

*République Algérienne Démocratique et Populaire*  
*Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique*  
*Université Mouloud Mammeri de Tizi - Ouzou*  
*Faculté du génie de la construction*  
*Département de Génie Civil*



# *Mémoire de fin d'études*

*En vue de l'obtention du diplôme de Master en génie civil*  
Option : **Charpente métallique**

## **Thème**

**Étude des éléments résistants d'un  
bâtiment (R+ 2) en charpente métallique**

**Proposé et dirigé par :**  
D<sup>r</sup>. KAHIL A.

**Présenté par :**  
M<sup>elle</sup>.KANDSI Souhila  
M<sup>r</sup>.DALACHE Mahdi

**Promotion: 2018 / 2019**

**Introduction**

**I. Présentation du projet**

I.1. Introduction .....	1
I.2. Présentation du projet .....	1
I.2.1 Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage .....	1
I.2.2 Vue de la structure.....	2
I.2.3 Mode de construction .....	6
I.2.4 Conception structurale.....	6
I.2.5 Les escaliers .....	8
I.2.6 Les fondations .....	8
I.3. Règlements utilisés .....	9
I.4. Matériaux utilisés.....	9
I.4.1 Acier de construction .....	9
I.4.2 Le béton.....	9
I.5. Les assemblages.....	10
I.5.1 Le boulonnage .....	10
I.5.2 Le soudage.....	10

**II. Descente de charge**

II.1 Généralités.....	11
II.2 Evaluation des charges permanent et des surcharges d'exploitation .....	11
II.2.1 Charges permanent.....	11
II.2.1.1 Plancher terrasse inaccessible .....	11
II.2.1.2 Plancher courant .....	12
II.2.1.3 Escalier .....	13
II.2.1.4 Murs extérieur (double parois).....	14
II.2.1.5 Murs intérieure .....	14
II.2.2 Surcharges d'exploitation .....	15
II.2.3 Les charges climatiques .....	16
II.2.3.1 Effet de la neige.....	16
II.2.3.2 Effete du vent .....	16
II.2.3.3 Calcul de la pression due au vent .....	22
II.3 Calcul de la force de frottement $F_{fr}$ .....	34
II.4 Conclusion.....	34

### **III. Pré-dimensionnement**

III.1	Introduction .....	35
III.2	Pré-dimensionnement des solives .....	35
II.2.1	Solive de plancher terrasse .....	36
II.2.2	Solive de plancher courant .....	41
III.3	Pré-dimensionnement des poutres .....	41
II.3.1	Poutre principal de terrasse .....	41
II.3.1.1	Poutre intermédiaire .....	41
II.3.1.2	Poutre de rive .....	46
II.3.2	Poutre principale d'étage courant .....	47
II.3.2.1	Poutre intermédiaire .....	47
II.3.2.2	Poutre de rive .....	49
II.3.3	Poutre secondaire plancher terrasse .....	50
II.3.3.1	Poutre Intermédiaire .....	50
II.3.3.2	Poutre de rive .....	52
II.3.4	Poutre secondaire plancher étage courant .....	53
II.3.4.1	Poutre intermédiaire .....	53
II.3.4.2	Poutre de rive .....	54
III.4	Pré-dimensionnement des Poteaux .....	55
III.5	Pré-dimensionnement des escaliers .....	58
III.6	Pré-dimensionnée de l'acrotère .....	71

### **IV. Etude d'un plancher collaborant**

IV.1	Introduction .....	75
IV.2	Vérification de la tôle profilée .....	75
IV.2.1	Vérification de la conditionne de la flèche (ELS) .....	76
IV.2.1.1	Vérification au moment fléchissant (ELU) .....	77
IV.3	Vérification plancher mixte terrasse .....	77
IV.3.1	Vérification de la section mixte .....	77
IV.4	Etude des connecteurs .....	83

### **V. Etude dynamique**

V.1	Introduction .....	87
V.2	Principe de la méthode modale spectrale .....	87
V.3	Modélisation de la structure .....	87

V.3.1	Présentation du logiciel ETABS .....	88
V.3.2	Spectre de réponse de calcul .....	89
V.3.3	Les combinaisons de charge .....	91
V.3.4	Analyse dynamique de la structure .....	92
V.3.5	Vérification et analyse des résultats .....	92

**VI. Dimensionnement**

VI.1	Introduction .....	99
VI.2	Dimensionnement des poutres .....	99
VI.2.1	Poutre principale intermédiaire terrasse.....	99
VI.2.2	Poutre secondaire plancher terrasse .....	102
VI.2.3	Solives du plancher terrasse.....	103
VI.3	Dimensionnement des poteaux.....	104
VI.4	Dimensionnement des contreventements .....	108
VI.5	Vérification des différents éléments au voilement.....	110
VI.6	Conclusion général.....	110

**VII. Etude des assemblages**

VII.1	Introduction .....	111
VII.2	Définition .....	111
VII.3	Les cas d'assemblages.....	112
VII.4	Assemblage Poutre-Solive .....	114
VII.4.1	Cas 1 assemblage poutre (IPE 330)-solive (IPE 200).....	114
VII.5	Assemblage poutre-poutre (Cage d'escalier) .....	118
VII.5.1	Cas 2.1. Poutre (IPE 330)-poutre (IPE 330) .....	118
VII.5.2	Cas 2.2. Poutre (IPE 240)-poutre (IPE 240) .....	121
VII.5.3	Cas 2.3. Poutre (IPE 330)-poutre (IPE 240) .....	124
VII.6	Assemblage poteau-poutre .....	128
VII.6.1	Cas 3.1. poteau (HEA180) – poutre (IPE330) .....	128
VII.6.2	Cas 3.2. poteau (HEA180) – poutre (IPE240) .....	132
VII.6.3	Cas 3.3. poteau (HEA240) – poutre (IPE330) .....	137
VII.6.4	Cas 3.4 poteau (HEA240) – poutre (IPE240) .....	138
VII.6.5	Cas 3.5. poteau (HEA280) – poutre (IPE330) .....	140
VII.6.6	Cas 3.6. poteau (HEA280) – poutre (IPE240) .....	141
VII.7	Assemblage poteau-poteau.....	142

VII.7.1	Cas 4.1. poteau (HEA180)-poteau (HEA240) .....	142
VII.7.2	Cas 4.2. poteau (HEA240)-poteau (HEA280) .....	148
VII.8	Assemblage des éléments des contreventements .....	155
VII.8.1	Cas 5.1. Selon la direction X.....	155
VII.8.2	Cas 5.2. Selon la direction Y.....	159
VII.9	Assemblage poteau-fondation .....	162
VII.9.1	Cas 6. Assemblage poteau(HEA280)-fondation .....	162

**VIII. Etude des fondations**

VIII.1	Introduction .....	169
VIII.2	Choix du type de fondation .....	169
VIII.2.1	Rapport géotechnique .....	169
VIII.3	Calcul des fondations .....	170
VIII.3.2	calcul du ferrailage.....	171
VIII.3.3	Condition de non fragilité .....	172
VIII.4	Calcul des longrines .....	173
VIII.4.1	Dimensionnement des longrines .....	173
VIII.4.2	Calcul du ferrailage.....	174
VIII.4.3	Armature longitudinales en traction simple .....	174
VIII.4.4	Ferrailage minimum selon le RPA 99 /version 2003.....	174
VIII.4.5	Calcul des armatures transversales .....	175

**Conclusion générale**

Figure I.1. Vue en 3D du bâtiment.....	2
Figure I.2. Vue d'un portique.....	2
Figure I.3. Plan du RDC.....	3
Figure I.4. Plan du 1 <sup>er</sup> étage.....	4
Figure I.5. Plan du 2 <sup>em</sup> étage.....	5
Figure I.6. Plancher mixte.....	7
Figure I.7. Coupe d'un mur intérieur.....	8
Figure I.8. Escaliers.....	8
Figure II.1. Coupe verticale du plancher niveau terrasse.....	11
Figure II.2. Coupe verticale du plancher courant.....	12
Figure II.3. Les directions du vent.....	17
Figure II.4. Répartition de la pression dynamique en KN/m <sup>2</sup> .....	21
Figure II.5. Valeur de coefficient dynamique C <sub>d</sub> pour les structures mixtes acier-béton.....	22
Figure II.6. Coefficient de pression C <sub>pi</sub> en fonction de l'indice de perméabilité μ <sub>p</sub> .....	23
Figure II.7. Zone de vent sur les parois verticale (sens V1).....	24
Figure II.8. Valeur de C <sub>pe</sub> pour les parois verticale.....	25
Figure II.9. Zone de vent du 2 <sup>em</sup> étage (sens V1).....	25
Figure II.10. Coefficient C <sub>pe</sub> du 2 <sup>em</sup> étage.....	26
Figure II.11. Zone de vent sur les parois verticale (sens V2).....	29
Figure II.12. Valeur de C <sub>pe</sub> pour les parois verticale.....	30
Figure II.13. Zone de Vent du 2 <sup>em</sup> étage (sens V2).....	30
Figure II.14. Valeur de C <sub>pe</sub> pour le 2 <sup>em</sup> étage (cas 1).....	31
Figure II.15. Valeur de C <sub>pe</sub> pour le 2 <sup>em</sup> étage (cas 2).....	32
Figure III.1. Présentation schématique des solives.....	35
Figure III.2. Solive uniformément chargée sur plusieurs appuis.....	37
Figure III.3. Poutre principale uniformément chargée sur plusieurs appuis.....	42
Figure III.4. Poutre secondaires uniformément chargée sur plusieurs appuis.....	51
Figure III.5. Disposition des poteaux.....	55
Figure III.6. Les différents composants d'un escalier.....	59
Figure III.7. Coupe verticale de l'escalier.....	61
Figure III.8. Coupe verticale de l'acrotère.....	71
Figure III.9. Ferrailage de l'acrotère.....	74
Figure IV.1. Eléments constructifs du plancher mixte.....	75

Figure IV.2.Dimensions de la tôle TN40 .....	76
Figure IV.3.Montage poutre dalle .....	78
Figure IV.4.Largeur efficace de la dalle.....	79
Figure IV.5.Largeur efficace de la dalle avec cotations.....	80
Figure IV.6.Disposition des connecteurs .....	84
Figure IV.7.Les dimensions d'un connecteur .....	85
Figure IV.8.Espacement entre connecteurs.....	86
Figure V.1.Vue en 3D de la structure étudiée .....	88
Figure V.2.Vue en plan de la structure.....	89
Figure V.3.Le spectre de réponse de calcul.....	91
Figure V.4.Effort tranchant par niveau direction (y-y) .....	95
Figure V.5.Effort tranchant par niveau direction(x-x) .....	96
Figure V.6.Déplacement $U_x$ suivant la direction .....	97
Figure V.7.Déplacement selon la direction y .....	98
Figure VII.1.Plan du 1 <sup>er</sup> étage de la disposition des éléments.....	112
Figure VII.2.Coupe A-A .....	113
Figure VII.3.Coupe B-B.....	113
Figure VII.4.Assemblage de la solive-poutre.....	114
Figure VII.5.Disposition constructive de l'aile de la cornière .....	116
Figure VII.6.Assemblage de deux poutres de même section .....	118
Figure VII.7.Disposition constructive de l'aile de la cornière .....	120
Figure VII.8.Assemblage de deux poutres de même section .....	122
Figure VII.9.Disposition constructive de l'aile de la cornière .....	123
Figure VII.10.Assemblage de deux poutre de section différent.....	125
Figure VII.11.Disposition constructive de l'aile de la cornière .....	126
Figure VII.12.Assemblage poutre à l'âme du poteau.....	128
Figure VII.13.Disposition constructive .....	130
Figure VII.14.Assemblage poutre à la semelle du poteau.....	132
Figure VII.15.Disposition constructive des boulons .....	135
Figure VII.16.Disposition constructive .....	137
Figure VII.17.Assemblage poutre à l'âme du poteau.....	138
Figure VII.18.Disposition constructive des boulons .....	139
Figure VII.19.Assemblage poutre à la semelle du poteau.....	139

Figure VII.20.Disposition constructive .....	140
Figure VII.21.Assemblage poutre à l'âme du poteau.....	140
Figure VII.22.Disposition constructive .....	141
Figure VII.23.Assemblage poutre à la semelle du poteau.....	142
Figure VII.24.Assemblages de deux poteau de sections diffèrent .....	143
Figure VII.25.Disposition constructive de la cornière .....	146
Figure VII.26.Disposition constructive de la cornière .....	148
Figure VII.27.Assemblages de deux poteau de sections diffèrent .....	149
Figure VII.28.Disposition constructive de la cornière .....	152
Figure VII.29.Disposition constructive de la cornière .....	154
Figure VII.30.Assemblage contreventement cornier gousset .....	155
Figure VII.31.Disposition constructive contreventement cornier gousset.....	157
Figure VII.32.Disposition constructive contreventement cornier gousset.....	160
Figure VII.33.Assemblage poteau à la fondation.....	162
Figure VII.34.Disposition constructive .....	166
Figure VII.35.Différents type de tiges d'ancrage.....	167
Figure VIII.1.Schéma de la semelle .....	170
Figure VIII.2.Dimensionnement de la semelle .....	171
Figure VIII.3.Ferraillage des semelles isolées .....	173
Figure VIII.4.Ferraillage de la longrine .....	175

Tableau I.1.Caractéristique de l’acier.....	9
Tableau I.2.Caractéristique de l’acier.....	10
Tableau II.1.Charge permanente du plancher terrasse .....	12
Tableau II.2.Charge permanente du plancher courant .....	13
Tableau II.3.Charge permanente du volé d’escalier.....	13
Tableau II.4.Charge permanente du palier d’escalier.....	14
Tableau II.5.Charge permanente du mur extérieur.....	14
Tableau II.6.Charge permanente des murs intérieurs.....	15
Tableau II.7.Les diffèrent surcharges d’exploitations.....	15
Tableau II.8.Valeurs de la dynamique de référence pression .....	18
Tableau II.9.Valeur de la vitesse de référence du vent .....	18
Tableau II.10.Définition des catégories de terrain .....	18
Tableau II.11.Coefficient de topographie .....	19
Tableau II.12.Coefficient de rugosité.....	19
Tableau II.13.Coefficient de rugosité.....	20
Tableau II.14.Coefficient d’exposition au vent.....	20
Tableau II.15.Pression dynamique de pointe .....	21
Tableau II.16.Coefficient de pression extérieur. ....	24
Tableau II.17.Coefficient de pression extérieur (terrasse inaccessible plates) .....	26
Tableau II.18.Valeurs des pressions du RDC .....	27
Tableau II.19.Valeurs des pressions du 1 <sup>er</sup> étage.....	27
Tableau II.20.Valeurs des pressions du 2 <sup>em</sup> étage .....	28
Tableau II.21.Coefficient de pression extérieur. ....	29
Tableau II.22.Coefficient de pression extérieur (terrasse inaccessible plates) .....	31
Tableau II.23.Valeurs des pressions du RDC .....	32
Tableau II.24.Valeurs des pressions du 1 <sup>er</sup> étage.....	33
Tableau II.25.Valeurs des pressions du 2 <sup>em</sup> étage .....	33
Tableau III.1.Valeurs limite des flèches.....	36
Tableau III.2.Table des profilés IPE .....	38
Tableau III.3.Caractéristique du profilés IPE 200.....	38
Tableau III.4.Pré dimensionnements des solives des étages courant.....	41
Tableau III.5.Charges reprises par les poutres de plancher terrasse .....	42
Tableau III.6.Combinaison de charge .....	42

Tableau III.7.Table des profilés IPE .....	43
Tableau III.8.Caractéristique du profilé IPE330 .....	44
Tableau III.9.Charges reprises par les poutres de plancher terrasse .....	46
Tableau III.10.Pré dimensionnement de la poutre de rive .....	47
Tableau III.11.Caractéristique du profilé IPE240 .....	47
Tableau III.12.Charges reprises par les poutres de plancher d'étage courant.....	48
Tableau III.13.Pré dimensionnement des poutres intermédiaires .....	48
Tableau III.14.Caractéristique du profilé IPE 330 .....	49
Tableau III.15.Charges reprises par les poutres de plancher d'étage courant.....	49
Tableau III.16.Pré dimensionnement de la poutre de rive .....	49
Tableau III.17.Caractéristique du profilé IPE240 .....	50
Tableau III.18.Charges reprises par la poutre secondaire du plancher terrasse .....	50
Tableau III.19.Pré dimensionnement de la poutre intermédiaire .....	51
Tableau III.20.Caractéristique du profilé IPE240 .....	51
Tableau III.21.Charges reprises par la poutre secondaire du plancher terrasse .....	52
Tableau III.22.Pré dimensionnement de la poutre de rive .....	52
Tableau III.23.Caractéristique du profilé IPE200 .....	53
Tableau III.24.Charges reprises par la poutre secondaire du plancher étage courant.....	53
Tableau III.25.Pré dimensionnement de la poutre secondaire intermédiaire.....	54
Tableau III.26.Caractéristique du profilé IPE200 .....	54
Tableau III.27.Récapitulatif des éléments porteurs pour le plancher terrasse.....	54
Tableau III.28.Récapitulatif des éléments porteurs pour les plancher étage courant.....	55
Tableau III.29.Valeurs des charges appliquées aux poteaux .....	56
Tableau III.30.Sollicitations reviennent à chaque poteau dans les différents niveaux .....	57
Tableau III.31.Sections des profilés HEA.....	58
Tableau III.32.Tableau des cornière en L.....	62
Tableau III.33.Caractéristiques de la cornière L60×6.....	63
Tableau III.34.Tableau des profilé sen UPE .....	65
Tableau III.35.Caractéristiques du profilé UPE120 .....	66
Tableau III.36.Charge revenant à la poutre palière .....	67
Tableau III.37.Tableau des profilés IPE.....	68
Tableau III.38.Caractéristiques du profilé IPE160.....	69
Tableau III.39.Charges repris par l'acrotère .....	71

Tableau III.40. Combinaisons de charge.....	72
Tableau IV.1. Caractéristiques du bac d'acier TN 40.....	76
Tableau IV.2. Charges reprises par le bac d'acier.....	77
Tableau IV.3. Charges reprises par la dalle.....	80
Tableau IV.4. Combinaison de charge.....	80
Tableau IV.5. Caractéristiques des connecteurs.....	84
Tableau V.1. Valeurs des facteurs de qualité.....	90
Tableau V.2. Les combinaisons de charge.....	92
Tableau V.3. Valeurs de la période fondamentale.....	93
Tableau V.4. Valeurs du poids de la structure.....	95
Tableau V.5. Valeurs des efforts tranchants par niveau (Y-Y).....	95
Tableau V.6. Valeurs des efforts tranchants par niveau (X-X).....	96
Tableau V.7. Vérification de la condition $V_t > 80\% V$ .....	96
Tableau V.8. Déplacements selon la direction (X-X).....	97
Tableau V.9. Déplacements selon la direction Y.....	98
Tableau V.10. Vérification des déplacements selon la condition (Y-Y).....	98
Tableau V.11. Vérification des déplacements selon la condition selon (X-X).....	99
Tableau VI.1. Résumé des profilés utilisés après modélisation.....	99
Tableau VI.2. Valeurs des efforts sollicitant.....	100
Tableau VI.3. Valeurs des efforts de calcul.....	102
Tableau VI.4. Dimensionnement poutre secondaire du plancher terrasse.....	102
Tableau VI.5. Valeurs des efforts de calcul.....	103
Tableau VI.6. Dimensionnement poutre principale du plancher terrasse.....	103
Tableau VI.7. Sollicitations les plus défavorables sur les poteaux.....	104
Tableau VI.8. Résumé du risque de déversement.....	105
Tableau VI.9. Résumer du risque de flambement de chaque poteau.....	107
Tableau VI.10. Vérification au cisaillement par niveau.....	107
Tableau VII.1. Caractéristiques mécaniques des boulons de différentes nuances.....	112
Tableau VII.2. Dimensions des différents boulons.....	112
Tableau VIII.1. Combinaisons de charge.....	170
Tableau VIII.2. Valeur de l'effort.....	170
Tableau VIII.3. Valeurs de l'effort normal.....	172

La construction métallique est apparue au moment où le béton armé ne pouvait remplir certaines exigences de construction, telle que les grandes portées dans les bâtiments et les ponts.

Par rapport aux structures en béton armé ou précontraint, les structures métalliques présentent de nombreux avantages, et inconvénients.

Les principaux avantages sont :

- La fiabilité, la capacité portante, la légèreté, et la rapidité d'exécution.

Les principaux inconvénients sont :

-La corrosion, coût élevé, mains d'œuvres qualifiées et susceptibilité aux phénomènes d'instabilité élastique en raison de la minceur des profils.

L'ensemble de la construction doit être conçu de telle sorte que l'effort extérieur appliqué à la construction s'achemine dans ces différents éléments et les attaches assurant la liaison entre ces éléments, jusqu'aux fondations sans la moindre ruine dans la construction.

La structure à étudier est un bâtiment en charpente métallique à usage administratif. Il se situe à TIMIZERT à (AGHRIV) dans la wilaya de Tizi Ouzou.

L'objectif principal sera de comprendre et d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel, l'application de la réglementation technique en vigueur et les logiciels de calcul disponibles.

Le présent mémoire est composé d'une introduction générale et de huit chapitres dont :

- Le premier chapitre englobe la présentation du projet.
- La descente de charges fait l'objet du deuxième chapitre.
- Le troisième chapitre présente le pré-dimensionnement des éléments.
- Le quatrième chapitre a pour objet de présenter l'étude du plancher mixte.
- Le cinquième chapitre évoque l'étude dynamique.
- Le sixième chapitre consacré pour le dimensionnement des éléments principaux et secondaires sous sollicitation sismique.
- Le septième chapitre traite le calcul des assemblages.
- Le huitième chapitre confère l'étude des fondations.

Enfin, le mémoire sera clôturé par une conclusion générale.

## I.1.Introduction

Ce chapitre, est consacré à la définition des caractéristiques géométriques de la structure, ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation. Cette étape est indispensable pour un calcul adéquat.

## I.2.Présentation du projet

Le projet en question est un bâtiment à étages destiné aux bureaux en charpente métallique de (RDC + 2 étages), Implanté à TIMIZERT wilaya de TIZI OUZOU. «Zone IIa : zone à sismicité moyenne selon la classification du RPA Version 2003 », dont les données du projet sont :

- Altitude du lieu d'implantation = 600 m.
- La structure est une ossature poteaux – poutres auto-stable en charpente métallique.
- Les planchers sont en dalle pleine section mixte de 12 cm d'épaisseur.
- Les remplissages des façades sont en maçonnerie.

