8 \times 275}{1.1} = 185.95 \text{ KNm}$$

$$M_{sd} = 167.20 \text{ KNm} < M_{pl,rd} = 185.95 \text{ KNm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**IV-2 / poutre principale (plancher étage courant)**

**A/Calcul des charges**

Tableau IV. 4: chargement poutre principale (plancher étage courant).

<b>CHARGEMENT</b>	$G = 5.31 + \frac{0.158}{1.14} = 5.44 \text{ KN/m}^2$	$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$
<b>CHARGEMENT LINEAIRE</b>	$G_{total} = 5.44 * \frac{3.5+4}{2} = 20.4$ $G_t = 20.4 \text{ KN/ml}$	$Q_{total} = 1.5 * \frac{3.5+4}{2}$ $Q_t = 5.625 \text{ KN/m}^2$
<b>PONDEREE ELU</b>	$1.35G + 1.5Q = 37.97 \text{ KN/ml}$	
<b>NON PONDEREE ELS</b>	$G + Q = 26.025 \text{ KN/ml}$	

**B / Condition de flèche**

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_{max} \leq \bar{f}$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} \text{ et } \bar{f} \leq l / 250$$

Avec :

- q : la charge non pondéré
- Le calcul se fait à ELS pour cela on prend les charges non pondérées
- Le module d'élasticité  $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
- $L = 5.70 \text{ m} = 570 \text{ cm}$  (longueur de la poutre la plus longue)

$$I_y = \frac{5ql^3 \times 250}{384EI} = \frac{5 \times 26.025 \times 570^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 7470.93 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 9994 \text{ cm}^4$$

Vu que la charge et la longueur du plancher courant sont les mêmes avec le plancher terrasse, nous allons prendre les mêmes profilés que le plancher terrasse.

La procédure de calcul des poutres secondaires pour l'étage courant est la même.

### V / Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à la compression qui supportent les charges et les transmettent aux fondations, généralement les sections des poteaux sont des HEA ou HEB car ils ont une inertie importante dans les deux sens.

$$\text{On a: } \lambda y = \frac{l_f}{i_y} \leq 25 \quad i_y \geq \frac{l_f}{25} = \frac{300 \times 0.5}{25} = 6 \text{ cm}$$

Donc : on prend **HEA 240** Avec :  **$i_y = 10,05 \text{ cm}$**

#### V-1 / Vérification du poteau

##### A / Calcul des charges

##### •Plancher terrasse :

$$\text{La surface: } S = \left(\frac{3.5}{2} + \frac{4}{2}\right) \times \left(\frac{4.9}{2} + \frac{5.7}{2}\right) = 19.9 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids des solives : } G_s = 0.158 \times \left(\frac{3.5+4}{2}\right) = 0.593 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des poutres principales : } G_{pp} = 0.493 \times \left(\frac{4.9+5.7}{2}\right) = 2.613 \text{ KN}$$

$$\text{Poids propre du poteau : } G_{pot} = 0,615 \times 3 = 1,845 \text{ KN}$$

$$\text{Poids du plancher terrasse : } G_t = 6,76 \times 19.9 = 134.524 \text{ KN}$$

$$\text{Charge de la neige : } S = 0.112 \times 19.9 = 2.229 \text{ KN}$$

$$\text{Charge d'exploitation terrasse : } Q = 1 \times 19.9 = 19.9 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N_t = 1,35(G_s + G_{pp} + G_t + G_{pot}) + (1,5Q + 1,5 \times S)$$

$$N_t = 1,35(0.593 + 2.613 + 134.524 + 1.845) + (1,5 \times 19.9 + 1,5 \times 2.229)$$

$$N_t = 248.126 \text{ KN}$$

**•Plancher étage courant**

La surface:  $S = \left(\frac{3.5}{2} + \frac{4}{2}\right) \times \left(\frac{4.9}{2} + \frac{5.7}{2}\right) = 19.9 \text{ m}^2$

Poids des solives :  $G_s = 0.158 \times \left(\frac{3.5+4}{2}\right) = 0.593 \text{ KN}$

Poids des poutres principales :  $G_{pp} = 0.493 \times \left(\frac{4.9+5.7}{2}\right) = 2.613 \text{ KN}$

Poids propre du poteau :  $G_{pot} = 0,615 \times 3 = 1,845 \text{ KN}$

Poids du plancher étage courant :  $G_c = 5.31 \times 19.9 = 105.67 \text{ KN}$

Charge d'exploitation terrasse :  $Q = 1.5 \times 19.9 = 29.85 \text{ KN}$

Donc :  $N_c = 1,35(G_s + G_{pp} + G_t + G_{pot}) + (1,5Q)$

$N_c = 1,35(0.593+2.613+105.67+1.845) + (1,5 \times 29.85)$

$N_c = 194.248 \text{ KN}$

**B / Calcul de Nsd**

$N_{sd} = (4 \times N_t) + N_c = 4 \times 248.126 + 194.248 = 1186.752 \text{ KN}$

**C / Calcul des élancements moyens  $\lambda_y$  et  $\lambda_z$**

$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y}$  Avec :  $i_y = 10,05 \text{ cm}$

$L_f = 300 \times 0,5 = 150 \text{ cm}$

$\lambda_y = \frac{150}{10.05} = 14.92 \text{ cm}$

$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z}$  Avec :  $i_z = 6 \text{ cm}$

$\lambda_z = \frac{150}{6} = 25 \text{ cm}$

**D / Calcul de l'élancement réduit  $\bar{\lambda}$**

$\bar{\lambda}_y = \lambda_y / \lambda_1 \times \sqrt{\beta_1} = (14,92/93,9 \text{ ε}) \times \sqrt{1} = (14,92/ 93,9 \times 0,9244) \times \sqrt{1} = 0,17$

$\bar{\lambda}_z = \lambda_z / \lambda_1 \times \sqrt{\beta_1} = (25/ 93,9 \text{ ε}) \times \sqrt{1} = (25 / 93,9 \times 0,9244) \times \sqrt{1} = 0,28$

$\bar{\lambda}_{max} = \bar{\lambda}_z = 0,30 > 0,2$  (Il y'a risque de flambement)

**E / Vérification du risque de flambement**

$$N_{sd} < N_{b,rd} = \chi_{min} \times \beta A \frac{A_x f_y}{\gamma_{M1}}$$

- $\frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0,958 < 1,2$  ..... 1

- $t_f = 12 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$ .....(2)

A partir de (1) et (2) :

- Courbe de flambement b pour l'axe y-y. Ce qui nous donne := 1,0000
- Courbe de flambement c pour l'axe z-z. Ce qui nous donne : Z = 0,9593

$$\chi_{min} = 0,9593$$

Donc :  $N_{b,rd} = 0,9593 \times 1 \times \frac{0,768 \times 275 \times 10^3}{1,1} = 184185,6 \text{ KN}$

$N_{sd} = 1186,752 \text{ KN} < N_{b,rd} = 184185,6 \text{ KN}$     **condition vérifiée**

**DONC POUR LES POTEAUX ON OPTE HEA240**

**VI / Conclusion**

Après avoir terminé le pré dimensionnement des éléments et avoir fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments étudiés les profils suivants :

Tableau IV. 5: résultats du pré-dimensionnement

<b>ELEMENTS</b>	<b>PROFILE ADOPTE</b>
SOLIVES	IPE160
POUTRE PRINCIPALE	IPEO300
POUTRE SECANDAIRE	IPE160
POTEAUX	HEA240

# Chapitre V :

## Etude du plancher mixte

## I/Introduction

Dans ce chapitre, nous avons étudié un planchers mixte (acier-béton), avec dalle collaborant, ou la dalle est en béton posée sur des solives à l'aide d'un intermédiaire qui joue le rôle d'un coffrage perdu fabriqué en tôle nervurée (TN40). La dalle est dite collaborant, car elle participe à l'inertie globale du plancher et à la stabilité de la structure, ce qui impose qu'elle soit liaisonnée avec la structure porteuse. Pour cela il faut prévoir des dispositifs de liaison (connecteurs) à l'interface acier-béton, qui solidarisent la dalle et les poutres entre elles et s'opposent à leur glissement.

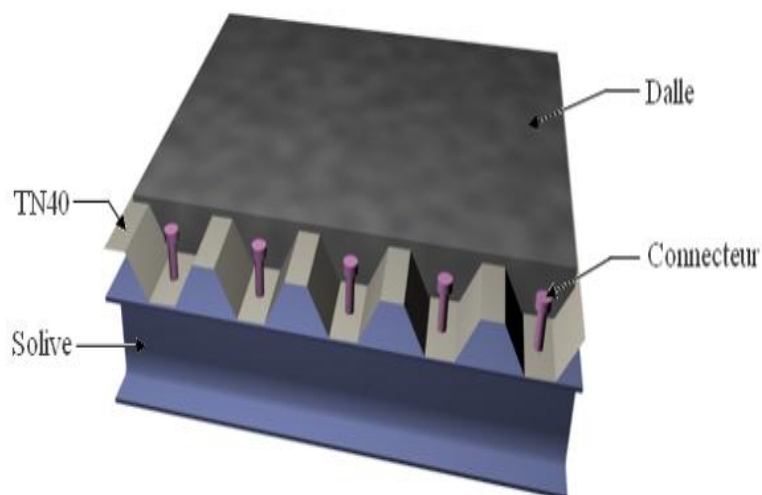


Figure V. 1: Elément d'un plancher mixte

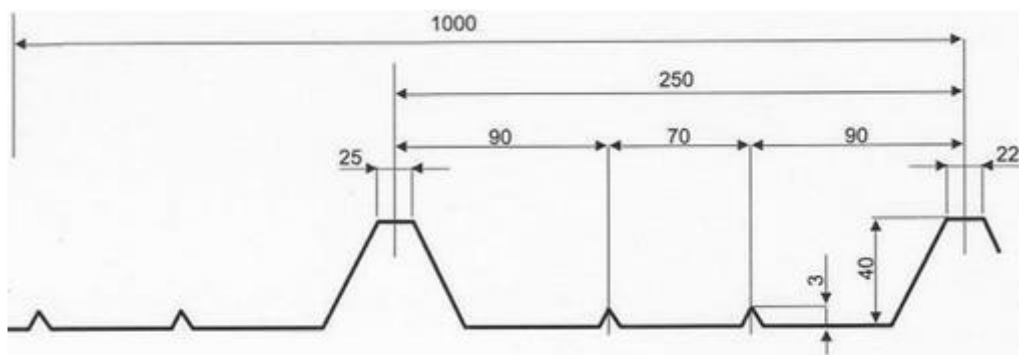


Figure V. 2 : Dimension de la TN 40

**II / Caractéristique de la tôle profilée**

Tableau V. 1: Caractéristiques du bac d'acier TN 40

Hauteur des nervures (mm)	Nombre des nervures par bac (mm)	Espacement des nervures (mm)	Largeur outils du <sup>4</sup> (mm)	Epaisseur de tôle (mm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
40	5	250	750	1	0.15

**III/ Epaisseur de la dalle**

D'après le manuel de calcul des poutres et dalles mixtes, on a :

➤ Epaisseur de la dalle :  $\{h \geq 80mm \mid h \geq 90mm \text{ si la dalle travaille aussi en poutre mixte}$

➤ Epaisseur de la partie non nervurée

:  $\{h_c \geq 40mm \mid h_c \geq 50mm \text{ si la dalle travaille aussi en poutre}$

On part sur une dalle en béton armé avec :  $\{h = 120mm > 90mm \mid h_c = h - h_p = 80mm > 50mm$

• **Ferraillage de la dalle :**

Le calcul se fera par bondes de 01 mètre linéaire de largeur l'assimilant a une dalle qui travail aussi comme une poutre mixte.

D'après le manuel de calcul des poutres et dalles mixtes qui s'est inspirer de 1994-1-1, on a :

➤ Section d'armature dans chacune des directions :  $s \geq 0,8 \text{ cm}^2/ml$

➤ Espacement des armatures :  $e < \min(2h ; 350mm) \Rightarrow e < \min(320 ; 350) \Rightarrow e < 320mm$

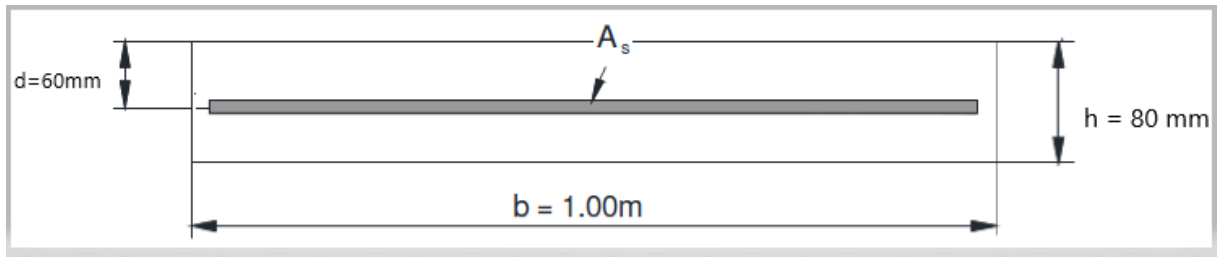


Figure V. 3: Disposition d'armatures

**Combinaison de charge**• **ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 531 + 1,5 \times 150) \times 1 = 941,85 \text{ daN/m} = 9,42 \text{ KN/m}$$

• **ELS :**

$$q_s = G + Q = (531 + 150) \times 1 = 681 \text{ daN/m} = 6,81 \text{ KN/m}$$

Selon (BAEL 91) pour armatures de dalle on a :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,15} = \frac{0,85 \times 25}{1,15} = 182 \text{ MPa}$$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{9,42 \times 1^2}{8} = 1,2 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \mu_{bu} = \frac{1,2 \times 10^{-3}}{1 \times 0,06^2 \times 182} = 0,023$$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}] = 0,058 \Rightarrow \alpha < 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A } [A_s = 0]$$

$$Z_b = [1 - 0,4 \alpha] = 0,06 [1 - 0,4 \times 0,058] = 0,058 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_y}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{1,2 \times 10^{-3}}{0,058 \times 348} = 5,94 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,6 \text{ cm}^2$$

Selon (RPA99/03) pour armatures de dalle on a :

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est 0,5 % de la section transversale du béton, ainsi, nous avons :

$$A_{min} = \frac{0,5 \times b \times h}{100} = 4 \text{ cm}^2$$

Nous optons pour 06 HA10 espacées de 20cm dans chacune des deux direction

**IV/ Etude des solives**

**IV-1/ Au stade de montage**

**1) Evaluation des charges**

Tableau V. 2: évaluation des charges.

<b>Charges</b>	<b>Permanente</b>	Poids propre de la solive .....gs=15,8daN/m. poidsdelatôleTN40... .....gp=13x1,03=13,39daN/m. poids propre de la dalle .....gc=0,12x2500x1=300daN/m	<b>G=329,19 daN/m</b>
	<b>Exploitation</b>	une charge de construction (ouvriers, les matériels..etc.),...q=100x1=100dan/m.	<b>Q=100daN/m</b>
<b>Combinaison</b>	<b>ELU</b>	q=1,35G+1,5Q	<b>q=594,4 daN/m</b>
	<b>ELS</b>	q=G+Q	<b>q=429,19 daN/m</b>

**2) vérifications à la résistance(ELU)**

**Détermination de la classe de la section IPE160**

- **Semelle comprimée :**

b=82mm

tf=7,4 mm

C=b/2=82 / 2 =41 mm

C/tf=41/ 7,4 = 5,54 mm < 9ε = 9 x 0,924 = 8,32donc : la semelle est de classe 1.

- **Ame fléchi :**

d=h-(2(tf +r))=127,2 mm

$t_w = 5 \text{ mm}$

$d/t_w = 127,2 / 5 = 25,44 \text{ mm} < 72\varepsilon = 72 \times 0,924 = 66,52$  donc : l'âme est de classe 1.

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

**a) Vérification de l'effort de tranchant**

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} = \frac{549,4 \times 4}{2} = 1098,8 \text{ daN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_V (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$A_V = A - [2b x t_f + (t_w + 2r) x t_f] = 6,62 \text{ cm}^2$

$$V_{pl,Rd} = \frac{6,62 \times (2750 / \sqrt{3})}{1.1} = 9555,15 \text{ daN}$$

**Donc :  $V_{sd} = 1098,8 \text{ daN} < V_{pl,Rd} = 9555,15 \text{ daN}$  .....Condition vérifiée.**

**b) Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant)**

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

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{549,4 \times 4^2}{8} = 1098,8 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{f_y W_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{275 \times 124}{1.1} = 31000 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 1098,8 \text{ daN.m} < M_{pl,Rd} = 31000 \text{ daN.m}$  .....Condition vérifiée.

**2) Vérification à l'ELS :**

$f_{max} \leq \bar{f}$

$$f_{max} = \frac{5q l^4}{384 E I_y}$$

et  $\bar{f} = l / 250$

$\bar{f} = 400 / 250 = 1,6 \text{ cm}$

$$f_{max} = \frac{5 \times 429,19 \times 10^{-2} \times (400)^4}{384 \times 2100000 \times 809} = 0,842$$

$f_{max} = 0,842 \text{ cm} < \bar{f} = 1,6 \text{ cm}$  (Condition vérifiée).

**IV-2 /Au stade finale**

**1) Plancher étage courant**

**1-1/ Evaluation des charges**

Tableau V. 3:Evaluation des charges.

<b>Charges</b>	<b>Permanente</b>	Cloison répartition $e_p=10\text{cm}$ .....	90 daN/m <sup>2</sup>	<b>G= 546,8daN/m</b>
		Revêtement carrelage(2cm) .....	40 daN/m <sup>2</sup>	
		Mortier de pose (2 cm).....	40daN/m <sup>2</sup>	
		Isolation thermique(4cm).....	16daN/m <sup>2</sup>	
		Poids de la dalle $e_p(12\text{cm})$ .....	300 daN/m <sup>2</sup>	
		TN40.....	15daN/m <sup>2</sup>	
		Fauxplafond.....	10 daN/m <sup>2</sup>	
		Poids de la solive .....	15,8daN/m	

	<b>Exploitation</b>	$Q=150\text{daN/m}^2$	<b>Q=150daN/m</b>
<b>Combinaison</b>	<b>ELU</b>	$q=1,35G+1,5Q$	<b>q =963,18daN/m</b>
	<b>ELS</b>	$q=G+Q$	<b>q=696,8daN/m</b>

**1-2 / Caractéristiques de la dalle mixte**

**a) calcul de la largeur participante de la dalle en béton (beff)**

$beff = \min (2L_0/8 ; e)$

avec :

- ✓  $L_0=L$  : la longueur de la solive
- ✓  $beff = \min (2L_0/8 ; e) = \min(1 ; 1,14) = 1\text{m}$
- ✓  $e$ : entres axes des solives ;  $e=1,14 \text{ m}$

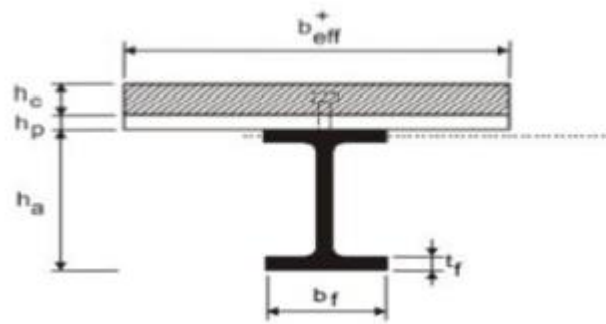


Figure V. 4: La largeur participante de la dalle en béton ( beff)

### b) Calcul de la section équivalente acier-béton

$$S = A + B/n$$

Avec :

- A : section de l'IPE160= 20,1cm
- B : section de la dalle en béton =12x100=1200 cm<sup>2</sup>
- n : coefficient d'équivalence : n=15

Donc :

$$S = 20,1 + 1200 / 15 = 100,1 \text{ cm}^2$$

### 1-3/ vérifications à l'ELU

#### a) vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier la condition suivante:

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

Avec :

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} = \frac{936,18 \times 4}{2} = 1926,36 \text{ daN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_V (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$A_V = A - [2bxtf + (tw+2r)xtf] = 6,62 \text{ cm}^2$$

$$V_{pLRd} = \frac{6,62 \times (2750/\sqrt{3})}{1.1} = 9555,15 \text{ daN}$$

**Donc :  $V_{sd} = 1926,36 \text{ daN} < V_{pLRd} = 9555,15 \text{ daN}$  .....Condition vérifiée**

**b) Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant)**

$$M_{sd} \leq M_{pLRd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{936,18 \times 4^2}{8} = 1926,36 \text{ daN.m}$$

$$M_{pLRd} = \frac{f_y W_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{275 \times 124}{1.1} = 31000 \text{ daN.m}$$

**$M_{sd} = 1926,36 \text{ daN.m} < M_{pLRd} = 31000 \text{ daN.m}$  .....Condition vérifiée**

**b-1) Calcul de la distance de l'axe neutre plastique (Z):**

- **Résistance de la section d'acier :**

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{20,1 \times 2750}{1,1} = 50250 \text{ daN}$$

- **Résistance de la section du béton**

$$F_c = \frac{0,85 \times hc \times beff \times f_{ck}}{\gamma_b}$$

✓  $hc = 8 \text{ cm}$

✓  $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$

$$F_c = \frac{0,85 \times 80 \times 1 \times 10^3 \times 25}{1,5} = 113333,3 \text{ daN}$$

**$F_c > F_a$  donc : l'axe neutre plastique se situe dans la dalle en béton**

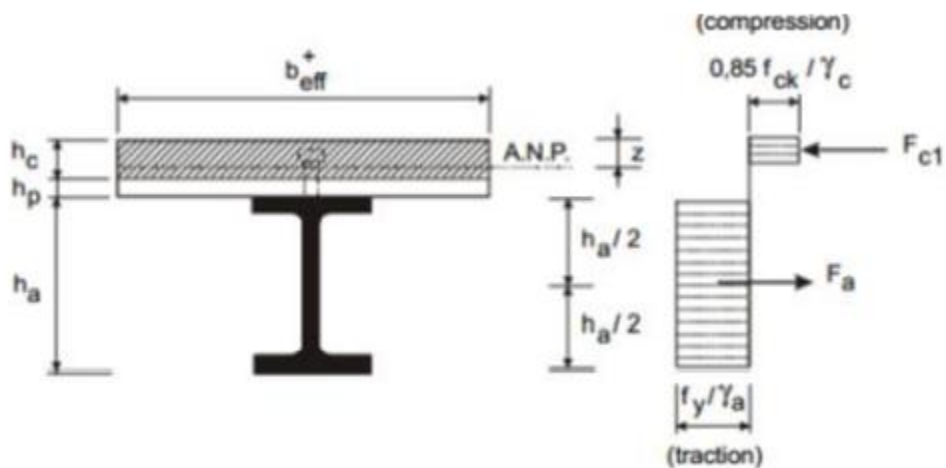


Figure V. 5 : Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle ( flexion positive)

D'où :

$$Z = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \div \frac{0.85 \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b}$$

$$Z = 50250 \div 14166,66 = 3,54 \text{ cm}$$

**b-2) Vérification du moment de résistance plastique :**

Dans le cas d'une flexion positive avec un axe neutre dans la dalle Le moment de résistance plastique est donné par la formule suivante :

$$M_{ply,d} = F_a \left( \frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right) = 50250 \times \left( \frac{160}{2} + 80 + 40 + \frac{35,4}{2} \right)$$

$$M_{ply,d} = 10939,425 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 1926,36 \text{ daN.m} < M_{plRd} = 10939,425 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**1-4) Vérification à l'ELS**

$$f_{max} \leq \bar{f}_h$$

$$f_{max} = \frac{5q l^4}{384 E I_y}$$

- L : la portée de la solive.
- I : Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique.

- E : module d'élasticité de l'acier.

$$I_y = I_A + A d^2 + \frac{I_B}{n} + \frac{b_{eff} \times h c}{n} \times \left( t + \frac{h}{2} - d \right)^2$$

Avec :

- ✓ IA : inertie propre de l'IPE160 ; IA= 869cm<sup>4</sup>
- ✓ hc : hauteur de la dalle seul ; hc= 80cm
- ✓ IB : inertie de la section en béton ;  $IB = \frac{b_{eff} \times h c^3}{12} = \frac{100 \times 8^3}{12} = 4266,66 \text{ cm}^4$
- ✓ d : distance du centre de gravité du profilé (GA) a l'axe neutre élastique qui sera calculé en égalisons les moments statiques de la dalle en béton et le profilé par rapport à cet axe :

$$d = \left( \frac{b_{eff} \times h c}{n} \times \left( t + \frac{h}{2} \right) \right) \div \left( A a + \frac{b_{eff} \times h c}{n} \right)$$

$$d = \left( \frac{100 \times 8}{15} \times \left( 12 + \frac{16}{2} \right) \right) \div \left( 20,1 + \frac{100 \times 8}{15} \right)$$

$$d = 14,52 \text{ cm}$$

Donc :

$$I_y = 869 + 20,1 \times (14,52)^2 + \left( \frac{4266,66}{15} \right) + \frac{100 \times 8}{15} \times \left( \frac{12+16}{2} - 14,52 \right)^2$$

$$I_y = 9388,07 \text{ cm}^4$$

$$f_{max} = \frac{5 q l^4}{384 E I_y} = \frac{5 \times 696,8 \times 10 - 2 \times (400)^4}{384 \times 2100000 \times 9388,07} = 0,12 \text{ cm}$$

$$\text{et } \bar{f} = l / 250$$

$$\bar{f} = 400 / 250 = 1,6 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 0,12 \text{ cm} < \bar{f} = 1,6 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**2) Plancher terrasse**

**2-1 / Evaluation des charges**

Tableau V. 4:évaluation des charges.(permanentes et d'exploitation)

<b>charges</b>	<b>Permanente</b>	Protectiongravierroulée(5 cm).....85daN/m <sup>2</sup> Etanchéité multicouche( 5cm).....12 daN/m <sup>2</sup> Forme depenteen béton(10cm).....220daN/m <sup>2</sup> Isolation thermique(4cm)..... 16daN/m <sup>2</sup> Poidsdeladalleep (12cm)..... 300daN/m <sup>2</sup>  TN40 ..... 15daN/m <sup>2</sup> Fauxplafond ..... 10 daN/m <sup>2</sup> Poidsde la solive .....15,8daN/m	<b>G=691,8 daN/m</b>
	<b>Exploitation</b>	Q=100daN/m <sup>2</sup>	<b>Q=100daN/m</b>
<b>Combinaison</b>	<b>ELU</b>	q=1,35G+1,5Q	<b>q=1083,93 daN/m</b>
	<b>ELS</b>	q=G+Q	<b>q=791,8daN/m</b>

**2-2) vérification à L'ELU**

**a) Vérification de l'effort de tranchant**

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} = \frac{1083,93 \times 4}{2} = 2167,86 daN$$

$$V_{plRd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$A_v = A - [2b x t_f + (t_w + 2r) x t_f] = 6,62 \text{ cm}^2$$

$$V_{plRd} = \frac{6,62 \times (2750/\sqrt{3})}{1.1} = 9555,15 daN$$

Donc :  $V_{sd} = 2167,86 daN < V_{plRd} = 9555,15 daN$  .....Condition vérifiée.

b) Vérification de la condition de résistance (moment *fléchissant*) :

$$M_{sd} \leq M_{plRd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{1083,93 \times 4^2}{8} = 2167,86 daN.m$$

$$M_{plRd} = \frac{f_y W_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{275 \times 124}{1.1} = 31000 daN.m$$

$M_{sd} = 2167,86 daN.m < M_{plRd} = 31000 daN.m$  .....Condition vérifiée.

2) Vérification à l'ELS :

$$f_{max} \leq \bar{f}$$

$$f_{max} = \frac{5q l^4}{384 EI_y}$$

$$\text{et } \bar{f} = l / 250$$

$$\bar{f} = 400 / 250 = 1,6 \text{ cm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 791,8 \times 10^{-2} (400)^4}{384 \times 2100000 \times 9388,07} = 0,13 \text{ cm}$$

$f_{max} = 0,13 \text{ cm} < \bar{f} = 1,6 \text{ cm}$  (Condition vérifiée).

## V/ Etude des poutres principales IPEO300

### V-1 / Vérification au stade de montage

#### 1) Calcul de la réaction des poutres maitresses sur les solives Rs

C'est l'action des solives au niveau des poutres maitresse, Rs est calculée par la formule suivante :

$$R_s = q_{sd} \left( \frac{L1}{2} + \frac{L2}{2} \right)$$

Avec:

$L_1=4$  et  $L_2=3,5$  longueur de deux solives consécutives (on choisira les deux portées les plus longues)

Tableau v. 5: Evaluation des charges.(ELU/ELS)

	$q_{sd}(\text{daN/m})$	$R_s(\text{daN})$	$q_{eq}=\frac{R_s}{e}(\text{daN/m})$
<b>ELS</b>	429,19	1609,46	1609,46
<b>ELU</b>	594,4	2229	2229

**2) Vérifications à'ELU**

**a) vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier la condition suivante

$$V_{sd} \leq V_{pl,r,d}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} = \frac{2229 \times 5,7}{2} = 6352,65 \text{ daN}$$

$$V_{plRd} = \frac{A_V (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$A_V = A - [2b_x t_f + (t_w + 2r) x t_f] = 19,366 \text{ cm}^2$$

$$V_{plRd} = \frac{6,62 \times (2750 / \sqrt{3})}{1.1} = 27952,41 \text{ daN}$$

**Donc :  $V_{sd} = 6352,65 \text{ daN} < V_{plRd} = 27952,41 \text{ daN}$  .....Condition vérifiée.**

**b) Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant)**

$$M_{sd} \leq M_{plRd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{1026,93 \times 5,7^2}{8} = 9052,52 \text{ daN.m}$$

$$M_{plRd} = \frac{f_y W_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{275 \times 744}{1.1} = 186000 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 9052,52 daN.m < M_{plRd} = 186000 daN.m \text{ (Condition vérifiée).}$$

**3) Vérification à l'ELS**

$$f_{max} \leq \bar{f}$$

$$f_{max} = \frac{5q l^4}{384 EI_y}$$

$$\text{et } \bar{f} = l / 250$$

$$\bar{f} = 570 / 250 = 2,28 \text{ cm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 1609,46 \times 10^{-2} (400)^4}{384 \times 2100000 \times 9388,07} = 1,054 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 1,054 \text{ cm} < \bar{f} = 2,28 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**4) Vérification au déversement**

Le déversement est empêcher par la tôle souder sur la poutre, donc la poutre en IPE360 est vérifier au stade de montage.