### I.2.1Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage

En plan le bâtiment est rectangulaire dont les dimensions sont

Longueur :..... $L_1=20.0m$

Largueur :.....  $L_2=11.0m$

Hauteur total (y compris l'acrotère).....  $H_T=10.80 m$

Hauteur du niveau ..... $H_E=3.40m$

Hauteur de l'acrotère ..... $ha=0.60m$

I.2.2 Vue de la structure

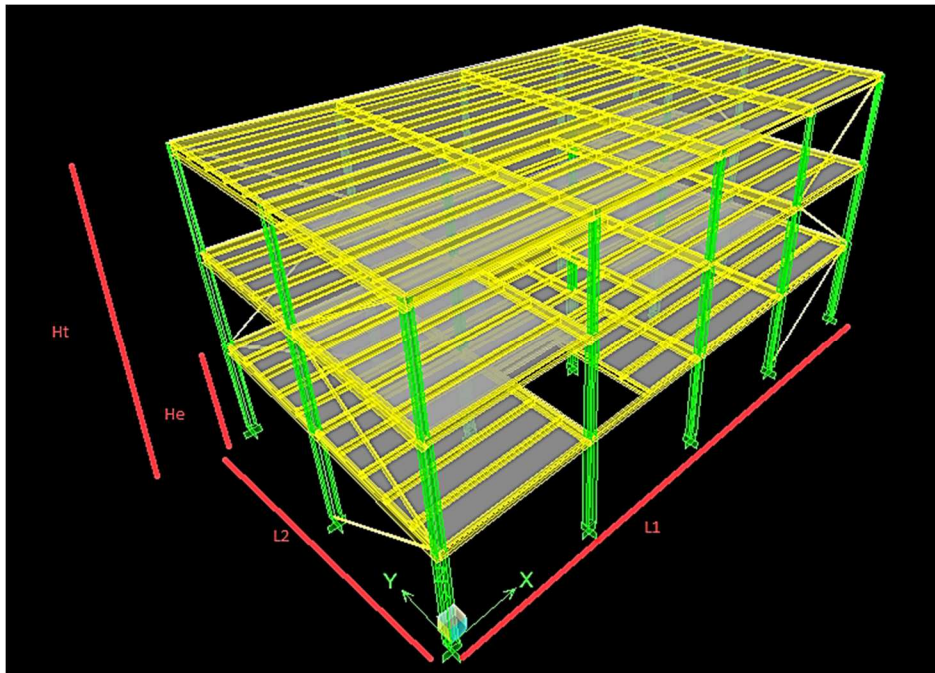


Figure I.1. Vue en 3D du bâtiment

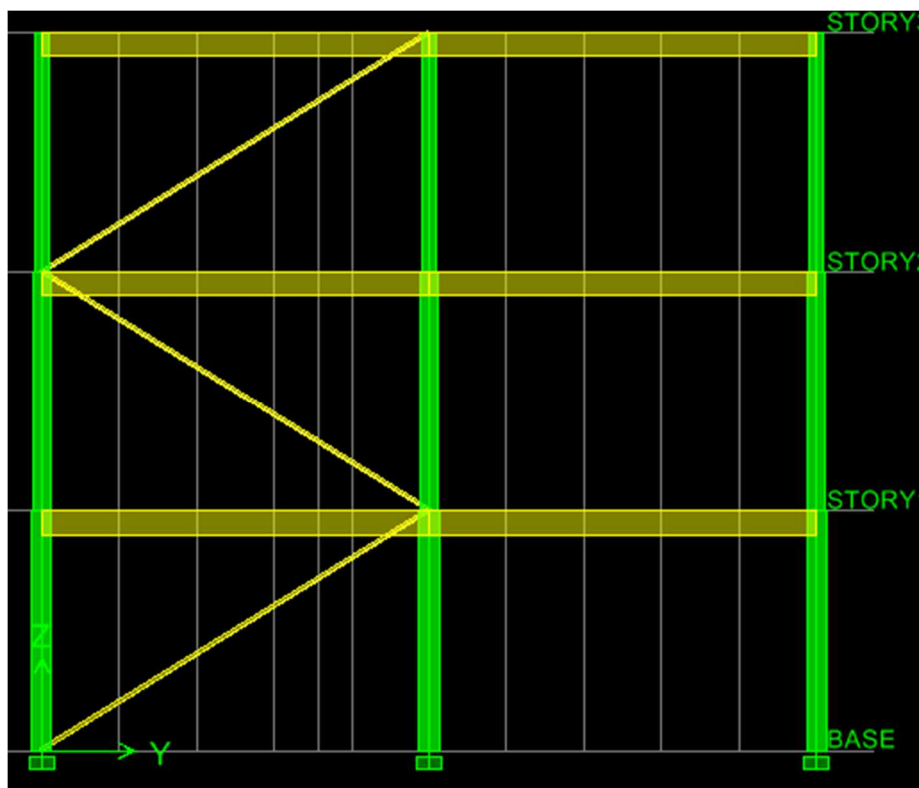


Figure I.2. Vue d'un portique

Les plans de façade et de rez-de-chaussée sont donnés comme suite

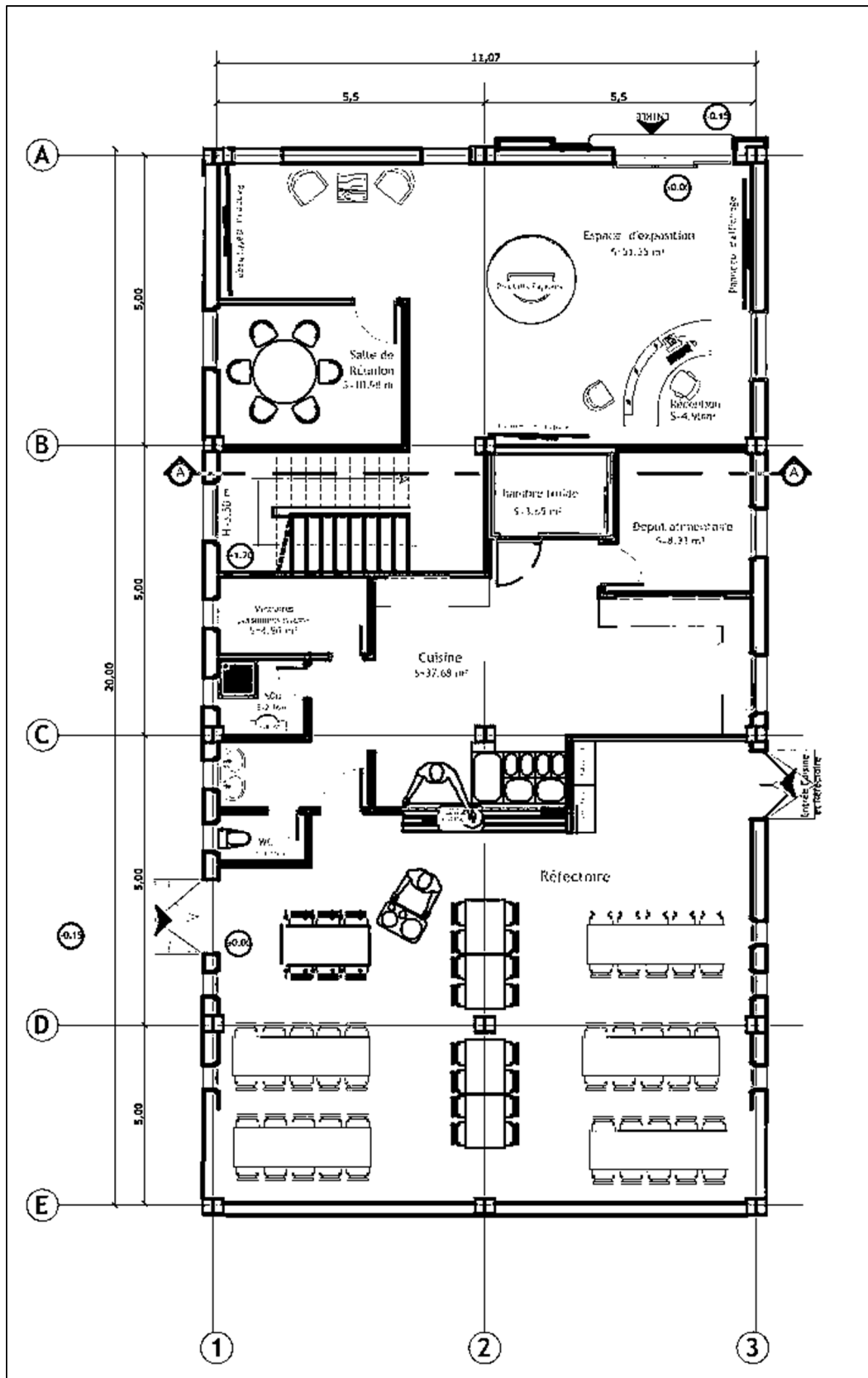


Figure I.3. Plan du RDC



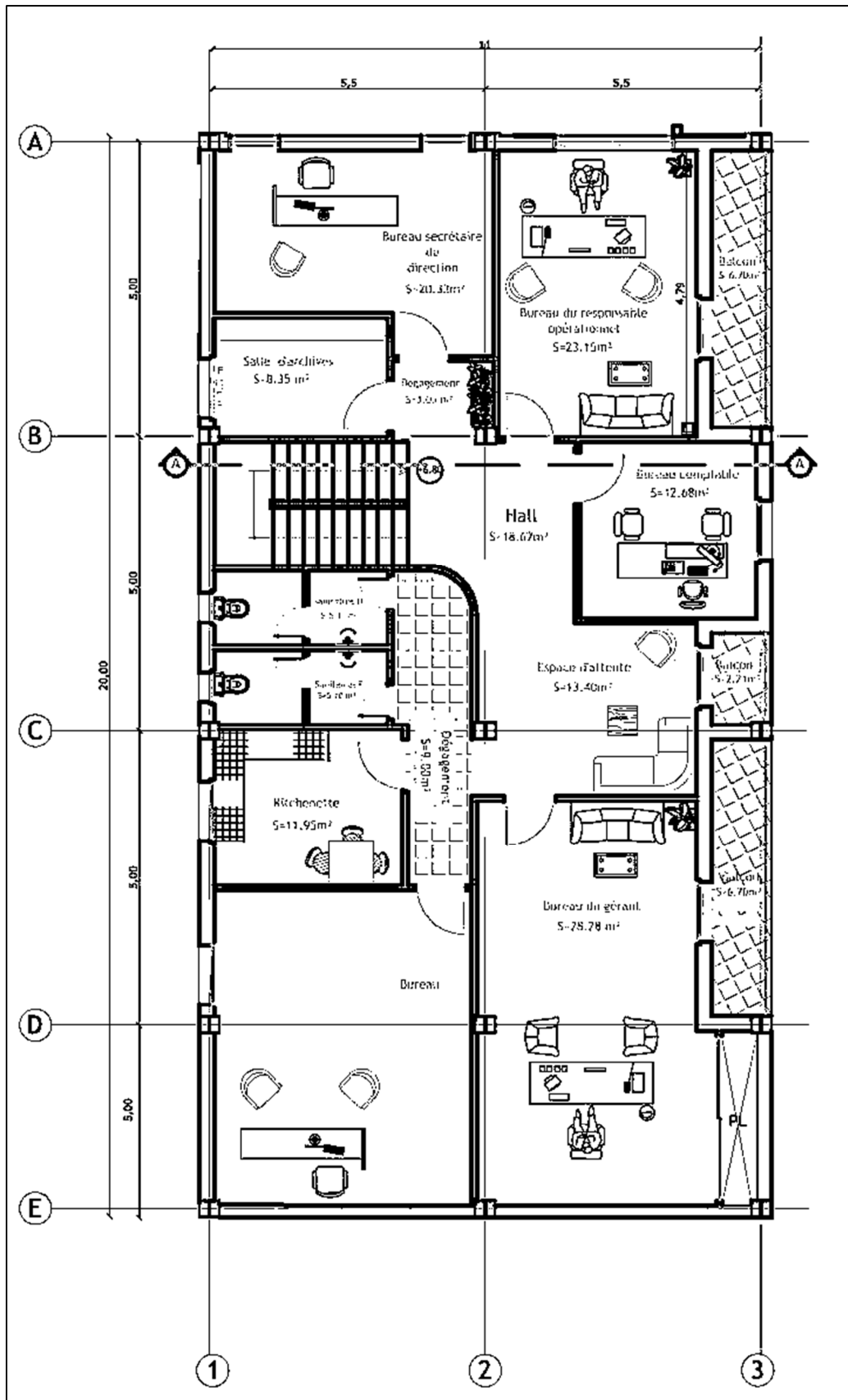


Figure I.5. Plan du 2<sup>em</sup> étage.

► Le rez-de-chaussée contient la réception de (4.90 m<sup>2</sup>), un réfectoire de (68.25 m<sup>2</sup>), une cuisine de (37.68 m<sup>2</sup>), dépôt alimentaire de (8.33 m<sup>2</sup>), chambre froide de (3.65 m<sup>2</sup>) salle de réunion de (10.98 m<sup>2</sup>) espace d'exposition de (51.35 m<sup>2</sup>), WC(1.80 m<sup>2</sup>) et SDB de (2.76 m<sup>2</sup>)

► Le 1<sup>er</sup> étage comporte

Chambres CH1 (13.60 m<sup>2</sup>), CH2 (10.06 m<sup>2</sup>), CH3 (11.36 m<sup>2</sup>) avec un balcon de (3.60m<sup>2</sup>), et un dégagement de (3.35 m<sup>2</sup>) ,un salle d'attente de (14.80 m<sup>2</sup>), cuisine de (15.95 m<sup>2</sup>), Salle De Bain (3.61 m<sup>2</sup>), buanderie de (3.03m<sup>2</sup>), bureaux de (96.90m<sup>2</sup>) sanitaire F de (5.10m<sup>2</sup>),sanitaire H de (5.10 m<sup>2</sup>)

► Le 2<sup>ème</sup> étage comporte bureau de (23.00 m<sup>2</sup>), bureau du gérant de (28.28m<sup>2</sup>) bureau du comptable de (12.68 m<sup>2</sup>), bureau de responsable de (23.15 m<sup>2</sup>), bureau de secrétaire de (20.33m<sup>2</sup>), dégagement de( 3.05 m<sup>2</sup>), salle d'archives de (8.35 m<sup>2</sup>), cuisine de (11.95 m<sup>2</sup>), sanitaire H et F de (5.10 m<sup>2</sup>), dégagement de (9.00 m<sup>2</sup>),espace d'attente de (13.40 m<sup>2</sup>),hall de (18.62 m<sup>2</sup>),deux balcons de (6.70 m<sup>2</sup>), balcon de (2.21 m<sup>2</sup>).

### I.2.3 Mode de construction

L'ossature de notre construction est constituée par des portiques (poteaux poutres) en acier dans les deux sens :

- les poteaux en profilés HEA, ou bien HEB
- les poutres en profilés IPE.

### I.2.4 Conception structurale

On a deux types de structure :

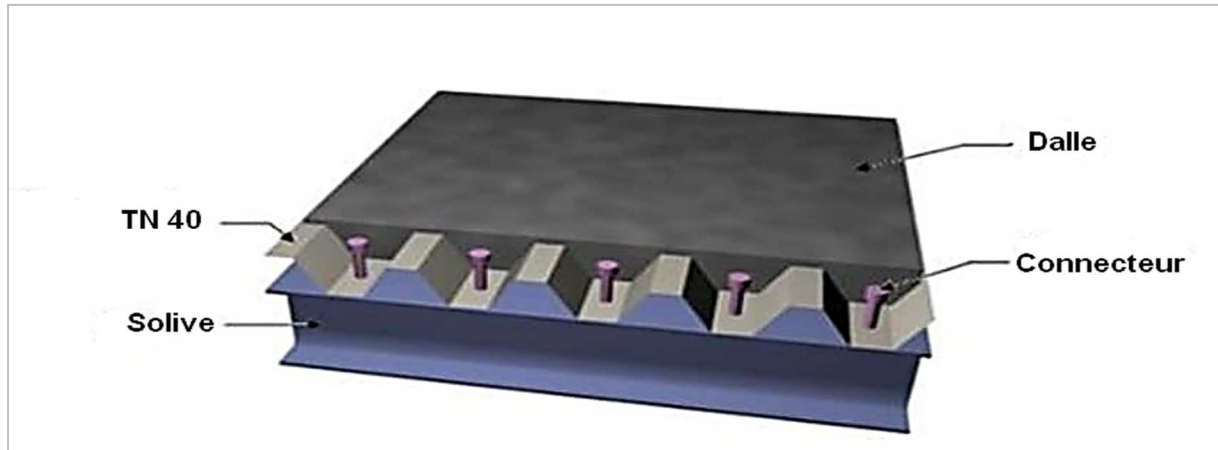
#### a. Structure horizontale

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

#### • Plancher courant

La dalle est composée d'une tôle profilée en acier (TN40) qui sert de plate-forme de travail lors du montage, de coffrage pour le béton et d'armature inférieur pour la dalle après durcissement du béton sur laquelle on coule une dalle en béton armé de 12cm d'épaisseur reliée

à la poutre à l'aide de connecteurs qui s'opposent au glissement mutuel et assurent la liaison parfaite entre l'acier et le béton. la composition est illustrée sur la **Figure I.6**



**Figure I.6. Plancher mixte**

- **Plancher terrasse**

Il est identique aux planches courant sauf que le versant est incliné par une petite pente. La partie supérieure comporte des couches supplémentaires (isolation thermique, gravier de protection, étanchéité de protection).

**b. Structures verticales**

La structure est principalement composée de murs en maçonnerie non porteurs.

- Pour les murs extérieurs

Les murs sont en double cloison composés de deux murs en briques creuses de 15 et 10 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5 cm qui assure l'isolation thermique.

- Pour les murs intérieurs :

Les murs intérieurs ou murs de séparation sont en briques creuses d'épaisseur égale à 10 cm.

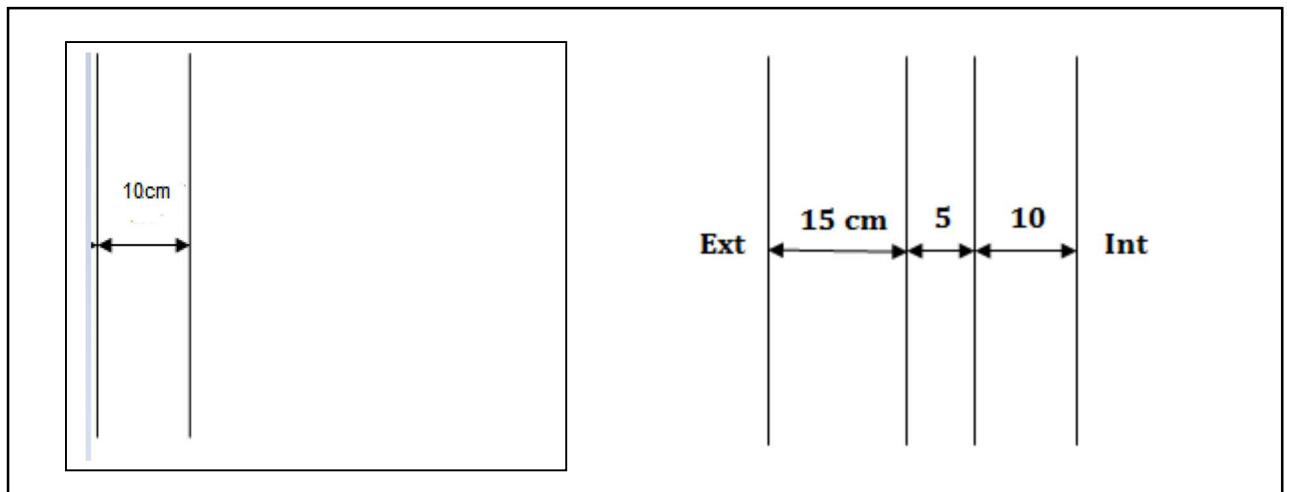


Figure I.7. Coupe d'un mur intérieur

### I.2.5 Les escaliers

Les escaliers sont des éléments qui assurent la liaison entre les différents niveaux ils sont composés de deux volets et un palier de repos ils seront en charpente métallique avec remplissage en béton.



Figure I.8. Escaliers

### I.2.6 Les fondations

La base des poteaux a pour rôle la transmission des charges aux fondations qui vont à leur tour les transmettre au sol. Les fondations seront réalisées par des semelles isolées sur un sol ayant une contrainte admissible.

### I.3.Règlements utilisés

Les différents règlements utilisés dans notre travail sont les suivants

DTR.BC.2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations ».

DTR.BC.2.44 Règles de conception des structures en aciers « CCM97 ».

DTR.BC.2.48 Règles Parasismiques Algériennes « RPA99/version 2003 ».

DTR.BC.2.47 Règlement Neige et Vent « RNV99/ version 2013 ».

BAEL91 : Calcul des structures en béton.

Eurocode 3

Eurocode 4

### I.4.Matériaux utilisés

#### I.4.1Acier de construction

L'acier est un matériau obtenu par transformation de la fonte dont le fer est l'élément prédominant entrant dans sa composition.

Pour la réalisation de notre structure nous allons utiliser l'acier de type S235.

**Tableau I.1. Caractéristique de l'acier**

Caractéristique	Indice	Valeur
La résistance à la traction	<b>F<sub>u</sub></b>	360 MPa
La limite élastique	<b>f<sub>y</sub></b>	235 MPa
La masse volumique	<b>ρ</b>	7850 Kg/m <sup>3</sup>
Module d'élasticité longitudinale	<b>E</b>	210000 MPa
Module cisaillement	<b>G</b>	84000 MPa

#### I.4.2Le béton

Le béton est un matériau de construction issu du mélange d'un mortier et de gravier pour la réalisation de notre structure, le béton présent les caractéristiques suivantes

Tableau I.2. Caractéristique de l'acier

Caractéristique	Indice	Valeur
La résistance caractéristique à la compression	$f_{c28}$	25 MPa
La résistance caractéristique à la traction	$*f_{t28}$	2.1 MPa
Masse volumique	$\rho$	2500 Kg/m <sup>3</sup>

$$*f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6$$

## I.5. Les assemblages

Les assemblages principaux des systèmes structuraux, assurant la stabilité sont

- Les boulons
- La soudure

### I.5.1 Le boulonnage

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour ce cas nous utiliserons les boulons ordinaires pour les assemblages des portiques auto stables.

### I.5.2 Le soudage

Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de soudure constitué d'un métal d'apport.

## II.1 Généralités

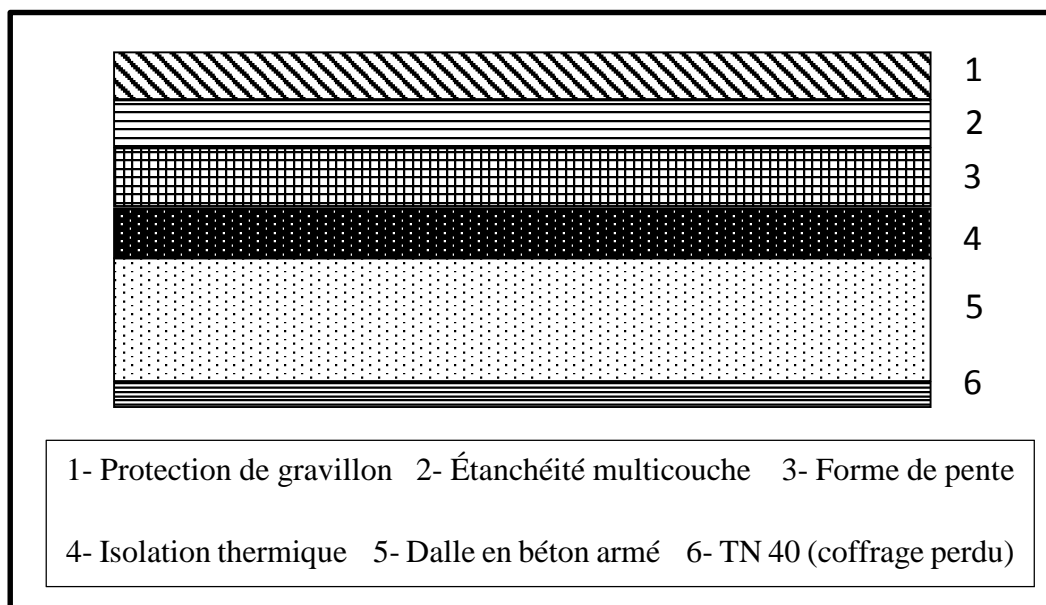
Ce chapitre définira les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes, d'exploitation et des effets climatiques. Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrits dans le règlement technique DTR B.C2.2 (charges et surcharges). Pour les effets climatiques le RNV version 2013 va être utilisé.

## II.2 Evaluation des charges permanent et des surcharges d'exploitation

### II.2.1 Charges permanent

Elle design le poids propre de tous les éléments permanent constituant l'ouvrage.

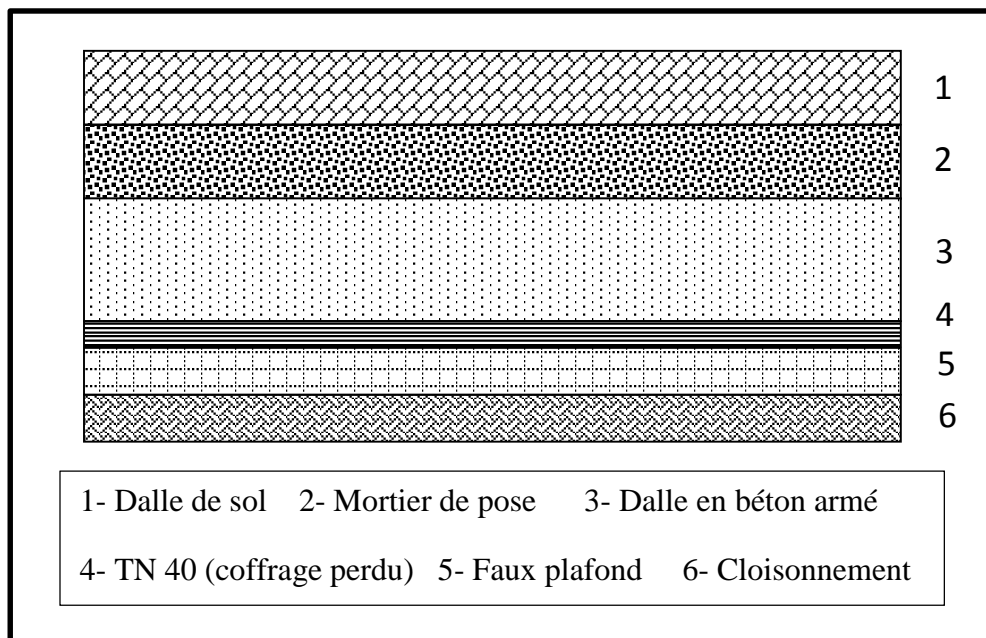
#### II.2.1.1 Plancher terrasse inaccessible



**Figure II.1. Coupe verticale du plancher niveau terrasse**

**Tableau II.1. Charge permanente du plancher terrasse**

Couche	Épaisseur (cm)	Charge surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	g <sub>1</sub> (KN/m <sup>2</sup> )
1- Protection de gravillon	5	17	0,85
2- Étanchéité multicouche	2	6	0,12
3- Forme de pente	10	22	2,2
4- Isolation thermique	4	4	0,16
5- Dalle en béton armé	12	25	3,0
6- TN 40 (coffrage perdu)	-	-	0,15
			<b>6,48</b>

**II.2.1.2 Plancher courant****Figure II.2. Coupe verticale du plancher courant**

**Tableau II.2. Charge permanente du plancher courant**

Couche	Épaisseur (cm)	Charge surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	g <sub>2</sub> (KN/m <sup>2</sup> )
1- Dalle de sol	-	-	0,5
2- Mortier de pose	2	20	0,4
3- Dalle en béton armé	12	25	3,0
4- TN 40 (coffrage perdu)	-	-	0,15
5- Faux plafond	2	10	0,2
6- Cloisonnement	-	-	1,0
			<b>5,25</b>

**II.2.1.3 Escalier****a. Volée****Tableau II.3. Charge permanente du volé d'escalier**

Couche	Épaisseur (cm)	Charge surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	g <sub>3</sub> (KN/m <sup>2</sup> )
1- Revêtement en carrelage	2	20	0,4
2- Mortier de pose	2	20	0,4
3- Tôle striée	-	45	0,45
4- Garde-corps	-	-	0,15
			<b>1,40</b>

## b. Palier

**Tableau II.4. Charge permanente du palier d'escalier**

Couche	Épaisseur (cm)	Charge surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	g <sub>4</sub> (KN/m <sup>2</sup> )
1- Dalle de sol	-	-	0,5
2- Mortier de pose	2	20	0,4
3- Dalle en béton armé	12	25	3,0
4- TN 40 (coffrage perdu)	-	-	0,15
			<b>4,05</b>

**II.2.1.4 Murs extérieur (double parois)**

La maçonnerie utilisé est en brique creuse (double cloison).

**Tableau II.5. Charge permanente du mur extérieur**

Couche	Épaisseur (cm)	Charge surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	g <sub>5</sub> (KN/m <sup>2</sup> )
1- Brique (épaisseur 10 cm)	(10×2) + 0.05	90	1.8
2-Revêtements ext. et int.	-	-	0.28
			<b>2,08</b>

On considérant les 30 % d'ouverture .....  $2.08 \times 0.7 = 1.456 \text{ KN/m}^2$

**II.2.1.5 Murs intérieure**

La maçonnerie utilisée est en brique creuse (une seul cloison).

**Tableau II.6. Charge permanente des murs intérieurs**

Couche	Épaisseur (cm)	Charge surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	g <sub>6</sub> (KN/m <sup>2</sup> )
1- Brique (épaisseur 10 cm)	10	90	0.9
2-Revêtements intérieur	-	-	0.4
			<b>1,30</b>

On considérant les 10 % d'ouverture .....  $1.30 \times 0.9 = 1.17 \text{ KN/m}^2$

### II.2.2 Surcharges d'exploitation

Elles correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquentent 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 inscrite dans les règlements technique DTR.B.C 2.2 (charges et surcharges)

**Tableau II.7. Les différents surcharges d'exploitations**

Eléments	Charge d'exploitations Q (KN/m <sup>2</sup> )
Toiture	1
Plancher étage courant	1.5
Escalier	2.5
Balcon	3.5

### II.2.3 Les charges climatiques

### II.2.3.1 Effet de la neige

L'accumulation de la neige sur la toiture produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure. Le réglemente RNV 99 v2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie située à une altitude inférieure à 2000 mètres.

Notre projet se trouve à une altitude de 600 m par rapport au niveau de la mer

$$S = \mu S_k \quad \text{KN/m}^2 \quad (\text{RNV Vs 2013 partie 1.3.1.1})$$

$S_k$  (en  $\text{KN/m}^2$ ) : c'est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

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

Le bâtiment se situe dans la commune de TIMIZART, wilaya de TIZI OUZOU, zone A selon la classification de RNV version2013.

$$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \quad \mu = 0,8 \quad (\text{Tableau 6.2. RNV99 V2013})$$

$$S_k = \frac{0.07 \times H + 15}{100}$$

AN

$$S_k = \frac{(0.07 \times 600) + 15}{100} = 0.57 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0.8 \times 0.57 = 0.456 \text{ KN/m}^2$$

### II.2.3.2 Effete du vent

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et il a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage, pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Le calcul sera mené conformément au Règlement RNV version 2013, ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont l'altitude est inférieure à 2000m.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de

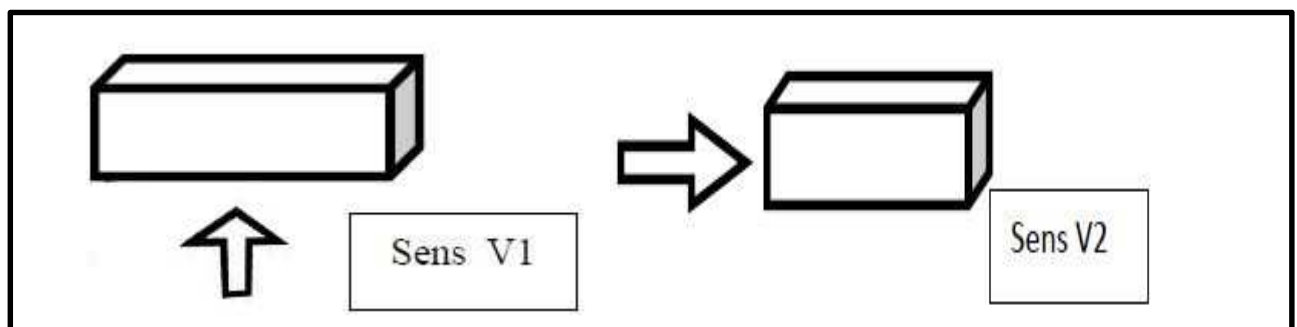
- La direction.
- L'intensité.
- La région.
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

#### a. Principe du DTR RNV (v 2013)

- Le règlement impose d'étudier l'action du vent sur toutes les parois de la structure.
- Le bâtiment à étudier est considéré de forme rectangulaire donc l'étude se fera sur deux parois.

Sens V1 : Façade latérale.

Sens V2 : Façade principale



**Figure II.3. Les directions du vent**

#### b. Donnée relative au site

Le bâtiment est classé en zone de vent I

**Tableau II.8. Valeurs de la dynamique de référence pression**

Zone	$q_{\text{réf}}$ (kN/m <sup>2</sup> )
I	0.375

$q_{\text{réf}}$  (kN/m<sup>2</sup>): Pression dynamique de référence pour les constructions permanent (durée d'utilisation supérieur à 5ans).

**Tableau II.9. Valeur de la vitesse de référence du vent**

Zone	$V_{\text{réf}}$ (m/s)
I	25

$V_{\text{réf}}$  (m/s): Catégorie de terrain III :(Zone industrielles ou suburbain, foret, zone urbaines ne rentre pas dans la catégorie de terrain IV)

**Tableau II.10. Définition des catégories de terrain**

Catégorie de terrain	$K_T$	$h_0$ (m)	$h_{\text{min}}$ (m)	$\varepsilon$
III	0.22	0.3	8	0.37

$K_t$  : Facteur de terrain.

$h_0$  : Paramètre de rugosité.

$h_{\text{min}}$  : Hauteur minimale.

$\varepsilon$  : Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient  $C_d$ .

### c. Coefficient d'exposition au vent ( $C_{\text{ex}}$ )

Le coefficient d'exposition au vent  $C_{\text{ex}}$  tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol.  $C_{\text{ex}}$  est donné par :

$$C_{\text{ex}} = C_t^2 \times C_r^2 \times [1 + 7I_v] \quad (\S 2.4.2. RNV \text{ version } 2013)$$

#### c.1. Coefficient de topographie ( $C_t$ )

Le coefficient de topographie  $C_t$  prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci est confronté à des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées, le tableau ci-dessous énumère ces derniers

**Tableau II.11. Coefficient de topographie**

Site	$C_t$
Site plat	1.0
Site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1.0
Site aux alentours des vallées avec effet d'entonnoir	1.3
Site aux alentours des plateaux	1.15
Site aux alentours des collines	1.15
Site montagneux	1.5

Dans notre cas  $C_t = 1.15$  (site aux alentours des collines)

### c.2. Coefficient de rugosité ( $C_r$ )

Le coefficient de rugosité  $C_r(h)$  traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi logarithmique (logarithme népérien)

$$\left( \begin{array}{ll} C_r = K_t \times \ln\left(\frac{h}{h_0}\right) & \text{pour } h_{min} \leq h \leq 200 \text{ m} \\ C_r = K_t \times \ln\left(\frac{h_{min}}{h_0}\right) & \text{pour } h \leq h_{min} \end{array} \right) \quad (\S 2.4.4. RNV Version 2013)$$

**Tableau II.12. Coefficient de rugosité**

Niveau	h (m)	$C_r(h)$
RDC	3.40	0.722
1 <sup>er</sup> étage	6.80	0.722
2 <sup>em</sup> étage	10.20	0.776

### c.3 Intensité de la turbulence

Elle est donnée par la formule suivante

$$\left( \begin{array}{l} I_v(h) = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{h}{h_0}\right)} \quad \text{pour } h \geq h_{min} \\ I_v(h) = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{h_{min}}{h_0}\right)} \quad \text{pour } h \leq h_{min} \end{array} \right) \quad (\S 2.4.6. RNV Version 2013)$$

**Tableau II.13. Coefficient de rugosité**

Niveau	h (m)	I <sub>v</sub> (h)
RDC	3.40	0.265
1 <sup>er</sup> étage	6.80	0.265
2 <sup>em</sup> étage	10.20	0.246

**Tableau II.14. Coefficient d'exposition au vent**

Niveau	h (m)	C <sub>t</sub>	C <sub>r</sub> (h)	I <sub>v</sub> (h)	C <sub>e</sub> (h)
RDC	3.40	1.15	0.722	0.265	1.968
1 <sup>er</sup> étage	6.80	1.15	0.722	0.265	1.968
2 <sup>em</sup> étage	10.20	1.15	0.776	0.246	2.168

#### d. La pression dynamique de point q<sub>p</sub>

Elle est donnée par la formule suivante

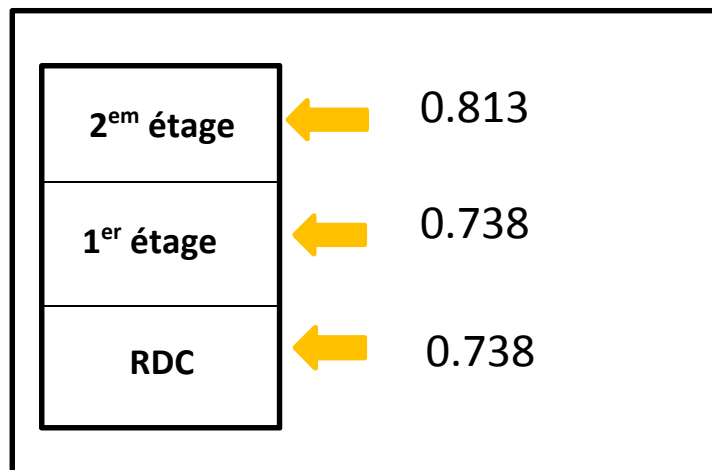
$$q_p(h) = q_{réf} \times C_e(h) \quad [\text{kN/m}^2] \quad (\S 2.3.1. RNV Version 2013)$$

q<sub>réf</sub>: Valeur de la pression dynamique de référence.

h<sub>e</sub> (m): La hauteur de référence.

**Tableau II.15. Pression dynamique de pointe**

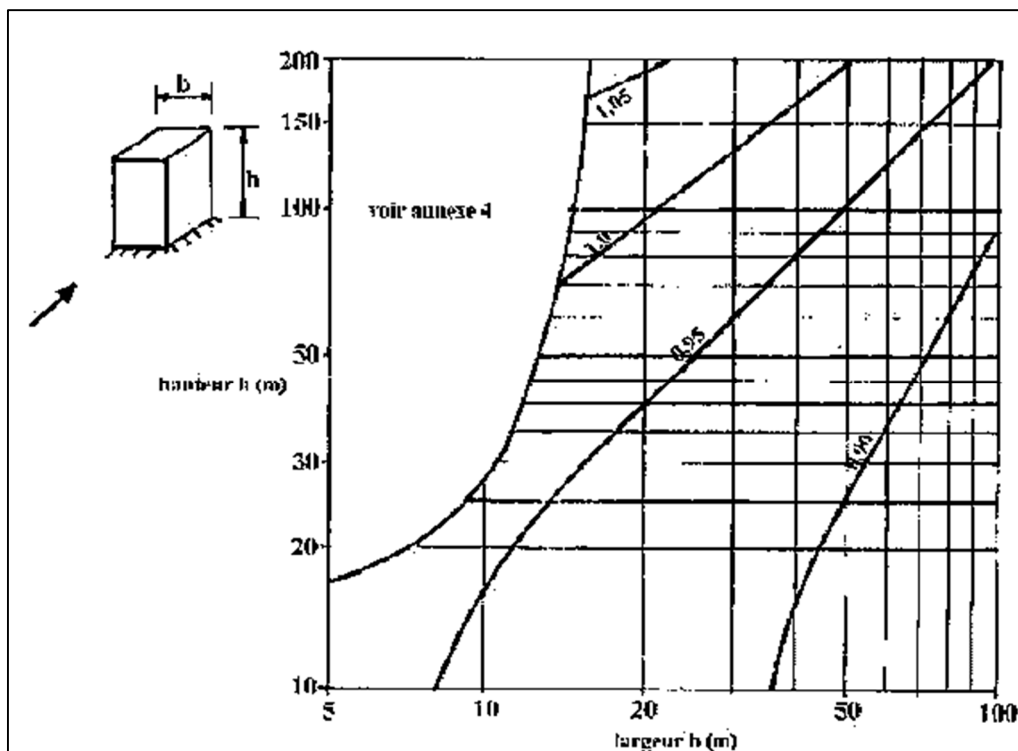
Niveau	h (m)	$C_e$	$q_{\text{réf}}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$q_p$ (KN/m <sup>2</sup> )
RDC	3.40	1.968	0.375	0.738
1 <sup>er</sup> étage	6.80	1.968	0.375	0.738
2 <sup>em</sup> étage	10.20	2.168	0.375	0.813

**Figure II.4. Répartition de la pression dynamique en KN/m<sup>2</sup>****e. Coefficient dynamique  $C_d$** 

Le coefficient dynamique  $C_d$  tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

**e.1. Principe de détermination du coefficient dynamique  $C_d$** 

A Chaque fois que cela est possible la valeur  $C_d$  doit être déterminée à l'aide d'abaques donnés dans la Figure II.5, il y a lieu d'interpoler ou d'extrapoler linéairement.



**Figure II.5. Valeur de coefficient dynamique  $C_d$  pour les structures mixtes acier-béton**

La structure est considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques dans les deux directions du vent

On considère une valeur conservatrice de  $C_d=1$  pour les deux directions du vent V1 et V2, d'après le règlement RNV99 V2003.

### II.2.3.3 Calcul de la pression due au vent

#### a. Détermination de la pression dynamique

La pression dynamique  $P(h)$  agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante

$$P(h) = q_h(h) \times C_d \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [\text{kN/m}^2] \quad (\S 2.5.2. \text{ RNV version 2013})$$

$C_d$  : Coefficient dynamique de la construction.

$q_h$  : Pression dynamique du vent calculée à la hauteur  $h$  considérée.

$C_d$  : Coefficient dynamiques.

$C_{pe}$  : Coefficient de pression extérieur.

$C_{pi}$  : Coefficient de pression intérieur.

### b. Coefficient de pression extérieur $C_{pe}$

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

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

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} + C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \text{ si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \quad (\text{§ 5.1.1.2 RNV version 2013})$$

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

Dans notre cas :  $S \geq 10 \text{ m}^2$

Alors  $C_{pe} = C_{pe,10}$

### c. Coefficient de pression interne $C_{pi}$

La structure dispose de cloison interne nous allons prendre comme valeur de  $C_{pi}$  les deux extrêmes (les deux bornes)

$$C_{pi} = +0.8$$

$$C_{pi} = -0.5$$

(2.2.2 RNV 99.V2013)

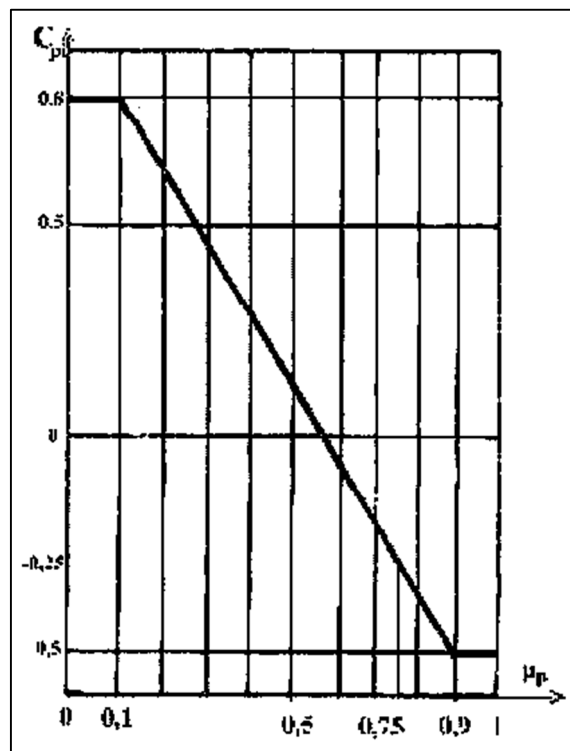


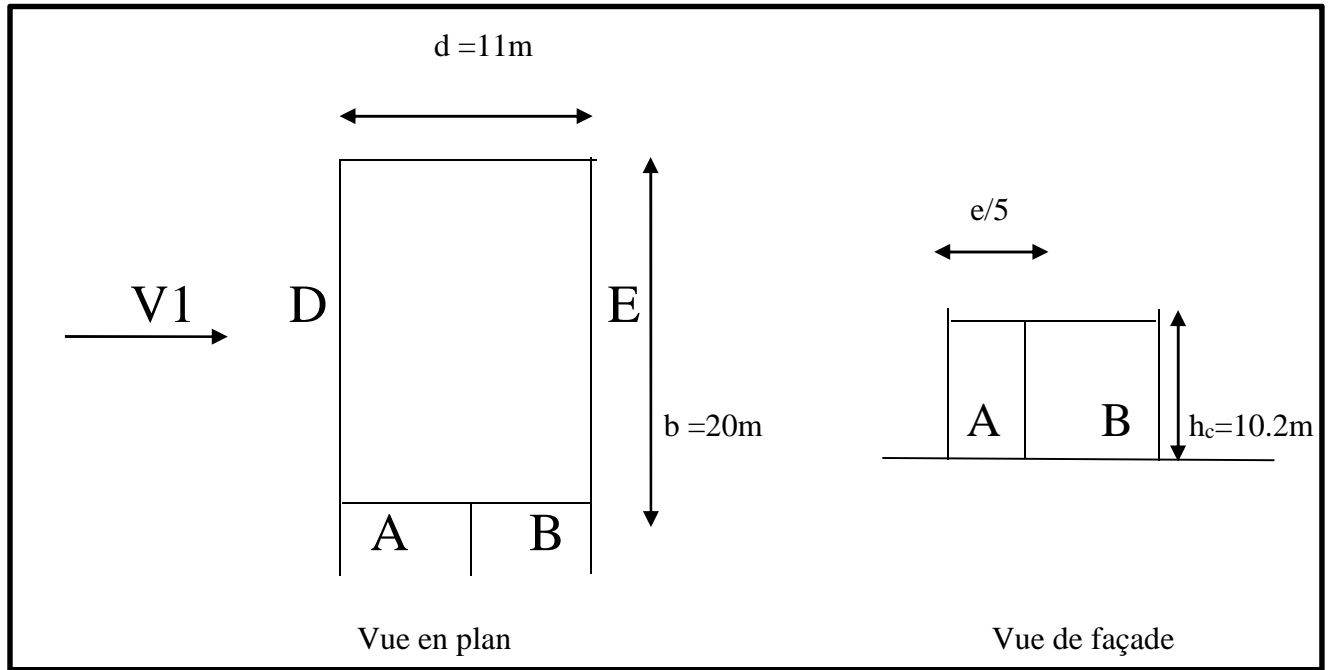
Figure II.6. Coefficient de pression  $C_{pi}$  en fonction de l'indice de perméabilité  $\mu_p$

- Sens V1

$b=20\text{ m}$  ;  $d=11\text{ m}$  ;  $h_c=10.20\text{ m}$  ;  $e=\min(b ; 2h)=\min(20 ; 20.40)=20\text{m}$

Dans notre cas  $d \leq e$  alors la paroi est divisée en A, B, D, E qui sont données par la figure suivante :

- **Paroi verticale**



**Figure II.7. Zone de vent sur les parois verticale (sens V1)**

**Tableau II.16. Coefficient de pression extérieure.**

Zone	A	B	D	E
<b>Coefficients</b>	$C_{e10}$	$C_{e10}$	$C_{e10}$	$C_{e10}$
	-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

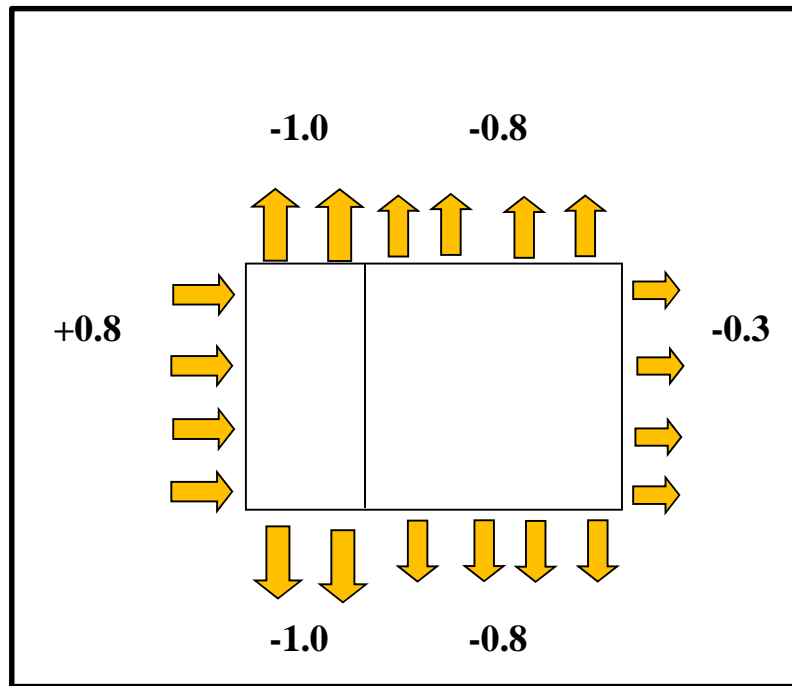


Figure II.8. Valeur de  $C_{pe}$  pour les parois verticale

- 2<sup>em</sup> étage (terrasse inaccessible)

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Les différentes zones de pression F, G, H, sont représentées sur la figure :

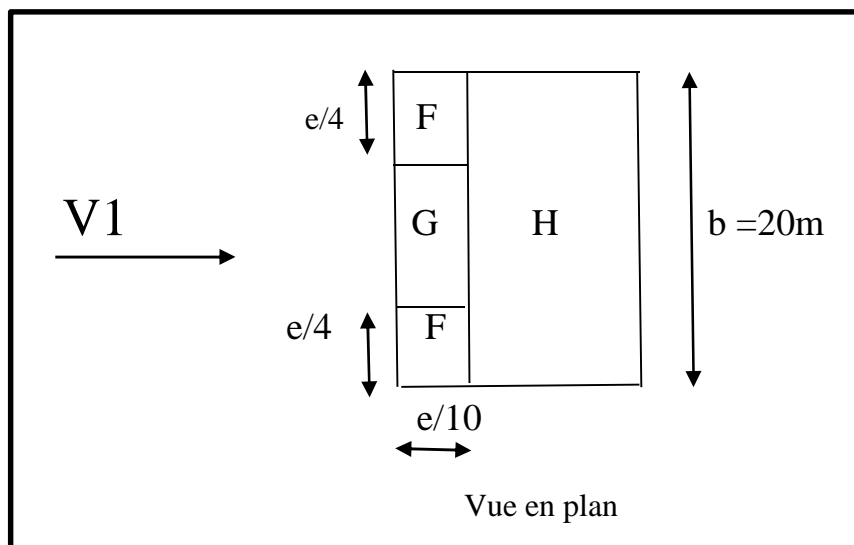


Figure II.9. Zone de vent du 2<sup>em</sup> étage (sens V1)

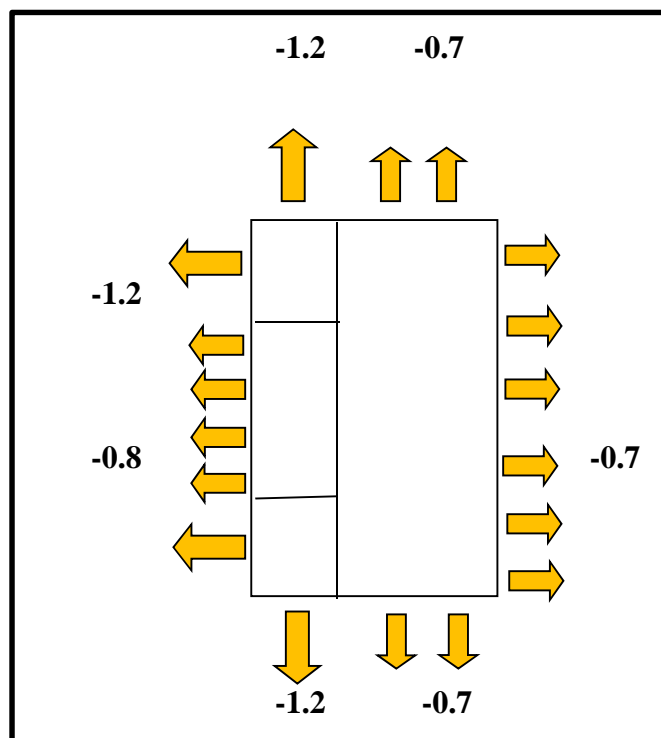
$e = \min (b ; 2h) = 20\text{m} ; e/2 = 10\text{m}$

**Tableau II.17. Coefficient de pression extérieur (terrasse inaccessible plates)**

Zone	F	G	H
avec acrotère $h_p / h \geq 0.10$	$C_{e10}$	$C_{e10}$	$C_{e10}$
	-1.2	-0.8	-0.7

$h_p$  : hauteur de l'acrotère en m.

$h$  : hauteur de la construction en m.



**Figure II.10. Coefficient  $C_{pe}$  du 2<sup>em</sup> étage**

**Calcul des pressions  $p(h)$  pour la direction V1****Tableau II.18. Valeurs des pressions du RDC**

Niveau	Zone	$q_h$ (KN/m <sup>2</sup> )	$C_{Pe10}$	$C_{Pi}$	$C_{Pe10} - C_{Pi}$	$C_d$	$P(h)$ (KN/m <sup>2</sup> )
RDC	A	0.738	-1.0	+0.8	-1.8	1.0	-1.328
				-0.5	-0.5		-0.369
RDC	B	0.738	-0.8	+0.8	-1.6	1.0	-1.181
				-0.5	-0.3		-0.221
RDC	D	0.738	+0.8	+0.8	0	1.0	0
				-0.5	+1.3		+0.959
RDC	E	0.738	-0.3	+0.8	+1.1	1.0	+0.812
				-0.5	+0.2		+0.147

**Tableau II.19. Valeurs des pressions du 1<sup>er</sup> étage**

Niveau	Zone	$q_h$ (KN/m <sup>2</sup> )	$C_{Pe10}$	$C_{Pi}$	$C_{Pe10} - C_{Pi}$	$C_d$	$P(h)$ (KN/m <sup>2</sup> )
1 <sup>er</sup> Etage	A	0.738	-1.0	+0.8	-1.8	1.0	-1.328
				-0.5	-0.5		-0.369
1 <sup>er</sup> Etage	B	0.738	-0.8	+0.8	-1.6	1.0	-1.181
				-0.5	-0.3		-0.221
1 <sup>er</sup> Etage	D	0.738	+0.8	+0.8	0	1.0	0
				-0.5	+1.3		+0.959
1 <sup>er</sup> Etage	E	0.738	-0.3	+0.8	+1.1	1.0	+0.812
				-0.5	+0.2		+0.147

**Tableau II.20. Valeurs des pressions du 2<sup>em</sup> étage**

Niveau	Zone	$q_h$ (KN/m <sup>2</sup> )	$C_{Pe10}$	$C_{Pi}$	$C_{Pe10}-C_{Pi}$	$C_d$	$P(h)$ (KN/m <sup>2</sup> )
2 <sup>em</sup> étage	F	0.813	-1.2	+0.8	-2.0	1.0	-1.626
				-0.5	-0.7		-0.569
2 <sup>em</sup> étage	G	0.813	-0.8	+0.8	-1.6	1.0	-1.181
				-0.5	-0.3		-0.221
2 <sup>em</sup> étage	H	0.813	-0.7	+0.8	-1.5	1.0	-1.219
				-0.5	-0.2		-0.147

- Sens V2

$b=11$  m ;  $d=20$  m ;  $h=10.20$  m ;  $e=\min(b ; 2h)=\min(11 ; 20.40)=11$ m

Dans notre cas  $d > e$  alors la paroi est divisée en A, B, C, D, E qui sont données par

la Figure II.11

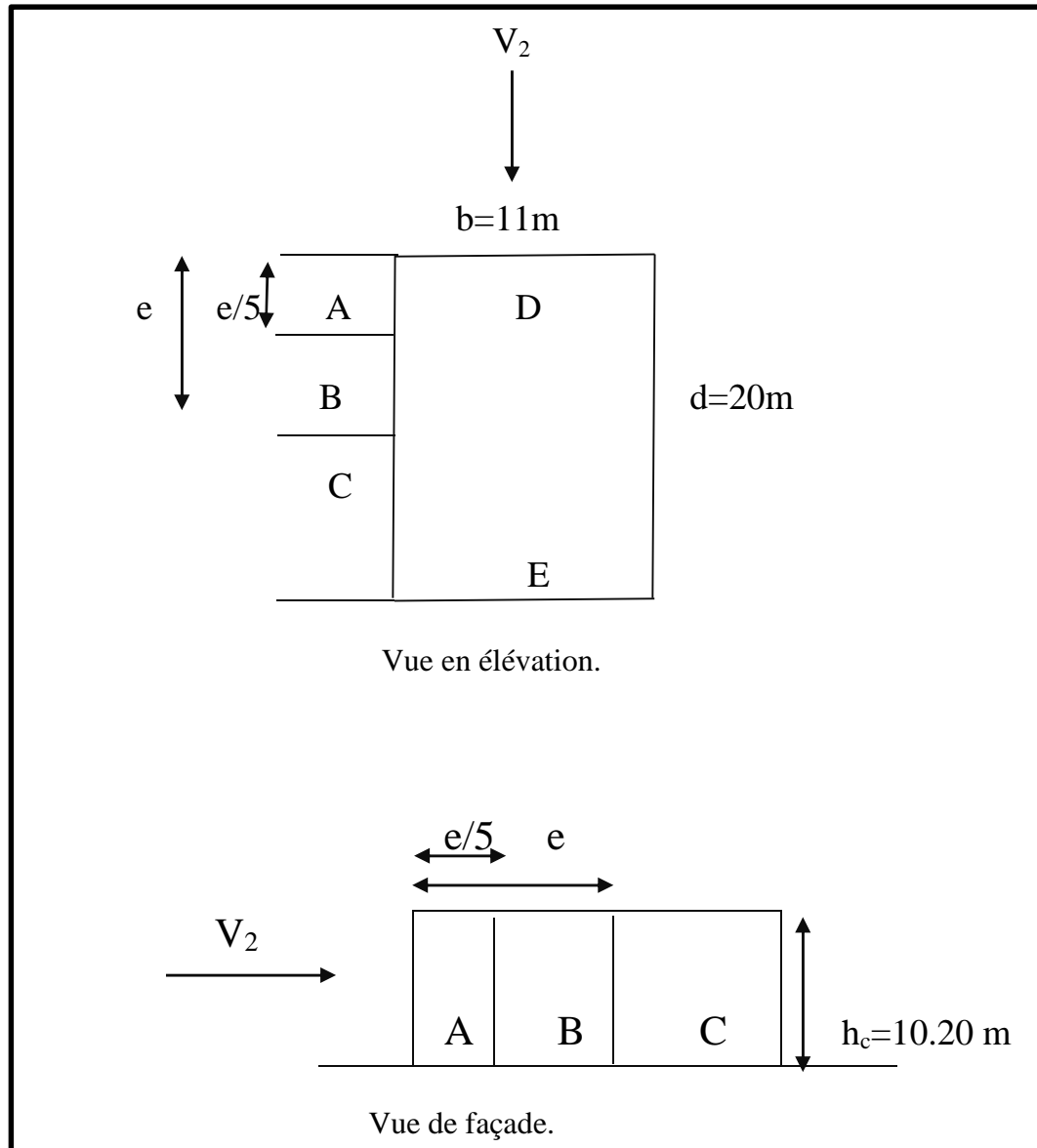


Figure II.11. Zone de vent sur les parois verticale (sens V2)

Tableau II.21. Coefficient de pression extérieur.