**VI-2 / Vérification au stade final**

**1- Calcul de la réaction des poutres maitresses sur les solives Rs**

Tableau V. 6: Evaluation des charges

	qsd (daN/m )	Rs (daN)	qeq = Rs / e (daN/m)
<b>ELU</b>	963,18	3611,925	3611,925
<b>ELS</b>	696,8	2613	2613

**2- Caractéristiques de la dalle mixte**

**a) calcul de la largeur participante de la dalle en béton (beff) : (D.T.R.-B)**

$$beff = \min (2L_0/8 ; e)$$

avec :

- ✓  $L_0=L$  : la longueur de la poutre principale
- ✓  $beff = \min(2L_0/8 ; e) = \min(1,425 ; 4) = 1,425m$
- ✓  $e$ : entres axes des poutres principales ;  $e=4 m$

b) Calcul de la section équivalente acier-béton :

$$S = A + B/n$$

Avec :

- $A$  : section de l'IPEO300= 62,8cm
- $B$  : section de la dalle en béton =12x150=1800 cm<sup>2</sup>
- $n$  : coefficient d'équivalence :  $n=15$

Donc :

$$S = 62,8 + 1800 / 15 = 182,8 \text{ cm}^2$$

1-3/ vérifications à l'ELU :

**a) vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier la condition suivante:

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

Avec :

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} = \frac{3611,925 \times 5,7}{2} = 10293,99 \text{ daN}$$

$$V_{plRd} = \frac{A_V (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$A_V = A - [2b_{xtf} + (t_w + 2r) x_{tf}] = 19,36 \text{ cm}^2$$

$$V_{plRd} = \frac{19,36 \times (2750 / \sqrt{3})}{1.1} = 27952,41 \text{ daN}$$

Donc :  $V_{sd} = 10293,99 daN < V_{plRd} = 27952,41 daN$  ..... Condition vérifiée.

**c) Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant)**

$$M_{sd} \leq M_{plRd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3611,925 \times 5,7^2}{8} = 14668,93 daN.m$$

$$M_{plRd} = \frac{f_y W_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{275 \times 744}{1,1} = 186000 daN.m$$

$M_{sd} = 14668,93 daN.m < M_{plRd} = 186000 daN.m$ .....Condition vérifiée.

b-1) Calcul de la distance de l'axe neutre plastique (Z):

- **Résistance de la section d'acier :**

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{62,8 \times 2750}{1,1} = 157000 daN$$

- **Résistance de la section du béton**

$$F_c = \frac{0,85 \times hc \times beff \times f_{ck}}{\gamma_b}$$

✓  $hc = 80$  cm

✓  $f_{ck} = 25$  Mpa

$$F_c = \frac{0,85 \times 80 \times 142,5 \times 25}{1,5} = 161500 daN$$

$F_c > F_a$  donc : l'axe neutre plastique se situe dans la dalle en béton

D'où :

$$Z = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \div \frac{0,85 \times beff \times f_{ck}}{\gamma_b}$$

$$Z = 157000 \div 20187,5 = 7,78 cm$$

**b-2) Vérification du moment de résistance plastique :**

Dans le cas d'une flexion positive avec un axe neutre dans la dalle le moment de résistance plastique est donné par la formule suivante :

$$M_{ply,d} = Fa \left( \frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right) = 50250 \times \left( \frac{304}{2} + 80 + 40 + \frac{77,8}{2} \right)$$

$$M_{ply,d} = 36596,7 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 14257,73 \text{ daN.m} < M_{plRd} = 36596,7 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**5) Vérification à l'ELS**

$$f_{max} \leq \bar{f}_h$$

$$f_{max} = \frac{5q l^4}{384 E I_y}$$

- L : la portée de la solive.
- I : Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique.
- E : module d'élasticité de l'acier.

$$I_y = I_A + A d^2 + \frac{I_B}{n} + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \times \left( t + \frac{h}{2} - d \right)^2$$

Avec :

- ✓ IA : inertie propre de l'IPE160 ; IA= 9994cm<sup>4</sup>
- ✓ hc : hauteur de la dalle seul ; hc= 80cm
- ✓ IB : inertie de la section en béton ;  $IB = \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12} = \frac{142,5 \times 8^3}{12} = 6080 \text{ cm}^4$
- ✓ d : distance du centre de gravité du profilé (GA) a l'axe neutre élastique qui sera calculé en égalisons les moments statiques de la dalle en béton et le profilé par rapport à cet axe :

$$d = \left( \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \times \left( t + \frac{h}{2} \right) \right) \div \left( A a + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \right)$$

$$d = \left( \frac{142,5 \times 8}{15} \times \left( 12 + \frac{33}{2} \right) \right) \div \left( 62,8 + \frac{142,5 \times 8}{15} \right)$$

$$d = 15,60 \text{ cm}$$

Donc :

$$I_y = 9994 + 62,8 \times (15,60)^2 + \left( \frac{6080}{15} \right) + \frac{142,5 \times 8}{15} \times \left( \frac{12+33}{2} - 15,60 \right)^2$$

$$I_y = 29300,70 \text{ cm}^4$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384 E I_y} = \frac{5 \times 2613 \times 10^{-2} \times (570)^4}{384 \times 2100000 \times 29300,70} = 0,58 \text{ cm}$$

et  $f = l / 250$

$$f = 570 / 250 = 2,28 \text{ cm}$$

$f_{max} = 0,57 \text{ cm} < f = 2,28 \text{ cm}$  ..... Condition vérifiée

**VII/ Calcul de la connexion Acier-béton**

**VII-1 / Choix des dimensions des connecteurs suivant Eurocode4**

Les connecteurs répartis le long de l'interface acier-béton d'une poutre ont pour rôle principale de transmettre l'effort de cisaillement longitudinal (glissement) venant de l'interaction entre la dalle en béton, le pontage métallique et la poutre en l)

**VII-1-1-Choix des dimensions des connecteurs suivant Eurocode4**

Le bourrelet doit présenter une forme régulière et une fusion sans défaut avec le fût du goujon. Le diamètre ne doit pas être inférieur à **1,25d**. La hauteur moyenne ne doit pas être inférieure à **0,20d** ni la hauteur minimale inférieure à **[0,15×d]**. Il convient de choisir des goujons soudés tels que la tête de goujon soit d'un diamètre d'au moins **1,5d** et d'une hauteur d'au moins **0,4 d**, où d est le diamètre du fût du goujon. On adopte comme connecteurs des goujons à têtes ductiles, de hauteur **hg=90mm** et de diamètre du fût **d=16mm** acier.

**VII-1-2- Calcul du Nombre de connecteurs n**

$$n \geq \frac{vl}{prd}$$

avec :

$vl$ : L'effort total de cisaillement longitudinal de calcul.

$Prd$  : La résistance de calcul d'un connecteur.

**VII-1-2-1 Calcul de la résistance d'un connecteur**

$$prd(1) = 0,8 \times fu \times \pi d^2 / 4 \gamma_v$$

$$prd = \min(prd(1) , prd(2) )$$

$$prd(2) = 0,29ad^2\sqrt{fckEcm} \times 1/ \gamma_v$$

Avec :

- $d= 16\text{mm}$  : Le diamètre du fût du goujon.
- $F_u = 430\text{N/mm}^2$ : La résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon.
- $F_{ck} = 25\text{ Mpa}$ : La résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré.
- $E_{cm} = 22000\left(\frac{f_{ck}}{10}\right)^{0.3} = 31476\text{ Mpa}$  : La valeur moyenne du module sécant du béton.
- $h_g = 90\text{mm}$  : La hauteur hors-tout du goujon.
- $h_g/d = 90/16 = 5,62 > 4$ , donc  $\alpha = 1$ .
- $\gamma_v = 1,25$ : Le coefficient partiel de sécurité à l'état limite ultime des connecteurs.

Avec :

$$prd(1) = 0,8 \times 430 \times \pi 16^2 / 4 \times 1,25 = 55332,243\text{ N}$$

$$prd = \min(prd(1), prd(2))$$

$$prd(2) = 0,29 \times 1 \times 16^2 \times \sqrt{25 \times 31476} \times 1 / 1,25 = 52685,089\text{ N}$$

D'où :

$$Prd = Prd(1) = 55332,243\text{ N}$$

**VII-1-2-2 Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal**

$$F_{cf} = \min(Aa \times f_y / \gamma_a, 0,85 \times (f_{ck} / \gamma_s) \times b_{eff} \times h_c)$$

$$Aa \times f_y / \gamma_a = 20,1 \times 275 \times 10^2 / 1,1 = 502500\text{ N}$$

$$0,85 \times (f_{ck} / \gamma_s) \times b_{eff} \times h_c = 0,85 \times (25 / 1,15) \times 1000 \times 80 = 1478260,87\text{ N}$$

**$F_{cf} = 502500\text{ N}$**

- $Aa$ : aire de l'élément structural IPE160 = 20,1 cm<sup>2</sup>

- $f_y$  : 275 MPa
- $\gamma_a$  : coefficient de sécurité pour l'acier soit 1.1
- $\gamma_b$  : coefficient de sécurité pour le béton soit 1.5
- $\gamma_s$ : coefficient de sécurité pour le ferrailage soit 1.15
- $F_{ck} = 25$  Mpa : la résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré

D'où :

$$Prd = 55332.243 \text{ N}$$

$$n = \frac{fcf}{prd}$$

$$n = 502500/55332.243 = 9.08 \text{ On opte pour } n=10 \text{ goujons}$$

### **VII-1-3 Calcul de l'espacement entre les goujons (EC4)**

Le nombre de connecteur N est uniformément réparti sur une longueur critique Lcr.

Cette dernière est la longueur entre deux sections transversales critiques.

Selon le règlement (EC4), une section transversale critique comprend :

- Une section de moment fléchissant maximum.
- Une section sur appuis.

Le moment fléchissant max se trouve au milieu des solives

Donc :

$$Lcr = \frac{L}{2}$$

On aura :

$$S = \frac{Lcr}{n} = \frac{L}{2n} = \frac{400}{2*10} = 20 \text{ cm}$$

Donc, les connecteurs dont les dimensions : diamètre du fût  $d=16\text{mm}$ , hauteur  $h=90\text{mm}$ ; espacés de  $20\text{cm}$  entre eux uniformément réparties sur toute la longueur des solives, sont disposés pour solidariser la dalle avec les solives.

## **Conclusion**

A travers cette étude nous avons démontrés que le plancher collaborant, réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur  $12\text{ cm}$  posé sur des solives IPE160, supporte les charges horizontales (permanente, exploitation et neige), appliqué au niveau de chaque étage de la structure. La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de diamètre  $16\text{ mm}$ , espacées de  $20\text{ cm}$  entre eux.

# Chapitre VI : étude des éléments secondaires

## **I / Introduction**

Dans ce chapitre on va définir les profiles qui devront résister aux différentes sollicitations auxquelles ils sont soumis, le principe de la vérification consiste à choisir des profilés puis d'effectuer une vérification à la résistance et à la stabilité sous charges pondérées par contre pour la vérification relative à la flèche, la vérification sera effectuée sous charges non pondérées, les éléments concernés par cette étude sont: les escaliers , les balcons, l'acrotère , les formules de vérification utilisées sont tirées de l'**EUROCODE 3** règlement de conception et de calcul des structures en acier.

## **II / Etude des escaliers**

### **II-1/ Introduction**

Un escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant, composée de :

- Palier : est un espace plat et spatial qui marque un étage après une série de marche, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- Volée : est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- Limon : est un élément incliné supportant les marches, et aussi appelé crémaillère, pour les limons on emploie des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un fer en U dont l'âme sera verticale.
- Garde-corps : Il est utilisé pour assurer la sécurité.
- Giron : largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux

contremarches successives.

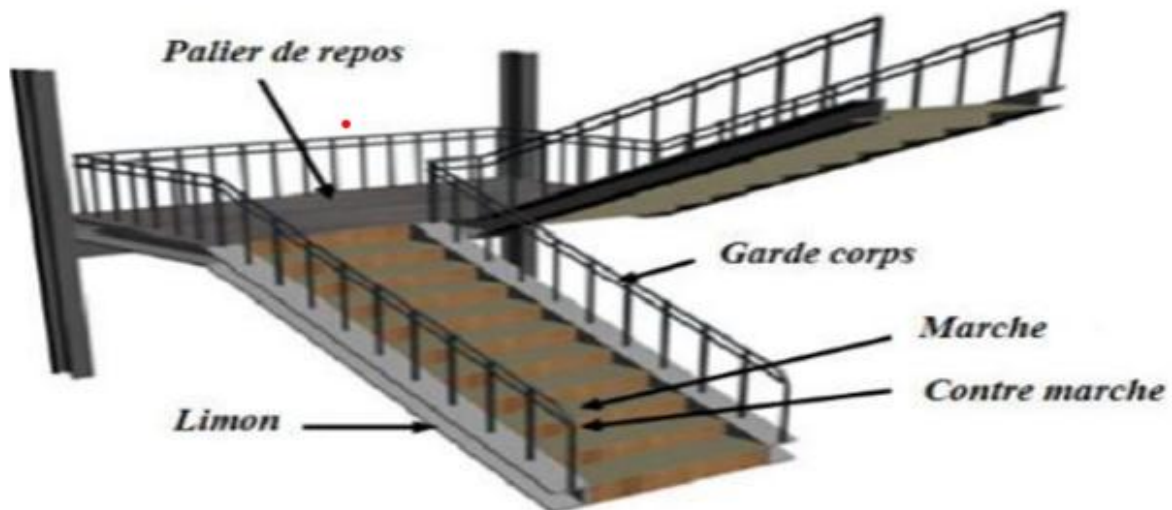


Figure VI. 1: Vue en plan de l'escalier

## II-2 / -Pré-dimensionnement des marches

Pour le dimensionnement des marches, on utilise la formule de **BLONDEL** pour calculer, le giron(G) et la contre marche (H).

### II-2-1- Choix des dimensions

FORMULE DE BLONDEL :

$$59 \leq 2H + G \leq 66 \text{ cm}$$

$$27 \leq G \leq 30 \text{ cm}$$

$$16,5 \leq H \leq 18,5 \text{ cm}$$

Avec :

G : La largeur de la marche (giron).

H : La hauteur de la contre marche.

### II-2-2- Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier

La hauteur de l'étage :  $h = 3.0 \text{ m}$

Les dimensions en plan de la cage d'escalier : (5,7\*3,5) m<sup>2</sup>

La largeur de volée est :  $l = 1.45$  m

On admet une hauteur de marche  $H = 17$  cm

nombre totale des marche (n) est :

$$n = \frac{h}{H} = \frac{300}{17} = 17,64$$

**n = 18 marches**

On répartit ce nombre de marche en 02 volées avec :( 9 marches chaque volée )

La largeur d'une marche est :  $g = \frac{265}{9} = 29,4$  cm

### II-2-3- Vérification de la formule de BLONDEL

$$2H + G = 2 \times 17 + 29,4 = 63,4 \text{ cm}$$

**Donc : la formule de BLONDEL est vérifiée**

### II-3 / Dimensionnement des éléments porteurs

#### II-3-1-Dimensionnement de la cornière (support de marche)

Les marches sont construites par des tôles striées, d'épaisseur 5 mm rigidifiées par des cornières jumelées soudées au milieu des tôles. Les cornières jumelées sont soudées avec les cornières d'attaches, ces derniers sont boulonnés avec le limon

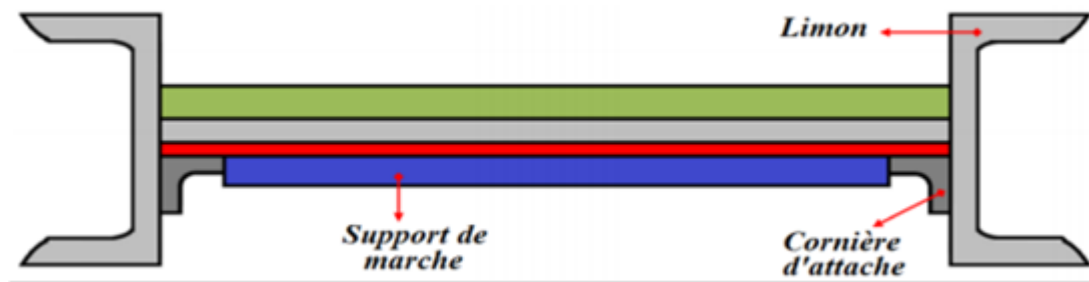


Figure VI. 2: Disposition des cornières

La longueur de la marche  $L = 1,45$  m

La largeur de la marche  $l = G = 0,294$  m

Les cornières sont en acier S275

- ✓  $f_y = 27.5 \text{ daN/mm}^2$  (la limite élasticité d'acier).
- ✓  $E = 21000 \text{ daN/mm}^2$  (le module d'élasticité longitudinale de l'acier).

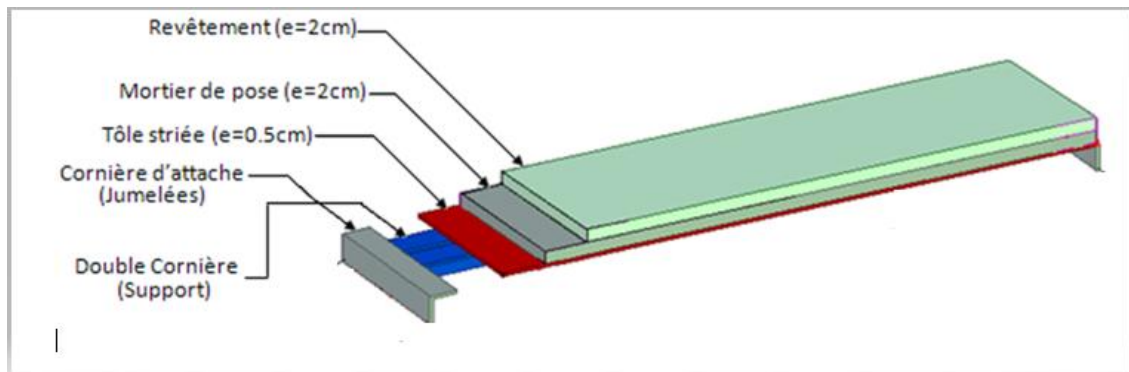


Figure VI. 3: charges repris par la cornière

**1-a /Détermination de la section de cornière**

- Evaluation des charges:

**Les charges permanentes :**

- Tôle striée (5mm) .....  $G1 = 45 \text{ daN/m}^2$
- Mortier de ciment (2cm) .....  $G2 = 40 \text{ daN/m}^2$
- Revêtement (2cm) .....  $G3 = 40 \text{ daN/m}^2$

$G = (G1 + G2 + G3) \times d = (45 + 40 + 40) \times 0,294 = 36,75 \text{ daN/m}$

**Charges d'exploitation :**

$Q = 250 \times 0,294 = 73,5 \text{ daN/m}$

**Les combinaisons des charges : (ELS)**

$q = G + Q = 36,75 + 73,5 = 110,25 \text{ daN/m}$

**1-b /Pré dimensionnement des supports de marches**

- **Condition de flèche :  $f \leq f_{adm}$**

Dans notre cas, on a une cornière posé sur 2 appuis simples et une charge uniformément

répartie donc la flèche est  $f = \frac{5 q l^4}{384 EI}$  et la flèche admissible  $f_{adm} = \frac{L}{300}$

On aura :

$$I_y \geq \frac{5 q l^3 \times 300}{384 E}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 110,25 \times 145^3 \times 300 \times 10^{-2}}{384 \times 2,1 \times 10^6} \geq 6,25 \text{ cm}^4$$

On adopte la cornière **L 45 × 45 × 4,5** Avec :  **$I_y = 7,15 \text{ cm}^4$**

Tableau VI. 1: Caractéristique et dimension de L45x45 x4,5

<b>h=b(mm)</b>	<b>t(mm)</b>	<b>r1(mm)</b>	<b>r2(mm)</b>	<b>d(mm)</b>
4,5	4,5	7	3,2	1,26
<b>A(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>P(daN/m)</b>	<b>Iy=Iz(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>W<sub>el,y</sub>=W<sub>el,z</sub>(cm<sup>3</sup>)</b>	<b>iy=iz(cm)</b>
3,90	3,06	7,15	2,2	1,35

Donc la charge permanente G devient ( on inclue le poids de la cornière) :

$$G = (G1 + G2 + G3) \times d + P = (45 + 40 + 40) \times 0,294 + 3,06 = 39,81 \text{ daN/m}$$

$$G = 39,81 \text{ daN/m}$$

**Les combinaisons des charges :**

- **ELS :**

$$q = G + Q = 39,81 + 73,5 = \mathbf{113,31 \text{ daN/m}}$$

- **ELU :**

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 39,81 + 1,5 \times 73,5 = \mathbf{164 \text{ daN/m}}$$

II-3-2 Vérification à la flèche

La vérification ce fait à ELS :

On vérifie la condition suivante :

$$f \leq f_{adm}$$

$$f = \frac{5ql^4}{384EI} \dots\dots\dots \text{Cornière sur deux appuis}$$

$$f = \frac{5 \times 113,31 \times 1450^4}{384 \times 2,1 \times 7,15 \times 10^7} = 4,34 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{1450}{300} = 4,83 \text{ mm}$$

$$f = 4,34 \text{ mm} < f_{adm} = 4,83 \text{ mm} \quad \text{Donc la condition est vérifiée}$$

II-3-3 Vérification de l'effort tranchant (cisaillement)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$v_{sd} \leq v_{plrd}$$

$$v_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1649 \times 1,45}{2} = 118,9 \text{ daN}$$

$$v_{plrd} = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = \frac{3,90 \times 2750}{1,1 \sqrt{3}} = 5629,16 \text{ daN}$$

$$v_{sd} = 118,9 \text{ daN} < v_{plrd} 5629,16 \text{ daN} \dots\dots\dots (\text{condition vérifiée})$$

II-3-4 Vérification du moment fléchissant (résistance)

Pour cette vérification, on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{C;Rd} \dots\dots\dots (EC03)$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{164 \times 1,45^2}{8} = 43,1 \text{ daN.m}$$

$$M_{C;Rd} = \frac{f_y \times w_{ely}}{\gamma_{M0}} = \frac{27,5 \times 10^6 \times 2,2 \times 10^{-6}}{1,1} = 55 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 43,1 \text{ daN.m} < M_{C,Rd} = 55 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$

**Conclusion :**

Les cornières L 45 x 45 x 4,5 convient comme cornière.

**II-4 / Dimensionnement de limon**

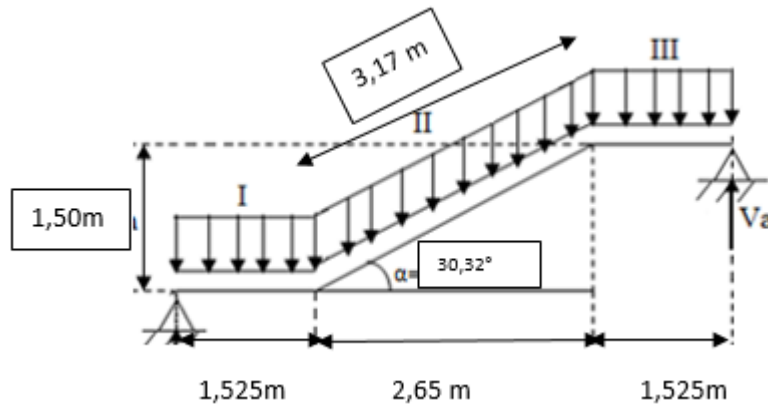


Figure VI. 4: Répartition des charges sur un limon

**II-4-1 Evaluation des charges**

• **Volée :**

a) Charges permanentes : (Sauf poids de profile)

- ✓ Poids des cornières (45 x 45 x 4,5) :..... $3,06 \times \frac{1,45}{0,294} = 15,09 \text{ daN/m}$
- ✓ Tôle d'épaisseur (e =5mm) :.....40daN/m<sup>2</sup>
- ✓ Mortier de pose :.....40daN/m<sup>2</sup>
- ✓ Revêtements carrelages :.....40daN/m<sup>2</sup>

• **Charge totale :**

$GT = (G1 + G2 + G3) \times d + Pc + PG = (45 + 40 + 40) \times 1,45/2 + 15,09/2 = 98,17 \text{ daN/m}$

• Palier :

a) Les charges permanentes : (Sauf poids de solive)

- ✓ Tôle TN40 ..... G1= 15 daN/m<sup>2</sup>
- ✓ Dalle en béton (10cm) ..... G2= 250 daN/m<sup>2</sup>
- ✓ Mortier de pose.....G3= 40 daN/m<sup>2</sup>
- ✓ Revêtement (2cm) ..... G4= 40 daN/m<sup>2</sup>

• La charge total:

$$G = (G1 + G2 + G3 + G4) \times d = (15 + 250 + 40 + 40) \times (3.5)/2 = \mathbf{603,75 \text{ daN/m}}$$

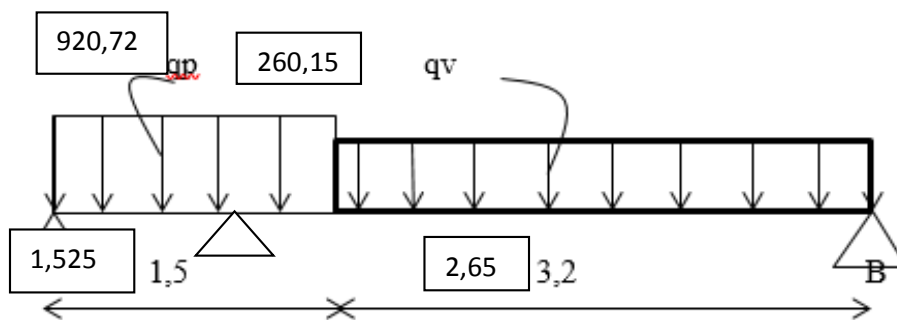


Figure VI. 5: Charges revenant au limon

II-4-2 Calcul de la charge équivalente

On peut exprimer les différentes charges par une charge équivalente.

• Charges permanentes :

$$G_{\text{éq}} = \frac{603,75 \times (1,525 \times 2) + 205,715 \times (2,65)}{5,7} = 368,70 \text{ daN/m}$$

**G<sub>éq</sub> = 368,70 daN/m**

368,70 daN/m



**L = 5,7 m**

Figure VI. 6: La charge équivalente revenant au limon

- Charge d'exploitation :

$$Q_{eq} = 250 \times 1,45 / 2 = 181,25 \text{ daN/m}$$

$$Q_{\acute{e}q} = 181,25 \text{ daN/m}$$

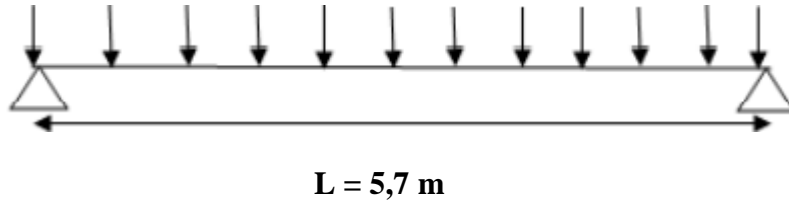


Figure VI. 7: Charges d'exploitation appliquées sur le limon

## II-5 / Pré dimensionnement des limons

### II-5-1 Combinaison de charge

- ELU

$$q = 1.35G_{eq} + 1.5Q_{eq} = 1.35 \times 368,7 + 1.5 \times 181,25$$

$$q = 769,62 \text{ daN/m}$$

- ELS

$$q = G_{eq} + Q_{eq} = 368,7 + 181,25$$

$$q = 549,95 \text{ daN/m}$$

- Condition de flèche :  $f \leq f_{adm}$

- La flèche doit satisfaire la condition suivante:  $f \leq f_{adm}$ , Pour une poutre bi articulée :

$$f = \frac{5 q l^4}{384 E I} \text{ et } f_{adm} = \frac{L}{300} \text{ Avec :}$$

- ✓ q : la charge non pondéré

$$q = 549,95 \text{ daN/m}$$

- ✓ Le module d'élasticité  $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

✓  $L=5,70m = 570cm$

On aura :

$$I_y \geq \frac{5ql^3 \times 300}{384E}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 5,4995 \times 570^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} > 1877,25 \text{ cm}^4$$

On opte pour un **UPN 200**

La classe de la section :

• **Semelle comprimée :**

$$C = \frac{b-t_w}{t_f} = 5,78mm < 9\varepsilon = 8,32 \text{ mm} \quad \text{Donc la semelle est de classe 1}$$

• **Ame fléchi :**

$$\frac{d}{t_w} = 17,76 \text{ mm} < 72\varepsilon = 66,55 \text{ mm} \text{ Donc l'âme est de classe 1}$$

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

**Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$v_{sd} \leq v_{plrd}$$

$$v_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{769,62 \times 5,7}{2} = 2193,42 \text{ daN}$$

$$v_{plrd} = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = \frac{17,7 \times 2750}{1,1 \sqrt{3}} = 25547,749 \text{ daN}$$

$$v_{sd} = 2193,42 \text{ daN} < v_{plrd} = 25547,749 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**Vérification du moment fléchissant (résistance) :**

Pour cette vérification, on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl;Rd}$$

Tableau VI. 2: Dimension et caractéristique de l'UPN 200

h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r <sub>1</sub>	r <sub>2</sub>	d (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	P (daN/m)
200	75	8,5	11,5	11,5	6	151	32,2	25,3
I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>el,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>el,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>z</sub> (cm)	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	
1910	191	7,70	228	148	27	2,14	51,8	

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{769,62 \times 5,7^2}{8} = 3125,62 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl;Rd} = \frac{f_y \times w_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{2750 \times 228 \times 10^{-2}}{1,1} = 5700 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 3125,62 \text{ daN.m} < M_{pl;Rd} = 5700 \text{ daN.m} \text{ (condition vérifiée)}$$

## II-6 / Etude de la poutre palière des limons

### II-6-1 Evaluation de charges

- Détermination de la réaction du limon sur la poutre palière « R » :

La réaction du limon sur la poutre palière est donnée par la formule suivante :

**ELU :**

$$R = (1,35G_{eq} + 1,5Q_{eq}) \times L/2$$

$$R = (1,35 \times 368,70 + 1,5 \times 185,25) \times (1,525)/2 = 586,83 \text{ daN}$$

**ELS:**

$$R = (G_{eq} + Q_{eq}) \times L/2$$

$$R = (368,70 + 181,25) \times 1,525/2 = 419,34 \text{ daN}$$

- **Condition de flèche :  $f \leq f_{adm}$**

Dans notre cas, on a une cornière posé sur 2 appuis simples et une charge uniformément

répartie donc la flèche est  $f = \frac{5 q l^4}{384 EI}$  et la flèche admissible  $f_{adm} = \frac{L}{300}$

On aura :

$$I_y \geq \frac{5 q l^3 \times 300}{384 E}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 4,1934 \times 570^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} \geq 1444,55 \text{ cm}^4$$

On opte pour un IPN280

$$C = \frac{b-t_w}{t_f} = 7,11 \text{ mm} < 9\varepsilon = 8,32 \text{ mm} \quad \text{Donc la semelle est de classe 1}$$

• **Ame fléchi :**

$$\frac{d}{t_w} = 22,228 \text{ mm} < 72\varepsilon = 66,55 \text{ mm} \quad \text{Donc l'âme est de classe 1}$$

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

Tableau VI. 3: Dimensions et caractéristique D'IPN 280

<i>h</i>	<i>b</i>	<i>tw</i>	<i>tf</i>	<i>R1</i>	<i>R2</i>	<i>d</i>	<i>A</i>	<i>IY</i>
280	119	10,1	15,2	10,1	6,1	225,1	61	7590
<i>wely</i>	<i>iy</i>	<i>wply</i>	<i>IZ</i>	<i>welz</i>	<i>iz</i>	<i>wplz</i>	<i>p</i>	<i>it</i>
542	11,1	632	364	61,2	2,45	103	44,2	64,6

**Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$v_{sd} \leq v_{plrd}$$

$$v_{sd} = \frac{q l}{2} = \frac{586,83 \times 5,7}{2} = 1672,46 \text{ daN}$$

$$v_{plrd} = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = \frac{30,18 \times 2750}{1,1 \sqrt{3}} = 43561,07 \text{ daN}$$

$$v_{sd} = 1672,46 \text{ daN} < v_{plrd} = 43561,07 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**Vérification du moment fléchissant (résistance) :**

Pour cette vérification, on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl;Rd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{586,83 \times 5,7^2}{8} = 2383,26 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl;Rd} = \frac{f_y \times w_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{2750 \times 632 \times 10^{-2}}{1,1} = 15800 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 2383,26 \text{ daN.m} < M_{pl;Rd} = 15800 \text{ daN.m} \text{ (condition vérifiée)}$$

### Vérification au déversement

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b;Rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_W \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

#### • Calcul du moment critique au déversement :

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times IZ}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times IZ}}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2,1 \times 10^6}{2(1+0,3)} = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

$I_t$  : Moment d'inertie de<sup>2</sup> torsion

$I_w$  : Moment d'inertie de gauchissement

$I_z$  : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie  $M_{cr} = 1,13 \times$

$$\frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 364 \times 10^4}{5700^2} \sqrt{\frac{64,6 \times 10^9}{364 \times 10^4} + \frac{5700^2 \times 80769,23 \times 44,2 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 364 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 108599252,1 \text{ N.mm}$$

Calcul de l'élançement géométrique  $\lambda_{LT}$  :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times w_{ply}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 632 \times 10^3}{108599252,1}} = 109,77$$

#### • Calcul de l'élançement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$ :

$$\bar{\lambda}L = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta W} \quad \text{Avec :}$$

$\beta W = 1$  pour les sections de classes 1 et 2

$$\lambda_1 = 93,9\epsilon \quad \text{Avec : } = \sqrt{235/f_y} = 0,92$$

$$\bar{\lambda}LT = 109,77/86,388 = 1,27$$

**• Détermination de  $\chi_{LT}$ :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}L^2]^{0,5}} \quad \text{Avec : } T \leq 1$$

$$\text{Et : } \phi_{LT} = 0,51 + [\alpha_{LT}(\bar{\lambda}LT - 0,2) + \bar{\lambda}LT^2]$$

$\alpha_{LT} = 0,21$  Pour les profils laminés.