Zone	A	B	C	D	E
Coefficients	$C_{e10}$	$C_{e10}$	$C_{e10}$	$C_{e10}$	$C_{e10}$
	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

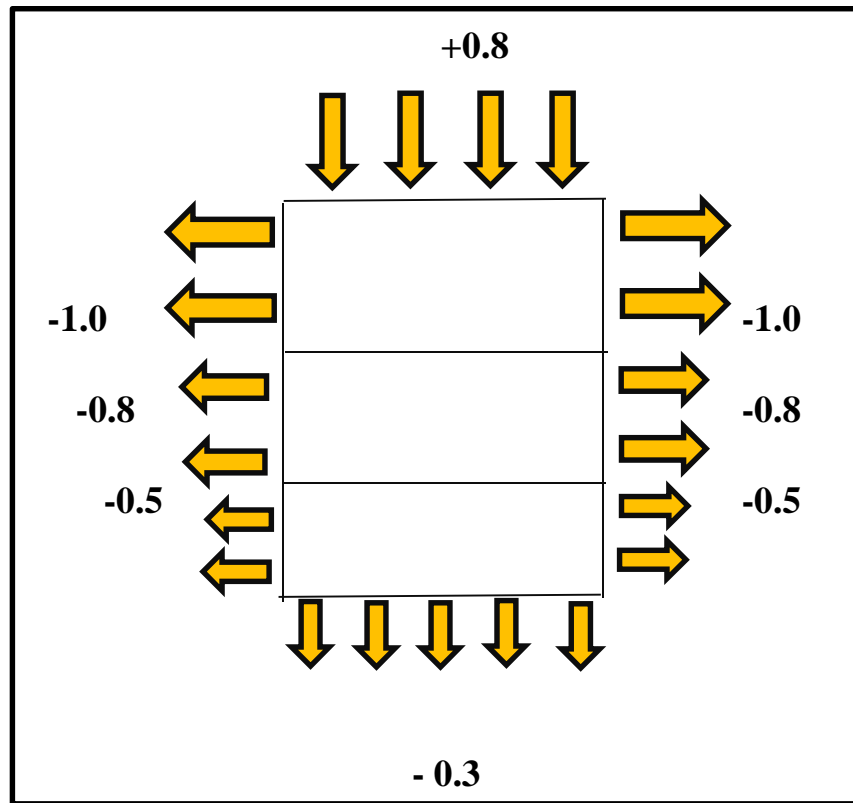


Figure II.12. Valeur de  $C_{pe}$  pour les parois verticale.

- 2<sup>em</sup> étage (terrasse inaccessible)

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à  $4^\circ$ . Les différentes zones de pression F, G, H, sont représentées sur la figure ci-dessous

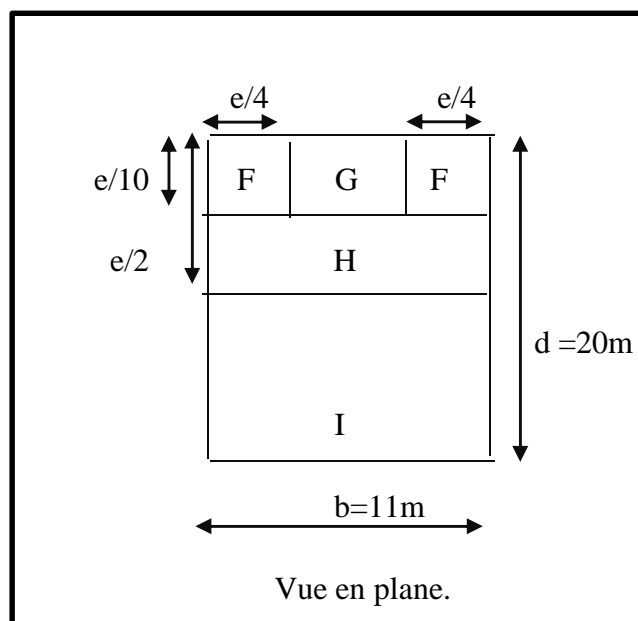
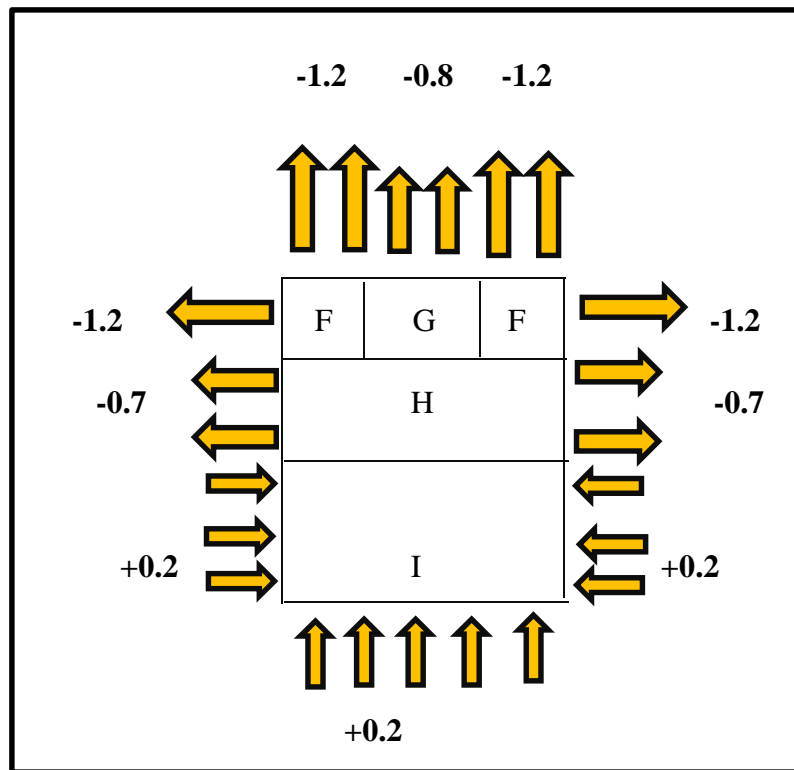


Figure II.13. Zone de Vent du 2<sup>em</sup> étage (sens V2)

$e = \min(b ; 2h) = 11\text{m} ; e/2 = 5.5\text{m}$

**Tableau II.22. Coefficient de pression extérieure (terrasse inaccessible plates)**

Zone	F	G	H	I
Avec acrotère $h_p / h \geq 0.10$	$C_{.e10}$	$C_{.e10}$	$C_{.e10}$	$C_{.e10}$
	-1.2	-0.8	-0.7	+0.2
				-0.2



**Figure II.14. Valeur de C<sub>pe</sub> pour le 2<sup>em</sup> étage (cas1)**

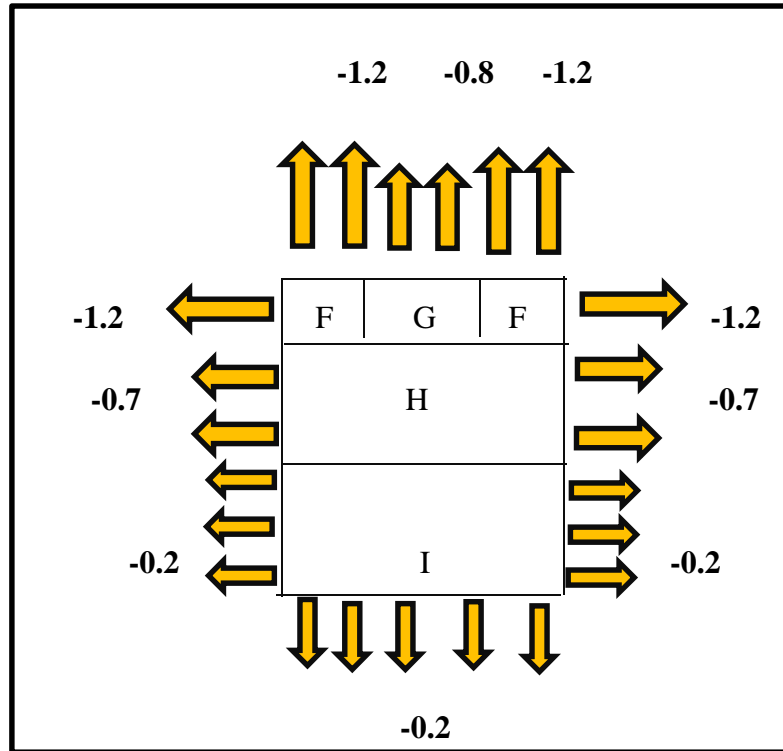


Figure II.15. Valeur de  $C_{pe}$  pour le 2<sup>em</sup> étage (cas2)

Calcul des pressions  $p(h)$  dans la direction V2

Tableau II.23. Valeurs des pressions du RDC

Niveau	Zone	$q_h$ (KN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe10}$	$C_{pi}$	$C_{pe10}-C_{pi}$	$C_d$	$P(h)$ (KN/m <sup>2</sup> )
RDC	A	0.738	-1.0	+0.8	-1.8	1.0	-1.328
				-0.5	-0.5		-0.369
RDC	B	0.738	-0.8	+0.8	-1.6	1.0	-1.181
				-0.5	-0.3		-0.221
RDC	C	0.738	-0.5	+0.8	0	1.0	0
				-0.5	+1.3		+0.959
RDC	D	0.738	+0.8	+0.8	+1.1	1.0	+0.812
				-0.5	+0.2		+0.147
RDC	E	0.738	-0.3	+0.8	-1.8	1.0	-1.328
				-0.5	-0.5		-0.369

**Tableau II.24. Valeurs des pressions du 1<sup>er</sup> étage**

Niveau	Zone	$q_h$ (KN/m <sup>2</sup> )	$C_{Pe10}$	$C_{Pi}$	$C_{Pe10}-C_{Pi}$	$C_d$	$P(h)$ (KN/m <sup>2</sup> )
1 <sup>er</sup> étage	A	0.738	-1.0	+0.8	-1.8	1.0	-1.328
				-0.5	-0.5		-0.369
1 <sup>er</sup> étage	B	0.738	-0.8	+0.8	-1.6	1.0	-1.181
				-0.5	-0.3		-0.221
1 <sup>er</sup> étage	C	0.738	-0.5	+0.8	0	1.0	0
				-0.5	+1.3		+0.959
1 <sup>er</sup> étage	D	0.738	+0.8	+0.8	+1.1	1.0	+0.812
				-0.5	+0.2		+0.147
1 <sup>er</sup> étage	E	0.738	-0.3	+0.8	-1.8	1.0	-1.328
				-0.5	-0.5		-0.369

**Tableau II.25. Valeurs des pressions du 2<sup>em</sup> étage**

Niveau	Zone	$q_h$ (KN/m <sup>2</sup> )	$C_{Pe10}$	$C_{Pi}$	$C_{Pe10}-C_{Pi}$	$C_d$	$P(h)$ (KN/m <sup>2</sup> )
2 <sup>em</sup> étage	F	0.813	-1.2	+0.8	-2.0	1.0	-1.626
				-0.5	-0.9		-0.732
2 <sup>em</sup> étage	G	0.813	-0.8	+0.8	-1.6	1.0	-1.301
				-0.5	-0.5		-0.369
2 <sup>em</sup> étage	H	0.813	-0.7	+0.8	-1.5	1.0	-1.228
				-0.5	-0.4		-0.325
2 <sup>em</sup> étage	I	0.813	+0.2	+0.8	-0.6	1.0	-0.488
				-0.5	+0.7		+0.569
			-0.2	+0.8	-1.0		-0.813
				-0.5	+0.3		+0.244

### II.3 Calcul de la force de frottement $F_{fr}$

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire total de toutes les surfaces parallèle au vent (ou faiblement inclinée par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent).

Condition à vérifier :

$$2(d \times h_c) \leq 4(2b \times h_c)$$

- **Sens V1**

$$2(11 \times 10.20) \leq 4(2 \times 20 \times 10.20)$$

$$224.4 \text{ m}^2 \leq 1632 \text{ m}^2 \quad (\text{condition vérifiée})$$

- **Sens V2**

$$2(20 \times 10.20) \leq 4(2 \times 11 \times 10.20)$$

$$408 \text{ m}^2 \leq 897.6 \text{ m}^2 \quad (\text{condition vérifiée})$$

Les forces de frottement sur les parois peuvent être négligées

### II.4 Conclusion

Le calcul des charges de neige et du vent permettre par la suite de déterminer les charges de calcul pour le pré-dimensionnement des éléments de la structure.

### III.1 Introduction

Après avoir fait le choix de la structure porteuse du bâtiment (poutres principales, secondaire et solives). Chaque structure doit résister aux différentes charges et surcharges appliquées, et aux différentes combinaisons pour cela on doit effectuer un pré dimensionnement des éléments porteurs et qui doivent être vérifiés par la suite.

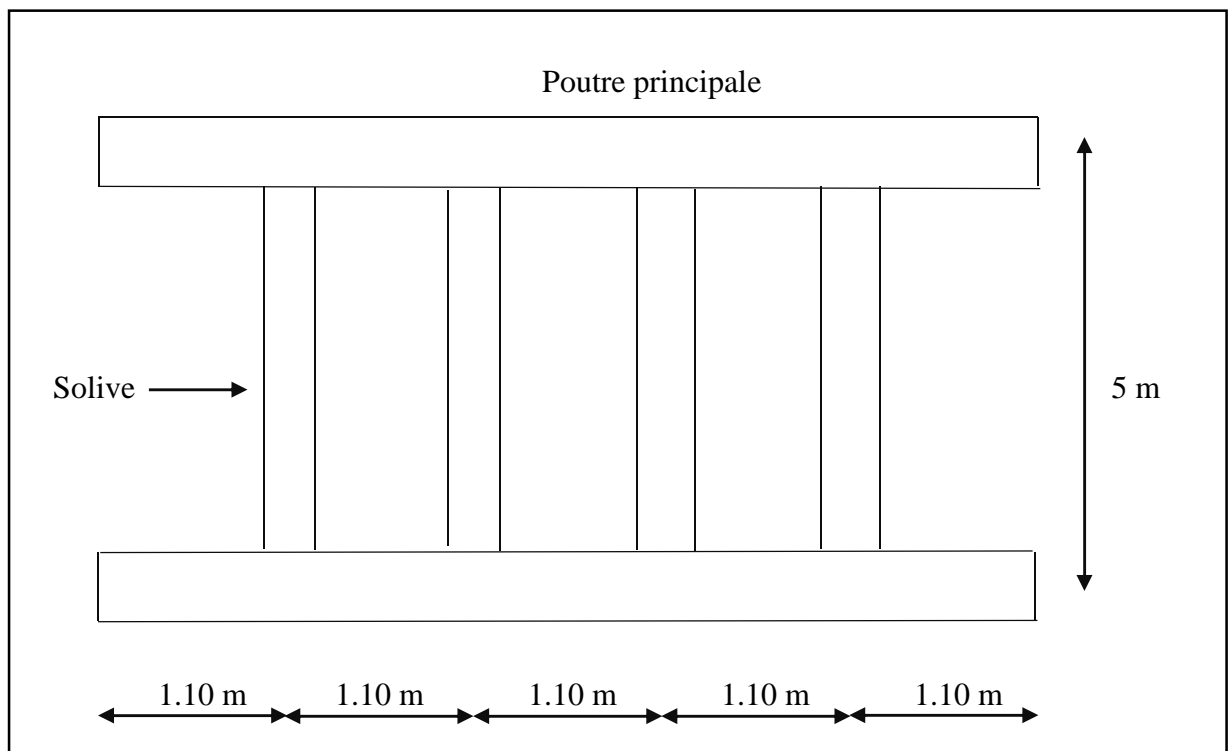
Le pré dimensionnement se fait sous la combinaison de la charge à l'état de service et sera vérifiés sous la combinaison à l'Etat ultime.

### III.2 Pré-dimensionnement des solives

Les solives sont des poutrelles en IPE qui travaillent à la flexion simple, leur écartement (la distance entre une solive et l'autre) est déterminé par l'équation suivante :

$$0,7\text{m} \leq L \leq 1,50\text{m} \quad (\text{DTR C.2.2})$$

Leur écartement varie de 0.70m à 1.50m, suivant la nature du support de plancher, et l'utilisation des locaux (bureaux ou habitation). On opte pour une distance de  $L=1.10\text{m}$ .



**Figure III.1. Présentation schématique des solives**

## II.2.1 Solive de plancher terrasse

### a. Vérification de la condition de la flèche (ELS)

La flèche doit satisfaire la condition suivante

$$f \leq \delta_{v \max} \quad \text{avec} \quad \delta_{v \max} = L/200$$

**Tableau III.1. Valeurs limite des flèches**

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

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f \leq \delta_{Max}$$

$$\delta_{Max} = l/200 = 500/200 = 2.5 \text{ cm}$$

Selon l'abaque de MAQUART (Annexe A) la flèche la plus défavorable est de :

$$f = 0.485 \times f_0 = 0.485 \times \frac{5qL^4}{384 E I_y}$$

Avec

{  $f_0$ : la flèche d'une poutre simplement appuyée.  
 { L: la longueur de la travée la plus longue de la poutre.

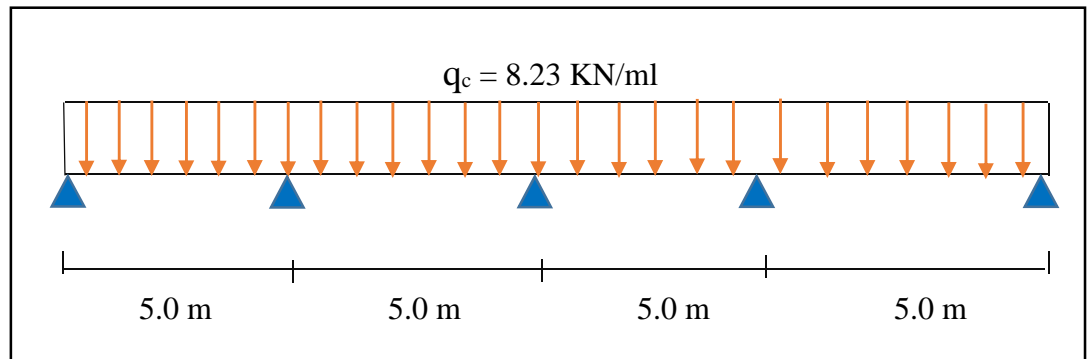
La solive est sollicitée par les charges suivantes

$$G = 6,48 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_{\text{ELS}} = G + Q = 7.48 \text{ KN/m}^2$$

$$q_c = 7.48 \times 1.10 = 8.23 \text{ KN/ml}$$



**Figure III.2. Solive uniformément chargée sur plusieurs appuis**

$$I_y \geq \frac{0.485 \times 8.23 \times 200 \times 5 \times 500^3}{384 \times 21 \times 10^6} = 1144.17 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit l'IPE 200 ( $I_y = 1943 \text{ cm}^4$ )

Tableau III.2. Table des profilés IPE

	G	I <sub>y</sub>	W <sub>el.y</sub>	W <sub>pl.y</sub> ♦	i <sub>y</sub>	A <sub>vz</sub>
	kg/m	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>2</sup>
		x10 <sup>4</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10	x10 <sup>2</sup>
<b>IPE 80 A</b>	5,0	64,38	16,51	18,98	3,18	3,07
<b>IPE 80</b>	6,0	80,14	20,03	23,22	3,24	3,58
<b>IPE A 100</b>	6,9	141,2	28,81	32,98	4,01	4,44
<b>IPE 100</b>	8,1	171,0	34,20	39,41	4,07	5,08
<b>IPE A 120</b>	8,7	257,4	43,77	49,87	4,83	5,41
<b>IPE 120</b>	10,4	317,8	52,96	60,73	4,90	6,31
<b>IPE A 140</b>	10,5	434,9	63,30	71,60	5,70	6,21
<b>IPE 140</b>	12,9	541,2	77,32	88,34	5,74	7,64
<b>IPE A 160</b>	12,7	689,3	87,81	99,09	6,53	7,80
<b>IPE 160</b>	15,8	869,3	108,7	123,9	6,58	9,66
<b>IPE A 180</b>	15,4	1063	120,1	135,3	7,37	9,20
<b>IPE 180</b>	18,8	1317	146,3	166,4	7,42	11,25
<b>IPE O 180</b>	21,3	1505	165,4	189,1	7,45	12,70
<b>IPE A 200</b>	18,4	1591	161,6	181,7	8,23	11,47
<b>IPE 200</b>	<b>22,4</b>	<b>1943</b>	<b>194,3</b>	<b>220,6</b>	<b>8,26</b>	<b>14,00</b>

Tableau III.3. Caractéristiques du profilé IPE 200

Profil	Poids	Section	Dimensions				
			h	b	t <sub>f</sub>	t <sub>w</sub>	d
IPE 200	G [Kg/m]	A [cm <sup>2</sup> ]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
	22.4	28.5	200	100	8.5	5.6	159
<b>Caractéristiques</b>							
	I <sub>y</sub> [Cm <sup>4</sup> ]	I <sub>z</sub> [Cm <sup>4</sup> ]	W <sub>ply</sub> [Cm <sup>3</sup> ]	W <sub>plz</sub> [Cm <sup>3</sup> ]	i <sub>y</sub> [cm]	i <sub>z</sub> [cm]	
	1943	142.4	220.4	44.61	8.26	2.24	

## b. Vérification de la flèche (poids propre inclut)

Nous allons ajouter le poids propre du profilé choisit :  $P_p = 22.4 \text{ Kg/m} = 0.224 \text{ KN/m}$

$$Q_{ELS} = q_c + P_p = 8.23 + 0.224 = 8.454 \text{ KN/m}$$

$$f \leq \delta_{Max}$$

$$f = 0.485 \times \frac{5 \times 8.454 \times 500^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 1943} = 1.62 \text{ cm} \leq \delta_{Max} = 2.5 \text{ cm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

### Classe du profilé IPE 200

- Classe de l'âme fléchie

$$d / t_w \leq 72 \varepsilon$$

Avec :

$$f_y = 235 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1.$$

$$\frac{159}{5.6} = 28.39 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

- Classe de la semelle comprimée

$$C = \frac{b}{2} / t_f \leq 10 \varepsilon$$

$$\frac{50}{8.5} = 5.81 < 10 \rightarrow \text{la Semelle est de classe I.}$$

**Donc la section globale du profilé est de classe I**

### c. Vérification de résistance au cisaillement (effort tranchant)

$$G = 6.48 + 0.224 = 6.704 \text{ KN/m}^2$$

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

$$Q_{ELU} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (6.704) + 1.5 = 10.55 \text{ KN/m}^2$$

Nous allons vérifier que  $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{10.55 \times 5.0}{2} = 26.37 \text{ KN}$$

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

Avec:

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

$$A_v = 28.5 \times 10^2 - (2 \times 100 \times 8.5) + (5.6 + 2 \times 12) \times 8.5 = 1401.6 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1401.6 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 172.87 \text{ KN}$$

$$26.37 \text{ KN} \leq 0,5 \times 172.87 = 86.435 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

#### d. Vérification de la résistance (moment fléchissant) (ELU)

Pour une bande de 1,10 m  $\rightarrow q = 10.55 \times 1,1 = 11.605 \text{ KN/m}$

Nous allons vérifier que :  $M_{sd} < M_{pl,y}$ .

Selon l'abaque de MAQUART le moment le plus défavorable est de :

$$M_{sd} = 0.857 \times M_0 = 0.857 \times \frac{Q_{ELU} \times l^2}{8}$$

Avec

$\{ M_0$  : Le moment d'une poutre simplement appuyée .  
 $\{ L$ : La longueur de la travée la plus longue de la poutre .

$$M_{sd} = 0.857 \times \frac{11.605 \times 5.0^2}{8} = 31.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{220.6 \times 10^{-3} \times 235}{1.1} = 47.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 31.08 \text{ KN.m} < M_{pl,y} = 47.12 \text{ KN.m} \quad (\text{condition vérifiée})$$

Le profilé **IPE200** répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

## II.2.2 Solive de plancher 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, le calcul des solives est récapitulé dans le tableau ci-dessous

**Tableau III.4. Pré dimensionnements des solives des étages courant**

Elément	$q_{ELS}$ [KN]	$q_{ELU}$ [KN]	Profilé choisi	Classe du profile	Fleche [cm]	Vérifications de résistances			
						$V_{sd}$ [KN]	$V_{pl,rd}$ [KN]	$M_{sd}$ [KN.m]	$M_{pl,y}$ [KN.m]
Solive d'étage courant	6.75	9.34	IPE 200	1	1.73<2.0 OK	23.35	172.87	25.01	47.12

## III.3 Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux, qui servent à transmettre les charges appliquées sur la structure vers les poteaux.

Le dimensionnement des poutres vise essentiellement à assurer une résistance appropriée en flexion. Le pré-dimensionnement des poutres se repose sur des principes structuraux relativement simples.

### II.3.1 Poutre principal de terrasse

#### II.3.1.1 Poutre intermédiaire

En fonction de l'espacement qui existe entre les solives, cette poutre sera sollicitée par des charges ponctuelles.