$\alpha_{LT} = 0,49$  Pour les sections soudées.

AN :

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21(1,27 - 0,2) + 1,27^2] = 2,35$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2,35 + [2,35^2 - 1,27^2]^{0,5}} = \mathbf{0,23}$$

D'où :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_W \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,23 \times 1 \times 632 \times 10^{-2} \times 2750}{1,1} = 3634 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 2648,71 \text{ daN.m} < M_{b,Rd} = 3634 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

**IPN 280 convient pour la poutre palière**

**III / Etude de l'acrotère**

**III-1- Introduction**

L'acrotère est un élément en béton armé. Il est assimilé à une console encadrée au niveau de la poutre du plancher terrasse. Elle a une section rectangulaire dont les dimensions sont 10cm d'épaisseur, 55cm de hauteur. Elle est soumise à son poids propre G et une charge d'exploitation latérale estimée à 1KN/ml due à la main courante provoquant un moment M

dans la section d'encastrement (section dangereuse). Le calcul s'effectue pour une bande de 1 ml de largeur en flexion composée, la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est exposé aux intempéries.

### III-2- Calcul à L'ELU

#### III-2-1- Evaluation des sollicitations

1. Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho \times S$$

Avec :

- $\rho$ : Masse volumique du béton.
- S : Section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[ (0,1 \times 0,50) + (0,1 \times 0,1) - \left( \frac{0,1 \times 0,02}{2} \right) \right]$$

$$G = 1,47 \text{ kN/ml}$$

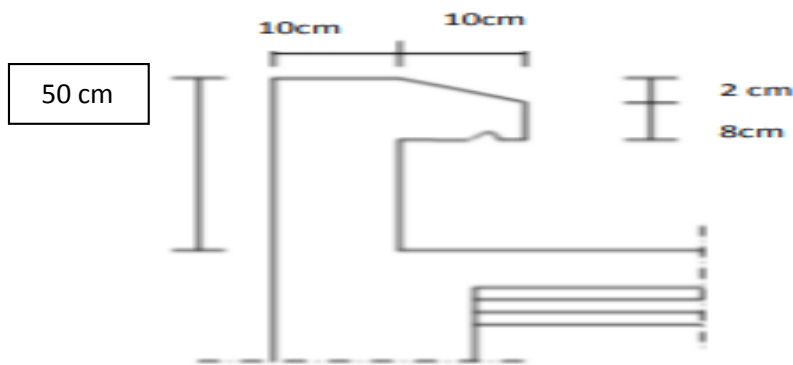


Figure VI. 8: coupe verticale

2. Surcharge d'exploitation

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

3. Effort normal N du au poids propre G :

$$N_G = G \times 1 = 1,47 \text{ KN}$$

4. Moment fléchissant M du à la surcharge Q :

$$M_Q = Q \times H \times 1$$

$$M_Q = 1 \times 0,50 \times 1 = 0,50 \text{ KN.m}$$

5. Effort tranchant :

$$T = Q \times 1 = 1 \text{ KN}$$

6. Schéma statique :

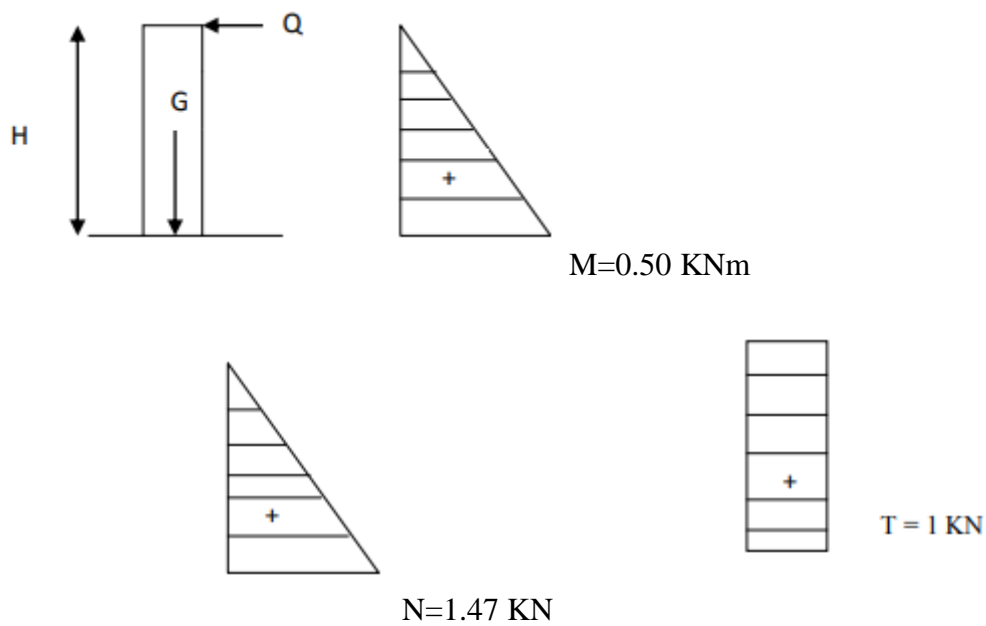


Figure VI. 9: Diagramme des moments et efforts

**III-2-2- Combinaison de charge**

A L'ELU : la combinaison est :  $1,35 G + 1,5 Q$

• effort normal de compression :

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,47$$

$$N_u = 1,98 \text{ kN}$$

•Moment de flexion :

$$M_u = 1,5 \times MQ$$

$$M_u = 1,5 \times 0,50$$

$$M_u = 0,75 \text{ kN.m}$$

Effort tranchant :

$$T_u = 1,5 \times T$$

$$T_u = 1,5 \times 1$$

$$T_u = 1,5 \text{ kN}$$

A L'ELS :

la combinaison est :  $G + Q$

• effort normal de compression :

$$N_s = G$$

$$N_s = 1,47 \text{ kN}$$

• Moment de flexion

$$M_s = MQ$$

$$M_s = 0,50 \text{ kN.m}$$

• Effort tranchant :

$$T_s = T$$

$$T_s = 1 \text{ kN}$$

### **III-3- Ferrailage**

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, considérant une section rectangulaire (100x10), soumise à un effort normal  $N$  et un moment  $M_f$ .

Soit :

•  $c$  : enrobage

• e : Excentricité

• Mf: Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

Avec : h = 10 cm; d = 8 cm; c = e = 2 cm; b = 100cm

III-3-1 : Position du centre de pression :

$$e_u = \frac{Mu}{Nu}$$

$$e_u = \frac{0.75}{1.98} = 0,378 \text{ m} = 37,8 \text{ cm}$$

$$e_u > \frac{h}{2} - c \quad \text{avec} \quad \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$\frac{Mu}{Nu} = 37,8 > 3 \text{ cm}$$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif Mf puis on se ramène à la flexion composée.

### III-3-1-1 Calcul en flexion simple

• **Moment fictif :**

$$Mf = Nu \times g \quad \text{avec:} \quad g = e_u + \frac{h}{2} - c \quad g = 0,378 + 0,03 = 0,41 \text{ m}$$

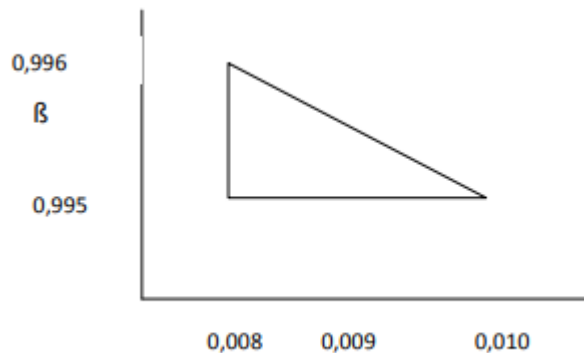
$$Mf = 1.98 \times 0.41 = 0.81$$

$$\mu = \frac{Mf}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.81 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.2} = 8.91 \times 10^{-3}$$

$\mu = 8.91 \times 10^{-3} < \mu_l = 0,392$  S.S.A (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire pour la section)

On a :  $\mu = 8.91 \times 10^{-3}$

Interpolation linéaire :



$$\beta = 0,9995$$

Armature fictive : (flexion simple)

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0,81 \times 10^3}{0,9955 \times 8 \times 348} = 0,292 \text{ cm}^2$$

Armature réelles : (flexion composée)

La section réelle des armatures :

$$A_{st} = A_f - \frac{Nu}{\sigma_s}$$

$$A_{st} = 0,292 - \frac{1980}{348 \times 100} = 0,235 \text{ cm}^2$$

### III-3-1-2 - Vérification a L'ELU

• Condition de non fragilité : (BAEL91/99)

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 0,235 < A_{min} = 0,966$  La section calculée est inférieure à la section minimale de non fragilité

Le tableau des sections des barres nous donne :

$$A_s = A_{min} = 5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $s_t = \frac{100}{3} = 33.33\text{cm}$

**Vérification au cisaillement :** (BAEL91/99)

- La fissuration est préjudiciable, on doit donc vérifier que :

$$\tau_u < \bar{\tau}$$

$$\tau = \min \left( \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau} = \min (2,5 ; 4 \text{ MPa} ) \quad \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{avec : } V_u = 1,5Q$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,01875 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,01875 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \text{ (pas de risque de cisaillement)}$$

**•Vérification de l'adhérence des barres :** (BAEL91/99)

Il faut vérifier que  $\tau_{se} \leq \tau_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

$$\tau_{se} = \psi_s \times f_{t28} \quad \psi_s = 1,5$$

Avec :

$\psi_s$  coefficient de scellement (aciers HA  $\psi_s=1.5$ )

$\sum \mu_i$  Somme des périmètres utiles des barres  $\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi$

$$\sum \mu_i = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 80 \times 100.48} = 0,207 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \tau_{se}(\text{bar})$  .....condition vérifier

Donc pas de risque d'entraînement des barres

**• Ancrage des armatures :**

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit(Ls).

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_u} \quad \text{et } \tau_u = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_u = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,218 \text{ cm}$$

On opte pour  $L_s = 30 \text{ cm}$

**• Espacement :**

Armature principales :

$$St \leq \min (3h ; 33 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$St = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$  ..... Condition vérifiée

Armature de répartition :

$$St \leq \min (4h ; 45 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (40 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$St = 25\text{cm} < 40 \text{ cm}$  ..... Condition vérifiée

**III-3-1-3- Vérification a L'ELS**

**• Calcul du centre de pression :**

$$e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

$$e_s = \frac{0,50}{1,47} = 0,340 \text{ m} = 34,00 \text{ cm}$$

$$e_s > h/2 - c \quad \text{avec : } \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$\frac{M_s}{N_s} = 34,00 > 3 \text{ cm}$$

Le centre de pression est à l'extérieur de la section, celle-ci est partiellement comprimée. Le calcul consiste à vérifier les contraintes limites dans le béton et les aciers.

**• Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}(\text{bar})$$

$$\sigma_{bc}(\text{bar}) = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \quad \text{Avec} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251$$

$$\rho_1 = 0,251 \rightarrow \beta = 0,920 \quad k_1 = 47,50 \quad \alpha_1 = 0,24$$

On aura :

$$\sigma_s = \frac{0,50 \times 10^3}{0,920 \times 8 \times 201} = 33,79$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{33,79}{47,50} = 0,711$$

$$\sigma_{bc} = 0,711 < \sigma_s = 33,79 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**• Vérification des contraintes d'ouverture des fissurations dans l'acier :  $\sigma_{st} \leq \sigma_{st}(\text{bar})$**

$$\sigma_{st}(\text{bar}) = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 100 \sqrt{n \times f_{t28}})\right]$$

$$\sigma_{st}(\text{bar}) = \min[266,66 ; \max(200 ; 201,63)]$$

$$\sigma_{st}(\text{bar}) = 201,63 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**III-4 / Conclusion**

L'acrotère sera ferrailé comme suit :

- Armatures principales 5HA8 / ml, avec St= 20 cm

- Armatures de répartition 4HA8/ ml, avec St= 25 cm

**IV. Etude de la console du balcon**

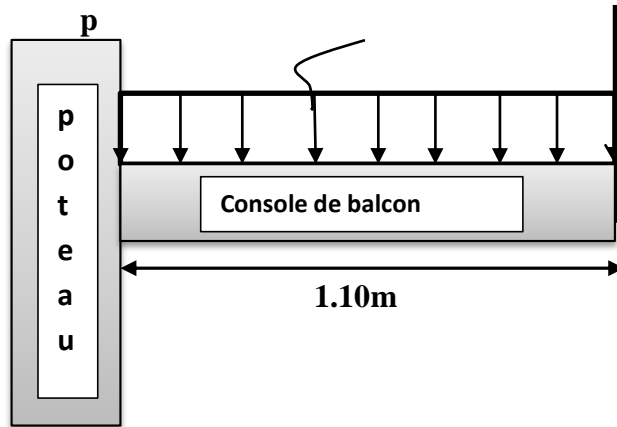


Figure VI. 10: : charges sur le balcon.

**IV.1-Evaluation des charges**

• **Charge permanentes :**

- Dalle en béton armé : .....200 daN/m<sup>2</sup>
- TN40 : .....10 daN/m<sup>2</sup>
- Mortier de pose : .....36 daN/m<sup>2</sup>
- Couche de sable : .....36 daN/m<sup>2</sup>
- Revêtement carrelage : ..... 40 daN/m<sup>2</sup>
- Poids du mur : .....52 daN/m<sup>2</sup>
- Charge totale : .....374 daN/m<sup>2</sup>
- poids du garde-corps :  $P=180 \times \frac{3.5}{2} \times 1 = 315$  daN

• **Charge d'exploitation :**

•  $Q=350 \times \frac{3.5}{2} = 612.5$  daN/m

## IV.1.2-combinaison d'action

ELU :

$$q_{ELU}=1,35G+1,5Q=1,35 \times 374+1,5 \times 612,5=1423,65 \text{ daN/m}$$

$$p_{ELU}=1,35P=425,25 \text{ daN}$$

ELS :

$$q_{ELS}=G+Q=986,5 \text{ daN/m}$$

$$p_{ELS}=p=315 \text{ daN}$$

## IV.2-pré-dimensionnement de la console du balcon (condition de rigidité)

$$f_{max} = \frac{q_{ELS} \cdot l^4}{8 \cdot E \cdot I_y} + \frac{p_{ELS} \cdot l^3}{3 \cdot E \cdot I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$I_y \geq \frac{(900 \times 986,5 \times 1,10^3 + 2400 \times 315 \times 1,10^2) \times 10^4}{24 \times 2,1 \times 10^6} = 415,97 \text{ cm}^4$$

soit un **IPE A140** avec  $I_y = 434,90 \text{ cm}^4$

## IV.2.1-vérification à l'ELU

a-Détermination de la classe de la section (IPEA140) :

- âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} = \frac{112,5}{3,8} = 29,61 \leq 72\varepsilon \longrightarrow \text{L'âme est de classe 1}$$

- Semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{73}{2}}{5,6} = \frac{36,5}{5,6} = 6,51 \leq 10\varepsilon \longrightarrow \text{la semelle est de classe 1}$$

L'IPEA140 est de classe 1

b-vérification de l'effort tranchant :

Détermination de la réaction d'appuis R :

$$R=q_l+p=1423,65 \times 1,10+ 425,25=1991,27 \text{ daN}$$

$$V_{sd}=ql+p-qx$$

À x=0

$$V_{sd}=ql +p=1991.27 \text{ daN}$$

$$V_{plRd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = \frac{6.2 \cdot 27,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 8948.93 \text{ daN}$$

$V_{sd}=1991.27 \text{ daN} < V_{plRd}=8948.93 \text{ daN}$  ..... condition vérifiée.

$V_{sd}=1991.27 \text{ daN} < 0,5V_{plRd}=4474.47$  alors pas d'interaction entre le moment fléchissant et effort tranchant.

**C- Vérification du moment fléchissant :**

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{71.6 \cdot 2750 \times 10^{-3}}{1,1} = 1790 \text{ daN m}$$

$$\sum M/x=0 ; M_{sd} = pl + \frac{q \cdot l^2}{2} = 425.25 \times 1.10 + \frac{1423.65 \cdot 1.10^2}{2} = 1329.08 \text{ daN m}$$

$M_{sd} < M_{plyRd}$ ..... condition vérifiée.

**IV.3-vérification au déversement**

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_W \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

a)calcul du moment critique au déversement  $M_{cr}$  :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \sqrt{\left[ \frac{I_W}{I_z} + \frac{l^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right]}$$

$$M_{cr}=1,879 \frac{3,14^2 \times 2,1 \cdot 10^5 \cdot 36.41 \cdot 10^4}{4000^2} \sqrt{\frac{1.58 \cdot 10^6}{36.41 \cdot 10^4} + \frac{4000^2 \times 10.5 \times 10^4 \times 1.36 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 36.41 \cdot 10^4}}$$

$$M_{cr}= 48739788.08 \text{ N.mm}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot W_{ply}}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{3,14^2 * 2,1.10^5 * 71.6 \times 10^3}{48739788.08}} = 55.15$$

a) Calcul de l'élancement réduit  $\overline{\lambda}_{LT}$ :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_W}$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon \text{ Avec } \varepsilon = \frac{235}{275} = 0.85$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{55.15}{80.24} \cdot 1 = 0.69$$

b) Détermination de  $\chi$ :

A partir de la courbe de **flambement a** on obtient :

$$\chi = 0,8524$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_W \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 0,8524 \times 1 \times 71.6 \times \frac{275}{1,1} \times 10^{-2} = 152.58 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 11.49 \text{ KN.m} < M_{b,Rd} = 152.58 \text{ KN.m}$  il ya pas de risque au déversement donc l'**IPEA140** est opté comme console du balcon.

## V / Conclusion

Après avoir terminé le pré dimensionnement des éléments secondaires et avoir fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments étudiés les profils suivants :

Tableau VI. 4: résultats du pré-dimensionnement

ELEMETS	PROFILE ADOPTE
LIMON	UPN200
POUTRE PALIERE	IPN280
BALCON	IPEA140

# Chapitre VII :

## Etudes sismique

## **I-Introduction**

Ce chapitre a pour but de déterminer les sollicitations engendrées par un éventuel séisme à chaque niveau de notre structure afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines et de la construction vis-à-vis des effets de l'action sismique par une conception et un dimensionnement appropriés. Cette étude s'appuie sur le règlement ( RPA99 /03).

## **II-Le séisme**

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs de différentes parties de l'écorce terrestre, lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignant la surface du sol.

## **III- Analyses de la structure**

### **III-1-Type d'analyse**

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

Les chargements statiques sont :

- le poids propre de la structure
- Les effets dus aux actions climatiques
- Les charges d'exploitation

Les chargements dynamiques sont

- Les effets sismiques

### **III-2- choix de la méthode de calcul**

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le (RPA99/03).ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application diffèrent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

- a) la méthode statique équivalente (M.S.E)
- b) La méthode d'analyse modale spectrale
- c) La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

**III-2-1 la méthode statique équivalente(M.S.E)**

La méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures, est celle-ci basée sur l'utilisation des spectres de repenser.

Mais comme le (RPA99/03) préconise que le l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc on calcule l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

**❖ principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Pour appliquer cette méthode, on doit satisfaire les conditions suivantes :

**❖ Condition sur la hauteur :**

Celle-ci est en fonction de la zone de sismicité : le bâtiment ne doit pas dépasser 65m de hauteur pour les zones I et II et 30m pour la zone III.

Notre bâtiment est implanté à REGHAIA (ZONE III) Sa hauteur totale  $h=17m < 30m$ .....condition vérifiée..

**IV- calcul de la force sismique totale**

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W_T \dots \dots \dots (RPA99/03).$$

## IV-1 Détermination du coefficient d'accélération de Zone

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le règlement (RPA99/03) en fonction de zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment dans notre cas, on est dans la **zone III** et groupe d'usage **2**.

**Donc : A=0,25**

## IV-2 Détermination du facteur d'amplification dynamique moyenne D

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} T_2 \leq T \leq 3.0 S \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} T \geq 3.0 S \end{cases}$$

Avec :

**T<sub>2</sub>** : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site est donné par le règlement (RPA99/03), (**site S3 T<sub>2</sub>=0,50s**)

**$\eta$**  : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 1 \geq 0,7$

Ou  $\xi$ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif,

$\xi$  : est donnée par le règlement (RPA99/03) :

Nous avons structuré en portiques acier, donc

**$\xi=5\%$**

D'où  **$\eta=1 > 0,7$**

### IV-3 Estimation de la période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale « T » de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques

La formule empirique à utiliser est donnée par le règlement (RPA99/03)

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

Avec :

$h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la construction jusqu'au dernier niveau(N)

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donnée par le règlement ( RPA99/03).

#### Sens X-X :

Contreventement assurée par des palées de stabilité en acier avec remplissage en maçonnerie,

D'où  $C_T=0,050$

#### Sens Y-Y :

Contreventement assurée par des palées de stabilité en acier avec remplissage en maçonnerie, d'où  $C_T=0,050$

Donc :  $T_x = T_y = 0,050 \times (17)^{3/4} = 0.42 \text{ s}$

$T_1=0,42\text{s}$

➤ **Remarque :** pour notre système de contreventement on peut également utiliser une

Autre formule pour le calcul de la période :

$$T = \frac{0,09 \cdot H_N}{\sqrt{D}} \dots \dots \dots \text{(RPA99/03)}$$

Ou  $H_N$  désignent la hauteur du bâtiment.

Le RPA propose de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement

Sens longitudinal :

$$T_2 = \frac{0,09 \cdot H_N}{\sqrt{D}} = \frac{0,09 \cdot 17}{\sqrt{25.5}} = 0,30s$$

$$T_x = \min(0,30 ; 0,42) = 0,3s$$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyenne est égale :

$$D = 2,5\eta$$

$$D = 2,5 \times 1$$

$$D_x = 2.5$$

Sens transversal :

$$T_2 = \frac{0,09 \cdot H_N}{\sqrt{D}} = \frac{0,09 \cdot 17}{\sqrt{10.6}} = 0,47s$$

$$T_y = \min(0,47 ; 0,42) = 0,42s$$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyenne est égale :

$$D = 2,5\eta$$

$$D_y = 2,5 \times 1$$

$$D_y = 2.5$$

#### **IV-4 Détermination du coefficient de comportement global de la structure R**

R : coefficient de comportement global de la structure. Sa valeur est donnée dans le règlement (RPA99/03), en fonction du système de contreventement

Sens X-X :

Ossature contreventée par palées triangulées en V  $\longrightarrow$  R=3

Sens Y-Y :

Ossature contreventée par palées triangulées en V  $\longrightarrow$  R=3

#### **IV-5 Détermination du facteur de qualité Q**

Q : facteur de qualité de la structure, fonction de la redondance géométrie, régularité en plan et en élévation et la qualité de contrôle de la construction.

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q$$

$p_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité 'q' est satisfait ou non.

La valeur de  $P_q$  est donnée selon le règlement (RPA99/03).

❖ **Selon le règlement (RPA99/03) les critères de qualité “q<sub>i</sub>” à vérifier sont :**

##### **1-condition minimale sur les files de contreventement**

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois travées

Dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

##### **2-Redondances en plan**

Chaque étage devra avoir, en plan au moins quatre files de portique et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront disposées symétriquement autant que possible avec un rapport être valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.pour notre cas on a :

##### **3-régularités en plan**

La structure est classée régulière en plan dans les deux sens :  $P_3=0$

##### **4-régularité en élévation**

La structure est classée régulière en élévation dans les deux sens :  $p_4=0$

Tableau VII. 1: Vérification des pénalités

N°	Critère de qualité « q »	P <sub>qx</sub>	P <sub>qy</sub>
1	Conditions minimales sur les files porteuses	0.05	0
2	Redondance en plan	0,05	0
3	Régularité en élévation	0	0
4	Contrôles de qualité des matériaux	0	0
5	Régularité en élévation	0	0
6	Contrôles de la qualité de l'exécution	0.1	0.1

**5-contrôles de la qualité des matériaux**

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise : critère observé :p<sub>5</sub>=0

**6-contrôle de la qualité de l'exécution**

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier .cette mission doit comprend notamment une supervision des essais effectuée sur les matériaux : critère observé P<sub>6</sub>=0

$$Q_x=1+(0.5+0,05+0+0+0+0)=1,2$$

$$Q_y=1+(0+0+0+0+0+0)=1.1$$

**IV-6- poids totale de la structure W**

W est égal à la somme des poids W<sub>i</sub>, calculé à chaque niveau

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec :

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

## Chapitre VII:

## Etude sismique

$W_{Gi}$ : poids du aux charges permanentes et celles des équipements fixes solidaires de la structure.

$W_{Qi}$ : charge d'exploitation

$\beta$ : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation est donnée par le règlement (RPA99/03)

Dans notre cas  $\beta=0,20$

### a-Evaluation des charges :

#### a-1-charges permanentes par niveaux :

Tableau VII. 2: Charges permanentes  $W_{Gi}$  de toute la structure.