**a. Chargements**

$$G_{solives} = \frac{P_p}{\text{Entre axe Solive}} \times n_{solives}$$

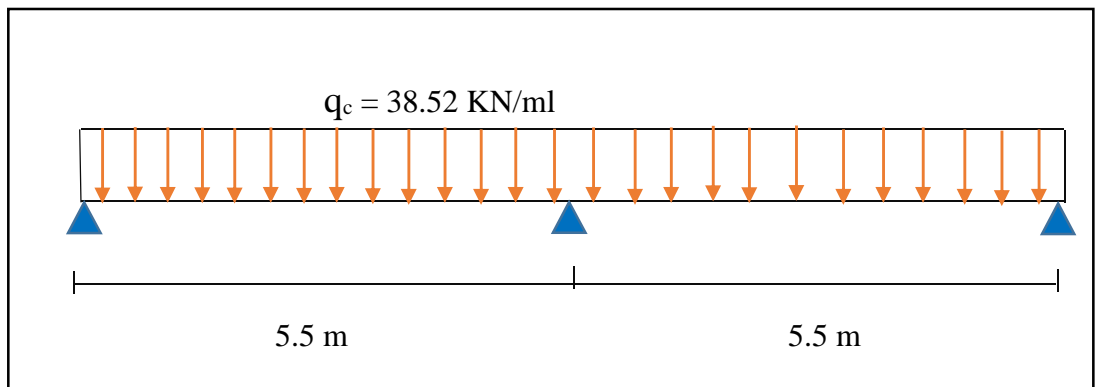
$$G_{solives} = \frac{0.224}{1.1} \times 4 = 0.814 \text{ KN/m}^2$$

**Tableau III.5. Charges reprises par les poutres de plancher terrasse**

Chargement		Charge linéique sur le plancher terrasse
G du plancher terrasse	$G_{pt} = 6.48 \text{ KN/m}^2$	$G_{pt} = 6.48 \times 5.0 = 32.40 \text{ KN/ml}$
G solives	$P_p = 0.224 \text{ KN/m}^2$	$P_p = 0.224 \times 5.5/1.1 = 1.12 \text{ KN/ml}$
$G_T = 33.52 \text{ KN/ml}$		
Charge d'exploitation	$Q = 1.0 \text{ KN/m}^2$	$Q = 1.0 \times 5.0 = 5.0 \text{ KN/ml}$
$Q_T = 5.0 \text{ KN/ml}$		

**Tableau III.6. Combinaison de charge**

	Combinaisons	Valeurs (KN/ml)
<b>ELU</b>	$1.35G + 1.5Q$	52.75
<b>ELS</b>	$G + Q$	38.52



### Figure III.3. Poutre principale uniformément chargée sur plusieurs appuis

A partir de la condition de a flèche

$$I_y \geq \frac{0.415 \times 38.52 \times 200 \times 5 \times 550^3}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 3299.16 \text{ cm}^4$$

Après plusieurs itérations de calcul la section qui répond au critère de résistance (effort tranchant ainsi que le moment fléchissant), est un IPE 330 ( $I_y=11770 \text{ cm}^4$ )

Tableau III.7. Table des profilés IPE

	<b>G</b>	<b>I<sub>y</sub></b>	<b>W<sub>EL.Y</sub></b>	<b>W<sub>PLY</sub>♦</b>	<b>I<sub>y</sub></b>	<b>Avz</b>
	kg/m	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>2</sup>
		x10 <sup>4</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10	x10 <sup>2</sup>
<b>IPE A 220</b>	22,2	2317	213,5	240,2	9,05	13,55
<b>IPE 220</b>	26,2	2772	252,0	285,4	9,11	15,88
<b>IPE O 220</b>	29,4	3134	282,3	321,1	9,16	17,66
<b>IPE A 240</b>	26,2	3290	277,7	311,6	9,94	16,31
<b>IPE 240</b>	30,7	3892	324,3	366,6	9,97	19,14
<b>IPE O 240</b>	34,3	4369	361,1	410,3	10,00	21,36
<b>IPE A 270</b>	30,7	4917	368,3	412,5	11,21	18,75
<b>IPE 270</b>	36,1	5790	428,9	484,0	11,23	22,14
<b>IPE O 270</b>	42,3	6947	507,1	574,6	11,36	25,23
<b>IPE A 300</b>	36,5	7173	483,1	541,8	12,42	22,25
<b>IPE 300</b>	42,2	8356	557,1	628,4	12,46	25,68
<b>IPE O 300</b>	49,3	9994	657,5	743,8	12,61	29,05
<b>IPE A 330</b>	43,0	10230	625,7	701,9	13,67	26,99
<b>IPE 330</b>	<b>49,1</b>	<b>11770</b>	<b>713,1</b>	<b>804,3</b>	<b>13,71</b>	<b>30,81</b>
<b>IPE O 330</b>	57,0	13910	833,0	942,8	13,84	34,88

Tableau III.8. Caractéristiques du profilé IPE330

Profil	Poids	Section	Dimensions				
			h	b	t <sub>f</sub>	t <sub>w</sub>	d
IPE 330	G [Kg/m]	A [cm <sup>2</sup> ]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
	49.1	62.6	330	160	11.5	7.5	271
<b>Caractéristiques</b>							
	I <sub>y</sub> [cm <sup>4</sup> ]	I <sub>z</sub> [cm <sup>4</sup> ]	W <sub>ply</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>plz</sub> [cm <sup>3</sup> ]	i <sub>y</sub> [cm]	i <sub>z</sub> [cm]	
	11770	788.1	804.3	153.7	13.71	3.55	

**b. Vérification de la flèche (poids propre inclus)**

Nous allons ajouter le poids propre du profilé choisit :  $P_p = 49.1 \text{ Kg/m} = 0.491 \text{ KN}$

$$Q_{ELS} = q_{ELS} + P_p = 38.52 + 0.491 = 39.01 \text{ KN/m}$$

$$f \leq \delta_{Max}$$

$$\delta_{Max} = \frac{l}{200} = \frac{550}{200} = 2.75 \text{ cm}$$

$$f = 0.415 \times \frac{5 \times 39.01 \times 550^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 11770} = 0.78 \text{ cm} \leq \delta_{Max} = 2.75 \text{ cm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

Classe du Profile IPE 330

- Classe de l'âme fléchie

$$d / t_w \leq 72\epsilon$$

Avec :

$$f_y = 235 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1.$$

$$\frac{271}{7.5} = 36.13 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe 1.}$$

Classe de la semelle comprimée :

$$C = \frac{b}{2} / t_f \leq 10 \varepsilon$$

$$\frac{80}{11.5} = 6.96 < 10 \rightarrow \text{la Semelle est de classe 1}$$

**Donc la section du profilé global est de classe 1**

### c. Vérification de résistance au cisaillement (effort tranchant)

Nous allons ajouter le poids propre du profilé choisit :  $P_p = 0,491 \text{ KN/m}$ .

La charge sera :  $q_c = q_{ELU} + 1,35 \times P_p \rightarrow q = 52.75 + 1.35 \times 0.491 = 53.41 \text{ KN/m}$

Nous allons vérifier que  $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{53.41 \times 5.5}{2} = 146.88 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_m \sqrt{3}}$$

Avec

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

$$A_v = 62.6 \times 10^2 - (2 \times 160 \times 11.5) + (7.5 + 2 \times 18) \times 11.5 = 3080.25 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{3080.25 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 380 \text{ KN}$$

$$146.88 \text{ KN} \leq 0,5 \times 380 = 190 \text{ KN} \quad \text{(condition vérifiée)}$$

### d. Vérification de la résistance (moment fléchissant) (ELU)

Nous allons vérifier que  $M_{sd} < M_{pl,y}$ .

Selon l'abaque annexe A le moment le plus défavorable est de

$$M_{sd} = 0.562 \times M_0 = 0.562 \times \frac{Q_{ELU} \times l^2}{8}$$

Avec :

$\left\{ \begin{array}{l} M_0 : \text{Le moment d'une poutre simplement appuyée.} \\ l : \text{La longueur de la travée la plus longue de la poutre.} \end{array} \right.$

$$M_{sd} = 0.562 \times \frac{53.41 \times 5.5^2}{8} = 113.50 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.y.} = \frac{W_{pl.y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{804.3 \times 10^{-3} \times 235}{1.1} = 171.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 113.50 \text{ KN.m} < M_{pl.y.} = 171.83 \text{ KN.m} \quad (\text{condition vérifiée})$$

### Remarque

La procédure de calcul des poutres de la structure est la même pour les autres poutres.

#### II.3.1.2 Poutre de rive

**Tableau III.9. Charges reprises par les poutres de plancher terrasse**

Chargement		Charge linéique sur le plancher terrasse
G du plancher terrasse	$G_{pt} = 6.48 \text{ KN/m}^2$	$G_{pt} = 6.48 \times 2.5 = 16.20 \text{ KN/ml}$
G solives	$P_p = 0.224 \text{ KN/m}^2$	$P_p = 0.224 \times 5.5/1.1 = 1.12 \text{ KN/ml}$
		$G_T = 17.32 \text{ KN/ml}$
Charge d'exploitation	$Q = 1.0 \text{ KN/m}^2$	$Q = 1.0 \times 2.5 = 2.5 \text{ KN/ml}$
		$Q_T = 2.5 \text{ KN/ml}$

Tableau III.10. Pré dimensionnement de la poutre de rive

Elément	Q <sub>ELS</sub> [KN]	Q <sub>ELU</sub> [KN]	Profilé choisi	Classe du profil e	Fleche [cm]	Vérifications de résistances			
						V <sub>sd</sub> [KN]	V <sub>pl,rd</sub> [KN]	M <sub>sd</sub> [KN.m]	M <sub>pl,y</sub> [KN.m]
P.P de Rive	19.82	27.32	IPE 240	1	1.19<2.75	75.13	236	58.05	78.32
					Condition vérifiée.	Condition vérifiée.	Condition vérifiée.		

Tableau III.11. Caractéristiques du profilé IPE240

Profil	Poids G [Kg/m]	Section A [cm <sup>2</sup> ]	Dimensions				
			h [mm]	b [mm]	t <sub>r</sub> [mm]	t <sub>w</sub> [mm]	d [mm]
IPE 240	30,7	39,12	240	120	9,8	6,2	190,4
<b>Caractéristiques</b>							
	I <sub>y</sub> [cm <sup>4</sup> ]	I <sub>z</sub> [cm <sup>4</sup> ]	W <sub>ply</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>plz</sub> [cm <sup>3</sup> ]	i <sub>y</sub> [cm]	i <sub>z</sub> [cm]	
	3892	283,6	366	73,92	9,97	2,69	

### II.3.2 Poutre principale d'étage courant

#### II.3.2.1 Poutre intermédiaire

Tableau III.12. Charges reprises par les poutres de plancher d'étage courant

Chargement		Charge linéique sur le plancher courant
G du plancher d'étage courant	$G_{pt} = 5.25 \text{ KN/m}^2$	$G_{pt} = 5.25 \times 5.0 = 26.25 \text{ KN/ml}$
G solives	$P_p = 0.224 \text{ KN/m}^2$	$P_p = 0.224 \times 5.5/1.1 = 1.12 \text{ KN/ml}$
$G_T = 27.37 \text{ KN/ml}$		
Charge d'exploitation	$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$	$Q = 1.5 \times 5.0 = 7.5 \text{ KN/ml}$
$Q_T = 7.5 \text{ KN/ml}$		

Tableau III.13. Pré dimensionnement des poutres intermédiaires

Elément	$Q_{ELS}$ [KN]	$Q_{ELU}$ [KN]	Profilé choisi	Classe du profile	Fleche [cm]	Vérfications de résistances			
						$V_{sd}$ [KN]	$V_{pl,rd}$ [KN]	$M_{sd}$ [KN.m]	$M_{pl,y}$ [KN.m]
P.P intermédiaire	34.87	48.20	IPE 330	1	$0.85 < 2.2$	132.55	380	102.43	171.83
					Condition vérifiée.	Condition Vérifiée.	Condition vérifiée.		

**Tableau III.14. Caractéristiques du profilé IPE 330**

Profil	Poids	Section	Dimensions				
			h	b	t <sub>f</sub>	t <sub>w</sub>	d
IPE 240	G [Kg/m]	A [cm <sup>2</sup> ]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
	30,7	39,12	240	120	9,8	6,2	190,4
<b>Caractéristiques</b>							
	I <sub>y</sub> [cm <sup>4</sup> ]	I <sub>z</sub> [cm <sup>4</sup> ]	W <sub>ply</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>plz</sub> [cm <sup>3</sup> ]	i <sub>y</sub> [cm]	i <sub>z</sub> [cm]	
	3892	283,6	366	73,92	9,97	2,69	

**II.3.2.2 Poutre de rive**

**Tableau III.15. Charges reprises par les poutres de plancher d'étage courant**

Chargement		Charge linéique sur le plancher courant
G du plancher Courant	G <sub>pt</sub> = 5.25 KN/m <sup>2</sup>	G <sub>pt</sub> =5.25 ×2.5 = 13.13 KN/ml
G solives	Pp=0.224 KN/m <sup>2</sup>	Pp = 0.224 × 5.5/1.1 =1.12 KN/ml
G <sub>T</sub> =14.25 KN/ml		
Charge d'exploitation	Q=1.5 KN/m <sup>2</sup>	Q=1.5 ×2.5 =3.75 KN/ml
Q <sub>T</sub> =3.75 KN/ml		

**Tableau III.16. Pré dimensionnement de la poutre de rive**

Elément	Q <sub>ELS</sub> [KN]	Q <sub>ELU</sub> [KN]	Profilé choisi	Classe du profile	Fleche [cm]	Vérifications de résistances			
						V <sub>sd</sub> [KN]	V <sub>pl,rd</sub> [KN]	M <sub>sd</sub> [KN.m]	M <sub>pl,y</sub> [KN.m]
P.P de Rive	18.0	24.86	IPE 240	1	1.19 < 2.2	75.13	236	58.05	78.32
					Condition vérifiée.	Condition vérifiée.		Condition vérifiée.	

Tableau III.17. Caractéristiques du profilé IPE240

Profil	Poids	Section	Dimensions				
	<b>G</b> [Kg/m]		<b>A</b> [cm <sup>2</sup> ]	<b>h</b> [mm]	<b>b</b> [mm]	<b>t<sub>f</sub></b> [mm]	<b>t<sub>w</sub></b> [mm]
IPE 240	30,7	39,12	240	120	9,8	6,2	190,4
	Caractéristiques						
	<b>I<sub>y</sub></b> [cm <sup>4</sup> ]	<b>I<sub>z</sub></b> [cm <sup>4</sup> ]	<b>W<sub>ply</sub></b> [cm <sup>3</sup> ]	<b>W<sub>plz</sub></b> [cm <sup>3</sup> ]	<b>i<sub>y</sub></b> [cm]	<b>i<sub>z</sub></b> [cm]	
	3892	283,6	366	73,92	9,97	2,69	

### II.3.3 Poutre secondaire plancher terrasse

#### II.3.3.1 Poutre Intermédiaire

Tableau III.18. Charges reprises par la poutre secondaire du plancher terrasse

Chargement		Charge linéique sur le plancher terrasse
G du plancher terrasse	$G_{pt} = 6.48 \text{ KN/m}^2$	$G_{pt} = 6.48 \times 1.1 = 7.13 \text{ KN/ml}$
		$G_T = 7.13 \text{ KN/ml}$
Charge d'exploitation	$Q = 1.0 \text{ KN/m}^2$	$Q = 1.0 \times 1.1 = 1.1 \text{ KN/ml}$
		$Q_T = 1.1 \text{ KN/ml}$

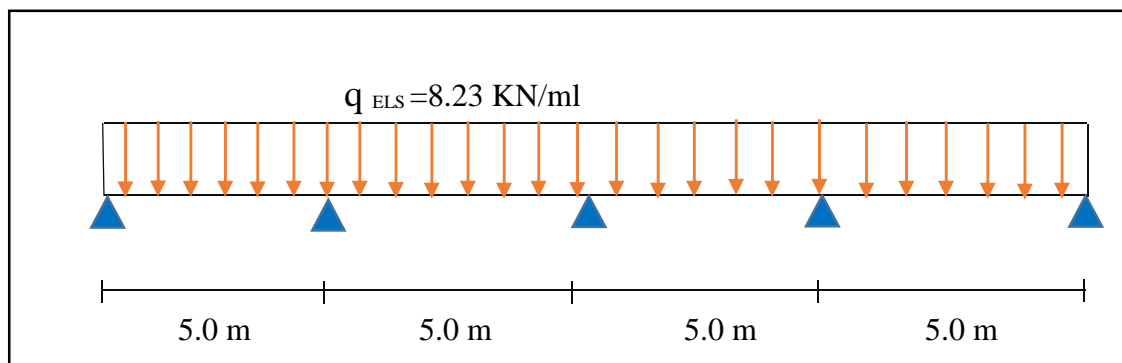


Figure III.4. Poutre secondaires uniformément chargée sur plusieurs appuis

Tableau III.19. Pré dimensionnement de la poutre intermédiaire

Elément	$Q_{ELS}$ [KN]	$Q_{ELU}$ [KN]	Profilé choisi	Classe du profile	Fleche [cm]	Vérifications de résistances			
						$V_{sd}$ [KN]	$V_{pl,rd}$ [KN]	$M_{sd}$ [KN.m]	$M_{pl,y}$ [KN.m]
P.S Intermédiaire	8.23	22.91	IPE 240	1	0.91 < 2.5	57.27	236	61.35	78.32
					Condition vérifiée.	Condition vérifiée.	Condition vérifiée.		

Tableau III.20. Caractéristiques du profilé IPE240

Profil	Poids G [Kg/m]	Section A [cm <sup>2</sup> ]	Dimensions				
			h [mm]	b [mm]	t <sub>f</sub> [mm]	t <sub>w</sub> [mm]	d [mm]
IPE 240	30,7	39,12	240	120	9,8	6,2	190,4
<b>Caractéristiques</b>							
	$I_y$ [cm <sup>4</sup> ]	$I_z$ [cm <sup>4</sup> ]	$W_{ply}$ [cm <sup>3</sup> ]	$W_{plz}$ [cm <sup>3</sup> ]	$i_y$ [cm]	$i_z$ [cm]	
	3892	283,6	366	73,92	9,97	2,69	

### II.3.3.2 Poutre de rive

**Tableau III.21. Charges reprises par la poutre secondaire du plancher terrasse**

Chargement		Charge linéique sur le plancher terrasse
G du plancher terrasse	$G_{pt} = 6.48 \text{ KN/m}^2$	$G_{pt} = 6.48 \times 1.1/2 = 3.564 \text{ KN/ml}$
$G_T = 3.564 \text{ KN/ml}$		
Charge d'exploitation	$Q = 1.0 \text{ KN/m}^2$	$Q = 1.0 \times 1.1/2 = 0.55 \text{ KN/ml}$
$Q_T = 0.55 \text{ KN/ml}$		

**Tableau III.22. Pré dimensionnement de la poutre de rive**

Elément	$Q_{ELS}$ [KN]	$Q_{ELU}$ [KN]	Profilé choisi	Classe du profile	Fleche [cm]	Vérifications de résistances			
						$V_{sd}$ [KN]	$V_{pl.rd}$ [KN]	$M_{sd}$ [KN.m]	$M_{pl.y}$ [KN.m]
P.S Intermédiaire	4.12	5.64	IPE 200	1	0.91 < 2.5	14.10	172.8 8	15.10	47.13
					Condition vérifiée.	Condition vérifiée.	Condition vérifiée.		

Tableau III.23. Caractéristiques du profilé IPE200

Profil	Poids	Section	Dimensions				
			h	b	t <sub>f</sub>	t <sub>w</sub>	d
IPE 200	G [Kg/m]	A [cm <sup>2</sup> ]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
	22.4	28.5	200	100	8.5	5.6	159
<b>Caractéristiques</b>							
	I <sub>y</sub> [Cm <sup>4</sup> ]	I <sub>z</sub> [Cm <sup>4</sup> ]	W <sub>ply</sub> [Cm <sup>3</sup> ]	W <sub>plz</sub> [Cm <sup>3</sup> ]	i <sub>y</sub> [cm]	i <sub>z</sub> [cm]	
	1943	142.4	220.4	44.61	8.26	2.24	

### II.3.4 Poutre secondaire plancher étage courant

#### II.3.4.1 Poutre intermédiaire

Tableau III.24. Charges reprises par la poutre secondaire du plancher étage courant

Chargement		Charge linéique sur le plancher courant
G du plancher étage courant G <sub>pt</sub> = 5.25 KN/m <sup>2</sup>		G <sub>pt</sub> =5.25 ×1.1 = 5.77 KN/ml
G <sub>T</sub> =5.77 KN/ml		
Charge d'exploitation	Q=1.5 KN/m <sup>2</sup>	Q=1.5 ×1.1 =1.65 KN/ml
Q <sub>T</sub> =1.65 KN/ml		

**Tableau III.25. Pré dimensionnement de la poutre secondaire intermédiaire**

Elément	Q <sub>ELS</sub> [KN]	Q <sub>ELU</sub> [KN]	Profilé choisi	Classe du profile	Fleche [cm]	Vérfications de résistances			
						V <sub>sd</sub> [KN]	V <sub>pl.rd</sub> [KN]	M <sub>sd</sub> [KN.m]	M <sub>pl.y</sub> [KN.m]
P.S Intermédiaire	7.42	10.26	IPE 200	1	1.38 < 2.0	26.55	172.88	27.48	47.13
					Condition vérifiée.	Condition vérifiée.		Condition vérifiée.	

**Tableau III.26. Caractéristiques du profilé IPE200**

Profil	Poids G [Kg/m]	Section A [cm <sup>2</sup> ]	Dimension				
			h [mm]	b [mm]	t <sub>f</sub> [mm]	t <sub>w</sub> [mm]	d [mm]
IPE 200	22.4	28.5	200	100	8.5	5.6	159
<b>Caractéristiques</b>							
	I <sub>y</sub> [Cm <sup>4</sup> ]	I <sub>z</sub> [Cm <sup>4</sup> ]	W <sub>ply</sub> [Cm <sup>3</sup> ]	W <sub>plz</sub> [Cm <sup>3</sup> ]	i <sub>y</sub> [cm]	i <sub>z</sub> [cm]	
	1943	142.4	220.4	44.61	8.26	2.24	

**II.3.4.2 Poutre de rive**

Pour des raisons pratiques et de réalisation nous optons pour un IPE 200 comme pour la poutre secondaire intermédiaire.

**Tableau III.27. Récapitulatif des éléments porteurs pour le plancher terrasse**

	Poutre principale		Poutre secondaire
	Intermédiaire	Rive	
<b>Plancher terrasse</b>	IPE 330	IPE 240	IPE 240

Tableau III.28. Récapitulatif des éléments porteurs pour les plancher étage courant

	Poutre principale		Poutre secondaire
	Intermédiaire	Rive	
Plancher étage courant	IPE 330	IPE 240	IPE 200

### III.4 Pré-dimensionnement des Poteaux

Les poteaux sont des éléments de construction destinés à transmettre sur le sol les charges verticales et horizontales appliqué sur le bâtiment, souvent les poteaux subissent en même temps une compression et une flexion c'est le cas des poteaux faisant partie des portiques transversaux qui constituent l'ossature des constructions courantes. Ils sont généralement des profilés en HEA ou HEB.

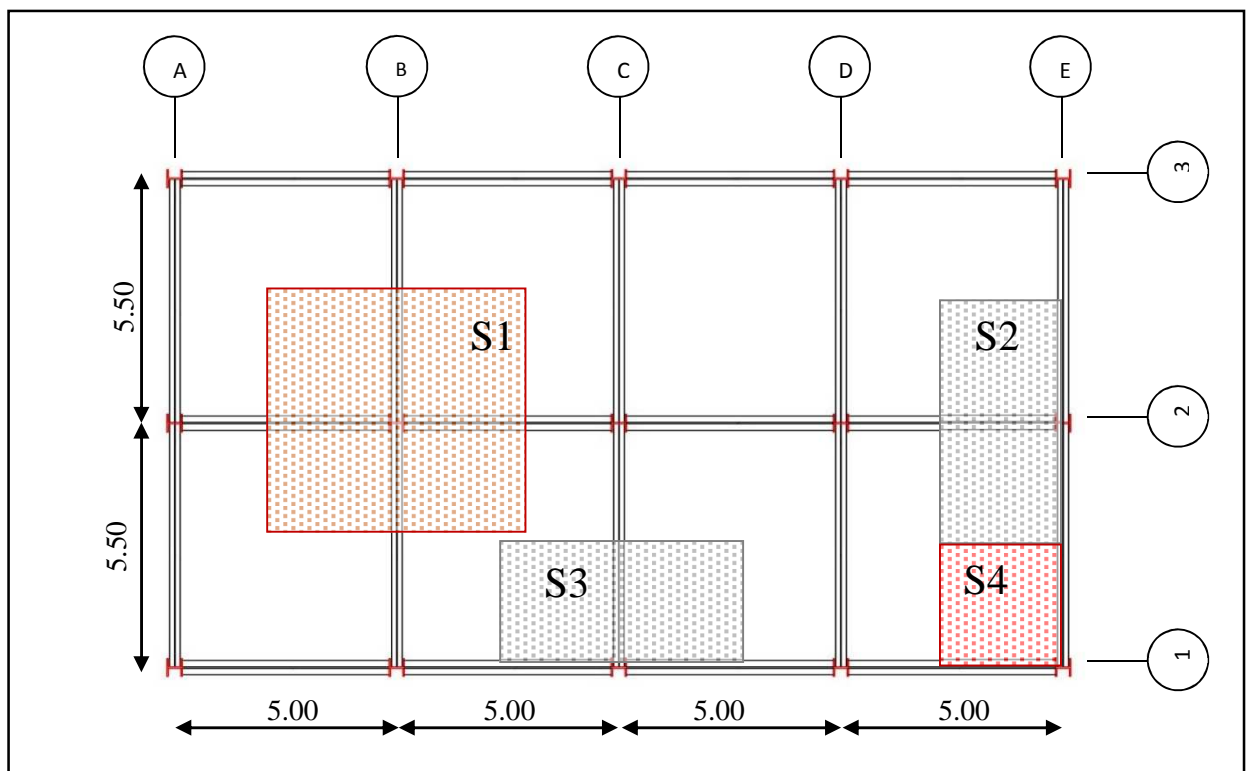


Figure III.5. Disposition des poteaux

#### a. Chargement

Tableau III.29. Valeurs des charges appliquées aux poteaux

		q (KN/ml)	Eléments	Section (m <sup>2</sup> )	q (KN)
<b>Charge Permanentes</b>	Poids du plancher terrasse	6.48	Poteau B-2	27.5	178.20
			Poteau E-2 / C-1	13.75	89.10
			Poteau E-1	6.88	44.58
	Poids du plancher courant	5.25	Poteau B-2	27.5	144.37
			Poteau E-2 / C-1	13.75	72.19
			Poteau E-1	6.88	36.12
	Poids de la poutre principale	0.491	Poteau B-2	27.5	13.50
			Poteau E-2 / C-1	13.75	6.75
			Poteau E-1	6.88	3.38
	Poids de la poutre secondaire (terrasse)	0.307	Poteau B-2	27.5	8.44
			Poteau E-2 / C-1	13.75	4.16
			Poteau E-1	6.88	2.11
Poids de la poutre secondaire (étage courant)	0.307	Poteau B-2	27.5	8.44	
		Poteau E-2 / C-1	13.75	4.16	
		Poteau E-1	6.88	2.11	
<b>Charge d'exploitation</b>	Plancher terrasse	1.0	Poteau B-2	27.5	27.5
			Poteau E-2 / C-1	13.75	13.75
			Poteau E-1	6.88	6.88
	Plancher étage courant	1.5	Poteau B-2	27.5	41.25
			Poteau E-2 / C-1	13.75	20.62
			Poteau E-1	6.88	10.32

$$S_1 = 5.5 \times 5.0 = 27.5 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 5.5 \times 2.5 = 13.75 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2.75 \times 5.0 = 13.75 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 2.75 \times 2.5 = 6.88 \text{ m}^2$$

## b. Calcul des sollicitations

**Tableau III.30. Sollicitations reviennent à chaque poteau dans les différents niveaux**

Niveau	Poteau	G (KN)	Q (KN)	$N_{sd} = 1.35G + 1.5Q$
<b>RDC</b>	Poteau B-2	546.76	110.0	903.13 KN
	Poteau E-2 / C-1	266.21	55.0	441.88 KN
	Poteau E-1	133.29	27.52	221.22 KN
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	Poteau B-2	380.45	68.75	616.73 KN
	Poteau E-2 / C-1	183.11	34.37	298.75 KN
	Poteau E-1	91.68	17.20	149.57 KN
<b>2<sup>eme</sup> étage</b>	Poteau B-2	214.14	27.50	330.34 KN
	Poteau E-2 / C-1	100.01	13.75	155.64 KN
	Poteau E-1	50.07	6.88	77.91 KN

## c. Vérifications

La valeur de calcul  $N_{sd}$  de l'effort de compression dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition suivante

$$N_{sd} < N_{C.rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Section de classe 1

$$A_{nec} \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

Avec

$$N_{C.rd} = N_{pl.rd} \quad \text{Section de classe 1}$$

$N_{sd}$  : Effort de compression

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{m0} = 1.1$$

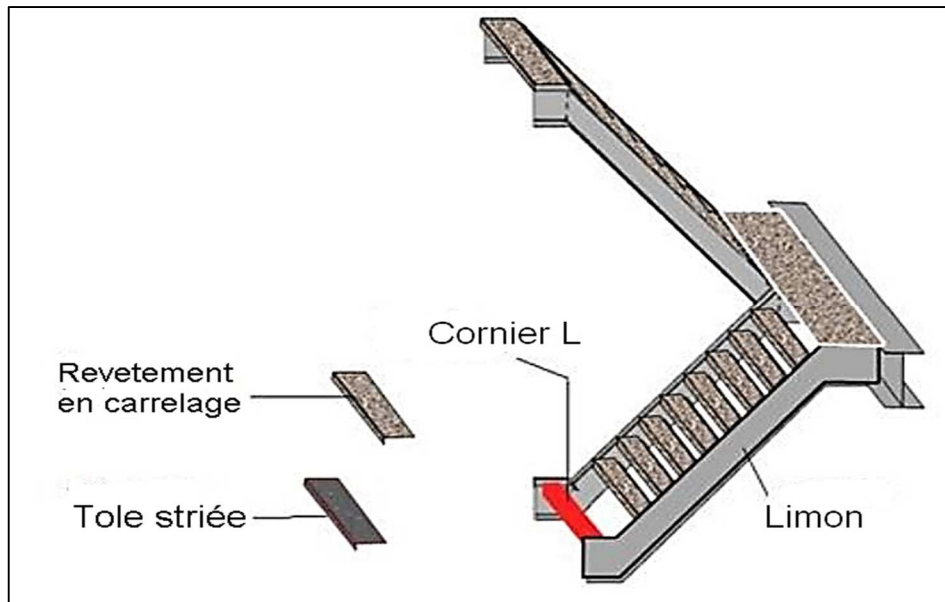
Pour tenir compte de l'effet du séisme nous allons faire une majoration en multipliant  $A_{nec}$  par 1,5

**Tableau III.31. Sections des profilés HEA**

Niveau	Poteaux	$N_{sd}$ (KN)	$A_{nec}$ (cm <sup>2</sup> )	Profilé Choisi	A choisi (cm <sup>2</sup> )
<b>RDC</b>	Poteau B-2	903.13	74.47	HEA 280	97.30
	Poteau E-2 / C-1	441.88	36.96	HEA 200	53.80
	Poteau E-1	221.22	17.32	HEA 180	45.30
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	Poteau B-2	616.73	50.37	HEA 240	76.80
	Poteau E-2 / C-1	298.75	25.18	HEA 180	45.30
	Poteau E-1	149.57	12.60	HEA 160	38.80
<b>2<sup>eme</sup> étage</b>	Poteau B-2	330.34	26.24	HEA 180	45.30
	Poteau E-2 / C-1	155.64	13.12	HEA 160	38.80
	Poteau E-1	77.91	6.56	HEA 100	21.20

### III.5 Pré-dimensionnement des escaliers

Un escalier est une suite de marches qui permet de passer d'un niveau à un autre dont la largeur s'appelle l'embranchement, la largeur de la marche s'appelle giron (g) et la hauteur contremarche (h). Nous avons dans notre cas une cage d'escalier droite avec deux volées et un palier de repos.



**Figure III.6. Les différents composants d'un escalier**

Pour dimensionnement des escaliers en charpente métallique, nous allons utiliser la formule de BLONDEL.

$$59\text{cm} \leq (g + 2h) \leq 66\text{cm}$$

h : Varie de 14 cm à 20 cm

g : Varie de 22 cm à 30 cm

Hauteur d'étage 3,4 m → nous allons prendre h = 17 cm et g = 30 cm.

Vérification de la condition de BLONDEL  $59 \leq (30 + 2(17)) \leq 66\text{cm}$

$$59 \leq 64 \leq 66$$

**(condition vérifiée)**

#### **a. Le nombre de contre marche**

$$n = \frac{H}{2h}$$

Avec :

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la marche.

1<sup>er</sup> Volé du RDC

$$n = \frac{170}{17} = 10 \rightarrow n = 10 \text{ nombre de contre marches.}$$

$$n' = n - 1 = 10 - 1 = 9 \text{ nombre de marche}$$

Idem pour le 2<sup>eme</sup> volé du RDC

$$\text{La longueur de la ligne de foulée sera : } L = g(n-1) = 30(10-1) = 270 \text{ cm.}$$

### b. Angle d'inclinaison de la volée

Inclinaison de la volée

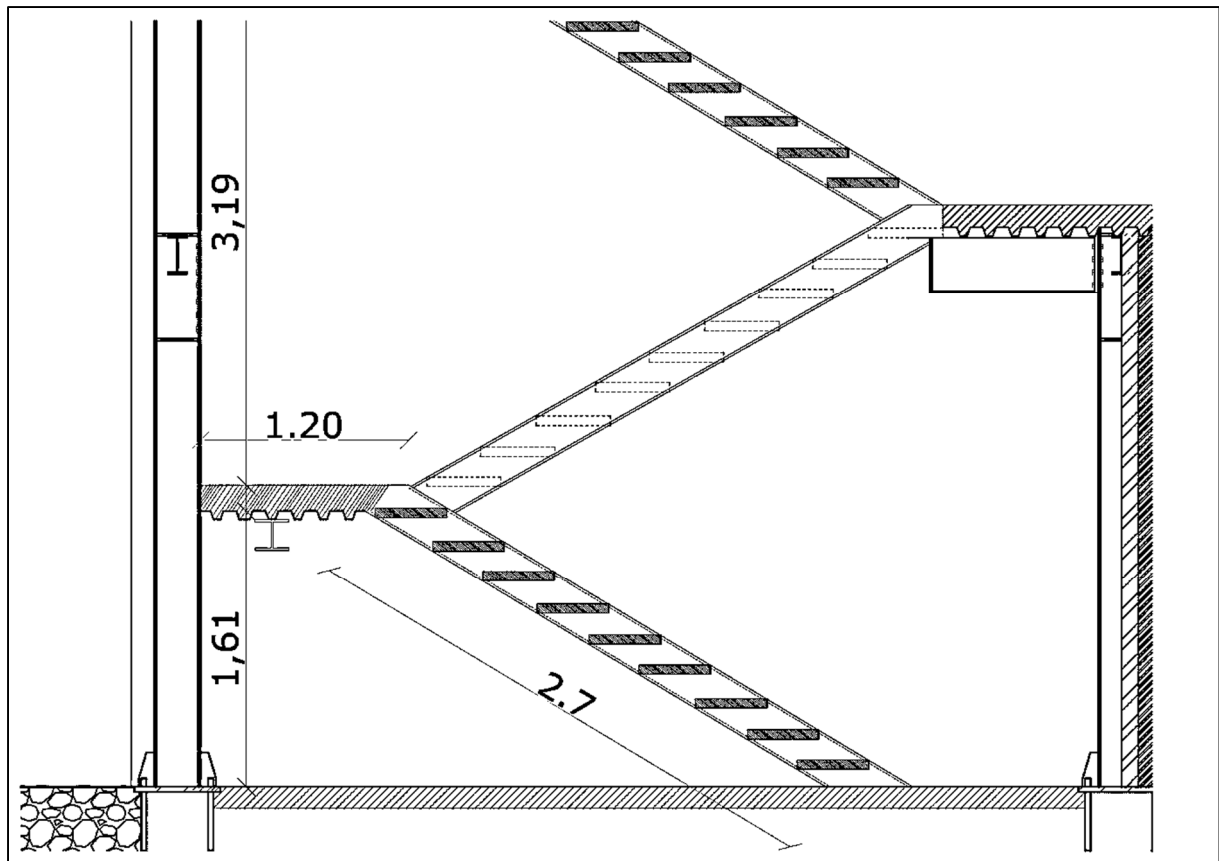
$$\alpha = \arctg \frac{9 \times h}{8 \times g} = 32.52^\circ$$

Longueur du limon

$$L_p = \frac{H}{2 \sin \alpha} = \frac{340}{2 \sin 32.52} = 316.22 \text{ cm}$$

### c. Epaisseur de la pailleasse

$$\frac{l_p}{30} \leq E_p \leq \frac{l_p}{20} \rightarrow L_p = 12 \text{ cm}$$



**Figure III.7. Coupe verticale de l'escalier**

#### d. Pré-dimensionnement des éléments porteurs

Volée :  $G=1,40 \text{ kN/m}^2$

Palier :  $G=4.05 \text{ kN/m}^2$

Charge d'exploitation  $Q = 2,50 \text{ kN/m}$

##### d.1. Cornière de marche

Nous supposons que la marche est une poutre simplement appuyée

$$q_c = (G+Q) \times g = (1,40+2,50) \times 0,3 = 1,17 \text{ KN/ml}$$

Le pré-dimensionnement se fait à partir de la condition de flèche suivante

$$f \leq \delta_{\text{Max}}$$

$$f = \frac{5ql^4}{384 Ely} < \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{250 \times 5 \times q_c \times l^3}{384 \times E} = 2.41 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 2.41 \text{ cm}^4$$

Nous choisirons la cornière L60×60×6 ( $I_y = 22.79 \text{ cm}^4$ ), après plusieurs essais

**Tableau III.32. Tableau des cornière en L**

	G	$I_y=I_z$	$W_{el.y}=W_{el.z}$	$i_y=i_z$	$I_u$	$i_u$
	kg/m	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>4</sup>	mm
		x10 <sup>4</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10	x10 <sup>4</sup>	x10
<b>L 20 X 20 X 3</b>	0,882	0,39	0,28	0,59	0,61	0,74
<b>L 25 X 25 X 3</b>	1,12	0,80	0,45	0,75	1,26	0,94
<b>L 25 X 25 X 4</b>	1,45	1,01	0,58	0,74	1,60	0,93
<b>L 30 X 30 X 3</b>	1,36	1,40	0,65	0,90	2,23	1,13
<b>L 30 X 30 X 4</b>	1,78	1,80	0,85	0,89	2,86	1,12
<b>L 35 X 35 X 4</b>	2,09	2,95	1,18	1,05	4,69	1,33
<b>L 40 X 40 X 4</b>	2,42	4,47	1,55	1,21	7,10	1,52
<b>L 40 X 40 X 5</b>	2,97	5,43	1,91	1,20	8,61	1,51
<b>L 45 X 45 X 4,5</b>	3,06	7,15	2,20	1,35	11,35	1,71
<b>L 50 X 50 X 4</b>	3,06	8,97	2,46	1,52	14,25	1,91
<b>L 50 X 50 X 5</b>	3,77	10,96	3,05	1,51	17,42	1,90
<b>L 50 X 50 X 6</b>	4,47	12,84	3,61	1,50	20,37	1,89
<b>L 60 X 60 X 5</b>	4,57	19,37	4,45	1,82	30,78	2,30
<b>L 60 X 60 X 6</b>	<b>5,42</b>	<b>22,79</b>	<b>5,29</b>	<b>1,82</b>	<b>36,21</b>	<b>2,29</b>
<b>L 60 X 60 X 8</b>	7,09	29,15	6,89	1,80	46,20	2,26
<b>L 65 X 65 X 7</b>	6,83	33,43	7,18	1,96	53,09	2,47

Tableau III.33. Caractéristiques de la cornière L60×6

Profilé	Poids	Section	Dimensions		
			h	b	t
L60×60×6	G	A	h	b	t
	[Kg/m]	[cm <sup>2</sup> ]	[mm]	[mm]	[mm]
	5.42	6.91	60	60	6
<b>Caractéristiques</b>					
	I <sub>y</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>ply</sub>	W <sub>plz</sub>	i <sub>y</sub>
	[cm <sup>4</sup> ]	[cm <sup>4</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm]
	22.79	22.79	5.29	5.29	1.82

- Vérification de la flèche (ELS) (Poids propre inclus)

Nous allons ajouter le poids propre du profilé choisit :  $P_p = 5.42 \text{ Kg/m} = 0.0542 \text{ KN/m}$

$$Q_{ELS} = q_c + P_p = 1.17 + 0.0542 = 1.224 \text{ KN/m}$$

$$f \leq \delta_{\max}$$

$$\delta_{\max} = \frac{l}{250} = 0.44 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \times 1.224 \times 110^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 22.79} = 0.049 \text{ cm} \leq \delta_{\max} = 0.44 \text{ cm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

▪ Classe de la cornière L60×60×6

- Classe de l'âme fléchie

$$\frac{h}{t} \leq 15\varepsilon$$

Avec

$$f_y = 235 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1.$$

$$\frac{60}{6} = 10 < 15 \rightarrow \text{L'âme est de classe 3.}$$

- Classe de la semelle comprimée

$$\frac{(h+b)}{2t} \leq 11.5 \varepsilon$$

$$\frac{120}{2 \times 6} = 10 < 11.5 \rightarrow \text{la semelle est de classe 3}$$

**Donc la section du profilé globale est de classe 3**

- **Vérification de la résistance (moment fléchissant) (ELU)**

$$Q_{ELU} = 1.35 (G + P_p) + 1.5Q = 1.35 \times (1.40 + 0.0542) + 1.5 \times 2.5 = 5.71 \text{ KN/m}^2$$

Nous allons vérifier que  $M_{sd} < M_{el,y}$ .

$$M_{sd} = M_0 = \frac{Q_{ELU} \times l^2}{8}$$

Avec

{  $M_0$ : Le moment d'une poutre simplement appuyée .  
 {  $l$ : La longueur de la travée la plus longue de la poutre .

$$M_{sd} = \frac{5.71 \times 1.1^2}{8} = 0.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{el,y} = \frac{W_{el,y}}{\gamma_{mo}} \times f_y = \frac{5.29 \times 10^{-3} \times 235}{1.1} = 1.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 0.86 \text{ KN.m} < M_{pl,y} = 1.13 \text{ KN.m}$$

**(condition vérifiée)**

**Cornière L 60×60×6 pour les marches**

### **d.2. Limon**

Volée :  $G = 1.40 \text{ kN/m}^2$

Palier :  $G = 4.05 \text{ kN/m}^2$

Charge d'exploitation  $Q = 2.50 \text{ kN/m}$

- **Vérification à la flèche**

$$q_1 = \frac{1.1}{2} \times (1.40 + 2.50) = 2.145 \text{ KN/ml}$$

$$q_2 = \frac{1.1}{2} \times (4.05 + 2.50) = 3.60 \text{ KN/ml}$$

Nous allons vérifier avec le cas le plus défavorable

$$f \leq \delta_{\max} = \frac{1}{250}$$

avec  $l = 270 \text{ cm}$

$$f = \frac{5q_c l^4}{384 E I_y} < \frac{1}{250}$$

$$I_y \geq \frac{250 \times 5 \times 3.60 \times 270^3}{384 \times E} = 109.84 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 109.84 \text{ cm}^4$$

Après plusieurs tentatives de calcul la section qui répond au critère de résistance (effort tranchant et le moment fléchissant), c'est l'UPE 120

**Tableau III.34. Tableau des profilé sen UPE**

	G	I <sub>y</sub>	W <sub>el,y</sub>	W <sub>pl,y</sub> ■	i <sub>y</sub>	A <sub>vz</sub>
	kg/m	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>2</sup>
		x10 <sup>4</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10	x10 <sup>2</sup>
<b>UPE 80</b>	7,90	107,2	26,80	31,23	3,26	4,05
<b>UPE 100</b>	9,82	206,9	41,37	48,01	4,07	5,34
<b>UPE 120</b>	<b>12,1</b>	<b>363,5</b>	<b>60,58</b>	<b>70,33</b>	<b>4,86</b>	<b>7,18</b>
<b>UPE 140</b>	14,5	599,5	85,64	98,84	5,71	8,25
<b>UPE 160</b>	17,0	911,1	113,9	131,6	6,48	10,04
<b>UPE 180</b>	19,7	1353	150,4	173,0	7,34	11,20
<b>UPE 200</b>	22,8	1909	190,9	220,1	8,11	13,50
<b>UPE 220</b>	26,6	2682	243,9	281,5	8,90	15,81
<b>UPE 240</b>	30,2	3599	299,9	346,9	9,67	18,77
<b>UPE 270</b>	35,2	5255	389,2	451,1	10,83	22,23

Tableau III.35. Caractéristiques du profilé UPE120

Profil	Poids	Section	Dimensions				
UPE	G	A	h	b	t <sub>f</sub>	t <sub>w</sub>	d
120	[Kg/m]	[cm <sup>2</sup> ]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
	12.1	15.40	120	60	8.0	5.0	80
<b>Caractéristiques</b>							
	I <sub>y</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>ply</sub>	W <sub>plz</sub>	i <sub>y</sub>	i <sub>z</sub>	
	[cm <sup>4</sup> ]	[cm <sup>4</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm]	[cm]	
	363.5	55.40	70.33	25.28	4.86	1.90	

- **Vérification de la flèche (ELS) (Poids propre inclus)**

Nous allons ajouter le poids propre du profilé choisit  $P_p = 12.1 \text{ Kg/m} = 0.0121 \text{ KN/m}$

$$Q_{ELS} = q_c + P_p = 1.17 + 0.0121 = 1.722 \text{ KN/m}$$

$$f \leq \delta_{max}$$

$$\delta_{max} = \frac{l}{250} = 1.08 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \times 1.722 \times 270^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 363.5} = 0.156 \text{ cm} \leq \delta_{Max} = 1.08 \text{ cm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- **Classe du profile UPE 120**

$$\frac{b}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

Avec

$$f_y = 235 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1.$$

$$\frac{60}{8} = 7.5 \leq 10$$

Le profilé UPE 120 est de classe 1

- **Vérification de la résistance (moment fléchissant) (ELU)**

$$Q_{ELU} = \frac{1.1}{2} \times [1.35 \times (4.05 + 0.0121) + 1.5 \times 2.5] = 5.08 \text{ KN/ml}$$

Nous allons vérifier que  $M_{sd} < M_{pl.y}$ .

$$M_{sd} = M_0 = \frac{Q_{ELU} \times l^2}{8}$$

Avec

{  $M_0$  : Le moment d une poutre simplement appuyée .  
 { L: La longueur de la travée la plus longue de la poutre .

$$M_{sd} = \frac{5.08 \times 2.7^2}{8} = 4.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.y} = \frac{W_{pl.y}}{\gamma_{mo}} \times f_y = \frac{70.33 \times 10^{-3} \times 235}{1.1} = 15.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 4.63 \text{ KN.m} < M_{pl.y} = 15.02 \text{ KN.m} \quad \text{(condition vérifiée)}$$

Nous allons utiliser l'UPE 120 pour la volée

**d.3. poutre palière**

**Tableau III.36. Charge revenant à la poutre palière**

Chargement		Charge linéique sur le palier
G du palier	$G_{\text{palier}} = 4.05 \text{ KN/m}^2$	$G_{\text{palier}} = 4.05 \times 1.20 = 4.86 \text{ KN/ml}$
G du volé	$G_{\text{volé}} = 1.40 \text{ KN/m}^2$	$G_{\text{volé}} = 1.40 \times 2.7 = 3.78 \text{ KN/ml}$
$G_T = 8.64 \text{ KN/ml}$		
Charge d'exploitation	$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$	$Q = 2.5 \times 1.2 = 5.5 \text{ KN/ml}$
$Q_T = 3.0 \text{ KN/ml}$		

- **Condition de la flèche**

Nous allons modéliser la marche comme une poutre simplement appuyée

$$q_c = (G+Q) = (8.64 + 3.0) = 11.64 \text{ KN/ml}$$

Le pré-dimensionnement se fait à partir de la condition de flèche suivante

$$f \leq \delta_{\max}$$

$$f = \frac{5ql^4}{384 E I_y} < \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{250 \times 5 \times 11.64 \times 250^3}{384 \times E} = 281.92 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 281.92 \text{ cm}^4$$

Après plusieurs tentatives de calcul la section qui répond au critère de résistance (effort tranchant et le moment fléchissant), c'est l'IPE 160

**Tableau III.37. Tableau des profilés IPE**

	<b>G</b>	<b>I<sub>y</sub></b>	<b>W<sub>EL.Y</sub></b>	<b>W<sub>PL.Y</sub>♦</b>	<b>I<sub>y</sub></b>	<b>Avz</b>
	kg/m	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>2</sup>
		x10 <sup>4</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10	x10 <sup>2</sup>
<b>IPE 80 A</b>	5,0	64,38	16,51	18,98	3,18	3,07
<b>IPE 80</b>	6,0	80,14	20,03	23,22	3,24	3,58
<b>IPE A 100</b>	6,9	141,2	28,81	32,98	4,01	4,44
<b>IPE 100</b>	8,1	171,0	34,20	39,41	4,07	5,08
<b>IPE A 120</b>	8,7	257,4	43,77	49,87	4,83	5,41
<b>IPE 120</b>	10,4	317,8	52,96	60,73	4,90	6,31
<b>IPE A 140</b>	10,5	434,9	63,30	71,60	5,70	6,21
<b>IPE 140</b>	12,9	541,2	77,32	88,34	5,74	7,64
<b>IPE A 160</b>	12,7	689,3	87,81	99,09	6,53	7,80
<b>IPE 160</b>	15,8	869,3	108,7	123,9	6,58	9,66
<b>IPE A 180</b>	15,4	1063	120,1	135,3	7,37	9,20
<b>IPE 180</b>	18,8	1317	146,3	166,4	7,42	11,25
<b>IPE O 180</b>	21,3	1505	165,4	189,1	7,45	12,70
<b>IPE A 200</b>	18,4	1591	161,6	181,7	8,23	11,47
<b>IPE 200</b>	22,4	1943	194,3	220,6	8,26	14,00

Tableau III.38. Caractéristiques du profilé IPE160

Profil	Poids	Section	Dimensions				
			<b>h</b>	<b>b</b>	<b>t<sub>f</sub></b>	<b>t<sub>w</sub></b>	<b>d</b>
IPE 160	<b>G</b> [Kg/m]	<b>A</b> [cm <sup>2</sup> ]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
	15.8	20.09	160	82	7.4	5.0	127.2
			Caractéristiques				
			<b>I<sub>y</sub></b>	<b>I<sub>z</sub></b>	<b>W<sub>ply</sub></b>	<b>W<sub>plz</sub></b>	<b>i<sub>y</sub></b>
			[cm <sup>4</sup> ]	[cm <sup>4</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm]
			869.3	63.31	123.9	26.10	6.58
							<b>i<sub>z</sub></b>
							[cm]
							1.48

- **Vérification de la condition de la flèche (ELS) (Poids propre inclus)**

Nous allons ajouter le poids propre du profilé choisit  $P_p = 15.8 \text{ Kg/m} = 0.158 \text{ KN/m}$

$$Q_{ELS} = q_c + P_p = 11.64 + 0.158 = 11.80 \text{ KN/m}$$

$$f \leq \delta_{max}$$

$$l = 250$$

$$\delta_{max} = \frac{l}{250} = 1.0 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \times 11.80 \times 250^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 869.3} = 0.33 \text{ cm} \leq \delta_{max} = 1.0 \text{ cm}$$

- **classe du profilé IPE 160**

Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

Avec

$$f_y = 235 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1.$$

$$\frac{127.2}{5.0} = 27.44 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I}$$

Classe de la semelle comprimée

$$\frac{b}{2 \times t_f} \leq 10 \varepsilon$$

$$\frac{41}{7.4} = 5.54 < 10 \rightarrow \text{la Semelle est de classe I}$$

**Donc la section du profilé globale est de classe I**

- **Vérification de la résistance (moment fléchissant) (ELU)**

$$Q_{ELU} = 1.35 \times (11.64 + 0.158) + 1.5 \times 3 = 20.43 \text{ KN/ml}$$

Nous allons vérifier que  $M_{sd} < M_{pl.y}$ .

$$M_{sd} = M_0 = \frac{Q_{ELU} \times l^2}{8}$$

Avec :

$\left\{ \begin{array}{l} M_0 : \text{Le moment d'une poutre simplement appuyée.} \\ L : \text{La longueur de la travée la plus longue de la poutre.} \end{array} \right.$

$$M_{sd} = \frac{20.43 \times 2.5^2}{8} = 15.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.y} = \frac{W_{pl.y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{123.9 \times 10^{-3} \times 235}{1.1} = 26.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 15.96 \text{ KN.m} < M_{pl.y} = 26.47 \text{ KN.m}$$

**(condition vérifiée)**

**La poutre palière est un profilée IPE160**

### III.6 Pré-dimensionnée de l’acrotère

L’acrotère est un élément secondaire en béton armé dont la réalisation est nécessaire pour assurer l’étanchéité des terrasses inaccessibles.

L’acrotère est une console linéaire encastrée au plancher terrasse. Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

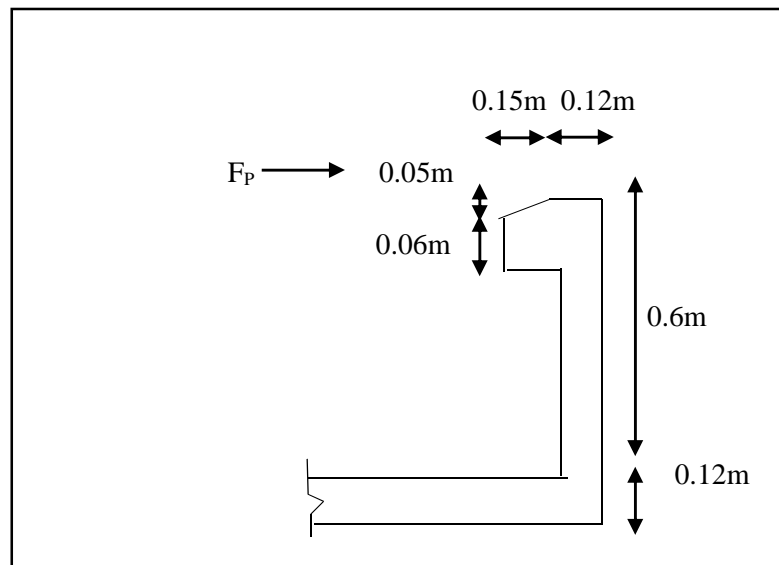


Figure III.8. Coupe verticale de l’acrotère

#### a. Chargements

Tableau III.39. Charges repris par l’acrotère

Chargement	Charge linéique sur l’acrotère
G de l’acrotère $W_p = S \times 25 = 0.0375 \text{ KN/m}^2$	$W_p = 0.0375 \times 1.0 = 0.0375 \text{ KN/ml}$
$G_T = 0.0375 \text{ KN/ml}$	

Les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments non structuraux et les éléments ancrés à la structure sont calculées suivant la formule suivante

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

Avec

A : Coefficient d'accélération de zone. (tab4-1/RPA99).

C<sub>p</sub> : Facteur de forces horizontal. (tab6-1/RPA99).

W<sub>p</sub> : Poids de l'élément (Calculé ci-dessus dans le tableau)

A = 0,15 (zone II, groupe d'usage 2)

C<sub>p</sub> = 0,3

W<sub>p</sub> = 0.0375 KN/ml

F<sub>p</sub> = 4 × A × C<sub>p</sub> × W<sub>p</sub>.