Eléments	Profilés utilisée	Poids propre (Kg /m <sup>2</sup> )	Nombre de chaque élément	La longueur de l'élément(m)	La charge W (dAN)
Les solives	IPE160	15.8	268	3.75	15879
Poutre secondaire	IPE160	15.8	100	3.75	5925
Poteau	HEA240	60.3	60	3 1.5	16281
Poutre principale	IPEO 300	49.3	96	5.30	25083.84
élément		Poids propre (Kg/m <sup>2</sup> )	Nombre	Surfaces (m <sup>2</sup> )	La charge W(dAN)
escalier	Palier volée	368.70		<b>S=9.93</b>	3661.19
RDC+Etage 1+2+3		531	4	258.81	549712.44
Plancher terrasse		676	1	278.76	188441.76
acrotère		25	1	36.57	914.25
balcon	IPEA140	10.5	16	3.75	630
Les murs		90		577.6	51984
				<b><math>\Sigma W_{Gi}</math></b>	<b>858512.48</b>

**a-2 Charge d’exploitation par niveau**

Tableau VII. 3: Charges d’exploitions WQi de toute la structure

élément	Q	Nombre	Surfaces (m <sup>2</sup> )	La charge W (kN)
escalier	2.5	9	S=5.33+ S=4.60 S=9.93	89.37
Plancher terrasse	1	1	278.76	278.76
Etage courant	1.5	4	258.81	1552.86
balcon	3.5	16	3.75	210
			<b>ΣWQi</b>	<b>2131</b>

**b-charges totales :**

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

D’après le règlement (RPA99/03), pour une construction métallique ,on a  $\beta = 0.2$

$$W_T = 858512.48 + (0.2 \times 2131) = 858938.68 \text{ dAN}$$

**La force sismique totale :**

$$V = \frac{A_x D_x Q}{R} \times W_T$$

	Sens longitudinal	Sens transversal
<b>A</b>	0,25	0,25
<b>D</b>	2.5	2.5
<b>Q</b>	1.2	1.1
<b>R</b>	3	3
<b>W<sub>T</sub>(KN)</b>	<b>8589.39</b>	<b>8589.39</b>
<b>V<sub>T</sub>(KN)</b>	<b>2147.35</b>	<b>1968.40</b>

### V- Distributions de la résultante des forces sismiques suivant la hauteur

La résultante des forces sismiques  $V$  à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

Avec :

$F_t$  = Force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieures des vibrations, elle est donnée par la formule suivante :

$F_t = 0,07T \cdot V$  ..... pour  $T > 0,7s$

$F_t = 0$  ..... pour  $T \leq 0,7s$

On a  $T = 0,42s < 0,7s$  donc  $F_t = 0$

La partie restante de  $V$  soit  $(V - F_t)$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t)}{\sum W_j} \frac{W_i \cdot h_i}{h_j}$$

Avec :

$F_i$  : Effort horizontal revenant au niveau  $i$ .

$h_i$  : niveau du plancher où s'exerce la force  $F_i$ .

$h_j$  : niveau du plancher quelconque.

$W_i, W_j$  : poids revenant aux planchers  $i, j$ .

$$F_t = 0 \quad F_i = \frac{V \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{j=i}^n W_j \cdot h_j}$$

Tableau VII. 4: la répartition de l'effort sismique longitudinal selon la hauteur.

<b>Sens longitudinal: V=2147.35KN</b>				
<b>Niveau</b>	<b><math>W_i=W_j(\text{KN})</math></b>	<b><math>h_i=h_j(\text{m})</math></b>	<b><math>W_j \times h_j (\text{KN.m})</math></b>	<b><math>F_i (\text{KN})</math></b>
<b>RDC</b>	1374.28	3	4122.84	127.39
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	1374.28	6	8245.68	254.79
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	1374.28	9	12368.52	382.18
<b>3<sup>ème</sup> étage</b>	1374.28	12	16491.36	509.58
<b>4<sup>ème</sup> étage</b>	1884.41	15	28266.15	873.41

Tableau VII. 5: la répartition de l'effort sismique transversal selon la hauteur

<b>Sens transversal: V=1968.40KN</b>				
<b>Niveau</b>	<b><math>W_i=W_j(\text{KN})</math></b>	<b><math>h_i=h_j(\text{m})</math></b>	<b><math>W_j \times h_j (\text{KN.m})</math></b>	<b><math>F_i (\text{KN})</math></b>
<b>RDC</b>	1374.28	3.00	4122.84	116.77
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	1374.28	6.00	8245.68	233.59
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	1374.28	9.00	12368.52	350.33
<b>3<sup>ème</sup> étage</b>	1374.28	12.00	16491.36	467.1
<b>4<sup>ème</sup> étage</b>	1884.41	15.00	28266.15	800.62

# Chapitre VIII :

## Pré dimensionnement des contreventements

**I- Introduction**

Les contreventements sont des éléments stabilisateurs principaux d'une structure. Ils sont soumis à des forces situées essentiellement dans leur plan. Les charges et action qui provoquent ces forces sont :

- Le vent agissant sur la façade de la structure.
- Le mouvement horizontal imposé aux fondations de la structure par les séismes.
- L'action horizontale des ponts roulants agissant sur les voies de roulement.

Les contreventements ayant pour rôle de transférer les forces qui les sollicitent jusqu'aux fondations, ils doivent être conçus de manière à fonctionner comme les éléments porteurs stables, reposant des appuis.

La vérification de la sécurité structurale d'une barre, comprimée soumise au flambage consiste à vérifier la relation suivante :

$$N_{c.sd} \leq N_{ord} = X \cdot A \cdot f_y / \gamma_{\mu_1}$$

La vérification de la sécurité structurale d'une barre tendue consiste à vérifier :

$$N_{sd} \leq N_{trd} = A \cdot f_y / \gamma_{\mu_0} \text{ (D.T.R.B)}$$

**II- Calcul de la palée de stabilité en long pan**

Dans ce sens la stabilité verticale est assurée par des palées de stabilité en V.

**II-1- Dimensionnement des diagonales en V**

- Calcul des angles des diagonales

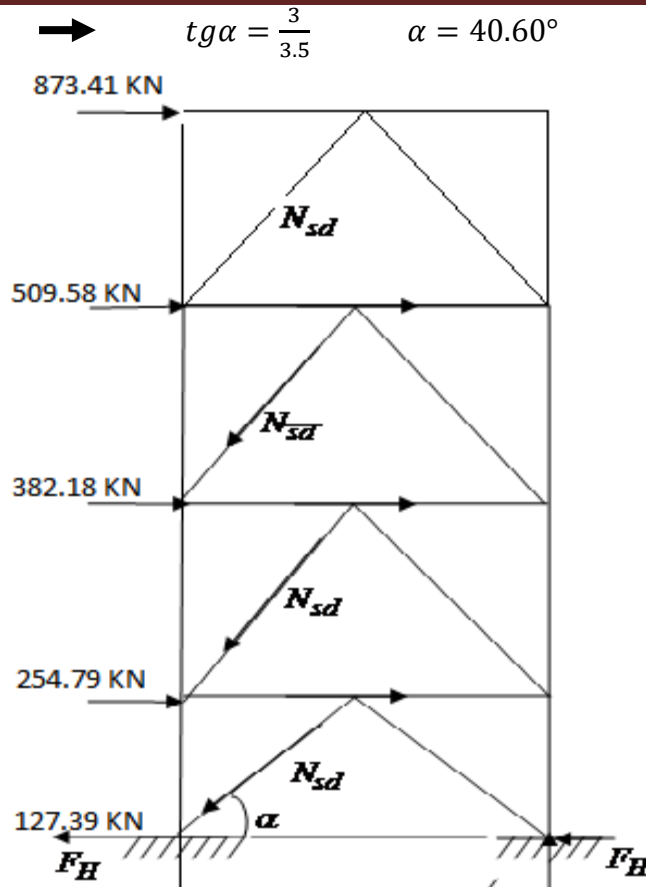


Figure VIII. 1: contreventement en V

Longueur des diagonales

$$D = \sqrt{3^2 + 1.75^2} = 3.47m$$

- Vérification des diagonales à la traction

On doit vérifier la formule suivant :

$$N_{sd} \leq N_{trd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{Dahmani.L ; 2021})$$

On a:

$$N_{sd} = \frac{218.35}{\cos \alpha} = \frac{218.35}{\cos 40.60^\circ} = 287.59 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 287.59 \text{ KN}$$

Donc :

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} \text{ (Dahmani.L ; 2021)}$$

$$A \geq \frac{287.59 \times 1.1}{27.5} = 11.50 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit une **double cornière L70\*70\*7**.

- Vérification au flambement

On a :

$$N_{sd} = 287.59 \text{ KN}$$

On doit vérifier la formule suivant :

$$N_{csd} \leq N_{by.Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot B_A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$L_1 = D = 350 \text{ Cm}$$

$$A = 18.8 \text{ Cm}^2 ; i_y = 4.24 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_1}{i_y} = \frac{350}{4.24} = 82.55$$

$$\bar{\lambda} = 82.55 / 93.3 = 0.88$$

On a :

$$\lambda = 1.03$$

$$h/b < 1.2 ; t_f < 40 \text{ mm ; axe y-y}$$

$$\left. \begin{array}{l} \lambda = 1.03 \\ h/b < 1.2 ; t_f < 40 \text{ mm ; axe y-y} \end{array} \right\} \rightarrow \chi = 0.6740$$

Courbe b

Donc :

$$N_{by,Rd} = \frac{0,6740 \times 18,8 \times 27,5}{1,1} = 316,78 \text{KN}$$

$N_{sd}=287.59 \text{ KN} < N_{by,Rd}=316.78 \text{ KN} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Nb : le profile ( 2\* L70\*70\*7) convient comme des diagonales en  $\Lambda$

**a-Vérification a la sécurité des éléments tendue :**

Lorsque la charge du vent est applique dans la direction opposée, le contreventement sera chargé en tension .La section doit donc être vérifiée a la résistance, pour la même valeur de charge, afin de s’assurer qu’elle est également satisfaisante en traction.

**b- Vérification a la résistance de la section transversale :**

La charge axiale appliquée,  $N_{sd}$  doit être inferieure a la résistance nominale de traction de la section transversale ,  $N_{t Rd}$

$$N_{sd} \leq N_{t Rd}$$

$$N_{sd} = 287.59 \text{ KN}$$

$$N_{t Rd} = \frac{A \times fy}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{t Rd} = \frac{A \times fy}{\gamma_{M0}} = \frac{1880 \times 275}{1.1 \times 10^3} = 470 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 287.59 \text{KN} < N_{t Rd} = 470 \text{KN}$  **Condition vérifiée**

**c- Vérification a la résistance de la section transversale :**

$$N_{sd} \leq N_{c Rd}$$

$$N_{c Rd} = \frac{A \times fy}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{sd} = 287.59 \text{ KN}$$

$$N_{c Rd} = \frac{A \times fy}{\gamma_{M0}} = \frac{1880 \times 275}{1.1 \times 10^3} = 470 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 287.59 \text{ KN} < N_{tRd} = 470 \text{ KN}$  ..... Condition vérifiée

### **III- Conclusion**

Le contreventement remplit toutes les exigences pour les éléments en traction et en compression, et est donc satisfaisant.

Et pour des raisons constructives, on opte pour 2(CAE 75\*7).

# Chapitre IX : Vérification des éléments

## **I / Introduction**

Ce chapitre est consacré à vérifier tous les éléments aux sollicitations afin d'assurer la stabilité globale de l'ossature.

La vérification de l'ossature nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, séismiques et climatiques) qui lui seraient appliquées. Le calcul se fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles ils pourraient être soumis durant toute leur période d'exploitation de l'ouvrage.

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, poutres, contreventement.....) elles servent également au calcul des assemblages. Ainsi qu'à celui de l'infrastructure....etc)

## **II / Méthode de travail**

Après avoir pré dimensionné les éléments de notre structure (les éléments structuraux et secondaires), on passe à la vérification de ces éléments à l'aide du logiciel ROBOT. On modélise notre structure sur ROBOT en utilisant les profilés déjà pré-dimensionnés, puis on introduit les charges permanentes, les surcharges d'exploitation et les combinaisons d'action puis on lance le calcul et on vérifie les éléments.

L'organigramme ci-dessous résume les étapes de travail:

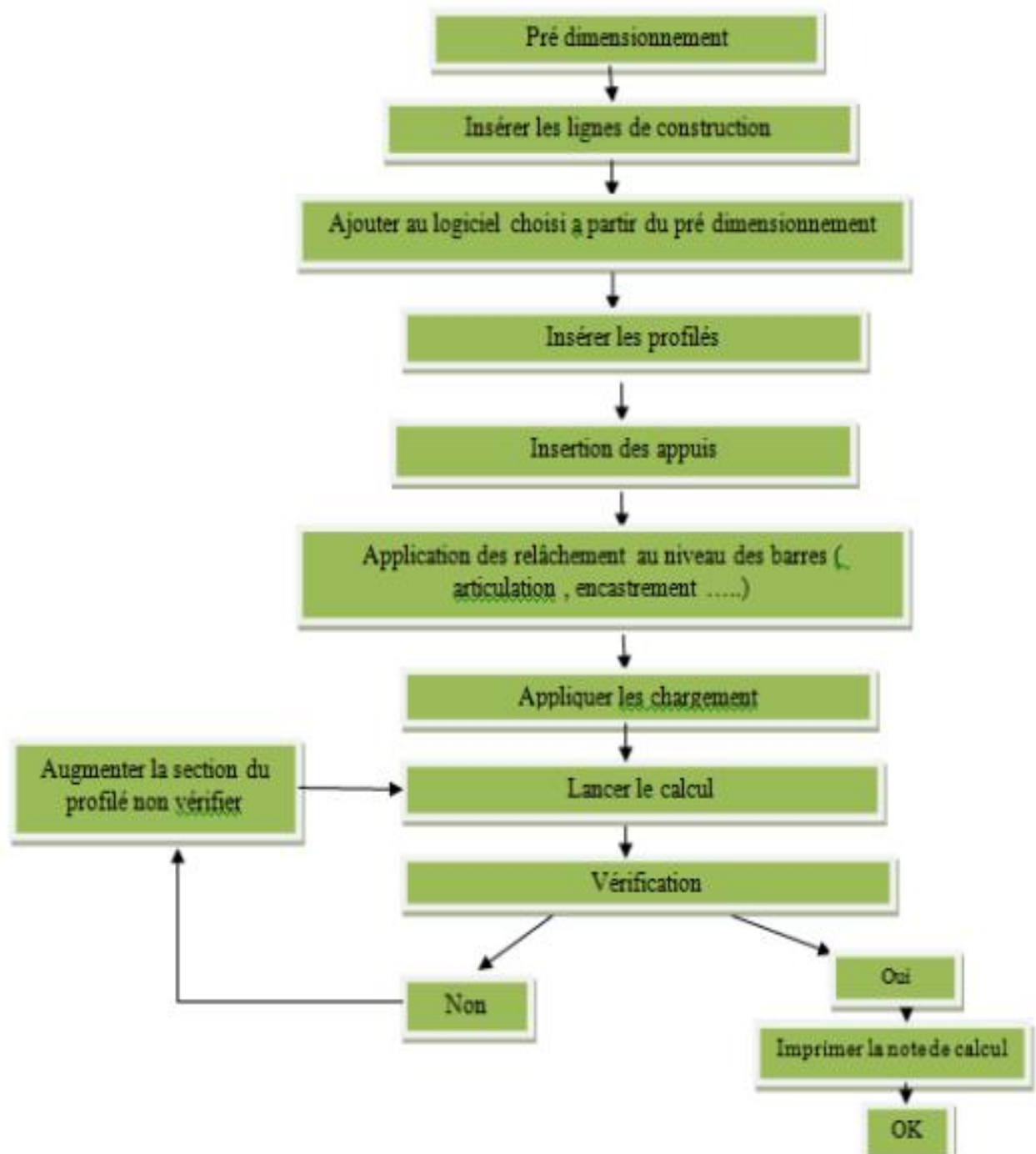


Figure IX. 1: Etape de modélisation à l'aide du logiciel ROBOT

### III/ Etapes de modélisation

#### III-1- Matériaux utilisé

##### a. Acier :

- La limite élastique de traction,  $f_y=275$  Mpa.

- Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal)  $E=210000$  Mpa
- Module d'élasticité transversal  $G=81000$  Mpa.
- La masse volumique de l'acier :  $\rho = 7850$  Kg/m<sup>3</sup>
- Coefficient de poisson  $\nu = 0.3$

**b. Béton**

- Résistance à la compression à 28 jours  $f_{c28} = 25$  Mpa
- La résistance caractéristique à la traction  $f_{t28}$  : donné par la formule suivante :

$$f_{t28} = 0.6 * 0.06 f_{c28} \text{ (BAEL/96)}$$

$$F_{t28} = 0.6 * 0.06 * 25 = 2.1 \text{ Mpa}$$

- La masse volumique :  $\rho = 2500$  Kg/m<sup>3</sup>
- Le module d'élasticité longitudinale  $E = 32164.2$  Mpa.
- Coefficient de poisson  $\nu = 0$  à l'ELU
- $\nu = 0.2$  à l'ELS

**IV- Modélisation géométrique**

**Vue en 2D :**

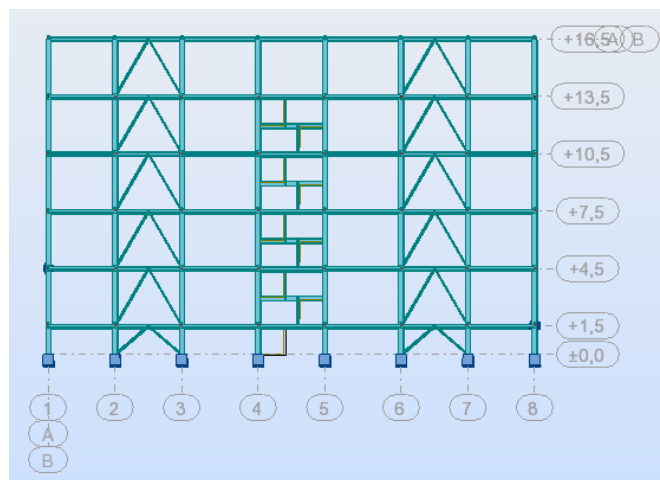


Figure IX. 2 : Vue en élévation en 2D de la structure dans le plan XZ

Vue en plan du plancher :

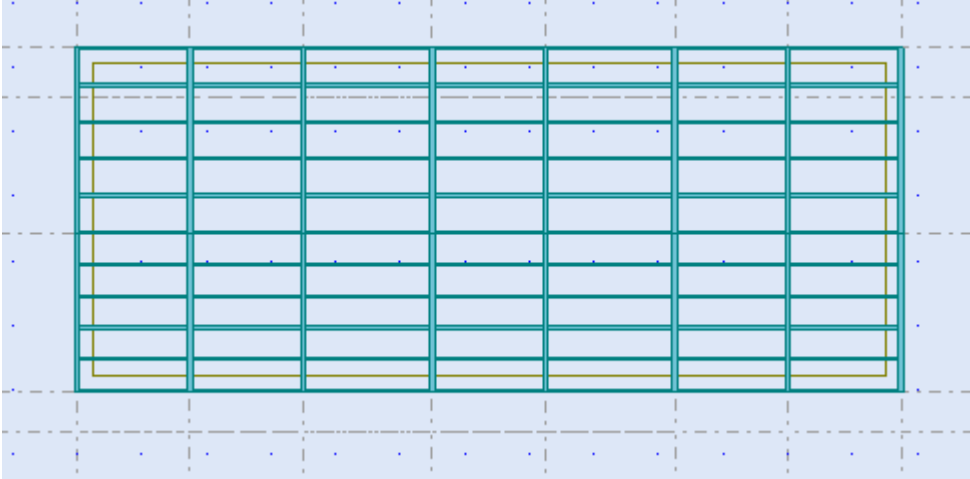


Figure IX. 3: Vue en plan du plancher terrasse

Vue en élévation de la face long pan :

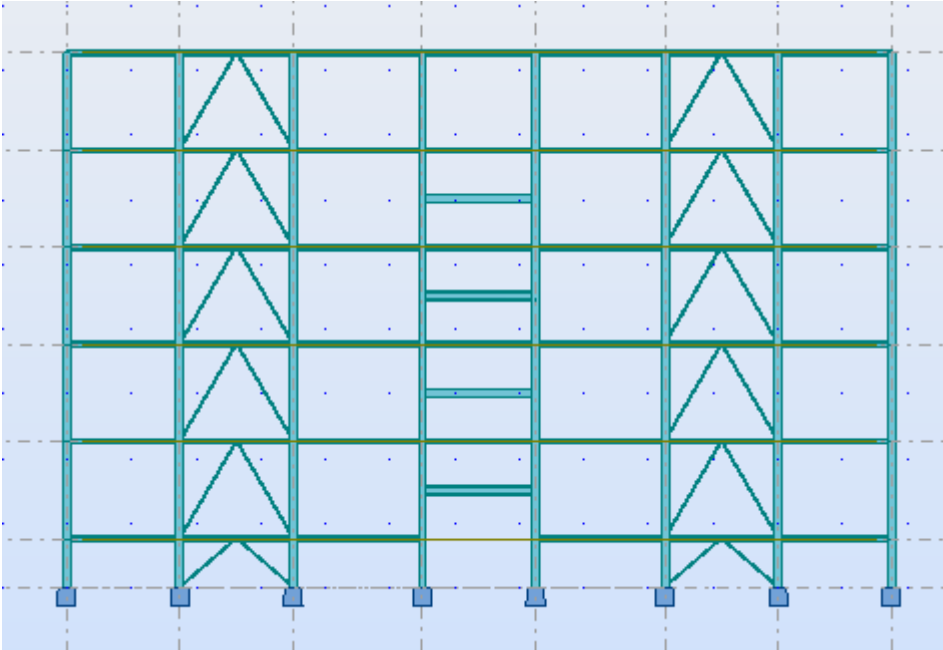


Figure IX. 4: Vue en élévation de la face long pan

Vue en élévation de la face pignon :

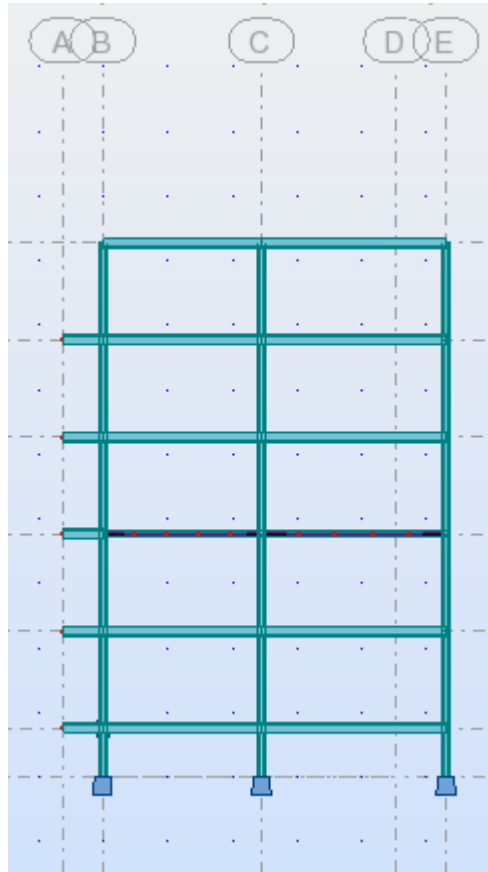


Figure IX. 5: Vue en élévation de la face pignon

#### IV-1 - Chargements

Pour le plancher étage courant :

La charge permanente due au revêtement  $G = 5.31 \text{ KN/m}^2$

La surcharge d'exploitation  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

Pour le plancher terrasse :

La charge dues au revêtement  $G= 6.76 \text{ KN/ m}^2$

La surcharge d'exploitation  $Q= 1 \text{ KN/ m}^2$

**Pour l'escalier :** la surcharge d'exploitation  $Q = 2,5 \text{ KN/ m}^2$

**IV-2- Les Combinaisons d'actions**

A l'ELU :

$$1.35G + 1.5Q$$

A l'ELS :

$$G + Q$$

Accidentelle :

- $0,8G \pm Ey$
- $G + Q \pm 1,2Ey$
- $G + Q \pm Ey$

**IV-3- Résultat des vérifications à l'aide du logiciel ROBOT**

Les résultats des vérifications des éléments de notre ouvrage sont donnés comme suit :

## IV-3-1-Vérification a L'ELS ET a L'ELU

## IV-3-1-1- Vérification des poteaux

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *CM66*TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: *1 Poteau\_*POINT: *3*COORDONNEE: *x = 1.00 L = 1.5 m*

CHARGEMENTS:

*Cas de charge décisif: 25 C11 (1+2+4+5+9)\*1.35+(3+6+7)\*1.50*

MATERIAU:

ACIER  $f_y = 275.000$  MPaPARAMETRES DE LA SECTION: **HEA240**

ht=23.0 cm

bf=24.0 cm

ea=0.8 cm

es=1.2 cm

Ay=57.6 cm<sup>2</sup>Iy=7763.2 cm<sup>4</sup>Wely=675.1 cm<sup>3</sup>Az=17.3 cm<sup>2</sup>Iz=2768.8 cm<sup>4</sup>Welz=230.7 cm<sup>3</sup>Ax=76.8 cm<sup>2</sup>Ix=41.7 cm<sup>4</sup>

CONTRAINTES:

SigN = 412.946/76.8 = 53.741 MPa

SigFy = 26.193/675.1 = 38.801 MPa

SigFz = 6.907/230.7 = 29.935 MPa



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly=1.5 m

Lfy=1.0 m

Lambda y=10.45

Muy=353.42

k1y=1.00

kFy=1.00



en z:

Lz=1.5 m

Lfz=1.0 m

Lambda z=17.49

Muz=126.05

k1z=1.00

kFz=1.01

FORMULES DE VERIFICATION:

$$k1 \cdot \text{SigN} + kFy \cdot \text{SigFy} + kFz \cdot \text{SigFz} = 1.00 \cdot 53.741 + 1.00 \cdot 38.801 + 1.01 \cdot 29.935 = 123.149 < 275.000 \text{ MPa}$$
 (3.731)

$$1.54 \cdot \text{Tauy} = |1.54 \cdot -1.225| = |-1.886| < 275.000 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

$$1.54 \cdot \text{Tauz} = 1.54 \cdot 12.632 = 19.454 < 275.000 \text{ MPa} \quad (1.313)$$
**Profil correct !!!**

## IV-3-1-2 - Vérification des poutres principales

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: CM66

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 31 Poutre\_31

POINT: 3

COORDONNEE:  $x = 1.00$   $L = 5.7$  m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 32 C17 (1+4+6+14)\*1.00

MATERIAU:

ACIER  $f_y = 275.000$  MPa

PARAMETRES DE LA SECTION: PR IPEO300

ht=30.4 cm

bf=15.2 cm

ea=0.8 cm

es=1.3 cm

Ay=38.6 cm<sup>2</sup>Iy=9994.2 cm<sup>4</sup>Wely=657.5 cm<sup>3</sup>Az=24.3 cm<sup>2</sup>Iz=745.7 cm<sup>4</sup>Welz=98.1 cm<sup>3</sup>Ax=62.8 cm<sup>2</sup>Ix=31.2 cm<sup>4</sup>

CONTRAINTES:

 $\text{SigN} = 11.974/62.8 = 1.906$  MPa $\text{SigFy} = 79.688/657.5 = 121.196$  MPa $\text{SigFz} = 0.049/98.1 = 0.498$  MPa

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

 $\text{SigN} + kF_y \cdot \text{SigFy} + kF_z \cdot \text{SigFz} = 1.906 + 1.00 \cdot 121.196 + 1.00 \cdot 0.498 = 123.599 < 275.000$  MPa (3.731) $1.54 \cdot \text{Tau}_y = |1.54 \cdot -0.004| = |-0.006| < 275.000$  MPa (1.313) $1.54 \cdot \text{Tau}_z = |1.54 \cdot -25.568| = |-39.374| < 275.000$  MPa (1.313)**Profil correct !!!**

## IV-3-1-3 -Vérification des poutres secondaires

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: CM66

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 47 Poutre\_47

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.0 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 15 C1 (1+4)\*1.35+6\*1.50

MATERIAU:

ACIER  $f_y = 275.000$  MPa

PARAMETRES DE LA SECTION: PS IPE160

ht=16.0 cm

bf=8.2 cm

ea=0.5 cm

es=0.7 cm

Ay=12.1 cm<sup>2</sup>Iy=869.3 cm<sup>4</sup>Wely=108.7 cm<sup>3</sup>Az=8.0 cm<sup>2</sup>Iz=68.3 cm<sup>4</sup>Welz=16.7 cm<sup>3</sup>Ax=20.1 cm<sup>2</sup>Ix=3.6 cm<sup>4</sup>

CONTRAINTES:

SigN = 1.325/20.1 = 0.660 MPa

SigFy = 5.320/108.7 = 48.961 MPa

SigFz = 0.008/16.7 = 0.502 MPa



z=1.00

lD\_inf=3.5 m



B=1.00

C=1.00

D=2.23

kD=1.97

Sig D=80.214 MPa

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

SigN + kD\*kFy\*SigFy + kFz\*SigFz = 0.660 + 1.97\*1.00\*48.961 + 1.00\*0.502 = 97.579 &lt; 275.000 MPa (3.731)

1.54\*Tauy = 1.54\*0.005 = 0.007 &lt; 275.000 MPa (1.313)

1.54\*Tauz = 1.54\*10.461 = 16.110 &lt; 275.000 MPa (1.313)

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

uy = 0.002 cm &lt; uy max = L/200.00 = 1.750 cm

Vérifié

Cas de charge décisif: 16 C2 (1+4+6)\*1.00

uz = 0.093 cm &lt; uz max = L/200.00 = 1.750 cm

Vérifié

Cas de charge décisif: 16 C2 (1+4+6)\*1.00



Déplacements Non analysé

Profil correct !!!

## IV-3-1-4-Vérification des solives

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: CM66

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 93 Poutre\_93

POINT: 3

COORDONNEE: x = 1.00 L = 3.5 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 15 C1 (1+4)\*1.35+6\*1.50

MATERIAU:

ACIER  $f_y = 275.000$  MPa

PARAMETRES DE LA SECTION: solive IPE160

ht=16.0 cm

bf=8.2 cm

ea=0.5 cm

es=0.7 cm

Ay=12.1 cm<sup>2</sup>Iy=869.3 cm<sup>4</sup>Wely=108.7 cm<sup>3</sup>Az=8.0 cm<sup>2</sup>Iz=68.3 cm<sup>4</sup>Welz=16.7 cm<sup>3</sup>Ax=20.1 cm<sup>2</sup>Ix=3.6 cm<sup>4</sup>

CONTRAINTES:

SigN = -0.030/20.1 = -0.015 MPa

SigFy = 10.347/108.7 = 95.225 MPa

SigFz = 0.001/16.7 = 0.034 MPa



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z=1.00

lD\_inf=3.5 m

B=1.00

C=1.00

D=2.23

kD=1.97

Sig D=80.214 MPa

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

SigN + kD\*SigFy + SigFz = -0.015 + 1.97\*95.225 + 0.034 = 187.541 &lt; 275.000 MPa (3.731)

1.54\*Tauy = 1.54\*0.000 = 0.000 &lt; 275.000 MPa (1.313)

1.54\*Tauz = |1.54\*-21.513| = |-33.130| &lt; 275.000 MPa (1.313)

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

uy = 0.000 cm &lt; uy max = L/200.00 = 1.750 cm

Vérifié

Cas de charge décisif: 16 C2 (1+4+6)\*1.00

uz = 0.376 cm &lt; uz max = L/200.00 = 1.750 cm

Vérifié

Cas de charge décisif: 16 C2 (1+4+6)\*1.00



Déplacements Non analysé

Profil correct !!!