F<sub>p</sub> = 4 × 0.15 × 0.3 × 3.75 = 0.013 KN/ml

### b. Calcul des sollicitations

Tableau III.40. Combinaisons de charge

	Effort N <sub>sd</sub> (KN)	Moment M <sub>sd</sub> (KN.m)
<b>ELU</b>	0.096	0.0012
<b>ELS</b>	0.0715	0.0078

### c. Dimensionnement

F<sub>c28</sub> = 25 MPa

F<sub>t28</sub> = 2,1 MPa

F<sub>e</sub> = 400 MPa

h = 0,1 m

H = 1.35 m

Position du centre de pression

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.0012}{0.096} = 0.0125 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, donc elle est partiellement comprimée.

Le calcul se fera d'abord en flexion simple puis en flexion composée.

- **Flexion Simple**

$$d=0,10\text{m}, b=1\text{m}$$

$$f_{bu} = 0,85 f_{c28}/\gamma_b = 14,17\text{MPa}$$

Moment réduit

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,001}{1 \times 14,17 \times 0,12^2} = 0,0059$$

$$\mu_{bu} = 0,0059 \leq \mu = 0,186 \quad \text{pivot a}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0074$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 9,97 \text{ cm}$$

$$A_{sc} = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = 0,35 \text{ cm}^2$$

$$\mu_{bu} = 0,0059 < 0,392 \rightarrow \text{donc } A' = 0$$

- **Flexion Composée**

$$A_u = A_{sc} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,01 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} \geq 0,23 \times \frac{b d f_{t28}}{f_{ed}} = 1,45 \text{ mm}^2$$

$$\text{Soit } A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2$$

**Nous avons choisi de ferrailé avec 4T8 ( $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$ ) par mètre linéaire de l'acrotère**

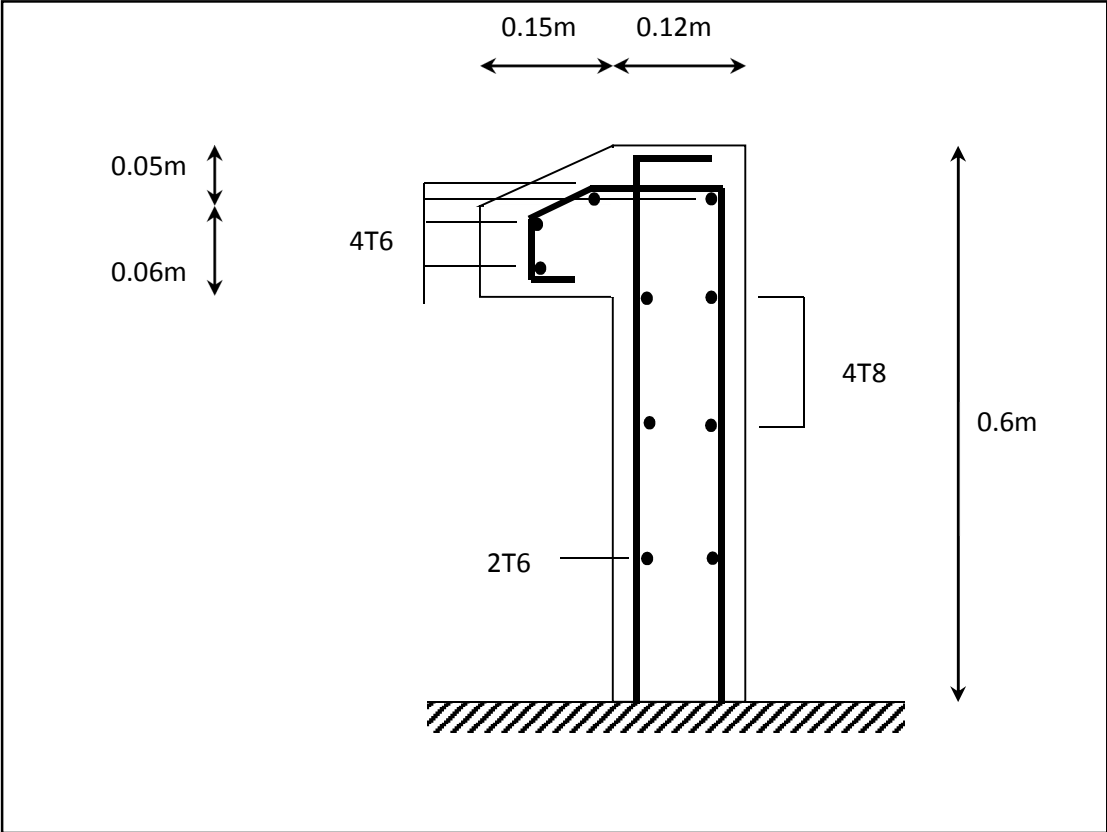


Figure III.9. Ferrailage de l'acrotère

### IV.1 Introduction

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

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

Vu les charges que doivent supporter ces dalles nous devons effectuer des calculs pour la réalisation et la vérification de la résistance.

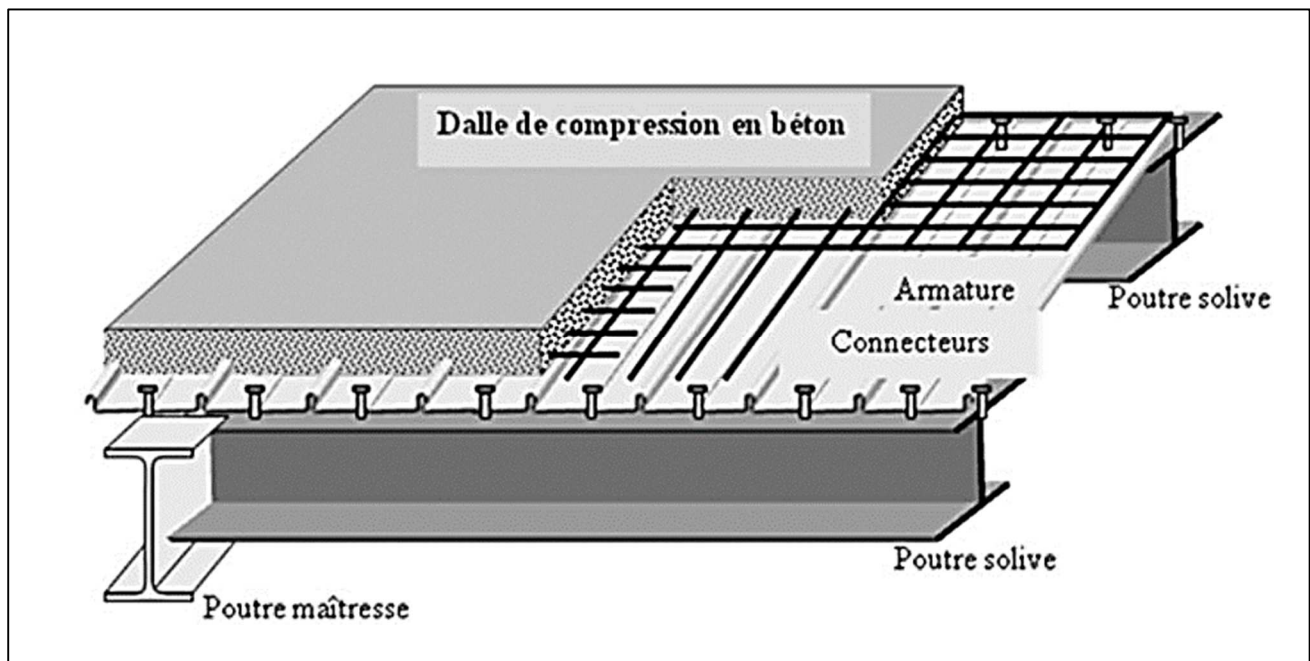


Figure IV.1 Eléments constructifs du plancher mixte

### IV.2 Vérification de la tôle profilée

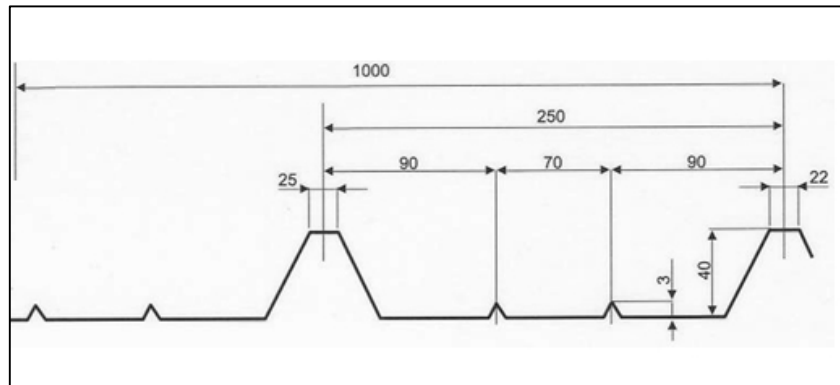


Figure IV.2 Dimensions de la tôle TN40

Tableau IV.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 bac (mm)	Epaisseur de tôle (mm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
40	5	250	720	1	0.15

#### IV.2.1 Vérification de la condition de la flèche (ELS)

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

Pour cela nous allons vérifier que  $f_{max} \leq f_{adm}$

$$f_{max} = \frac{5 \times (G_p + G_B) \times L^4}{384 \times E \times I_{eff}} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

Avec

$I_{eff}$  : Inertie efficace.

$I_{eff} = 50.3 \text{ cm}^4$ .

$E$  : Module d'élasticité.

$G_p$  : Poids propre de la tôle.

$G_B$  : Poids du béton.

Tableau IV.2. Charges reprises par le bac d'acier

Chargement		Charge linéique sur le plancher terrasse
G <sub>B</sub> béton du plancher	G <sub>B</sub> = 25 KN/m <sup>2</sup>	G <sub>B</sub> =25 ×1.1×0.12 = 3.3 KN/ml
G <sub>P</sub> de la tôle TN40 (S250)	G <sub>p</sub> =0.15 KN/m <sup>2</sup>	G <sub>p</sub> = 0.15 × 1.1 =0.165 KN/ml
G <sub>T</sub> =3.5 KN/ml		
Charge d'exploitation	Q=1.0 KN/m <sup>2</sup>	Q=1.0 ×1.1 =1.1 KN/ml
Q <sub>T</sub> =1.1 KN/ml		

$$f_{\max} = \frac{5 \times (3.3 + 0.165) \times 110^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 50.3} = 0.063 \text{ cm} \leq f_{\text{adm}} = \frac{110}{250} = 0.44 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = 0.063 \text{ cm} \leq f_{\text{adm}} = 0.44 \text{ cm}$$

condition vérifiée

#### IV.2.1.1 Vérification au moment fléchissant (ELU)

En considère le bac en acier comme une poutre simplement appuis

$$\text{Moment maximal en travée } M_{\text{sd}} = \frac{q_c \times l^2}{8}$$

$$q_c = 1.35 \times (G_B + G_p) + 1.5 \times Q$$

$$q_c = 1.35 \times 3.5 + 1.5 \times 1.1 = 6.375 \text{ KN/ml}$$

$$M_{\text{sd}} = \frac{6.375 \times 1.1^2}{8} = 0.96 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment résistant plastique ce dernier est déduit à partir du catalogue de la tôle profilée fournis par le fabricant (Annexe B)

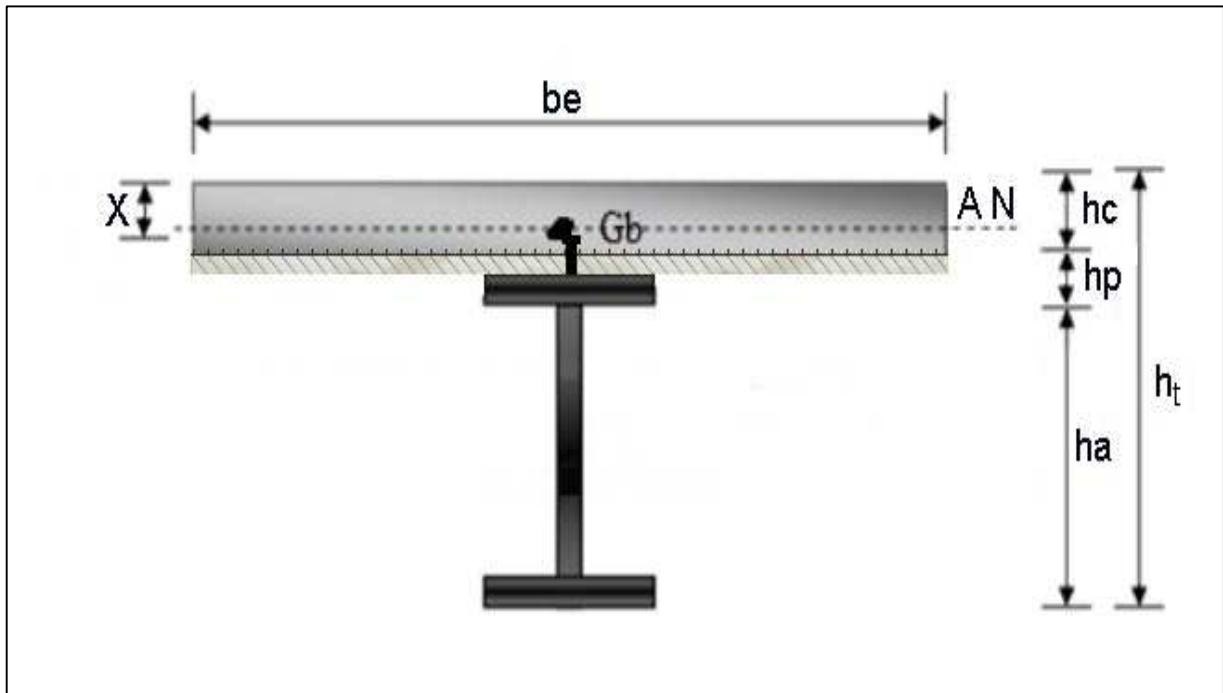
$$M_{\text{pl.y}} = \frac{W_{\text{pl.y}}}{\gamma_{\text{mo}}} \times f_y = \frac{8.83 \times 10^{-3} \times 160}{1.1} = 1.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = 0.96 \text{ KN.m} \leq M_{\text{pl.y}} = 1.28 \text{ KN.m}$$

(condition vérifiée)

### IV.3 Vérification plancher mixte terrasse

#### IV.3.1 Vérification de la section mixte



**Figure IV.3 Montage poutre dalle**

$h_t$ : hauteur totale de la section ( $h_t = h_a + h_c + h_p$ )

$h_p$ : hauteur du bac en acier TN40 nervure .

$h_c$ : hauteur de la dalle.

$h_a$ : hauteur de la poutre en acier.

$b_e$ : largeur de la dalle

$d_0$ : distance entre les centres de gravite de la poutre en acier et de la dalle.

$X$ : distance de l'axe neutre à la fibre supérieure externe de la dalle.

#### **a. Largeur efficace de la dalle**

**Figure IV.4      Largeur efficace de la dalle.**

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

$$b_{\text{eff}} = b_{e1} + b_{e2} \quad (2.1 \text{ Eurocode 4})$$

Avec

$$b_{ei} = \min (L_0/8; b_i) \quad (2.2 \text{ Eurocode 4}).$$

$L_0$  : La portée de la poutre  $L_0 = 5.5 \text{ m}$ .

$$b_1 = b_2 = 0,55\text{m}.$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min (0.69 ; 0.55) = 0.55\text{m}.$$

Donc  $b_{\text{eff}}$

ERROR: syntaxerror  
OFFENDING COMMAND: --nostringval--

STACK:

## V.1 Introduction

Parmi les actions qui peuvent agir sur une structure, le séisme reste de loin le plus dangereux vu qu'il se traduit notamment par une accélération dans les trois directions (deux horizontales, une verticale) imposés aux fondations. Notre site est classé en zone IIa, cela nous conduit à respecter certaines dispositions constructives et à faire une estimation de l'action sismique en se basant sur recommandations du nouveau document technique réglementaire (D.T.R.-B.C.2.48) nommé « Règles Parasismiques Algériennes RPA99 version 2003 ».

L'étude sismique consiste à estimer les caractéristiques dynamiques les plus défavorables de la structure afin de garantir la sécurité des occupants et d'assurer la pérennité de l'ensemble de l'ouvrage.

La détermination de la réponse de la structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul, dont le choix est fonction à la fois du type de structure et de la nature de l'excitation dynamique.

Il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes proposées par le RPA

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

## V.2 Principe de la méthode modale spectrale

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

## V.3 Modélisation de la structure

La structure est en portique auto-stable en structure métallique (R+2), la hauteur d'étage est de 3,40 m, l'épaisseur de la dalle (12cm), classée dans le groupe d'usage 2 (Ouvrages courants ou d'importance moyenne) et implantées en zone de moyenne sismicité (zone IIa).

### V.3.1 Présentation du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul a pour objet de modéliser des bâtiments en 3D, appliquer des charges statiques et dynamiques, effectuer une analyse statique et dynamique modale et spectrale. Il travaille également à la conception et à l'analyse avancée des ponts, sections en béton armé et charpentes métalliques

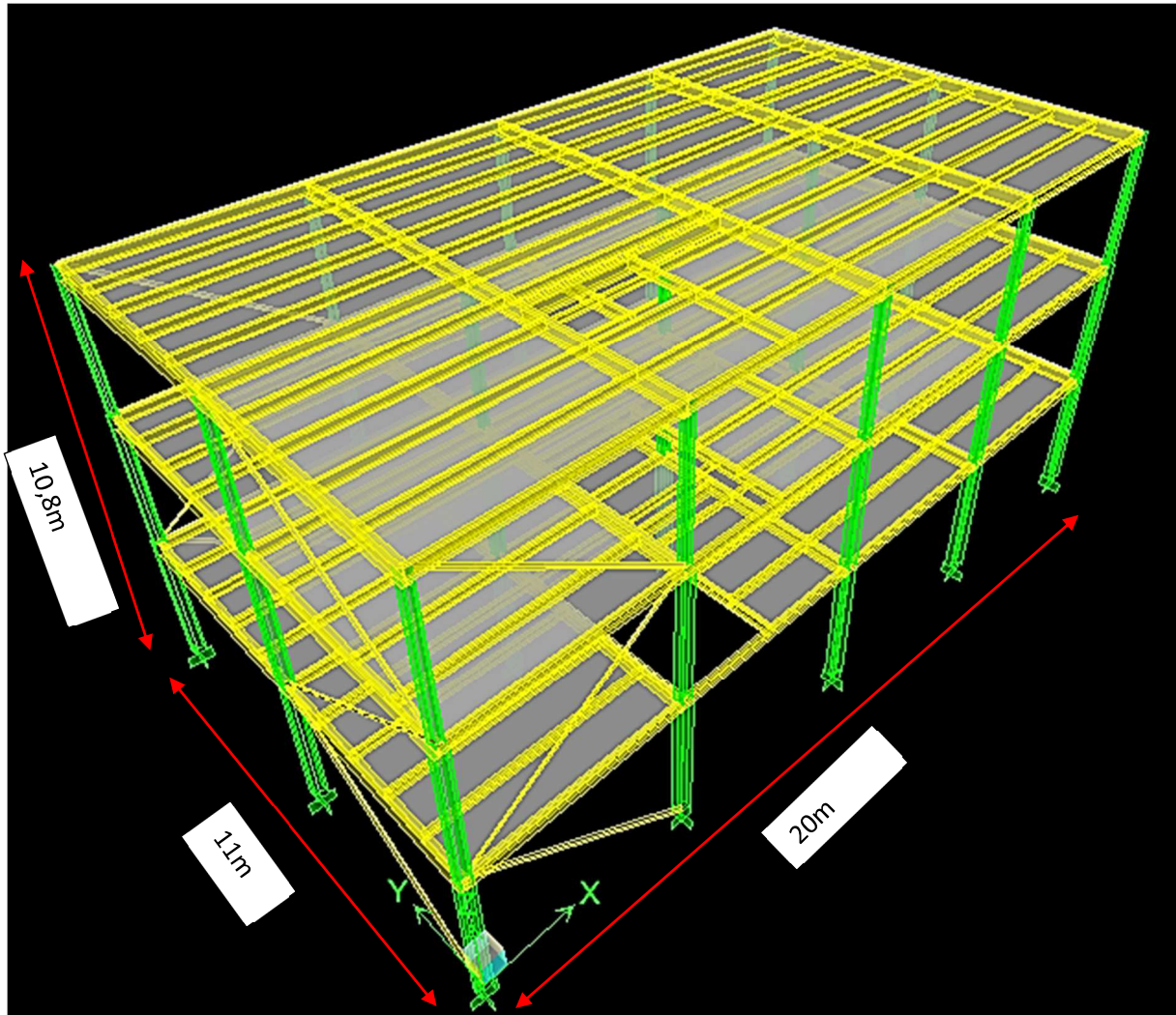


Figure V.1. Vue en 3D de la structure étudiée

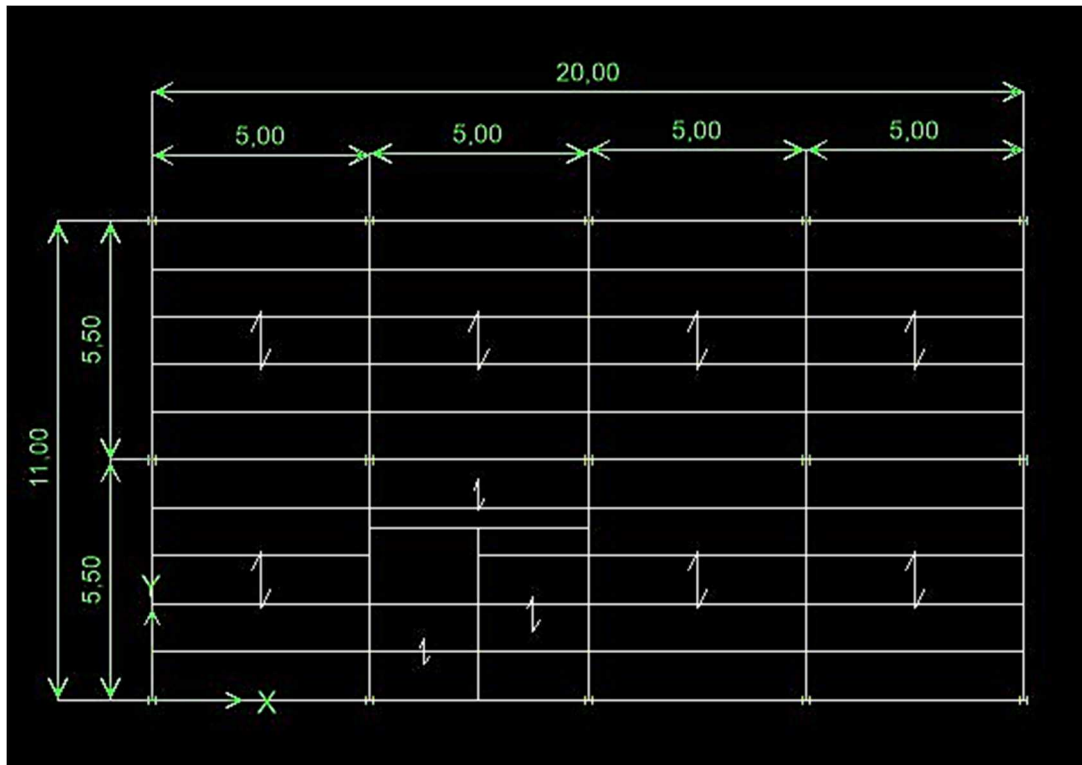


Figure V.2. Vue en plan de la structure

V.3.2 Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul défini par le Règlement Parasismique Algérien RPA 2003 comme suit :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5 \eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 3,0s \end{cases}$$

Avec

A : Coefficient d'accélération de zone, donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

A = 0,15 (tableau 4.1 du.RPA99V2003)

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante

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

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

$$\xi = 5\% \text{ (acier dense)}$$

On a  $\eta = 1$  (Tableau 4.2 valeur de  $\xi\%$  du RPA99).

T1 et T2 Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

$$\text{Site meuble S3 : } \begin{cases} T1 = 0,15 \text{ s} \\ T2 = 0,50 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{Tableau 4.7 du RPA99 V2003})$$

R : Coefficient de comportement global de la structure il est donné par le tableau (4.3 RPA99 V2003)

Dans notre cas  $R=4$  (Portiques auto-stables ordinaires)

Q : Facteur de qualité donné par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq = 1,15 \text{ (Tableau 4.4 du RPA99).}$$

$$Q_x = Q_y = 1.15$$

**Tableau V.1. Valeurs des facteurs de qualité**

Critère (q)	Pq	
	Suivant X	Suivant Y
1. Conditions minimales sur les files de Contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10	0.10
	<b>Qx = 1,15</b>	<b>Qy = 1,15</b>

Le spectre de réponse résultant est donné par la figure ci-dessous

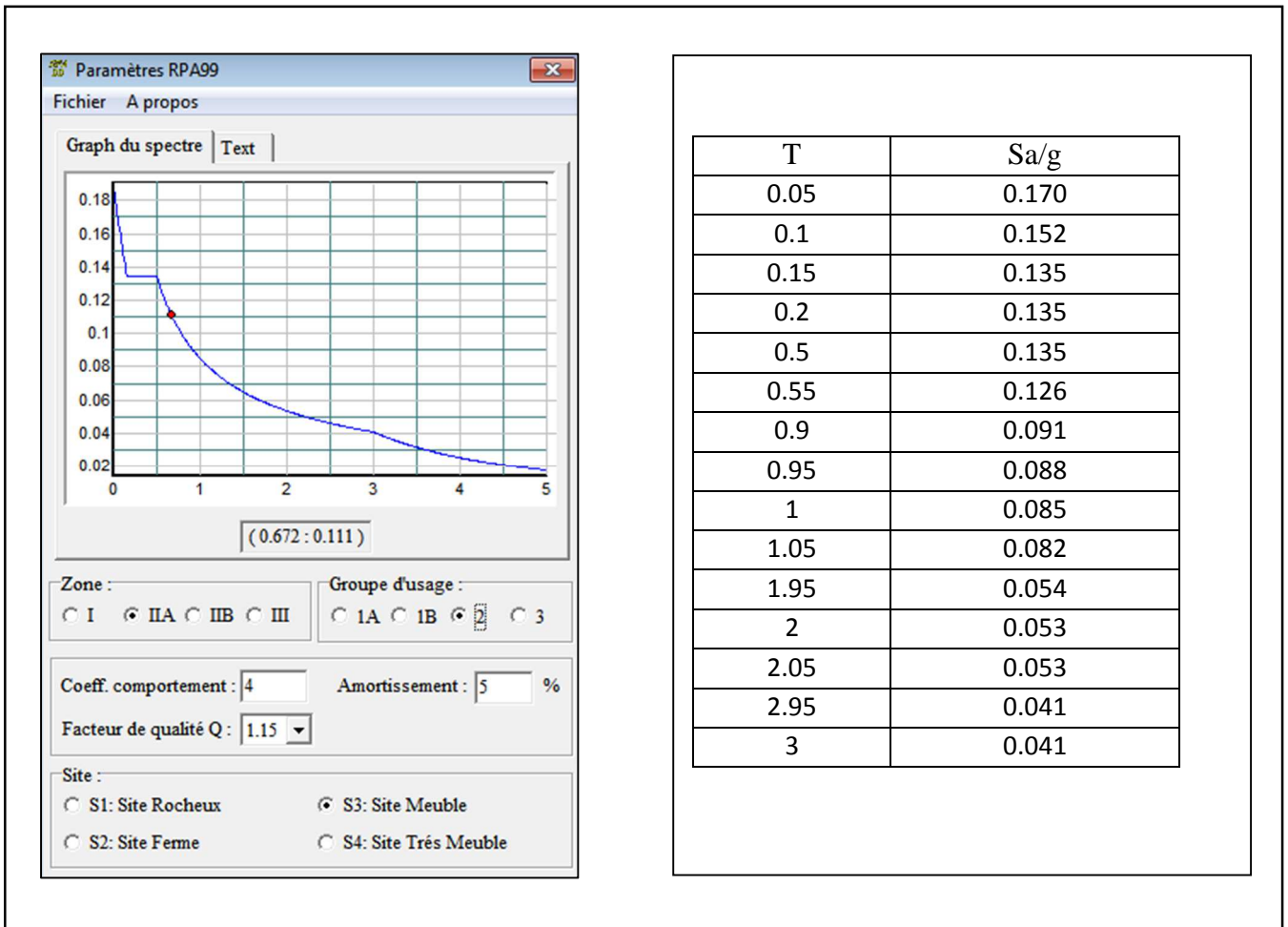


Figure V.3. Le spectre de réponse de calcul

### V.3.3 Les combinaisons de charge

Notation

G : Poids propre.