## IV-3-1-5 - Vérification des poutres palières

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: CM66

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 1072 Poutre\_1072

POINT: 1

COORDONNEE:  $x = 0.59 L = 2.1 \text{ m}$ 

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 21 C7 (1+2)\*1.35+3\*1.50

MATERIAU:

ACIER  $f_y = 275.000 \text{ MPa}$ 

PARAMETRES DE LA SECTION: PPL IPN280

ht=28.0 cm

bf=11.9 cm

ea=1.0 cm

es=1.5 cm

Ay=36.2 cm<sup>2</sup>Iy=7590.0 cm<sup>4</sup>Wely=542.1 cm<sup>3</sup>Az=28.3 cm<sup>2</sup>Iz=364.0 cm<sup>4</sup>Welz=61.2 cm<sup>3</sup>Ax=61.0 cm<sup>2</sup>Ix=44.2 cm<sup>4</sup>

CONTRAINTES:

SigN =  $-0.134/61.0 = -0.022 \text{ MPa}$ SigFy =  $33.475/542.1 = 61.746 \text{ MPa}$ SigFz =  $0.106/61.2 = 1.726 \text{ MPa}$ 

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z=1.00

B=1.00

D=1.99

Sig D=121.034 MPa

lD\_sup=3.5 m

C=1.00

kD=1.29

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

SigN + kD\*SigFy + SigFz =  $-0.022 + 1.29*61.746 + 1.726 = 81.614 < 275.000 \text{ MPa}$  (3.731) $1.54*\text{Tau}_y = 1.54*0.053 = 0.082 < 275.000 \text{ MPa}$  (1.313) $1.54*\text{Tau}_z = 1.54*0.548 = 0.844 < 275.000 \text{ MPa}$  (1.313)

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

 $u_y = 0.013 \text{ cm} < u_y \text{ max} = L/200.00 = 1.750 \text{ cm}$ 

Vérifié

Cas de charge décisif: 22 C8 (1+2+3)\*1.00

 $u_z = 0.188 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/200.00 = 1.750 \text{ cm}$ 

Vérifié

Cas de charge décisif: 22 C8 (1+2+3)\*1.00



Déplacements Non analysé

**Profil correct !!!**

## IV-3-1-6- Vérification des contreventements

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *CM66*TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: *1165 Barre\_1165*POINT: *3*COORDONNEE: *x = 1.00 L = 3.5 m*

CHARGEMENTS:

*Cas de charge décisif: 23 C9 1\*1.35+12\*1.50*

MATERIAU:

ACIER  $f_y = 275.000$  MPaPARAMETRES DE LA SECTION: *2 CAE 75x7*

ht=7.5 cm

bf=15.5 cm

ea=0.7 cm

es=0.7 cm

 $A_y = 9.4$  cm<sup>2</sup> $I_y = 105.2$  cm<sup>4</sup> $W_{ely} = 19.5$  cm<sup>3</sup> $A_z = 9.4$  cm<sup>2</sup> $I_z = 216.8$  cm<sup>4</sup> $W_{elz} = 28.0$  cm<sup>3</sup> $A_x = 20.2$  cm<sup>2</sup> $I_x = 3.3$  cm<sup>4</sup>

CONTRAINTES:

 $\text{SigN} = 43.445/20.2 = 21.507$  MPa $\text{SigFy} = 0.199/50.1 = 3.981$  MPa $\text{SigFz} = 0.011/28.0 = 0.411$  MPa

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

 $L_y = 3.5$  m $L_{fy} = 3.5$  m $\text{Lambda } y = 152.18$  $\mu_{uy} = 4.16$  $k_{ly} = 1.10$  $k_{Fy} = 1.54$ 

en z:

 $L_z = 3.5$  m $L_{fz} = 3.5$  m $\text{Lambda } z = 106.02$  $\mu_{uz} = 8.57$  $k_{lz} = 1.04$  $k_{Fz} = 1.21$ 

FORMULES DE VERIFICATION:

 $k_1 * \text{SigN} + k_{Fy} * \text{SigFy} + k_{Fz} * \text{SigFz} = 1.10 * 21.507 + 1.54 * 3.981 + 1.21 * 0.411 = 30.398 < 275.000$  MPa (3.731) $1.54 * \text{Tau}_y = 1.54 * 0.024 = 0.037 < 275.000$  MPa (1.313) $1.54 * \text{Tau}_z = |1.54 * -0.208| = |-0.320| < 275.000$  MPa (1.313)*Profil correct !!!*

**V/ Conclusion**

Après avoir terminé les vérifications permettant de satisfaire les conditions de stabilité et de résistance, on représente les différents éléments adoptés dans le tableau ci-dessous :

<b>Poteau</b>	<b>HEA240</b>
<b>Poutre principale</b>	<b>IPEO300</b>
<b>Poutre secondaire</b>	<b>IPE160</b>
<b>Solives</b>	<b>IPE160</b>
<b>Poutre palières</b>	<b>IPN280</b>
<b>Contreventement</b>	<b>2 CAE 75x7</b>

# Chapitre X :

## Calcul des assemblages

## **I / Introduction**

Ce chapitre consiste à l'étude de différents assemblages qui sont définis en fonction du mode de liaison retenue « par soudure ou par boulons » de la géométrie des pièces à attacher, et des efforts à transmettre d'une pièce à l'autre.

Il existe plusieurs modes d'assemblages fondamentales utilisés dans la construction métallique, dont les principaux modes sont :

- Le rivetage
- Le boulonnage
- Le soudage
- Le collage

Dans notre cas on utilise des assemblages par boulonnage.

• Un bon comportement des assemblages boulonnés par platine d'about peut apporter une meilleure résistance e la structure métallique vis-à-vis des chargements statique et dynamique. De part leur simplicité, de leur coup de reviens, de leur facilite lors la mise en œuvre, les assemblages boulonnés avec platine d'about sont devenu les attaches les plus utilisées dans les charpentes métallique (**A.ABIDELAH et al, 2010**).

Le logiciel **ROBOT** nous permet de calculé les différent assemblages et les résultats des calculs sont comme suites :

## **II-Les types des assemblages**

### **II-1- Assemblage du pied de poteau encastré**

La base des poteaux sert à transmettre les charges au sol à l'aide d'assises en acier, ces assises sont des plaques métalliques appelées « platines »,fixées aux pieds des poteaux par des tiges d'ancrages sur le béton d'appui, dans notre cas les poteaux sont encastré à leur base.



Les tiges d'ancrages ont pour but de résister aux effets des charges de calcul, elles doivent assurer la résistance en traction nécessaires vis-à-vis des effets de soulèvement et des moments de flexions

Cet assemblage est sollicité à un effort normal  $N = -1250.663 \text{ KN}$  et un effort transversal  $Q = 40.111 \text{ KN}$  (selon y et z) et un moment fléchissant  $M = 17.985 \text{ KNm}$  (selon y et z).

Avec une épaisseur de la platine  $t = 40 \text{ mm}$

Diamètre des tiges d'ancrage  $M 20$  et de classe de  $4.6$

Bêches sont des sections **IPEA180** et d'une hauteur  $h_w = 200 \text{ mm}$

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014  <b>Calcul du Pied de Poteau encastré</b>                  'Les pieds de poteaux encastrés' de Y.Lescouarc'h (Ed. CTICM)</p>	 Ratio <b>0,75</b>
---	--	---

**Général**

Assemblage N°: 2

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

**Géométrie**

**Poteau**

Profilé: HEA 240

Matériau: ACIER

$\sigma_{ec} = 275,000 \text{ [MPa]}$  Résistance

**Plaque principale du pied de poteau**

$l_{pd} = 400,0 \text{ [mm]}$  Longueur

$b_{pd} = 280,0 \text{ [mm]}$  Largeur

$t_{pd} = 40,0 \text{ [mm]}$  Epaisseur

Matériau: ACIER

$\sigma_e = 275,000$  [MPa] Résistance

**Platine de prescellement**

$l_{pp} = 420,0$  [mm] Longueur

$b_{pp} = 300,0$  [mm] Largeur

$t_{pp} = 40,0$  [mm] Epaisseur

**Ancrage**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.6 Classe de tiges d'ancrage

$d = 20,0$  [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 20,0$  [mm] Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage

$n_H = 3$  Nombre de colonnes des boulons

$n_V = 3$  Nombre de rangées des boulons

Ecartement  $e_{Hi} = 170,0$  [mm]

Entraxe  $e_{Vi} = 115,0$  [mm]

**Platine**

$l_{wd} = 40,0$  [mm] Longueur

$b_{wd} = 48,0$  [mm] Largeur

$t_{wd} = 10,0$  [mm] Epaisseur

**Bêche**

Profilé: IPEA 180

$h_w = 200,0$  [mm] Hauteur

Matériau: ACIER

$\sigma_e = 275,000$  [MPa] Résistance

**Semelle isolée**

$L = 1200,0$  [mm] Longueur de la semelle

$B = 1200,0$  [mm] Largeur de la semelle

$H = 900,0$  [mm] Hauteur de la semelle

**Béton**

$f_{c28} = 25,000$  [MPa] Résistance

$\sigma_{bc} = 14,167$  [MPa] Résistance

$n = 6,56$  ratio Acier/Béton

**Soudures**

$a_p = 8,0$  [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w = 4,0$  [mm] Bêche

**Efforts**

Cas: Calculs manuels

$N = -1250,663$  [kN] Effort axial

$Q_y = 40,111$  [kN] Effort tranchant

$Q_z = 40,111$  [kN] Effort tranchant

$M_y = 17,985$  [kN\*m] Moment fléchissant

$M_z = 17,985$  [kN\*m] Moment fléchissant

**Résultats****Béton****Vérification du béton pour la pression diamétrale**

$p_m \leq K \cdot \sigma_{bc}$	$17,016 < 33,837$	vérifié	(0,50)
--------------------------------	-------------------	---------	--------

**Transfert des efforts tranchants**

$ t_z'  \leq (A \cdot \sigma_e) / 1.54$	$ 0,000  < 48,960$	vérifié	(0,00)
---	--------------------	---------	--------

$ t_y'  \leq (A \cdot \sigma_e) / 1.54$	$ 0,000  < 48,960$	vérifié	(0,00)
---	--------------------	---------	--------

**Bêche**

**Béton**

$ T_z  \leq (1 - 30) \cdot \sigma_{bc} \cdot B$	$ 40,111  < 219,158$	vérifié	(0,18)
---	----------------------	---------	--------

$ T_y  \leq (1-30) \cdot \sigma_{bc} \cdot H$	$ 40,111  < 426,275$	vérifié	(0,09)
---	----------------------	---------	--------

**Ame**

$ T_z  \leq f \cdot t \cdot h / \sigma_3$	$ 40,111  < 111,966$	vérifié	(0,36)
---	----------------------	---------	--------

$ T_y  \leq f \cdot t \cdot h / \sigma_3$	$ 40,111  < 187,826$	vérifié	(0,21)
---	----------------------	---------	--------

**Semelle**

$ T_z  \leq 3 \cdot b \cdot t \cdot f / 1 / (1/h + 1/h_0)$	$ 40,111  < 244,054$	vérifié	(0,16)
--	----------------------	---------	--------

$ T_y  \leq 3 \cdot b \cdot t \cdot f / 1 / (1/h + 1/h_0)$	$ 40,111  < 103,576$	vérifié	(0,39)
--	----------------------	---------	--------

**Soudure âme**

$ T_z  \leq 2/k \cdot f \cdot t \cdot h / \sigma_3$	$ 40,111  < 245,068$	vérifié	(0,16)
---	----------------------	---------	--------

$ T_y  \leq 3 \cdot b \cdot t \cdot f / 1 / (1/h + 1/h_0)$	$ 40,111  < 160,305$	vérifié	(0,25)
--	----------------------	---------	--------

**Semelle**

$ T_z  \leq 2 \cdot 3 \cdot b \cdot t \cdot f / 1 / (1/h + 1/h_0)$	$ 40,111  < 249,878$	vérifié	(0,16)
--	----------------------	---------	--------

$ T_y  \leq (1 - 30) \cdot \sigma_{bc} \cdot B$	$ 40,111  < 259,115$	vérifié	(0,15)
---	----------------------	---------	--------

**Ame poteau**

$ T_z  \leq 3 \cdot b \cdot t \cdot f / 1 / (1/h + 1/h_0)$	$ 40,111  < 254,506$	vérifié	(0,16)
--	----------------------	---------	--------

$ T_y  \leq 3 \cdot b \cdot t \cdot f / 1 / (1/h + 1/h_0)$	$ 40,111  < 320,046$	vérifié	(0,13)
--	----------------------	---------	--------

**Platine**

**Zone comprimée**

$$M_{22'} \leq \sigma_e \cdot b_{pd} \cdot t_{pd}^2 / 6 \quad 15,470 < 20,533 \quad \text{vérifié} \quad (0,75)$$

**Cisaillement**

$$V_{22'} \leq \sigma_e / \sqrt{3} \cdot b_{pd} \cdot t_{pd} / 1.5 \quad 343,518 < 1185,493 \quad \text{vérifié} \quad (0,29)$$

$$t_{pmin} = 11,6 \text{ [mm]} \quad t_{pmin} = V_{22'} \cdot 1.5 \cdot \sqrt{3} / (\sigma_e \cdot b_{pd})$$

$$t_{pd} \geq t_{pmin} \quad 40,0 > 11,6 \quad \text{vérifié} \quad (0,29)$$

$$M_3 \leq \sigma_e \cdot b_{pd} \cdot t_{pd}^2 / 6 \quad 0,953 < 20,533 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

$$t_{pd} \geq 0.139 \cdot (l_{pd} - h_c) \cdot p_m^{1/3} \quad 40,0 > 28,2 \quad \text{vérifié} \quad (0,71)$$

**Pression diamétrale**

$$|t_z| = 0,000 \text{ [kN]} \text{ Effort tranchant} \quad t_z = (Q_z - 0.3 \cdot N) / n_v$$

$$|t_z'| \leq 3 \cdot d \cdot t_{pd} \cdot \sigma_e \quad |0,000| < 660,000 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$$|t_y| = 0,000 \text{ [kN]} \text{ Effort tranchant} \quad t_y = (Q_y - 0.3 \cdot N) / n_v$$

$$|t_y'| \leq 3 \cdot d \cdot t_{pd} \cdot \sigma_e \quad |0,000| < 660,000 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

**Platine de prescellement**

**Pression diamétrale**

$$|t_z'| \leq 3 \cdot d \cdot t_{pp} \cdot \sigma_e \quad |0,000| < 660,000 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

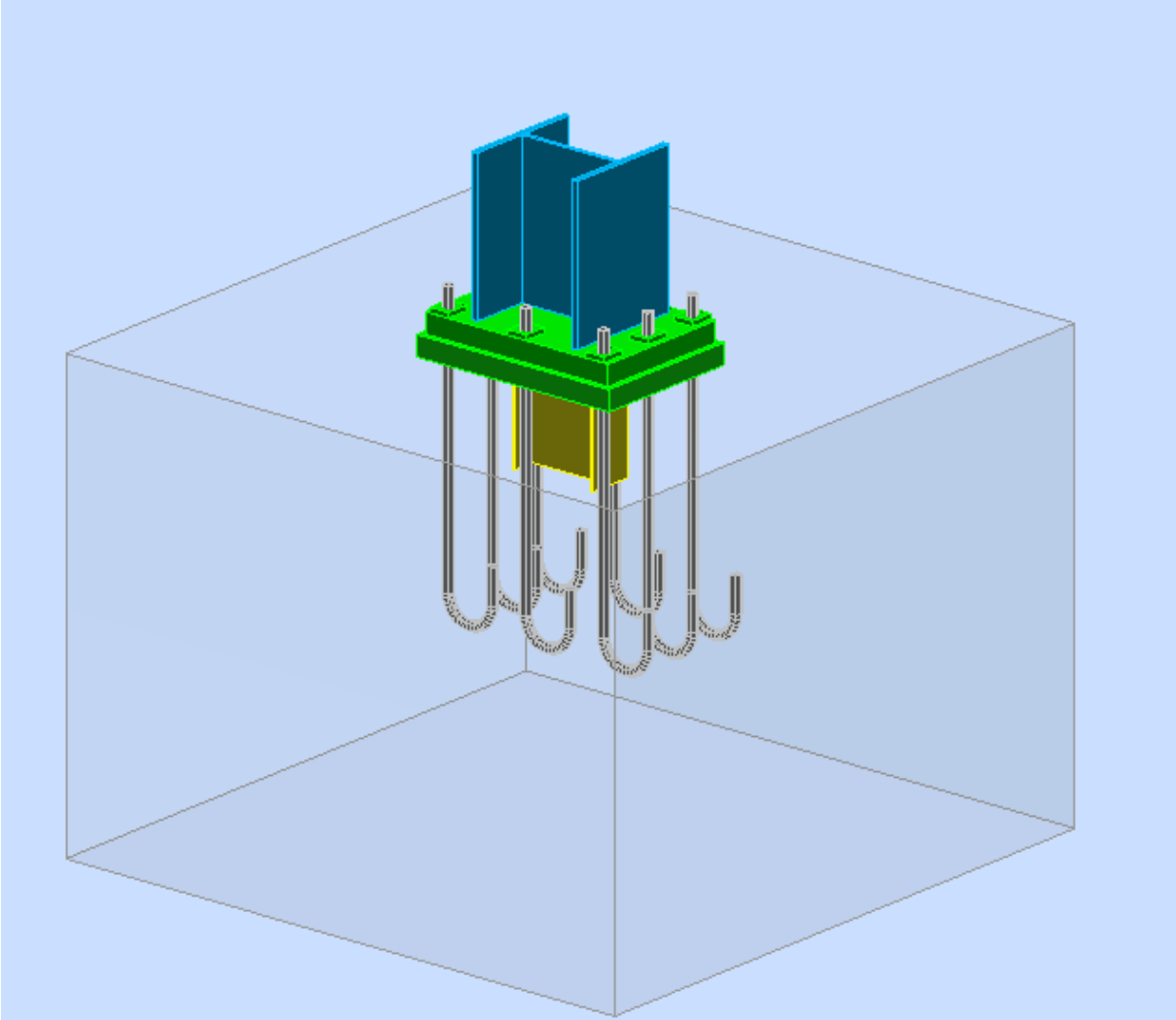
$$|t_y'| \leq 3 \cdot d \cdot t_{pp} \cdot \sigma_e \quad |0,000| < 660,000 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

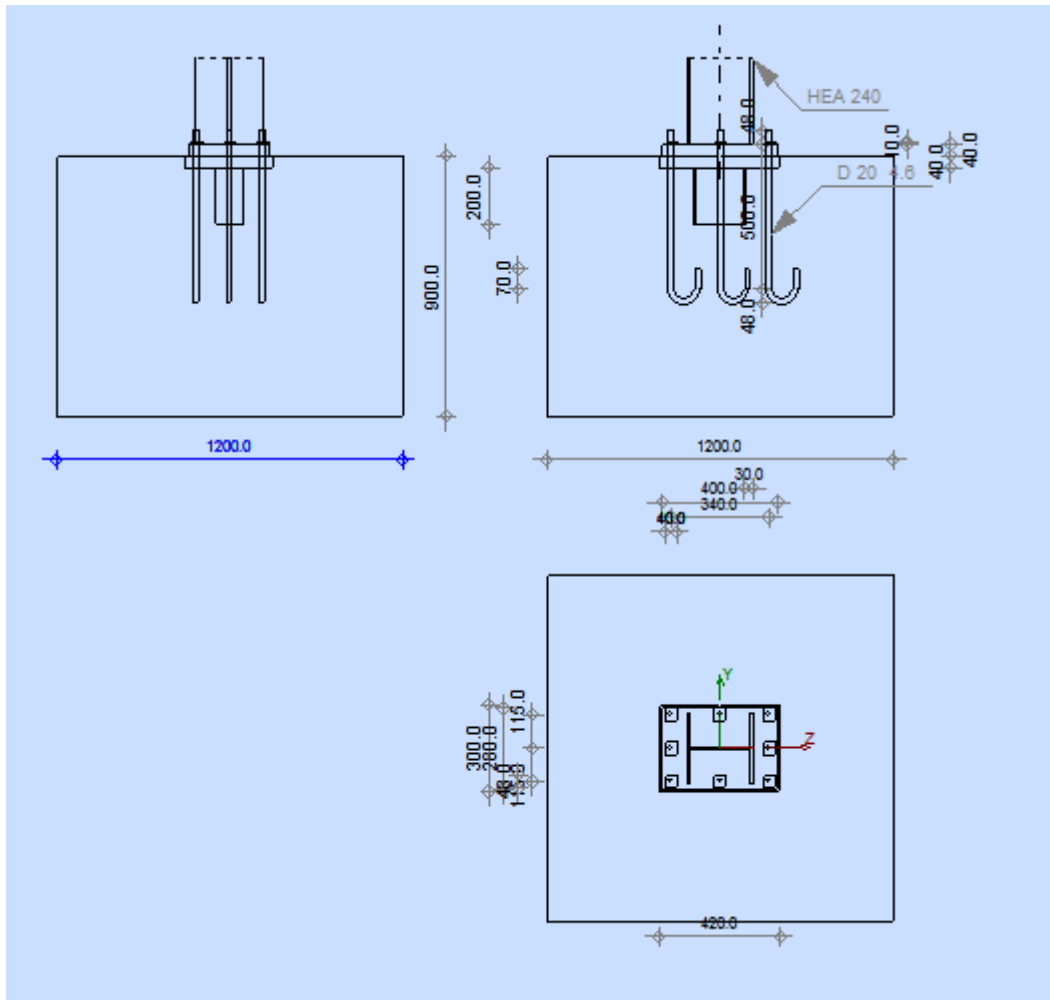
**Remarques**

Rayon de la crosse trop faible. 48,0 [mm] < 60,0 [mm]

Longueur L4 trop grande. 70,0 [mm] > 40,0 [mm]

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,75
--	-------	------






### II-2- Assemblage solive poutre

Les solives sont articulées aux poutres par des cornières d'attache, l'effort tranchant repris par l'assemblage est celui qui transmet la solive à la poutre soit  $T = 21.27 \text{ KN}$ .

Solive : **IPE160**

Poutre principale : **IPEO300**

Cet assemblage est réalisé avec des boulons ordinaires de classe **6.6** et diamètre **M12**

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014</p> <p><b>Calcul de l'assemblage par cornières</b></p> <p>CM 66 - Revue construction métallique n° 2 - juin 1976 (NT 84)</p>	<p style="text-align: center;"><b>OK</b></p> <hr/> <p>Ratio <b>0,40</b></p>
---	--	---

**Général**

Assemblage N°: 4

Nom de l'assemblage : Par cornières: poutre-poutre (âme)

**Géométrie****Poutre porteuse**

Profilé: IPEO 300

Matériau: ACIER

$\sigma_e = 275,000$  [MPa] Résistance

**Poutre portée**

Profilé: IPE 160

Matériau: ACIER

$\sigma_{eb} = 275,000$  [MPa] Résistance

**Encoche de la poutre portée**

$h_1 = 12,7$  [mm] Encoche supérieur

$h_2 = 0,0$  [mm] Encoche inférieure

$l = 72,0$  [mm] Longueur de l'encoche

**Cornière**

Profilé: CAE 100x10

$L_c = 100,0$  [mm] Longueur de la cornière

Matériau: ACIER

$\sigma_c = 275,000$  [MPa] Résistance

**Boulons****Boulons assemblant la cornière à la poutre porteuse**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 6.6 Classe du boulon

$d' = 12,0$  [mm] Diamètre du boulon

$f'_y = 360,000$  [MPa] Limite de plasticité

$f'_u = 600,000$  [MPa] Résistance du boulon à la traction

$n' = 2,00$  Nombre de rangées des boulons

$h'_1 = 15,0$  [mm] Niveau du premier boulon

**Boulons assemblant la cornière à la poutre portée**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 6.6 Classe du boulon

$d = 12,0$  [mm] Diamètre du boulon

$f_y = 360,000$  [MPa] Limite de plasticité

$f_u = 600,000$  [MPa] Résistance du boulon à la traction

$n = 2,00$  Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 15,0$  [mm] Niveau du premier boulon

**Efforts**

Cas: Calculs manuels

$T = 21,270$  [kN] Effort tranchant

**Résultats**

**Boulons**

cisaillement des boulons (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 1.3 * n * A_v * f_y / \sqrt{(1+(a^2 * \square^2)/\square^2)} |21,270| < 57,576 \quad \text{vérifié} \quad (0,37)$$

cisaillement des boulons (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 1.3 * n' * A'_v * f'_y \quad |21,270| < 105,859 \quad \text{vérifié} \quad (0,20)$$

**PROFILES**

Pression diamétrale (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 3 * n * d * t_{wb} * \square_{eb} / \sqrt{(1 + (a^2 * \square^2)/\square^2)} |21,270| < 53,846 \quad \text{vérifié} \quad (0,40)$$

Pression diamétrale (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 6 * n' * d' * t_w * \square_e \quad |21,270| < 316,800 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$$

Pince transversale

$$T \leq 1.25 * n * t_{wb} * d_t * \square_{eb} \quad |21,270| < 111,031 \quad \text{vérifié} \quad (0,19)$$

Effort tranchant (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 0.65 * (h_a - n*d) * t_{wb} * \square_{eb} \quad |21,270| < 103,586 \quad \text{vérifié} \quad (0,21)$$

Moment fléchissant (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 1/f * I/v * \square_{eb} \quad |21,270| < 106,565 \quad \text{vérifié} \quad (0,20)$$

**Cornière**

Pression diamétrale (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 6 * n * d * t_c * \square_c / \sqrt{(1 + (a^2 * \square^2)/\square^2)} |21,270| < 215,383 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

Pression diamétrale (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 6 * n' * d' * t_c * \square_c \quad |21,270| < 396,000 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

Pince transversale (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 2.5 * n * t_c * d_v * \square_c \quad |21,270| < 206,250 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

Pince transversale (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 2.5 * n' * t_c * d'_v * \sigma_c \quad |21,270| < 206,250 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

Effort tranchant (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n * d) * \sigma_c \quad |21,270| < 180,994 \quad \text{vérifié} \quad (0,12)$$

Effort tranchant (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n' * d') * \sigma_c \quad |21,270| < 180,994 \quad \text{vérifié} \quad (0,12)$$

Moment fléchissant (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq (2/a) * (I/v)_c * \sigma_c \quad |21,270| < 137,313 \quad \text{vérifié} \quad (0,15)$$

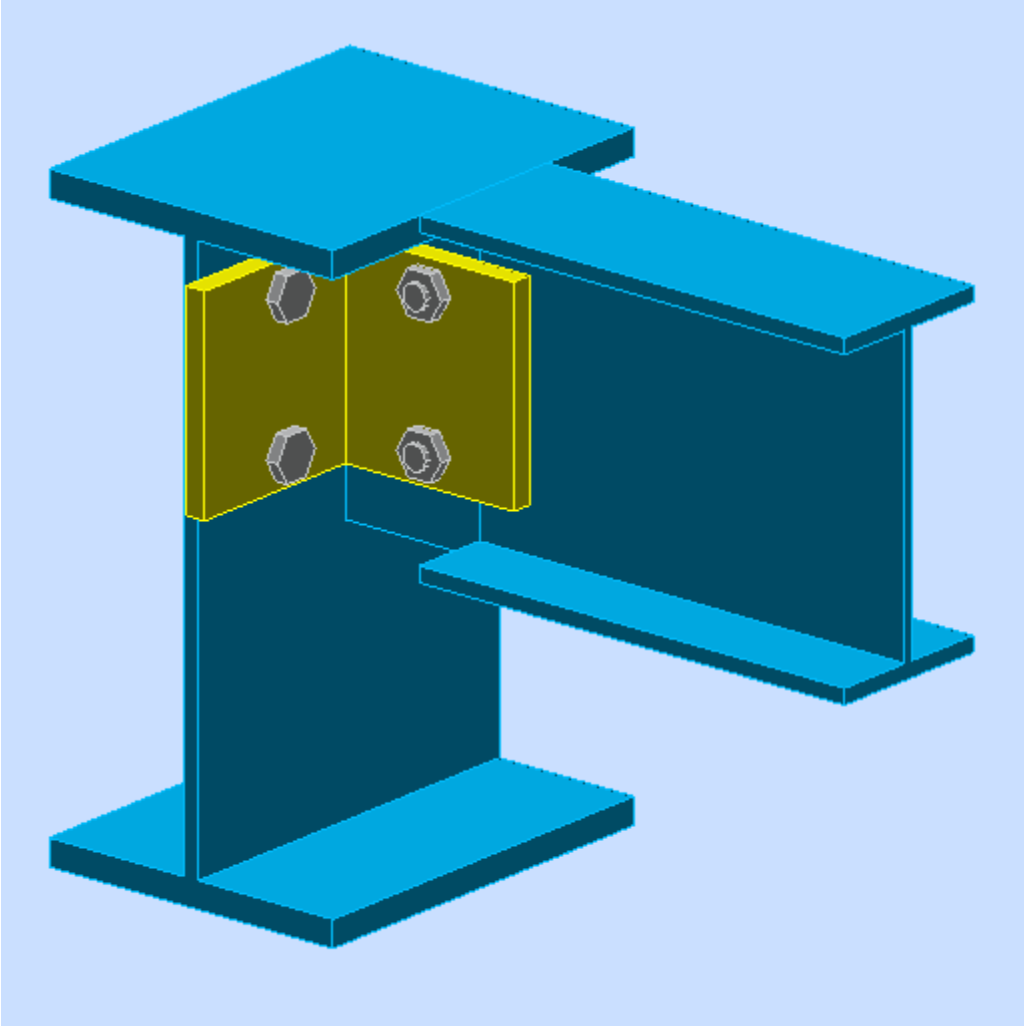
Moment fléchissant (*Côté de la poutre porteuse*)

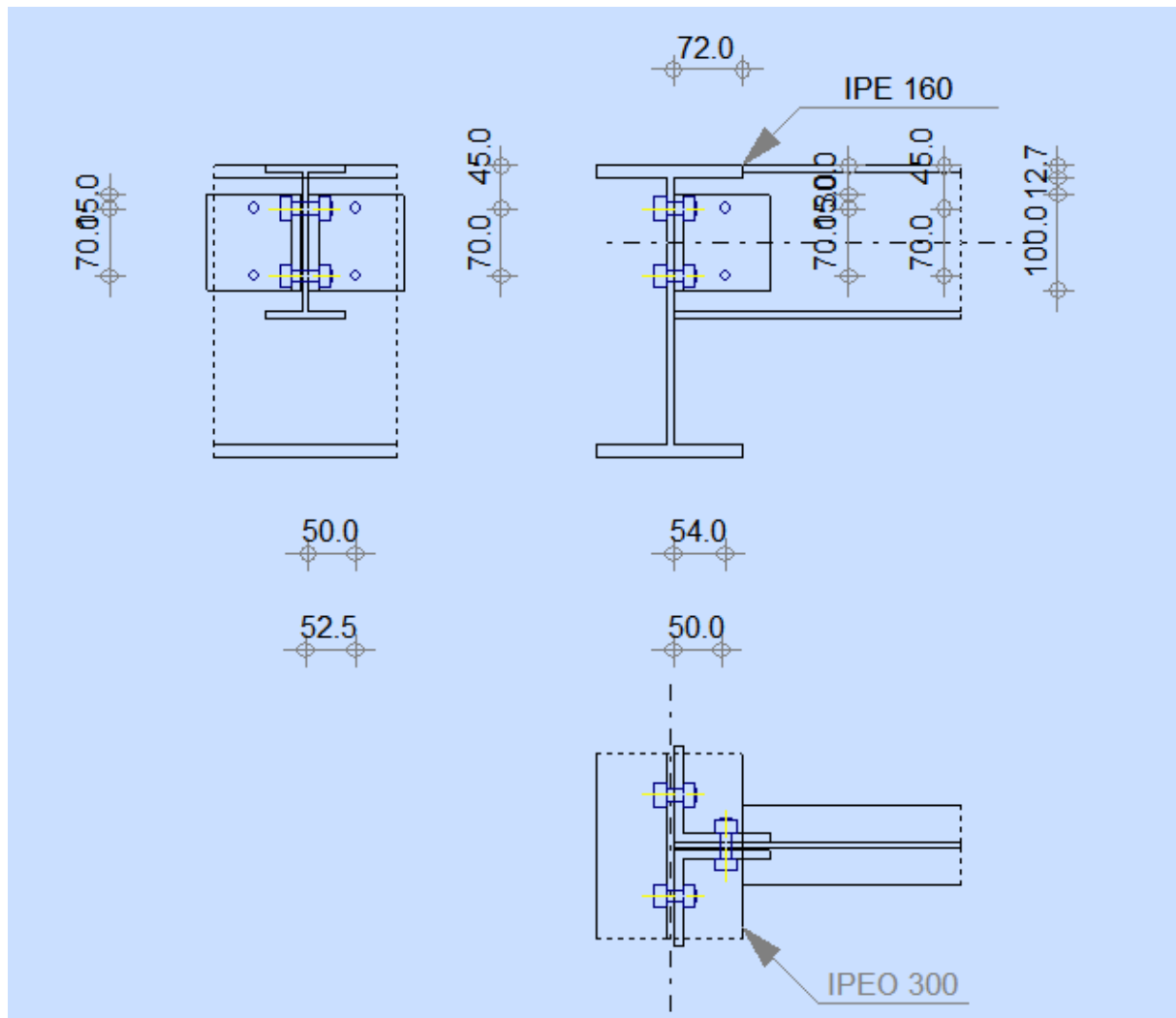
$$T \leq t_c * L_c^2 / (3a') * \sigma_c \quad |21,270| < 169,753 \quad \text{vérifié} \quad (0,13)$$

**Remarques**

- Pince boulon-bord aile équerre sur porteur trop grande. 47,5 [mm] > 35,0 [mm]
- Pince boulon-extrémité équerre sur porteur trop faible. 15,0 [mm] < 18,0 [mm]
- Pince boulon-extrémité équerre sur porté trop faible. 15,0 [mm] < 18,0 [mm]
- Pince boulon-bord aile équerre sur porté trop grande. 46,0 [mm] > 35,0 [mm]

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,40
--	-------	------





### II-3-Assemblage traverse-poteau

Cet assemblage est réalisé avec un effort tranchant  $Q=10 \text{ KN}$  ET UN MOMENT FLECHISSANT  $M= 110.674 \text{ KNm}$



Poteau HEA240 : angle inclinaison  $-90^\circ$

Poutre principale IPEO300 : angle d'inclinaison  $0^\circ$

Les boulons utilise sont **M16 et de classe 8.8**

La platine d'une épaisseur  $t=10 \text{ mm}$

L'épaisseur des raidisseurs horizontaux du porteur (sup et inf)  $t=8.5 \text{ mm}$

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014	
	<b>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</b> NF P 22-430	Ratio <b>0,95</b>

### Général

Assemblage N°: 5

Nom de l'assemblage : Poteau - poutre - bilatéral

### Géométrie

#### Poteau

Profilé: HEA 240

$\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER

$\sigma_{cc} = 275,000$  [MPa] Résistance

#### Côté droite

#### Poutre

Profilé: IPEO 300

$\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER

$\sigma_{cb} = 275,000$  [MPa] Résistance

#### Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 16,0$  [mm] Diamètre du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon

$F_b = 69,080$  [kN] Résistance du boulon à la rupture

$n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 6$  Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 40,0$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement  $e_i = 80,0$  [mm]

Entraxe  $p_i = 70,0; 70,0; 70,0; 150,0; 150,0$  [mm]

### **Platine**

$h_p = 608,0$  [mm] Hauteur de la platine

$b_p = 152,0$  [mm] Largeur de la platine

$t_p = 10,0$  [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER

$\sigma_{ep} = 275,000$  [MPa] Résistance

### **Jarret inférieur**

$w_d = 152,0$  [mm] Largeur de la platine

$t_{fd} = 12,7$  [mm] Epaisseur de l'aile

$h_d = 304,0$  [mm] Hauteur de la platine

$t_{wd} = 8,0$  [mm] Epaisseur de l'âme

$l_d = 300,0$  [mm] Longueur de la platine

$\alpha = 25,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER

$\sigma_{ebu} = 275,000$  [MPa] Résistance

**Raidisseur poteau****Supérieur**

$h_{su} = 206,0$  [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{su} = 116,3$  [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hu} = 8,5$  [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$\sigma_{esu} = 275,000$  [MPa] Résistance

**Inférieur**

$h_{sd} = 206,0$  [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{sd} = 116,3$  [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hd} = 8,5$  [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$\sigma_{esu} = 275,000$  [MPa] Résistance

**Côté gauche****Poutre**

Profilé: IPEO 300

$\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b = 304,0$  [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_{fb} = 152,0$  [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 8,0$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 12,7$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 15,0$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

Matériau: ACIER

$\sigma_{eb} = 275,000$  [MPa] Résistance

**Boulons**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 16,0$  [mm] Diamètre du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon

$F_b = 69,080$  [kN] Résistance du boulon

$n_h = 2,00$  Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 6,00$  Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 40,0$  [mm] Niveau du premier boulon

Ecartement  $e_i = 80,0$  [mm]

Entraxe  $p_i = 70,0;70,0;70,0;150,0;150,0$  [mm]

**Platine**

$h_p = 608,0$  [mm] Hauteur de la platine

$b_p = 152,0$  [mm] Largeur de la platine

$t_p = 10,0$  [mm] Epaisseur de la platine

$\sigma_{ep} = 275,000$  [MPa] Résistance

**Jarret inférieur**

$t_{fd} = 12,7$  [mm] Epaisseur de l'aile

$t_{wd} = 8,0$  [mm] Epaisseur de l'âme

$\alpha = 25,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER

$\sigma_{ebd} = 275,000$  [MPa] Résistance

**Soudures d'angle**

$a_w = 5,6$  [mm] Soudure âme

**Soudures d'angle**

- $a_w = 5,6$  [mm] Soudure âme
- $a_f = 9,5$  [mm] Soudure semelle
- $a_s = 5,4$  [mm] Soudure du raidisseur
- $a_{fd} = 5,0$  [mm] Soudure horizontale

**Efforts**

Cas: Calculs manuels

$M_{yR} = 110,674$  [kN\*m] Moment fléchissant

$F_{zR} = 10,000$  [kN] Effort tranchant

$F_{xR} = 0,000$  [kN] Effort axial

$M_{yL} = 110,674$  [kN\*m] Moment fléchissant

$F_{zL} = 10,000$  [kN] Effort tranchant

$F_{xL} = 0,000$  [kN] Effort axial

**Résultats**

**Côté droite**

**Distances de calcul**

Bou lon N°	Type	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>	a <sub>5</sub>	a <sub>6</sub>	a' <sub>1</sub>	a' <sub>2</sub>	a' <sub>3</sub>	a' <sub>4</sub>	a' <sub>5</sub>	a' <sub>6</sub>	s	s <sub>1</sub>	s <sub>2</sub>
1	Intérieurs	28,1	36,0			13,8	27,3	15,3	36,3			23,9	31,5			
2	Centraux	28,1	36,0					15,3	36,3							70,0
3	Centr	28,1	36,0					15,3	36,3							70,0

Bou lon N°	Type	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>	a <sub>5</sub>	a <sub>6</sub>	a' <sub>1</sub>	a' <sub>2</sub>	a' <sub>3</sub>	a' <sub>4</sub>	a' <sub>5</sub>	a' <sub>6</sub>	s	s <sub>1</sub>	s <sub>2</sub>
	aux															
4	Centr aux	28,1	36,0					15,3	36,3							110, 0
5	Centr aux	28,1	36,0					15,3	36,3							150, 0

x = 55,4 [mm] Zone comprimée

$x = e_s * \square (b/e_a)$

**Efforts par boulon - Efforts par boulon - méthode plastique**

Boulo n N°	d <sub>i</sub>	F <sub>t</sub>	F <sub>a</sub>	F <sub>s</sub>	F <sub>p</sub>	F <sub>b</sub>		F <sub>i</sub>	p <sub>i</sub> [%]
1	561,0	85,089	0,000	236,704	136,589	69,080	>	34,623	100,00
2	491,0	31,748	72,188	89,678	70,473	69,080	>	30,303	100,00
3	421,0	31,748	72,188	89,678	70,473	69,080	>	25,983	100,00
4	351,0	36,222	113,438	140,922	80,454	69,080	>	21,662	100,00
5	201,0	38,771	154,688	192,167	86,148	69,080	>	12,405	100,00

$F_i \square \min(F_{ti}, F_{ai}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi})$  30,303 < 31,748 **vérifié** (0,95)

Traction des boulons

$1.25 * F_{i\max} / A_s \square \square_{red}$  |275,662| < 550,000 **vérifié** (0,50)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$\square [F_{i\max}^2 + 2.36 * T_i^2] / A \square \square_{red}$  |172,319| < 550,000 **vérifié** (0,31)

Effort tranchant

[9.2.2.1]

$T_1 \square T_b$  0,833 < 71,808 **vérifié** (0,01)

**Vérification de la poutre**

Compression réduite de la semelle

[9.2.2.2.2]

$N_{c\ adm} = 652,648$  [kN] Résistance de la section de la poutre

$$N_{c\ adm} = A_{bc} \cdot \sigma_e + N \cdot A_{bc} / A_b$$

$$F_{res} \leq N_{c\ adm} \quad 249,952 < 652,648 \quad \text{vérifié} \quad (0,38)$$

**Côté gauche**

**Distances de calcul**

Bou lon N°	Type	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>	a <sub>5</sub>	a <sub>6</sub>	a' <sub>1</sub>	a' <sub>2</sub>	a' <sub>3</sub>	a' <sub>4</sub>	a' <sub>5</sub>	a' <sub>6</sub>	s	s <sub>1</sub>	s <sub>2</sub>
1	Intérieurs	28,1	36,0			13,8	27,3	15,3	36,3			23,9	31,5			
2	Centraux	28,1	36,0					15,3	36,3							70,0
3	Centraux	28,1	36,0					15,3	36,3							70,0
4	Centraux	28,1	36,0					15,3	36,3							110,0
5	Centraux	28,1	36,0					15,3	36,3							150,0

$$x = 55,4 \text{ [mm]} \text{ Zone comprimée}$$

$$x = e_s \cdot \sigma_e / (b \cdot e_a)$$

**Efforts par boulon - Efforts par boulon - méthode plastique**

Boulo n N°	d <sub>i</sub>	F <sub>t</sub>	F <sub>a</sub>	F <sub>s</sub>	F <sub>p</sub>	F <sub>b</sub>		F <sub>i</sub>	p <sub>i</sub> [%]
1	561,0	85,089	0,000	236,704	136,589	69,080	>	34,623	100,00
2	491,0	31,748	72,188	89,678	70,473	69,080	>	30,303	100,00
3	421,0	31,748	72,188	89,678	70,473	69,080	>	25,983	100,00
4	351,0	36,222	113,438	140,922	80,454	69,080	>	21,662	100,00

Boulo n N°	d <sub>i</sub>	F <sub>t</sub>	F <sub>a</sub>	F <sub>s</sub>	F <sub>p</sub>	F <sub>b</sub>		F <sub>i</sub>	p <sub>i</sub> [%]
5	201,0	38,771	154,688	192,167	86,148	69,080	>	12,405	100,00

$$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{ai}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi}) \quad 30,303 < 31,748 \quad \text{vérifié} \quad (0,95)$$

Traction des boulons

$$1.25 * F_{i\max} / A_s \leq \sigma_{red} \quad |275,662| < 550,000 \quad \text{vérifié} \quad (0,50)$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$$\sigma \sqrt{[F_{i\max}^2 + 2.36 * T_i^2] / A} \leq \sigma_{red} \quad |172,319| < 550,000 \quad \text{vérifié} \quad (0,31)$$

Effort tranchant [9.2.2.1]

$$T_1 \leq T_b \quad 0,833 < 71,808 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

### Vérification de la poutre

Compression réduite de la semelle [9.2.2.2.2]

$$N_{c\ adm} = 652,648 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de la section de la poutre} \quad N_{c\ adm} = A_{bc} * \sigma_e + N * A_{bc} / A_b$$

$$F_{res} \leq N_{c\ adm} \quad 249,952 < 652,648 \quad \text{vérifié} \quad (0,38)$$

### Vérification du poteau

Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)

$$Q = 0,000 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant} \quad Q = |Q_G - Q_D|$$

$$Q_{adm} = 325,452 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant dans l'âme} \quad Q_{adm} = 0.47 * A_v * \sigma_e$$

$$Q \leq Q_{adm} \quad 0,000 < 325,452 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

Compression de l'âme du poteau

$$N \leq N_{pot} \quad 249,952 < 763,056 \quad \text{vérifié} \quad (0,33)$$

### Remarques

Epaisseur de la platine trop faible ou nulle.

$$10,0 \text{ [mm]} < 13,3 \text{ [mm]}$$

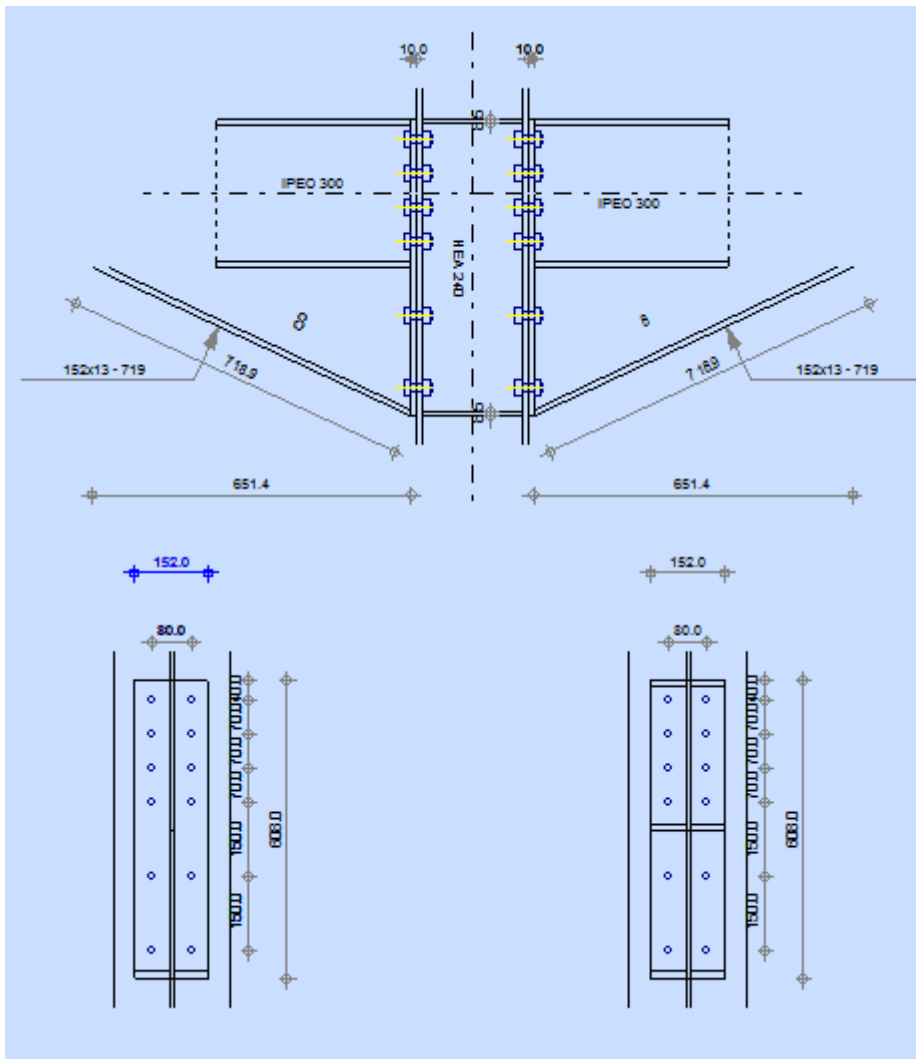
Epaisseur de la platine trop faible ou nulle.

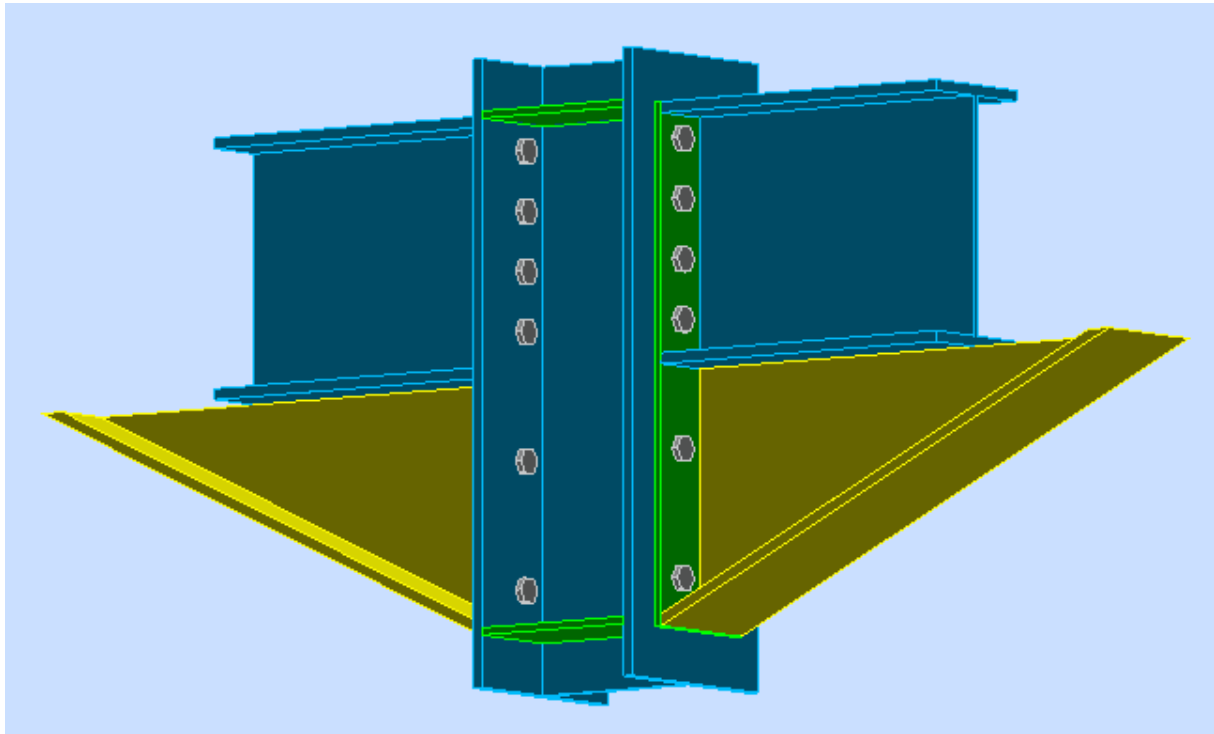
$$10,0 \text{ [mm]} < 13,3 \text{ [mm]}$$

Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre

$$12,7 \text{ [mm]} < 12,7 \text{ [mm]}$$



<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,95
--	-------	------





#### II-4-Assemblage traverse-poteau (angle de portique)

Cet assemblage est réalisé avec un effort tranchant  $Q=10\text{KN}$  et un moment fléchissant  $M=110.67$ , boulon en M16 et de classe 8.8 .L'épaisseur de la platine  $t=10\text{ mm}$  et l'épaisseur des raidisseurs  $t=10\text{ mm}$ .

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014	
	<b>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</b> NF P 22-430	

#### Général

Assemblage N°: 1

Nom de l'assemblage : Angle de portique

#### Géométrie

**Poteau**

Profilé: HEA 240

$\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER

$\sigma_{cc} = 275,000$  [MPa] Résistance

**Poutre**

Profilé: IPEO 300

$\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER

$\sigma_{cb} = 275,000$  [MPa] Résistance

**Boulons**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 16,0$  [mm] Diamètre du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon

$F_b = 69,080$  [kN] Résistance du boulon à la rupture

$n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 7$  Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 40,0$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement  $e_i = 80,0$  [mm]

Entraxe  $p_i = 60,0;60,0;60,0;60,0;60,0;60,0$  [mm]

**Platine**

$h_p = 464,0$  [mm] Hauteur de la platine

$b_p = 152,0$  [mm] Largeur de la platine

**Platine**

$h_p = 464,0$  [mm] Hauteur de la platine

$t_p = 15,0$  [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER

$\sigma_{ep} = 275,000$  [MPa] Résistance

**Jarret inférieur**

$w_d = 152,0$  [mm] Largeur de la platine

$t_{fd} = 12,0$  [mm] Epaisseur de l'aile

$h_d = 140,0$  [mm] Hauteur de la platine

$t_{wd} = 8,0$  [mm] Epaisseur de l'âme

$l_d = 300,0$  [mm] Longueur de la platine

$\alpha = 25,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER

$\sigma_{ebu} = 275,000$  [MPa] Résistance

**Raidisseur poteau****Supérieur**

$h_{su} = 206,0$  [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{su} = 116,3$  [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hu} = 8,0$  [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$\sigma_{esu} = 275,000$  [MPa] Résistance

**Inférieur**

$h_{sd} = 206,0$  [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{sd} = 116,3$  [mm] Largeur du raidisseur

$h_{sd} = 206,0$  [mm] Hauteur du raidisseur

$t_{hd} = 8,0$  [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$\sigma_{esu} = 275,000$  [MPa] Résistance

### **Platine - renfort âme du poteau**

Typ: d'un côté

$h_a = 440,0$  [mm] Longueur de la platine

$w_a = 164,8$  [mm] Largeur de la platine

$t_a = 10,0$  [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER

$\sigma_{ea} = 275,000$  [MPa] Résistance

### **Soudures d'angle**

$a_w = 5,0$  [mm] Soudure âme

$a_f = 8,0$  [mm] Soudure semelle

$a_s = 5,0$  [mm] Soudure du raidisseur

$a_{fd} = 5,0$  [mm] Soudure horizontale

$a_{p1} = 1,0$  [mm] Soudure horizontale

$a_{p2} = 1,0$  [mm] Soudure verticale

### **Efforts**

Cas: Calculs manuels

$M_y = 110,674$  [kN\*m] Moment fléchissant

$F_z = 10,000$  [kN] Effort tranchant

$F_x = 0,000$  [kN] Effort axial

Résultats

Distances de calcul

Bou lon N°	Type	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>	a <sub>5</sub>	a <sub>6</sub>	a' <sub>1</sub>	a' <sub>2</sub>	a' <sub>3</sub>	a' <sub>4</sub>	a' <sub>5</sub>	a' <sub>6</sub>	s	s <sub>1</sub>	s <sub>2</sub>
1	Intérieurs	28,9	36,0			6,0	17,3	15,3	36,3			14,9	22,0			
2	Centraux	28,9	36,0					15,3	36,3							60,0
3	Centraux	28,9	36,0					15,3	36,3							60,0
4	Centraux	28,9	36,0					15,3	36,3							60,0
5	Centraux	28,9	36,0					15,3	36,3							60,0
6	Centraux	28,9	36,0					15,3	36,3							60,0

x = 52,3 [mm] Zone comprimée

$x = e_s * \square (b/e_a)$

Efforts par boulon - Efforts par boulon - méthode plastique

Boulo n N°	d <sub>i</sub>	F <sub>t</sub>	F <sub>a</sub>	F <sub>s</sub>	F <sub>p</sub>	F <sub>b</sub>		F <sub>i</sub>	p <sub>i</sub> [%]
1	407,4	151,279	0,000	185,875	140,124	69,080	>	48,957	100,00
2	347,4	43,749	61,875	68,631	66,681	69,080	>	41,747	100,00
3	287,4	43,749	61,875	68,631	66,681	69,080	>	34,536	100,00
4	227,4	43,749	61,875	68,631	66,681	69,080	>	27,326	100,00
5	167,4	43,749	61,875	68,631	66,681	69,080	>	20,115	100,00
6	107,4	43,749	61,875	68,631	66,681	69,080	>	12,904	100,00

$$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{ai}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi}) \quad 41,747 < 43,749 \quad \text{vérifié} \quad (0,95)$$

Traction des boulons

$$1.25 * F_{i\max} / A_s \leq \sigma_{red} \quad |389,789| < 550,000 \quad \text{vérifié} \quad (0,71)$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$$\sqrt{[F_{i\max}^2 + 2.36 * T_i^2] / A} \leq \sigma_{red} \quad |243,556| < 550,000 \quad \text{vérifié} \quad (0,44)$$

Effort tranchant

[9.2.2.1]

$$T_1 \leq T_b \quad 0,714 < 71,808 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

### Vérification de la poutre

Compression réduite de la semelle

[9.2.2.2]

$$N_{c\ adm} = 616,675 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de la section de la poutre} \quad N_{c\ adm} = A_{bc} * \sigma_e + N * A_{bc} / A_b$$

$$F_{res} \leq N_{c\ adm} \quad 371,172 < 616,675 \quad \text{vérifié} \quad (0,60)$$

### Vérification du poteau

Compression de l'âme du poteau

[9.2.2.2]

$$F_{res} \leq F_{pot} \quad 371,172 < 1330,588 \quad \text{vérifié} \quad (0,28)$$

Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)

$$|F_{res}| \leq V_R \quad |371,172| < 538,455 \quad \text{vérifié} \quad (0,69)$$

### Remarques

Boulon face à la semelle ou trop proche de la semelle. 17,3 [mm] < 24,0 [mm]

Présence de platine de renforts d'âme et de raidisseurs horizontaux

Largeur du renfort âme du poteau trop importante 164,8 [mm] > 164,0 [mm]

Epaisseur de la soudure du renfort âme du poteau insuffisante 1,0 [mm] < 7,1 [mm]

Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile 12,0 [mm] < 12,7

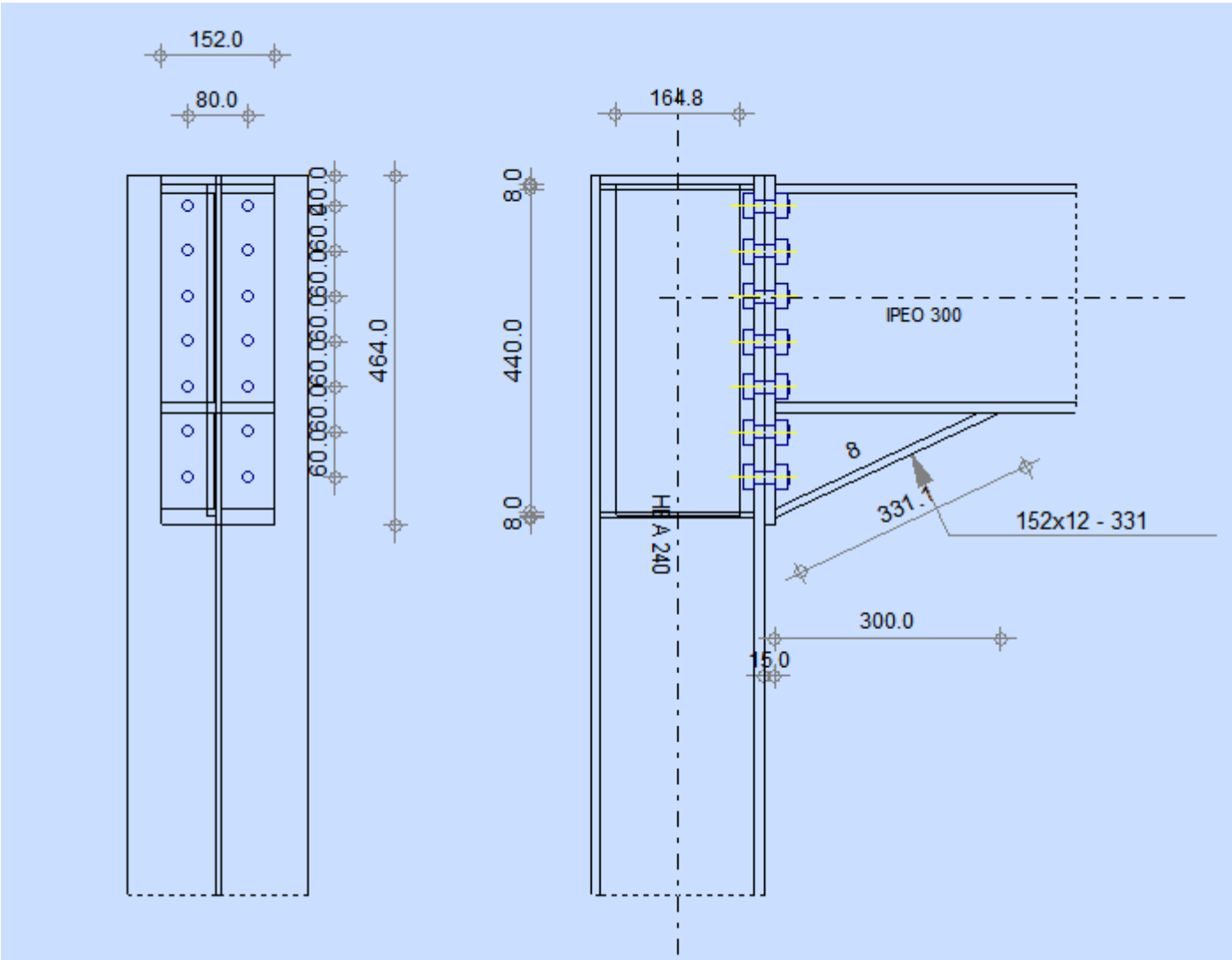
Boulon face à la semelle ou trop proche de la semelle.

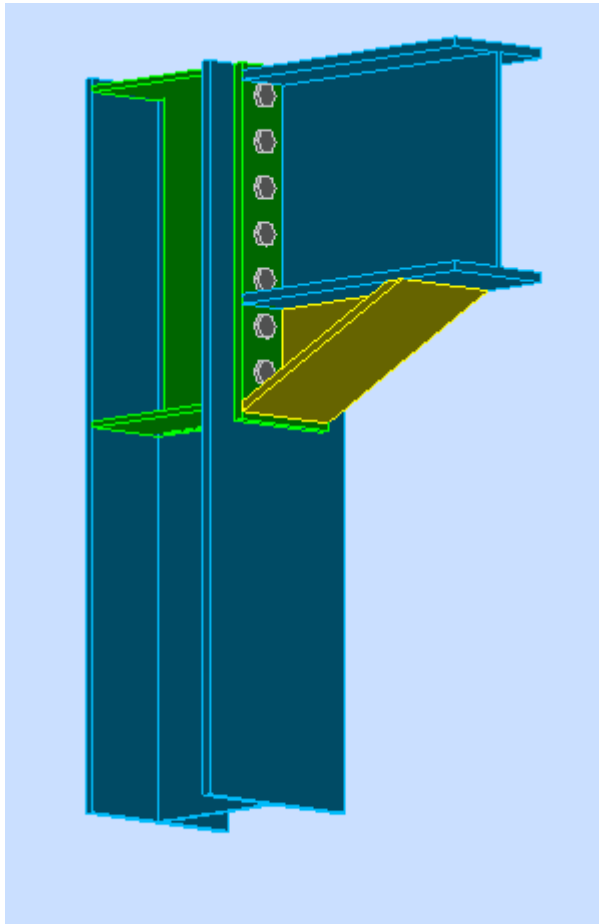
17,3 [mm] < 24,0  
[mm]

de la poutre

[mm]

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,95
--	-------	------







### II-5-Assemblage au gousset

Cet assemblage est réalisé avec deux barres de doubles cornières de (CAE 75× 7) avec un angle d'inclinaison est de 40.6°. Les boulons utilisés sont M16 et de classe 8.8

La plaque est soumise à deux efforts de traction :

$$N_{tsd} = 287.59 \text{ KN}$$

L'épaisseur du gousset  $t = 15\text{mm}$

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014</p> <p><b>Calcul de l'assemblage au gousset</b></p> <p>CM 66</p>	<p></p> <p>Ratio <b>0,99</b></p>
---	--	---

Général

Assemblage N°: 6

Nom de l'assemblage : Gousset - noeud membrure de treillis

**Géométrie**

**Barres**

		<b>Barre 1</b>	<b>Barre 2</b>				
<b>Profilé:</b>		2 CAE 75x7	2 CAE 75x7				
<b>Matériau:</b>		ACIER	ACIER				
	$\sigma_e$	275,000	275,000				MPa
	$f_u$	365,000	365,000				MPa
<b>Angle</b>	$\alpha$	-40,6	40,6				Deg

**Boulons**

**Barre 1**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon

$d = 16,0$  [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 18,0$  [mm] Diamètre du trou de boulon

$f_{yb} = 550,000$  [MPa] Limite de plasticité

$f_{ub} = 800,000$  [MPa] Résistance du boulon à la traction

$n = 3$  Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60,0;60,0 [mm]

$e_1 = 40,0$  [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

$e_2 = 40,0$  [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

$e_c = 80,0$  [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

**Soudures****Soudures des barres****Barre 2**

$a = 7,0$  [mm] Côté semelle

$b = 7,0$  [mm] Bord angle

**Gousset**

$l_p = 650,0$  [mm] Longueur de la platine

$h_p = 350,0$  [mm] Hauteur de la platine

$t_p = 15,0$  [mm] Epaisseur de la platine

**Paramètres**

$h_1 = 0,0$  [mm] Grugeage

$v_1 = 0,0$  [mm] Grugeage

$h_2 = 0,0$  [mm] Grugeage

$v_2 = 0,0$  [mm] Grugeage

$h_3 = 0,0$  [mm] Grugeage

$v_3 = 0,0$  [mm] Grugeage

$h_4 = 0,0$  [mm] Grugeage

$v_4 = 0,0$  [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (25,0;75,0)

$e_v = 100,0$  [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_H = 300,0$  [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_0 = 0,0$  [mm] Distance axe membrure hor.

Matériau ACIE

u: R

$\sigma_e = 275,000$  [MPa] Résistance

### Efforts

Cas: Calculs manuels

$N_1 = 287,590$  [kN] Effort axial

$N_2 = 287,590$  [kN] Effort axial

### Résultats

#### Platine

Section gauche

$N_l = 218,359$  [kN] Effort axial dans la barre

$M_l = 25,082$  [kN\*m] Moment dans la barre

$A_l = 52,5$  [cm<sup>2</sup>] Section gousset

$W_l = 306,2$  [cm<sup>3</sup>] Facteur élastique de la section

$f < \sigma_e$	$ 123,493  < 275,000$	<b>vérifié</b>	(0,45)
$t < \sigma_e$	$ 82,349  < 275,000$	<b>vérifié</b>	(0,30)

Section droite

$N_r = 218,359$  [kN] Effort axial dans la barre

$M_r = 7,672$  [kN\*m] Moment dans la barre

$A_r = 52,5$  [cm<sup>2</sup>] Section gousset

$W_r = 306,2$  [cm<sup>3</sup>] Facteur élastique de la section

$f < \sigma_e$	$ 66,643  < 275,000$	<b>vérifié</b>	(0,24)
$t < \sigma_e$	$ 82,349  < 275,000$	<b>vérifié</b>	(0,30)

**Barres**

$T_1 = 430,847$  [kN] Résistance des boulons au cisaillement

$M_1 = 291,062$  [kN] Résistance de la barre

$ N_1  < \min(T_1; M_1)$	$ 287,590  < 291,062$	<b>vérifié</b>	(0,99)
--------------------------	-----------------------	----------------	--------

$T_2 = 1846,779$  [kN] Résistance des soudures

$ N_2 + \square N  < T_2$	$ 363,547  < 1846,779$	<b>vérifié</b>	(0,20)
---------------------------	------------------------	----------------	--------

$M_2 = 314,554$  [kN] Résistance de la barre

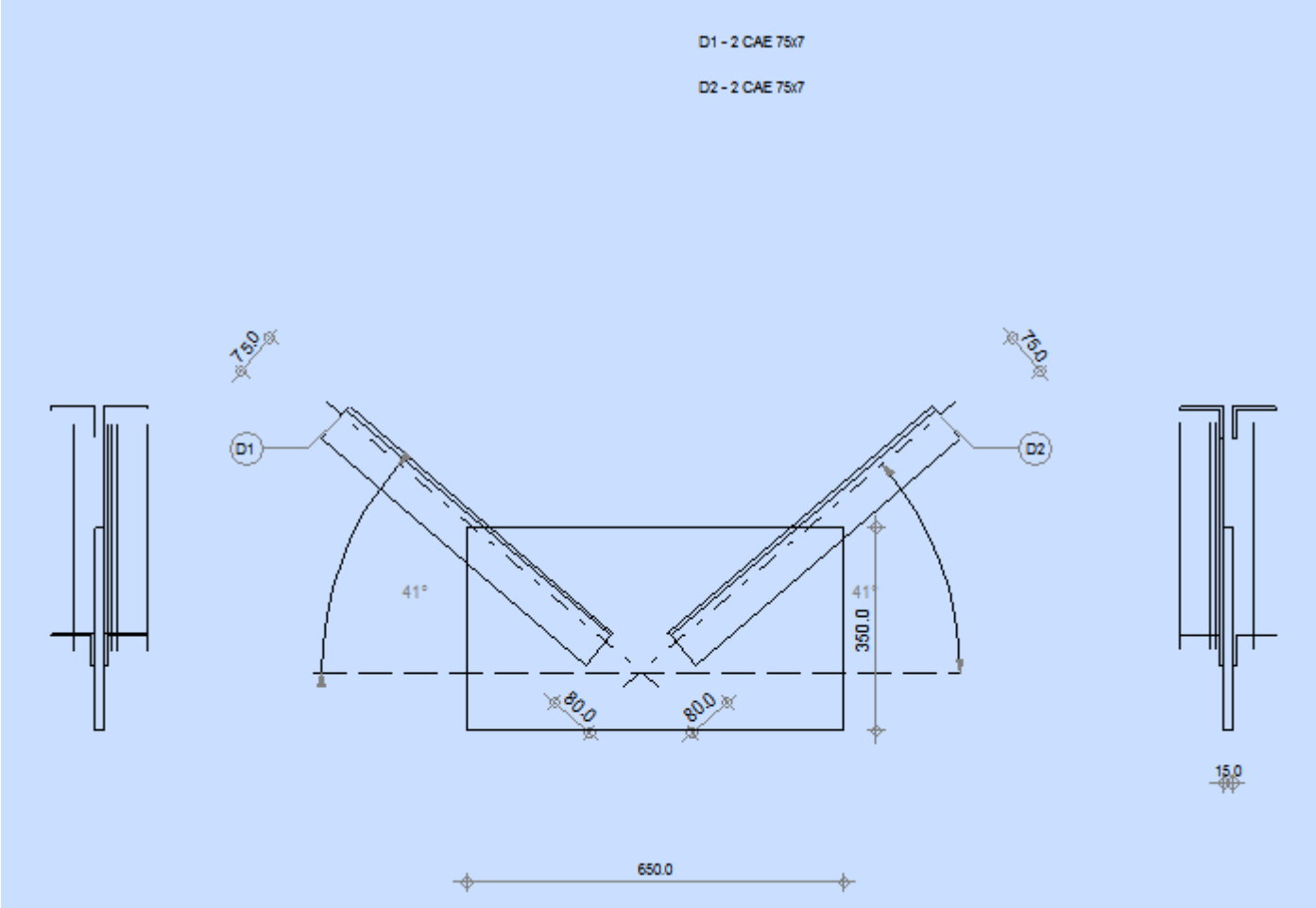
$ N_2  < M_2$	$ 287,590  < 314,554$	<b>vérifié</b>	(0,91)
---------------	-----------------------	----------------	--------

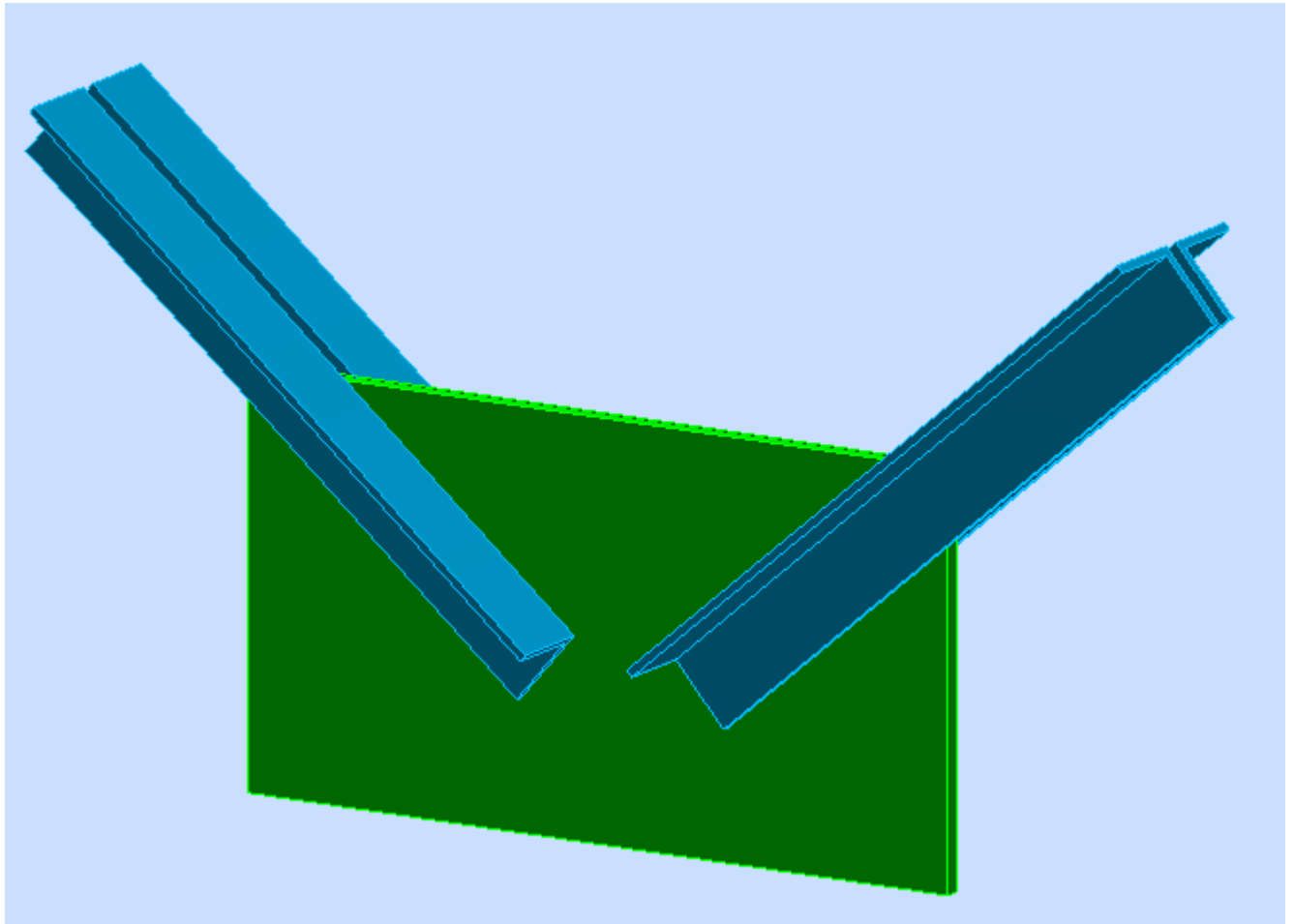
**Remarques**

Pince du boulon trop grande.

$157,5$  [mm]  $>$   $45,0$  [mm]

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,99
--	-------	------





**II-6-Assemblage poteau-poutre secondaire**

Cet assemblage est un assemblage poteau-poutre secondaire (**HEA240-IPE160**) sont réalisé avec un effort tranchant **T=22.74 KN**

Et une cornière de **CAE 100\*10** et des boulons **M14** et de classe **8.8**

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014  <b>Calcul de l'assemblage par cornières</b>                  CM 66 - Revue construction métallique n° 2 - juin 1976 (NT 84)</p>	
		<p>Ratio  <b>0,38</b></p>

**Général**

Assemblage N°: 7

Nom de l'assemblage : Par cornières: poutre-poteau (âme)

Assemblage N°: 7

Noeud de la structure: 48

Barres de la structure: 24, 79

### **Géométrie**

#### **Poteau**

Profilé: HEA 240

Barre N°: 24

Matériau: ACIER

$\sigma_{ec} =$  275,000 [MPa] Résistance

#### **Poutre portée**

Profilé: IPE 160

Barre N°: 79

Matériau: ACIER

$\sigma_{eb} =$  275,000 [MPa] Résistance

#### **Cornière**

Profilé: CAE 100x10

$L_c =$  140,0 [mm] Longueur de la cornière

Matériau: ACIER

$\sigma_c =$  275,000 [MPa] Résistance

#### **Boulons**

##### **Boulons assemblant le poteau à la cornière**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon  
 d' = 14,0 [mm] Diamètre du boulon  
 f<sub>y</sub> = 550,000 [MPa] Limite de plasticité  
 f<sub>u</sub> = 800,000 [MPa] Résistance du boulon à la traction  
 n' = 2,00 Nombre de rangées des boulons  
 h'<sub>1</sub> = 30,0 [mm] Niveau du premier boulon

**Boulons assemblant la cornière à la poutre**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon  
 d = 14,0 [mm] Diamètre du boulon  
 f<sub>y</sub> = 280,000 [MPa] Limite de plasticité  
 f<sub>u</sub> = 400,000 [MPa] Résistance du boulon à la traction  
 n = 2,00 Nombre de rangées des boulons  
 h<sub>1</sub> = 30,0 [mm] Niveau du premier boulon

**Efforts**

Cas: Calculs manuels  
 T = 22,740 [kN] Effort tranchant

**Résultats**

**Boulons**

cisaillement des boulons (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 1.3 * n * A_v * f_y / \sqrt{1+(a^2 * \square^2)/\square^2} |22,740| < 59,563 \quad \text{vérifié} \quad (0,38)$$

cisaillement des boulons (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 1.3 * n' * A'_v * f'_y \quad |22,740| < 220,131 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

**PROFILES**Pression diamétrale (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 3 * n * d * t_{wb} * \sigma_{cb} / \sqrt{(1 + (a^2 * \sigma^2) / \sigma^2)} |22,740| < 61,387 \quad \text{vérifié} \quad (0,37)$$

Pression diamétrale (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 6 * n' * d' * t_w * \sigma_e \quad |22,740| < 346,500 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$$

Pince transversale

$$T \leq 1.25 * n * t_{wb} * d_t * \sigma_{cb} \quad |22,740| < 137,500 \quad \text{vérifié} \quad (0,17)$$

Effort tranchant (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 0.65 * (h_a - n * d) * t_{wb} * \sigma_{cb} \quad |22,740| < 104,747 \quad \text{vérifié} \quad (0,22)$$

**Cornière**Pression diamétrale (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 6 * n * d * t_c * \sigma_c / \sqrt{(1 + (a^2 * \sigma^2) / \sigma^2)} |22,740| < 245,549 \quad \text{vérifié} \quad (0,09)$$

Pression diamétrale (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 6 * n' * d' * t_c * \sigma_c \quad |22,740| < 462,000 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

Pince transversale (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 2.5 * n * t_c * d_v * \sigma_c \quad |22,740| < 412,500 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

Pince transversale (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 2.5 * n' * t_c * d'_v * \sigma_c \quad |22,740| < 412,500 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

Effort tranchant (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n * d) * \sigma_c \quad |22,740| < 266,728 \quad \text{vérifié} \quad (0,09)$$

Effort tranchant (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n' * d') * \sigma_c \quad |22,740| < 266,728 \quad \text{vérifié} \quad (0,09)$$

Moment fléchissant (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq (2/a) * (I/v)_c * \sigma_c \quad |22,740| < 252,250 \quad \text{vérifié} \quad (0,09)$$

Moment fléchissant (*Côté de la poutre porteuse*)

$T \leq t_c * L_c^2 / (3a') * \sigma_c$	22,740  < 281,830	vérifié	(0,08)
---	-------------------	---------	--------

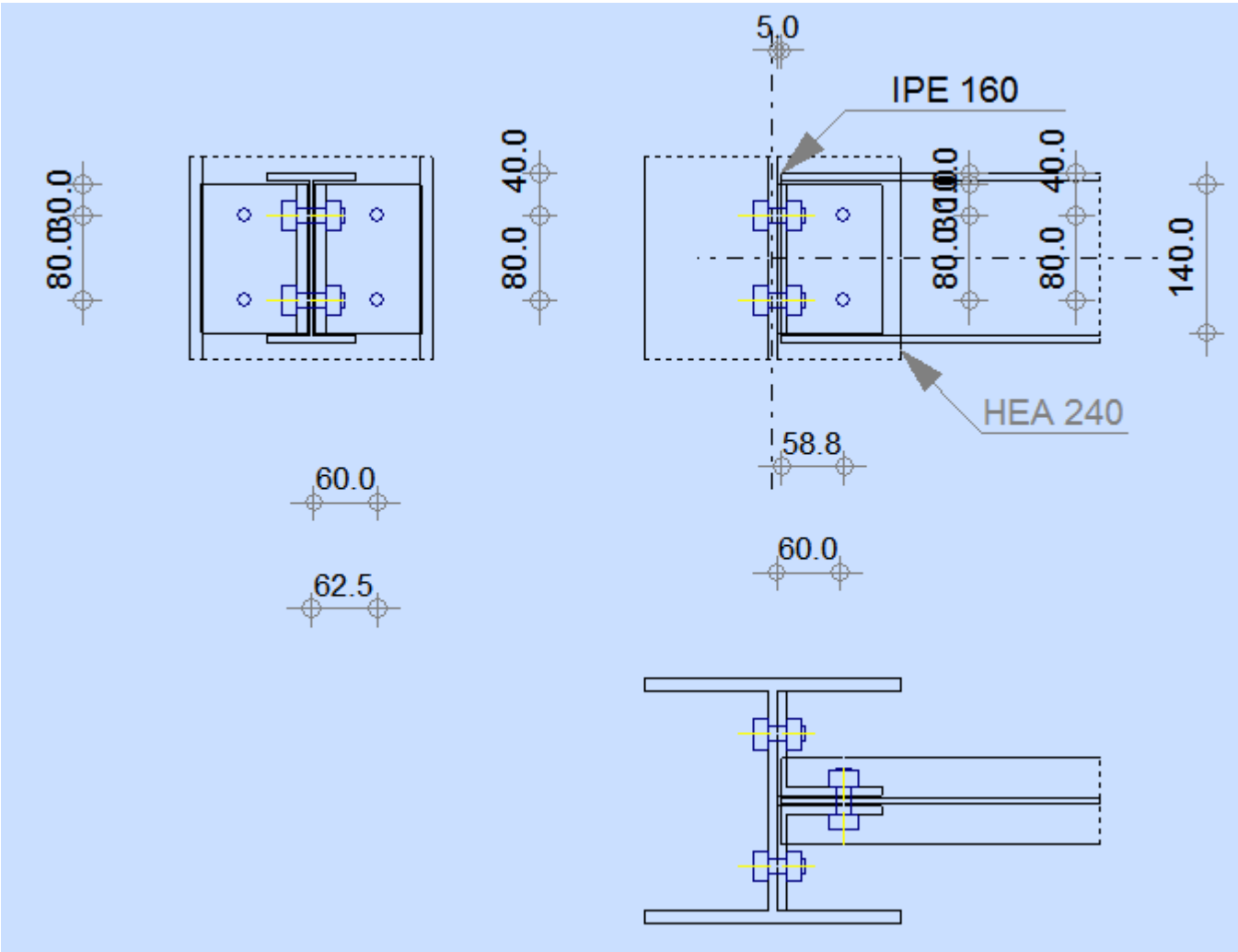
**Remarques**

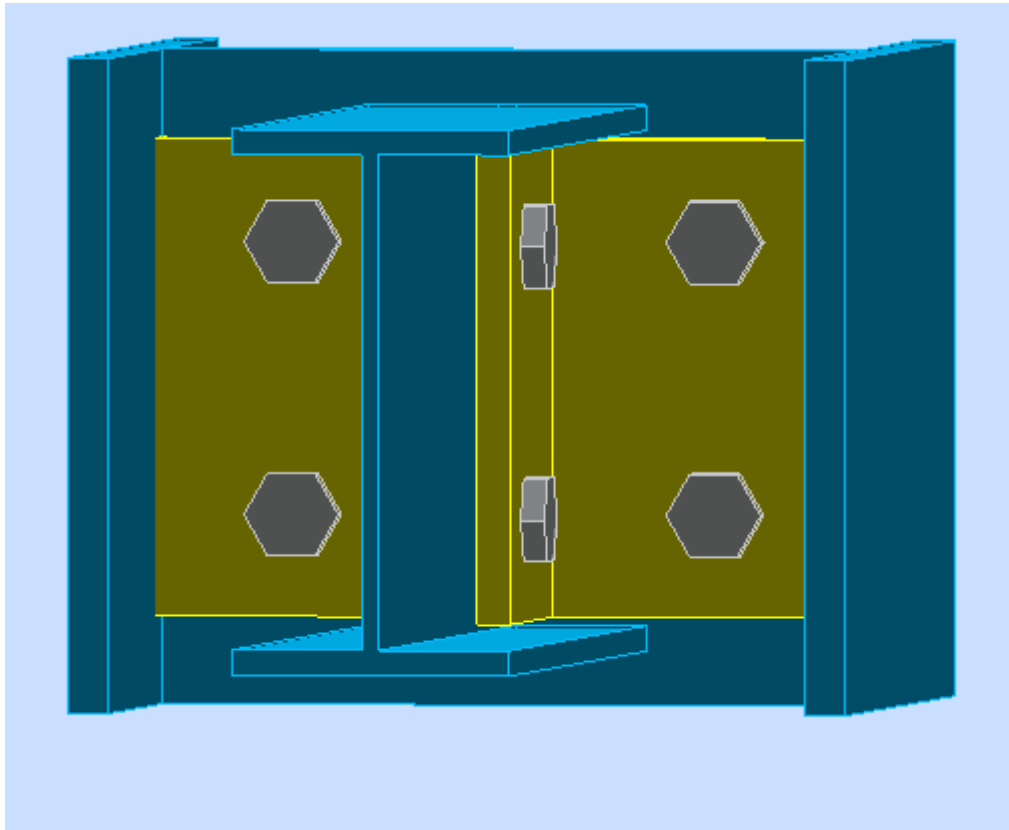
Longueur de la cornière est supérieure à la hauteur de l'âme de la poutre	140,0 [mm] > 127,2 [mm]
---	-------------------------

Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile supérieure de la poutre trop faible	2,6 [mm] < 9,0 [mm]
---	---------------------

Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile inférieure de la poutre trop faible	2,6 [mm] < 9,0 [mm]
---	---------------------

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,38
--	-------	------







### II-7-Assemblage poteau-poteau

Cet assemblage est un assemblage poteau-poteau (**HEA240-HEA240**) sont réalisé avec un effort tranchant  **$F_z=41.080$  KN**

L'épaisseur de la platine  **$t=10$  mm**

Les boulons sont **M14** et de classe **6.9**

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014  <b>Calcul de l'Encastrement Poteau-Poteau</b>          NF P 22-430</p>	<p>          Ratio  <b>0,17</b></p>
---	---	--

### Général

Assemblage N°: 8

Assemblage N°: 8

Nom de l'assemblage : Poteau-Poteau

Noeud de la structure: 167

Barres de la structure: 149, 268

### **Géométrie**

#### **Côté gauche**

##### **Poteau**

Profilé: HEA 240

Barre N°: 149

$\alpha = -180,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER

$\sigma_{eb} = 275,000$  [MPa] Résistance

#### **Côté droite**

##### **Poteau**

Profilé: HEA 240

Barre N°: 268

$\alpha = -0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER

$\sigma_{eb} = 275,000$  [MPa] Résistance

#### **Boulons**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 14,0$  [mm] Diamètre du boulon

$d =$	14,0 [mm]	Diamètre du boulon
Classe =	6.9	Classe du boulon
$F_b =$	37,720 [kN]	Résistance du boulon à la rupture
$n_h =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	3	Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	32,5 [mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	100,0 [mm]	
Entraxe $p_i =$	82,5;82,5 [mm]	

**Platine**

$h_{pr} =$	230,0 [mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} =$	240,0 [mm]	Largeur de la platine
$t_{pr} =$	10,0 [mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER	
$\sigma_{cpr} =$	275,000 [MPa]	Résistance

**Soudures d'angle**

$a_w =$	6,0 [mm]	Soudure âme
$a_f =$	9,0 [mm]	Soudure semelle

**Efforts**

Cas: Calculs manuels

$M_y =$	0,000 [kN*m]	Moment fléchissant
$F_z =$	41,080 [kN]	Effort tranchant
$F_x =$	0,000 [kN]	Effort axial

**Résultats**

**Distances de calcul**

Bou lon N°	Type	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>	a <sub>5</sub>	a <sub>6</sub>	a'1	a'2	a'3	a'4	a'5	a'6	s	s <sub>1</sub>	s <sub>2</sub>
1	Intéri eurs	37,8	46,3			7,8	20,5									
2	Centr aux	37,8	46,3													82,5

x = 67,9 [mm] Zone comprimée

$$x = e_s \cdot \left( \frac{b}{e_a} \right)$$

**Efforts par boulon - Efforts par boulon - méthode plastique**

Boulo n N°	d <sub>i</sub>	F <sub>t</sub>	F <sub>a</sub>	F <sub>s</sub>	F <sub>p</sub>	F <sub>b</sub>		F <sub>i</sub>	p <sub>i</sub> [%]
1	191,5	95,382	0,000	324,110	95,382	37,720	>	0,000	0,00
2	109,0	29,428	85,078	113,241	29,428	37,720	>	0,000	0,00

Effort tranchant

[9.2.2.1]

$$T_1 \leq T_b \quad 6,847 < 40,984 \quad \text{vérifié} \quad (0,17)$$

**Vérification de la poutre**

Compression réduite de la semelle

[9.2.2.2]

$$N_{c\text{ adm}} = 932,007 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la section de la poutre} \quad N_{\text{cadm}} = A_{bc} \cdot \sigma_e + N \cdot A_{bc} / A_b$$

$$F_{\text{res}} \leq N_{c\text{ adm}} \quad 0,000 < 932,007 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

**Distances de calcul**

Bou lon N°	Type	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>	a <sub>5</sub>	a <sub>6</sub>	a'1	a'2	a'3	a'4	a'5	a'6	s	s <sub>1</sub>	s <sub>2</sub>
1	Intéri eurs	37,8	46,3			7,8	20,5									

Bou lon N°	Type	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>	a <sub>5</sub>	a <sub>6</sub>	a' <sub>1</sub>	a' <sub>2</sub>	a' <sub>3</sub>	a' <sub>4</sub>	a' <sub>5</sub>	a' <sub>6</sub>	s	s <sub>1</sub>	s <sub>2</sub>
2	Centr aux	37,8	46,3													82,5

x = 67,9 [mm] Zone comprimée

$$x = e_s \cdot \left( \frac{b}{e_a} \right)$$

**Efforts par boulon - Efforts par boulon - méthode plastique**

Boulo n N°	d <sub>i</sub>	F <sub>t</sub>	F <sub>a</sub>	F <sub>s</sub>	F <sub>p</sub>	F <sub>b</sub>		F <sub>i</sub>	p <sub>i</sub> [%]
1	191,5	95,382	0,000	324,110	95,382	37,720	>	0,000	0,00
2	109,0	29,428	85,078	113,241	29,428	37,720	>	0,000	0,00

Effort tranchant

[9.2.2.1]

$$T_1 \leq T_b \quad 6,847 < 40,984 \quad \text{vérifié} \quad (0,17)$$

**Vérification de la poutre**

Compression réduite de la semelle

[9.2.2.2.2]

$$N_{c\text{ adm}} = 932,007 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la section de la poutre} \quad N_{\text{cadm}} = A_{bc} \cdot \sigma_e + N \cdot A_{bc} / A_b$$

$$F_{\text{res}} \leq N_{c\text{ adm}} \quad 0,000 < 932,007 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

**Remarques**

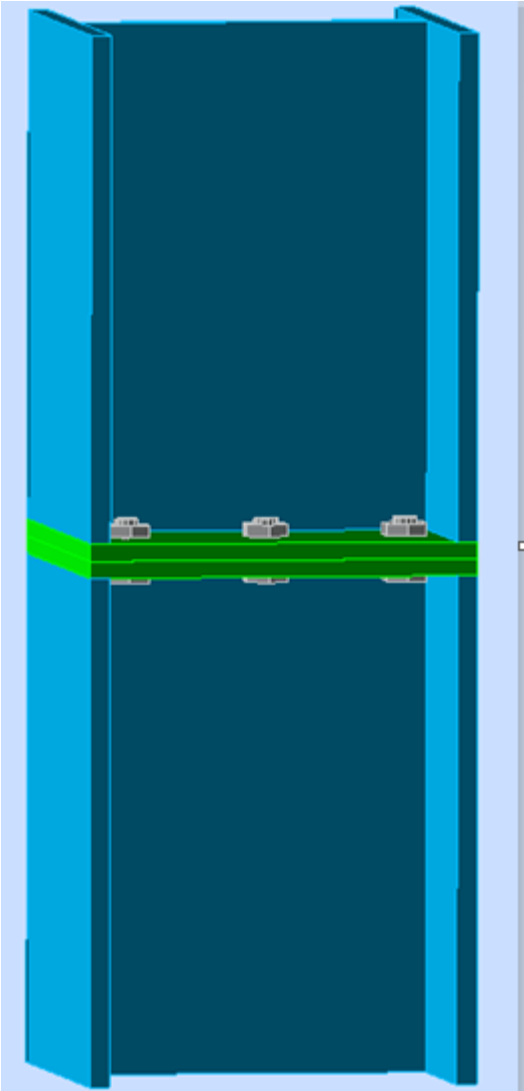
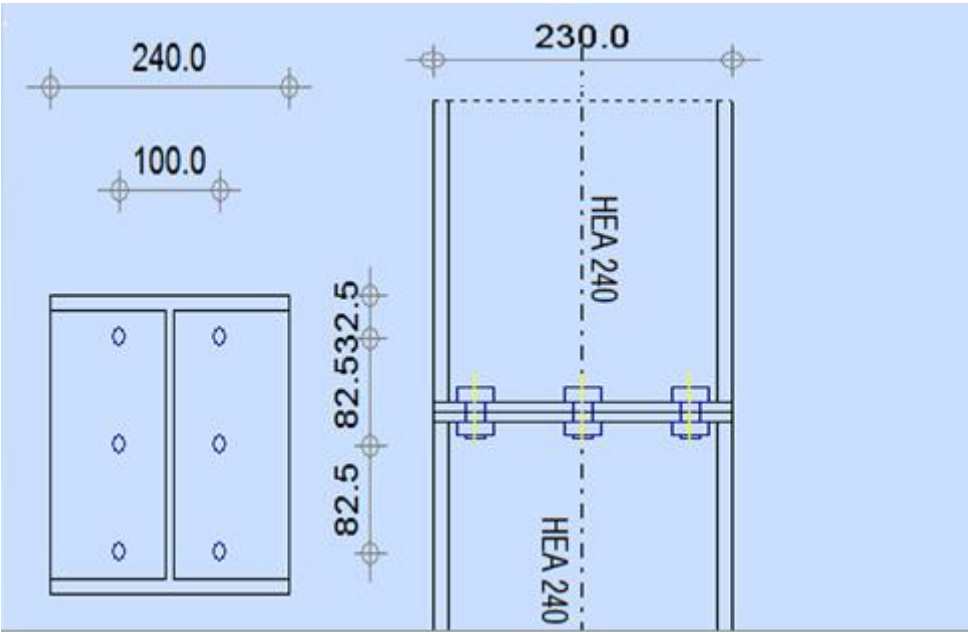
Epaisseur de la platine trop faible ou nulle.

$$10,0 \text{ [mm]} < 11,7 \text{ [mm]}$$

Boulon face à la semelle ou trop proche de la semelle.

$$20,5 \text{ [mm]} < 21,0 \text{ [mm]}$$

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,17
--	-------	------



# Chapitre XI :

# Dimensionnement des fondations

## **I-Introduction**

Toute structure a besoin d'une bonne base pour ne pas s'effondrer, c'est pour cela qu'une fondation fait office de relais entre la structure et le sol.

Les fondations correspondent à l'ensemble des ouvrages enterrés qui assurent la stabilité de l'ouvrage en répartissant les charges dans le sol, elles limitent les phénomènes de tassement et de glissement.

### **I-1-Les fondations**

#### ➤ **Définition :**

On appelle fondation la base des ouvrages qui se trouvent en contact direct avec le sol et dont la fonction est de transmettre à ce dernier les charges supportées par la superstructure dans de bonnes conditions afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

### **I-2-Différentes type de fondation**

Suivant l'importance des charges et la résistance de terrain on opte pour :

- Des fondations superficielles, lorsque les couches de terrain sont capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur.
- Des fondations profondes, lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur.

### **I-3-Choix de type de fondation**

Le type de fondation est choisi essentiellement les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix porté sur le type de fondation, doit aussi satisfaire certains critères qui sont :

- La stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- La facilité d'exécution (coffrage).

- L'économie.

## II-Dimensionnement des fondations

Pour le dimensionnement des fondations, on choisit une semelle qui se trouve sous le poteau (A), les autres poteaux doivent être calculés de la même manière

## III- Etude des semelles

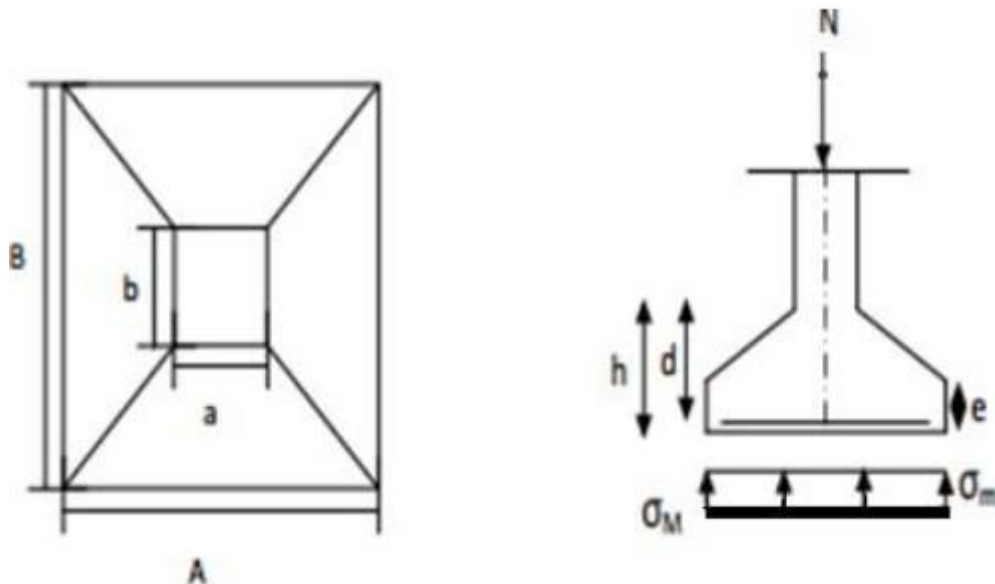


Figure XI. 1: Diagramme des contraintes agissant sur les fondations

### III-1- Charge à prendre en considération

Les charges à prendre en compte sont les charges maximales : verticales, horizontales ou inclinées (DTRB)

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'action :

- $G+Q+E$
- $0.8 G \pm E$  ( RPA99/03)

Tableau XI. 1: Les valeurs de l'effort tranchant retiré à partir du logiciel ROBOT

Effort	Nsd (KN)	Msd (KN.m)
	765,011	21,079
$\sigma_{sol} : 2 \text{ Bar} = 0,2 \text{ MPA} = 200 \text{KN/ m}^2$		

## III-2-Dimensionnement de la semelle

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow \begin{cases} A = \frac{a \times B}{b} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_{sd}}{\sigma_{sol}}} \\ A = \frac{b \times A}{a} \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{N_{sd}}{\sigma_{sol}}} \end{cases}$$

Nous avons :

$$a = 230 \text{ mm}$$

$$b = 240 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{230}{240} = 0,96$$

$$\frac{b}{a} = \frac{240}{230} = 1,04$$

$$\frac{N_{sd}}{\sigma_{sol}} = \frac{765,011}{200} = 3,83 \text{ m}^2$$

Donc :

$$B \geq 1,99$$

$$A \geq 1,92$$

On prend des semelles isolées (2×2 m)

**Détermination de la hauteur de la semelle :**

$$\mathbf{h = d + 5 \text{ cm}}$$

$$d = \max\left(\frac{B-b}{4}; \frac{A-a}{4}\right)$$

$$d = \max(44, ; 44,25)$$

Nous allons prendre d=45cm

$$\text{Donc } h = 45 + 5 = 50 \text{ cm}$$

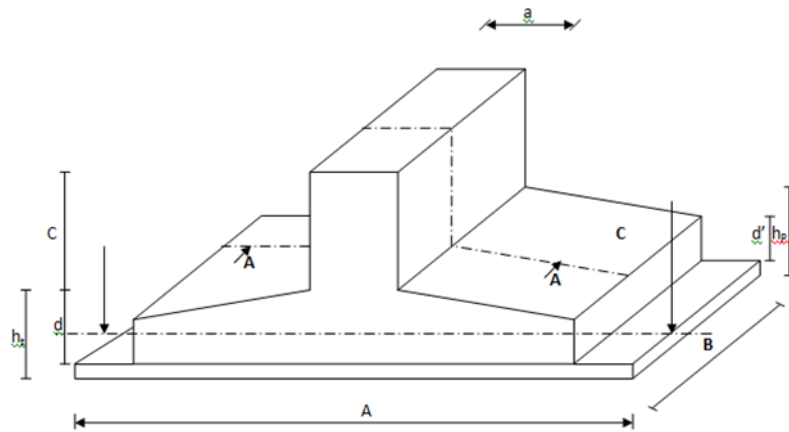


Figure XI. 2: Dimensionnement de la semelle

#### IV-Vérification des contraintes

La vérification de contraintes doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{(3\sigma_2 + \sigma_1)}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Avec :

$$\text{Poids propre} = 2 \times 2 \times 0,50 \times 25 = 50 \text{ KN}$$

$$P = 765,011 + 50 = 815,011 \text{ KN}$$

$$e = \frac{Msd}{P} = \frac{21,079}{815,011} = 0,025 < \frac{21,079}{6} = 3,51 \text{ CV}$$

- $\sigma_1 = (1 + 6 \frac{e_0}{B}) \times \frac{N}{A \cdot B}$
- $\sigma_2 = (1 - 6 \frac{e_0}{B}) \times \frac{N}{A \cdot B}$
- $\sigma_1 = (1 + 6 \frac{0,025}{2}) \times \frac{815,011}{2 \times 2} = 219,03 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_2 = (1 - 6 \frac{0,018}{2,2}) \times \frac{815,011}{2 \times 2} = 188,47 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{(3\sigma_2 + \sigma_1)}{4} = 196,11 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \text{ .....condition vérifiée}$$

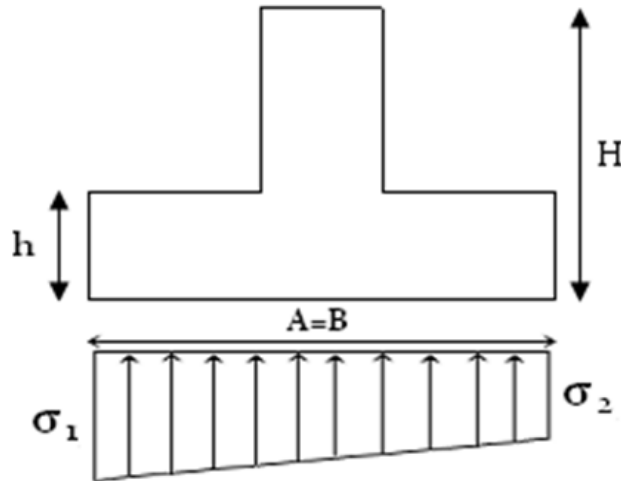


Figure XI. 3: Le diagramme des contraintes

**V- Vérification de la stabilité**

Quel que soit le type de fondation on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaire et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondations résistant au renversement.

Stabilité  $\Rightarrow A \geq 6 e$

**Tel que :**

e : excentricité.

$$e = \left( \frac{M_{sd}}{N_{sd}} \right) = (21,079/765,011) = 0.027$$

$$6 e = 6 \times 0.027 = 0.162$$

$A > 6 e$  .....condition vérifiée.

➤ Il n'existe aucune traction dans le sol

Donc on doit vérifier la formule suivante :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A \times B} \left[ 1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right] < 1.5 \times \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{max} = \frac{815,011}{2 \times 2} \left[ 1 + \frac{6 \times 0}{2,1} \right] = 203,75 < 1.5 \times \sigma_{sol} = 300$$

On conclut que les contraintes dans le sol sont vérifiées

## VI- Calcul du ferrailage

A L'ELU :

$$Au = \frac{Nu(A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \approx 348 \text{ MPa}$$

$$Au = \frac{765,011(200-23)}{8 \times 45 \times 348 \times 10^{-1}} = 10,81 \text{ cm}^2$$

### VI-1- Condition de non fragilité

Pour qu'une section en béton armée soumise à la traction ou à la flexion soit considérée comme non fragile, la relation suivante doit être vérifiée

$$As = 0,23 \times \frac{b \times d \times ft28}{fe}$$

$$As = 0,23 \times \frac{240 \times 45 \times 2,1}{400} = 13,04 \text{ mm}^2 = 0,13 \text{ cm}^2$$

Nous allons opter pour un ferrailage de **10HA12 (11,31cm<sup>2</sup>) : Armature longitudinale**

- **Détermination de la hauteur du patin 'e :**

$$e \geq \max(6\phi + 6\text{cm}, 15\text{cm})$$

$$e \geq \max(13,2\text{cm} ; 15) \text{ donc on prend } e = 15 \text{ cm}$$

- **L'espacement des cadres :**

$$S \leq (20 \text{ cm} ; 15 \phi)$$

$$S \leq (20 \text{ cm} ; 15 \times 1,2) = 18 \text{ cm}$$

## VI- Etude des longrines

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol support lors du coulage du béton.

Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

**VI-1- Dimensionnement des longrines**

Pour un sol de type S3 (sol meuble) les dimensions minimales de la section minimales de la section transversale des longrines sont de 25 cm x 30 cm (RPA99/03 ).

**VI-2-Calcul du ferrailage**

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Tel que :

$\alpha$ : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

$\alpha = 10$  (site S3, zone III).

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés

$$\text{A L'ELU} : F = \frac{7650,11}{10} = 76,5 \text{ KN}$$

D'où :  $F = \max ( 76,5 \text{ KN} ; 20 \text{ KN} )$

**F = 76,5 KN**

$$A_{sts} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{76,5}{348} = 0,22 \text{ cm}^2$$

Le RPA 2003 exige une section minimale :

$$A_{min} = 0.6\% B = 0.6\%(25 \times 30) = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \max(A_{min} ; A_s)$$

$$A_{st} = \max(0,22;4,5) = 4,5 \text{ cm}^2$$

**Donc** : on prend  $A_{st} = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de condition de non-fragilité**

$$A_s \leq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- $A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2$

- $0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 30 \times \frac{2,1}{400} = 0,91 \text{ cm}^2$

**Condition vérifiée**

➤ **Calcul d'armatures transversales**

$$\varphi_t \leq \min (h/35 ; \varphi_t \text{ min} ; b/10) \Rightarrow \varphi_t \leq \min (500/35 ; 10 ; 240/10) = 10$$

Alors on prend :  $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

### VI-3- Calcul d'espacement des cadres

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$St \leq (20\text{cm} ; 15 \varphi_t) \rightarrow St \leq (20\text{cm} ; 15\varphi_t) \Rightarrow St \leq (20\text{cm}, 15\text{cm})$$

Alors on adopte un espacement  $St = 10 \text{ cm}$

**Remarque :**

Le RPA exige de calculer les longrines comme un élément qui travaille en traction, lorsqu'on a des longrines de grande portée l'effet de flexion devient assez grand, à cet effet il faut mettre un appui (des plots) à mi-portée de la longrine.

# Conclusion générale

### Conclusion Général

L'ingénieur en génie civil est censé de concevoir des édifices et garantir leur bon fonctionnement, tout en respectant les règles en vigueur, il doit tenir en compte de plusieurs critères dont la sécurité, l'économie et l'aspect architectural.

Ce projet de fin d'étude est une phase très importante dans le cycle de formation de L'ingénieur, il nous a permis de nous familiariser avec les différentes normes et règlement régissant le domaine de la construction métallique tel que les Euro codes, le CCM97, le RNVA2013, le RPA2003,... et aussi les différents logiciels de calcul et du dessin (ROBOT, ETABS, ).

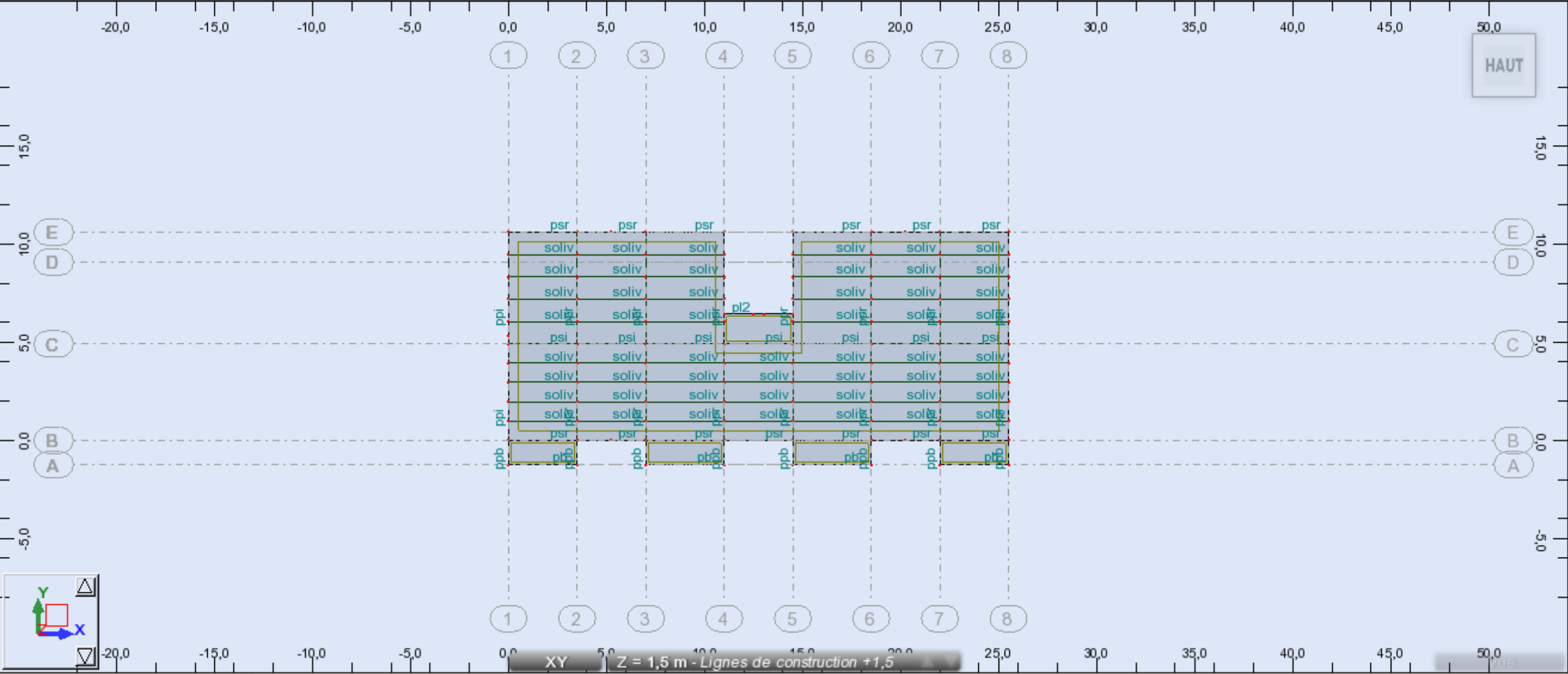
Ce projet de fin d'études nous a permis de faire la conception et le dimensionnement d'une structure métallique y compris la partie : la structure mixte, les assemblages et les fondations, et surtout d'appliquer les connaissances acquises durant notre cursus,

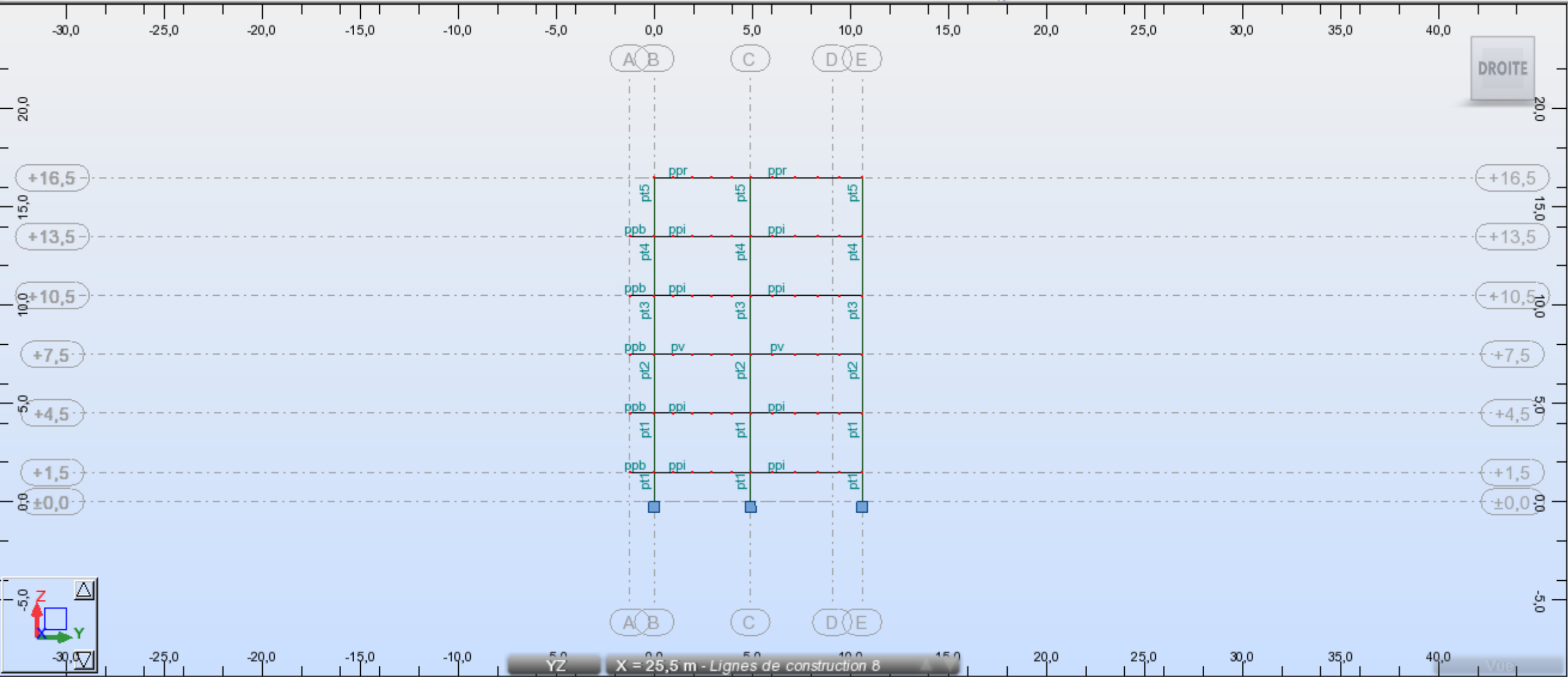
Enfin, notre objectif final lors de cette étude est l'obtention d'un ouvrage résistant et garantissant la sécurité des vies humaines et de leurs biens, nous souhaitons que ce travail serve comme un support pour nos futurs étudiants qui seront intéressés par cette voie.

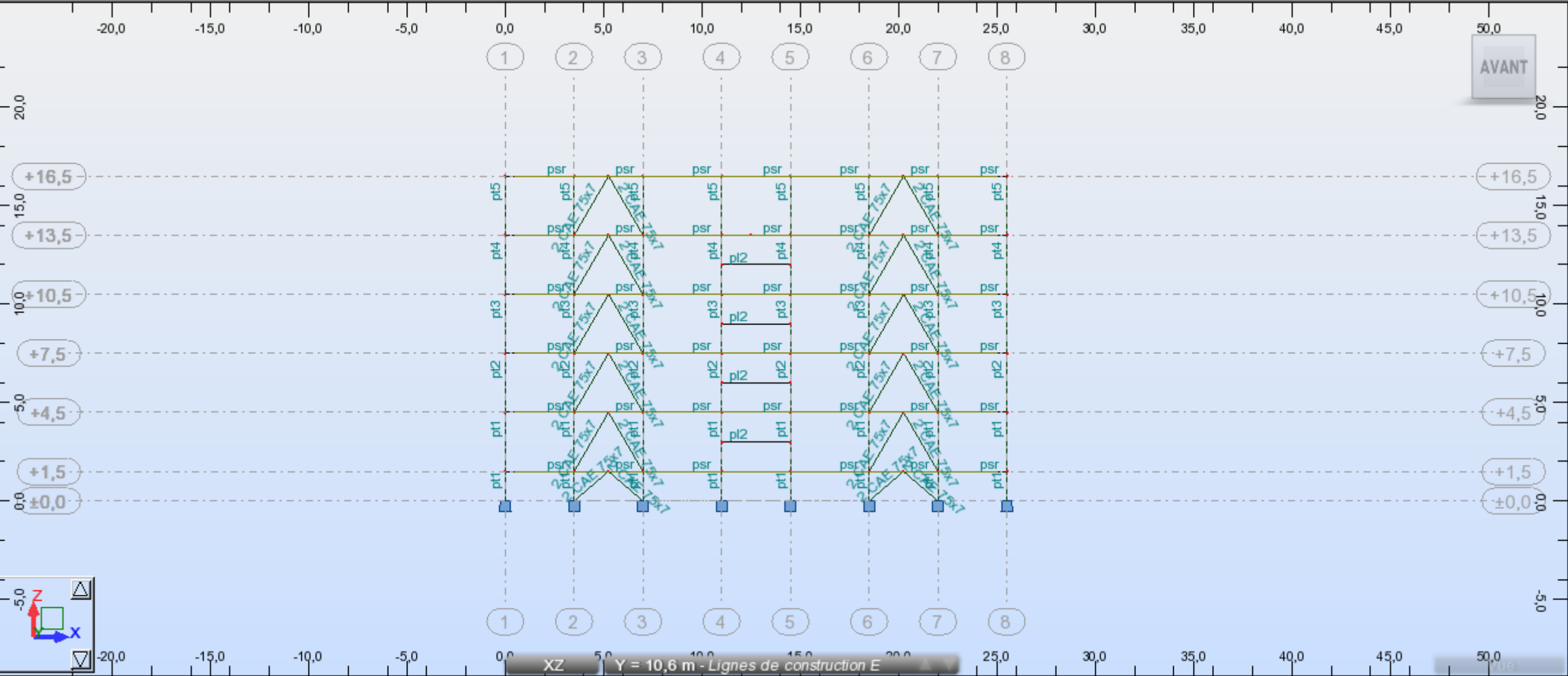
# Références bibliographiques

### Bibliographie

- ABIDELAH.A et al;2010 *Étude numérique du Comportement des assemblages boulonnés avec platine d'about*, SICZS, Chlef, Algérie
- (BAEL91\_modifié99) : *Calcul des Structures en béton.*
- CCM97 ; *Règles de conception des Structures en aciers*
- Dahmani. L ; 2021, *calcul pratique des éléments de constructions métalliques*, Edition IMAL
- DTR.B ; *Charges permanentes et charges d'exploitations.*
- DTR.B ; *Règles de calcul des fondations superficielles*
- D.T.R.B ; *Règles de conception et de calcul des structures en acier*
- D.T.R.-B ; *conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton*
- EUROCODE 3 ; *calcul des structures métalliques.*
- EUROCODE 4 ; *calcul des structures mixtes*
- K. AKKOUCHE1, M.O. MECHICHE 2, M. HAMIZI3, N.E. HANNACHI4 ; 2017, *ÉTUDE DU COMPORTEMENT DES ASSEMBLAGES MÉTALLIQUES POTEAUXPOUTRES BOULONNÉS EN PRESENCE D'UNE PLATINE D'ABOUT ; 13ème Congrès de Mécanique (Meknès, MAROC).*
- *Manuel de calcul des poutres et dalles mixtes*
- RNV 2013 : *Règlement Neige et Vent.*
- (RPA 99 \_ version 2003) : *Règles Parasismiques ALGERIENNE version 2003.*







XZ Y = 10,6 m - Lignes de construction E