Q : Charge d'exploitation.

S : Action de la neige.

E : Action sismique.

Les combinaisons de calcul adoptées selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons de charges, à introduire dans le calcul, donné par le RPA99 comme suit

Tableau V.2. Les combinaisons de charge

Combinaisons à l'Etat limite ultime	Combinaisons à l'Etat limite de service	Combinaisons Accidentelles
1.35G+1.5Q	G+Q G+S	G+Q+EX G+Q-EX G+Q-EY G+Q+EY 0.8G+EX 0.8G-EX 0.8G-EY 0.8G+EY G+Q ± 1,2E G+0,8E

La neige n'est pas combinée avec le vent car elle joue un rôle favorable.

#### V.3.4 Analyse dynamique de la structure

L'étude dynamique de la structure permet de déterminer les caractéristiques dynamiques propres. Ces dernières sont obtenues en considérant le comportement en vibration libre, qui permettra de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme. Il y a lieu de constater que la structure présente des translations suivant les deux directions horizontales et une rotation autour de l'axe vertical.

#### V.3.5 Vérification et analyse des résultats

Le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires, de manière à assurer un degré de protection acceptable :

- 1- Vérification de la période fondamentale de la structure.
- 2- Vérification de la force sismique à la base.
- 3- Vérification des déplacements.

##### a. Vérification de la période fondamentale de la structure

Display-show - tables-analyse result-modal information –building modal information-modal participating mass ration

**Tableau V.3. Valeurs de la période fondamentale**

Mode	Période
1	0.756367
2	0.706968
3	0.47464

La période fondamentale obtenu par le logiciel :  $T_{\log} = 0.756s$

La période empirique est donnée par la formule suivante

$$T = C_t \cdot h_N^{3/4}$$

Avec

$C_t$  : Coefficient donnée en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, pour des contreventements assurés par des palées triangulées

$C_t = 0,05$  (tableau 4.6 RPA99 V2003)

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N) :

$$h_N = 10,2m :$$

$$T = 0,05 \times (10,20)^{3/4} = 0,285 s$$

Donc

La valeur de  $T_{\log}$  calculée à partir du logiciel ne doit pas dépasser celle estimée par la formule empirique appropriée de plus de 30%

$$T_{\log} = 0.756 \times 0.3 = 0.226 < 0.285s$$

**(condition vérifiée)**

### **b. Vérification de la force sismique à la base**

La résultante des forces sismiques à la base ( $V_t$ ) obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente ( $V_{MSE}$ ) pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée  $V_t > 0,8 V_{MSE}$ . Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux directions de la structure, les résultats sont comme suit

- La résultante des forces sismiques dans le sens (X) :  $V_{tx} = 260,44$  KN

- La résultante des forces sismiques dans le sens (Y) :  $V_{ty} = 259,06$  KN

La force sismique totale ( $V_{MSE}$ ) est donnée par la formule suivante

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone A = 0,15

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$T_{log} = 0,756$   $T_2 < T_{log} \leq 3$  donc on applique la 2ème formule

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$D = 2,5 \times 1 \times (0,5/0,756)^{2/3} = 1,9$$

Dans notre cas  $D = 1,9$  ( $\xi = 5\%$  RPA99).

$$\eta = 1$$

W : Poids total de la structure  $W = \sum W_i$  avec  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ . (Selon tab 4.5 du RPA 99 version 2003)

Extraction de la masse à partir du logiciel

**Display**  $\Rightarrow$  **Show tables**  $\Rightarrow$  **building Output**  $\Rightarrow$  **Centre mass rigidity Select Cases/combo**  $\Rightarrow$  **E<sub>spectral</sub>**.

**Tableau V.4. Valeurs du poids de la structure**

Story	Diaphragme	Mass X (KN)	Mass Y (KN)
STORY1	D1	87.3796	87.3796
STORY2	D2	86.3456	86.3456
STORY3	D3	86.8413	86.8413
		$\Sigma$	260.97

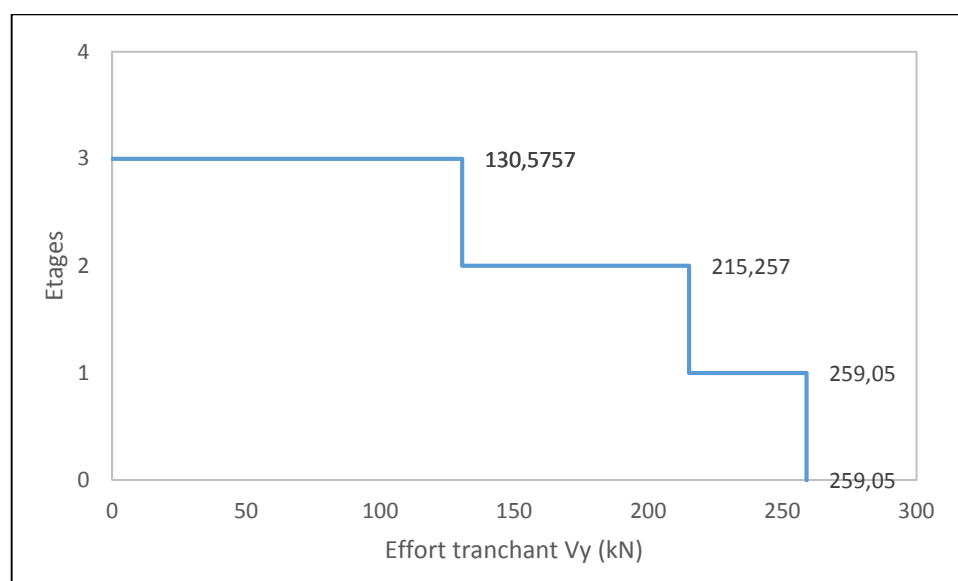
Les résultats des efforts tranchant à la base sont donnés par **ETABS** comme suit

- Effort tranchant donné par la Méthode Modale Spectrale

**Display**  $\Rightarrow$  **Show tables**  $\Rightarrow$  **building Output**  $\Rightarrow$  **Story Shears Select**  $\Rightarrow$  **Cases/combo**  
**E**spectral.

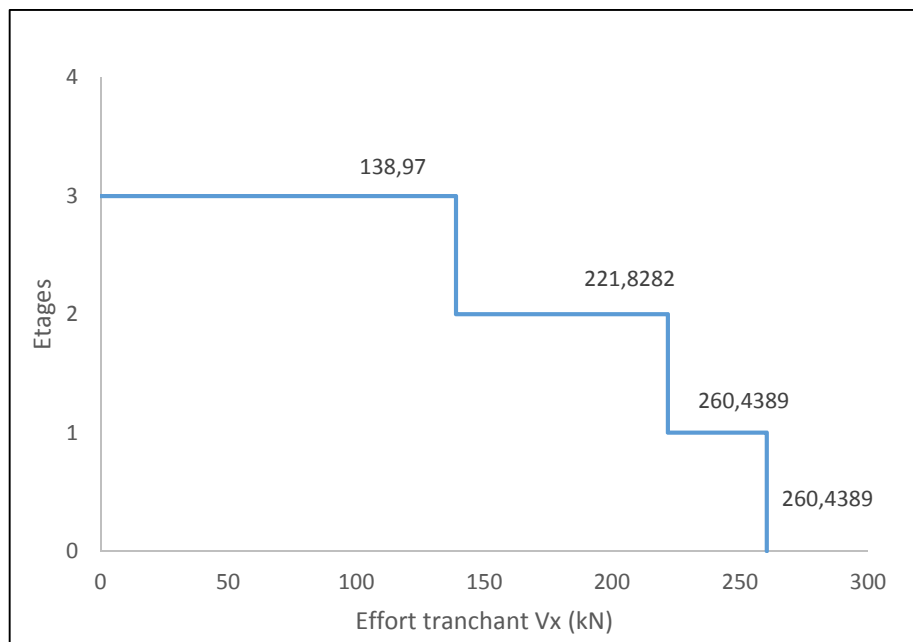
**Tableau V.5. Valeurs des efforts tranchants par niveau (Y-Y)**

Story	Load	Loc	VY (KN)
STORY3	EY	Top	130.58
STORY3	EY	Bottom	130.58
STORY2	EY	Top	215.26
STORY2	EY	Bottom	215.26
STORY1	EY	Top	259.06
STORY1	EY	Bottom	259.06

**Figure V.4. Effort tranchant par niveau direction (y-y)**

**Tableau V.6. Valeurs des efforts tranchants par niveau (X-X)**

Story	Load	Loc	VX (KN)
STORY3	EX	Top	138.97
STORY3	EX	Bottom	138.97
STORY2	EX	Top	221.83
STORY2	EX	Bottom	221.83
STORY1	EX	Top	260.44
STORY1	EX	Bottom	260.44



**Figure V.5. Effort tranchant par niveau direction(x-x)**

**Tableau V.7. Vérification de la condition  $V_t > 80\% V$**

	$V_t$	V (KN)	80% V (KN)	$V_t > 80\% V$
$V_x$	260,44	21,35	17,08	Vérifiée
$V_y$	259,06	21,35	17,08	Vérifiée

### c. Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'K' de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

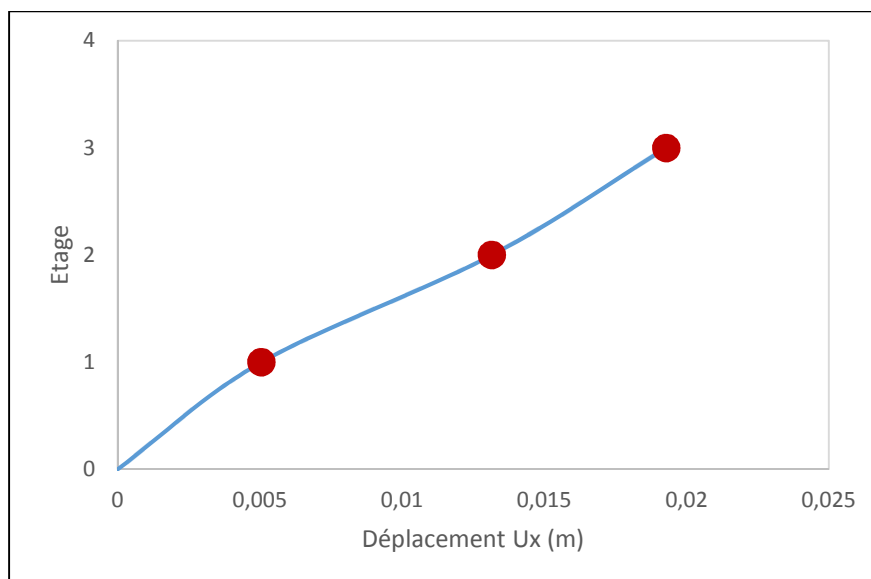
Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est inférieur doivent Satisfaire à (article 5.10), c'est-à-dire que ces derniers ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. C'est-à-dire que ces déplacements sont limités à la valeur H étage/100.

Le calcul des déplacements correspond aux charges sismiques  $E_x$  et  $E_y$

**Display** → **Show tables** → **Displacement** → **Displacement Data** → **diaphragme**  
**CMDisplacement** → **Select Cases/combo** → **EXspectral**.

**Tableau V.8. Déplacements selon la direction(X-X)**

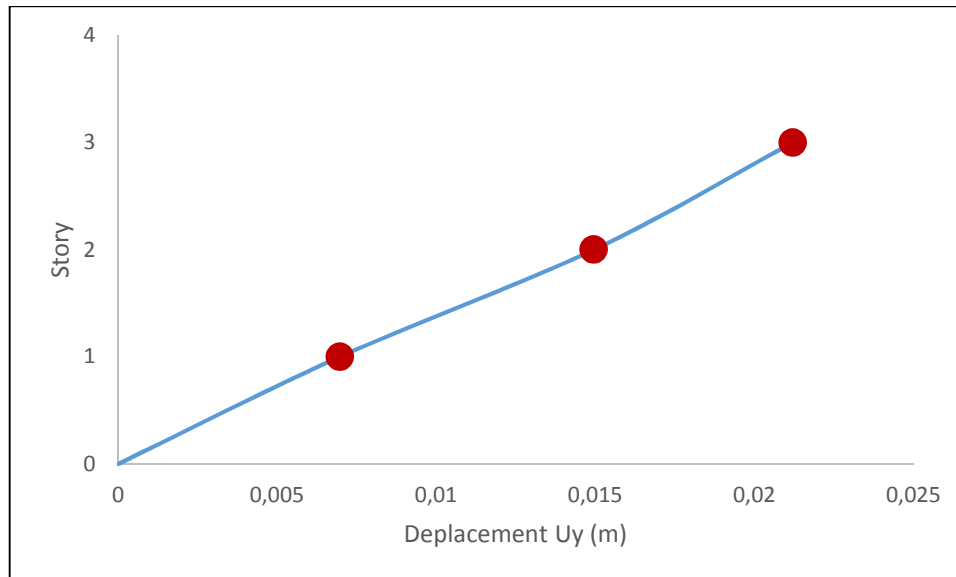
Story	Diaphragme	Load	UX
STORY3	D3	EX	0.0193
STORY2	D2	EX	0.0132
STORY1	D1	EX	0.0051



**Figure V.6. Déplacement  $U_x$  suivant la direction**

**Tableau V.9. Déplacements selon la direction Y**

Story	Diaphragme	Load	UY
STORY3	D3	EY	0.0212
STORY2	D2	EY	0.0158
STORY1	D1	EY	0.007

**Figure V.7. Déplacement selon la direction y****Tableau V.10. Vérification des déplacements selon la condition (Y-Y)**

Niveau	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$	$\Delta_k$	H étage/100	Observation
<b>RDC</b>	0,007	0,028	0,028	0,034	condition vérifiée
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	0,0158	0,0632	0,0332	0,034	condition vérifiée
<b>2<sup>em</sup> étage</b>	0,0212	0,0848	0,0216	0,034	condition vérifiée

Tableau V.11. Vérification des déplacements selon la condition selon (X-X)

Niveau	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$	$\Delta_k$	H étage/100	Observation
RDC	0,0051	0,0204	0,0204	0,034	condition vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	0,0132	0,0528	0,0324	0,034	condition vérifiée
2 <sup>em</sup> étage	0,0193	0,0772	0,0244	0,034	condition vérifiée

## VI.1 Introduction

Après avoir fait le choix de la structure porteuse du bâtiment (poteaux, poutres), Nous allons dimensionner chaque élément à partir des conditions suivantes

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

**Tableau VI.1. Résumé des profilés utilisé après modélisation**

Niveau	Eléments	Profilé
<b>RDC</b>	Poteau	HEA 280
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	Poutre Principale	IPE 330
	Poutre Secondaire	IPE 240
	Solive	IPE 200
	Poteau	HEA240
<b>2<sup>eme</sup> étage</b>	Poutre Principale	IPE 330
	Poutre Secondaire	IPE 240
	Solive	IPE 200
	Poteau	HEA 180
<b>Plancher terrasse</b>	Poutre Principale	IPE 330
	Poutre Secondaire	IPE 240
	Solive	IPE 200

## VI.2 Dimensionnement des poutres

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui supporte les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment fléchissant.

### VI.2.1 Poutre principale intermédiaire terrasse

Nous avons opté pour un profilé IPE 330 comme poutre principale, ce profilé sera vérifier selon la combinaison  $G+Q+1.2Ex$

Les efforts sollicitant sont donnés dans le tableau suivant

Tableau VI.2. Valeurs des efforts sollicitant

Combinaisons	$M_{y,sd}$ (KN.m)	$V_{sd}$ (KN)
G+Q+1.2Ex	205.55	124.80

**a. Vérification au moment fléchissant**

On doit vérifier que :  $M_{sd} \leq M_{pl,y}$

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{804.3 \times 10^{-3} \times 235}{1.1} = 171.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 103.71 \text{ KN.m} < M_{pl,y} = 171.83 \text{ KN.m} \quad (\text{condition vérifiée})$$

**b. Vérification de la résistance à l'effort tranchant**

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = 380 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 124.80 \text{ KN} \leq 0,5 \times 380 = 190 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

**c. Vérification au déversement**

Les poutres non tenues latéralement sur leur longueur et fléchies autour de leur axe fort présentent une instabilité au déversement

La portée non contreventée, l'élanement latéral ( $L/i_z$ ), la forme de section transversale, la distribution des moments fléchissant et les conditions aux limites sont les facteurs essentiels influençant la résistance au déversement.

La résistance au déversement est donnée par la formule suivante

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} \leq 1.0 \quad (\text{Cas d'une flexion simple})$$

$M_{b,Rd}$  : Moment fléchissant de résistance au déversement

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$\chi_{LT}$  : Facteur de réduction pour le déversement

$\beta_w$  : 1.0 pour les sections transversales de Classe 1 ou 2

$W_{pl,y}$  : Module de résistance de la sectionne suivant l'axe YY

$$W_{pl,y} = 804.3 \text{ cm}^3$$

Calcul des différents facteurs

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_w]^{0.5}$$

$\beta_w = 1.0$  Pour les Sectionne de classes 1,2 et 3

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \text{ E}$$

$$\text{E} = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1.0$$

$$\lambda_1 = 93.9 \times 1.0 = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \times \left( \frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$C_1$  : Coefficient qui dépend de la nature du diagramme des moments et des conditions de fixation.

$C_1 = 1.132$  (Annexe D)

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{\frac{275}{3.55}}{1.132^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \times \left( \frac{\frac{275}{3.55}}{\frac{33}{1.15}} \right)^2 \right]^{0.25}}}{= 67.35}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{67.35}{93.3} = 0.721$$

On utilise la courbe de flambement b de l'abaque (Annexe E)

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.721 \rightarrow \chi_{LT} = 0.8382$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0.5053 \times 1.0 \times 804.3 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 144.03 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} = \frac{103.71}{144.03} = 0.72 \leq 1.0$$

(condition vérifiée)

## Remarque

Pour ce qui concerne la poutre principale de rive des étages courant il n'y a pas lieu de vérifier les conditions (a.b.c) vu la similitude des profilés utilisés IPE330 (les efforts donnés par le logiciel ETABS sont inférieurs à ceux obtenus dans le plancher terrasse)

### VI.2.2 Poutre secondaire plancher terrasse

Nous avons opté pour un profilé IPE 240 comme poutre secondaire, ce profilé sera vérifié selon la combinaison  $G+Q+1.2E_y$

Les efforts sollicitants sont donnés dans le tableau suivant

**Tableau VI.3. Valeurs des efforts de calcul**

Combinaisons	$M_{y,sd}$ (KN.m)	$V_{sd}$ (KN)
$G+Q+1.2E_y$	38.77	31.02

**Tableau VI.4. Dimensionnement poutre secondaire du plancher terrasse**

Profilé choisi		Moment fléchissant		Effort tranchant		Déversement		
IPE 240	Classe	$M_{y,sd}$ (KN.m)	$M_{pl,y}$ (KN.m)	$V_{sd}$ (KN)	$0.5 V_{pl,rd}$ (KN)	$\lambda_{LT}$	$\chi_{LT}$	$M_{b,Rd}$ (KN)
				38.77	78.32	31.02	118	0.811
	I	Condition Vérifiée		Condition Vérifiée		Condition Vérifiée		

## Remarque

Pour ce qui concerne la poutre secondaire de rive des étages courant il n'y a pas lieu de vérifier les conditions (a.b.c) vu la similitude des profilés utilisés IPE 240 (les efforts donnés par le logiciel ETABS sont inférieurs à ceux obtenus dans le plancher terrasse)

### VI.2.3 Solives du plancher terrasse

Nous avons opté pour un profilé IPE 200 comme solive, ce profilé sera vérifié selon la combinaison  $G+Q+1.2E_y$

Les efforts sollicitant sont donnés dans le tableau suivant

**Tableau VI.5. Valeurs des efforts de calcul**

Combinaisons	$M_{y,sd}$ (KN.m)	$V_{sd}$ (KN)
$G+Q+1.2E_y$	<b>38.52</b>	<b>30.88</b>

**Tableau VI.6. Dimensionnement poutre principale du plancher terrasse**

Profilé choisi		Moment fléchissant		Effort tranchant	
<b>IPE 200</b>	<b>Classe</b>	$M_{y,sd}$ (KN.m)	$M_{pl,y}$ (KN.m)	$V_{sd}$ (KN)	$0.5 V_{pl,rd}$ (KN)
		38.52	47.12	30.88	86.43
	<b>I</b>	Condition Vérifiée		Condition Vérifiée	

### Remarques

- Pour ce qui concerne les solives des étages courants les résultats obtenus par ETABS indiquent que le cas le plus défavorable se trouve au niveau du plancher terrasse donc la vérification de celle-ci suffit vu qu'on a utilisé le même profilé pour les solives (IPE200)
- Pour le phénomène de déversement il n'y a pas lieu de vérifier pour les poutres et les solives car nous avons un plancher collaborant, donc les poutres sont prémunies contre ce phénomène.
- Il n'y a pas lieu de vérifier le voilement de l'âme des poutres et les solives car elles sont de classe 1 et 2 et de nuance S235.

### VI.3 Dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la compression et à la flexion, ces derniers seront dimensionnés en flexion composée.

Les valeurs de charge les plus défavorable exercer sur les poteaux sous les deux combinaisons  $G + Q + 1.2E_X$  et  $G + Q + 1.2E_Y$  sont récapituler dans le tableau suivant

**Tableau VI.7. Sollicitations les plus défavorables sur les poteaux**

Niveau	Sollicitation la plus défavorable			
	$M_{y,sd}$ (KN.m)	$M_{z,sd}$ (KN.m)	$N_{sd}$ (KN)	$V_{sd}$ (KN)
<b>RDC</b>	4.82	24.60	900.13	20.34
<b>1<sup>er</sup> Etage</b>	10.38	21.42	606.47	2.32
<b>2<sup>eme</sup> Etage</b>	26.74	29.70	313.34	1.54

#### a. Vérification au déversement

Le déversement est pris en considération que si  $\bar{\lambda}_{LT} \geq 0.4$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_w]^{0.5}$$

$\beta_w = 1.0$  Pour les sections de classes 1,2 et 3

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1.0$$

$$\lambda_1 = 93.9 \times 1.0 = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L_f}{i_z}}{c_1^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \times \left( \frac{\frac{L_f}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

## Pour les Poteau du RDC (HEA 280)

$$\Psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{4.81}{40.88} = 0.177 \quad M_a < M_b \text{ (Moment aux deux extrémités)}$$

$$C_1 = 1.88 - 1.4\Psi + 0.52 \Psi^2 \quad (\text{Annexe D})$$

$$C_1 = 1.723$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{170}{7}}{1.723^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \times \left( \frac{\frac{170}{7}}{\frac{27}{0.13}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 18.49$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{18.49}{93.9} = 0.198 < 0.4$$

**Pas de Risque de déversement**

**Tableau VI.8. Résumé du risque de déversement**

Niveau	Elément	C <sub>1</sub>	λ <sub>LT</sub>	λ̄ <sub>LT</sub>	λ̄ <sub>LT</sub> < 0.4
<b>RDC</b>	HEA 280	1.723	18.492	0.198	condition vérifiée
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	HEA 240	1.148	26.436	0.28	condition vérifiée
<b>2<sup>em</sup> étage</b>	HEA 180	1.822	26.521	0.282	condition vérifiée

### b. Vérification au Flambement

Flambement par rapport à l'axe faible Z-Z (hors plan)

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{M_{pl,z,Rd}} \leq 1.0$$

Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement χ<sub>min</sub>

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z)$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{170}{11.86} = 14.33$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{170}{7.00} = 24.28$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{14.33}{93.9} = 0.15$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{24.28}{93.9} = 0.25$$

On utilise la courbe de flambement b de l'abaque (Annexe E)

$$\bar{\lambda}_z = 0.25 \quad \rightarrow \quad \chi_z = 0.9889$$

$$\bar{\lambda}_y = 0.15 \quad \rightarrow \quad \chi_y = 1.0$$

$$\chi_{\min} = \min(1.0 ; 0.9889) = 0.9889$$

Calcul du coefficient  $k_z$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \leq 1,5 \quad \text{formules tirées de l'article (5-5-4) de l'eurocode03}$$

Avec

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \leq 0,9$$

Ou  $\beta_{My} = 1,3$  facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode03)

$$K_z = 0.99$$

$$N_{sd} = 900.13 \text{ KN}$$

$$M_{z,sd} = 24.60 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = 110.68 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 2078.68 \text{ KN}$$

$$\frac{900.13}{0.9889 \times 2078.68} + \frac{0.99 \times 24.60}{110.68} = 0.658 \leq 1.0$$

**Condition Vérifiée pas de  
risque de flambement.**

Tableau VI.9. Résumer du risque de flambement de chaque poteau

Niveau	Eléments	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	$\chi_{\min}$	$K_z$	$N_{sd}$ (KN)	$N_{pl,rd}$ (KN)	$M_{z,sd}$ (KN.m)	$M_{pl,z,rd}$ (KN.m)	Condition au flambement
RDC	HEA 280	0.15	0.25	0.9889	0.99	900.13	2078.68	24.60	110.68	Pas de risque
1 <sup>er</sup> étage	HEA 240	0.18	0.30	0.9775	0.90	606.47	1640.72	21.42	75.13	Pas de risque
2 <sup>em</sup> étage	HEA 180	0.24	0.40	0.9528	0.94	313.34	967.77	29.70	33.43	Pas de risque

### Remarque

Le flambement par rapport à l'axe fort Y-Y n'a pas lieu d'être effectué vu qu'il n'y a pas de risque de flambement.

### c. Vérification au cisaillement

Nous allons vérifier que  $V_{sd} \leq 0.5V_{pl,Rd}$

Tableau VI.10. Vérification au cisaillement par niveau

Niveau	Eléments	$0.5V_{pl,Rd}$ (KN)	$V_{sd}$ (KN)	Condition Vérifiée
RDC	HEA 280	391.49	20.34	OUI
1 <sup>er</sup> étage	HEA 240	310.57	2.32	OUI
2 <sup>em</sup> étage	HEA 180	178.47	1.54	OUI

## VI.4 Dimensionnement des contreventements

Pour notre structure, et après plusieurs dispositions lors de la modélisation sur le logiciel ETABS, nous avons choisi pour la stabilité de notre structure de disposer des palées en diagonale dans les deux sens X-X et Y-Y.

Les contreventements sont soumis à la compression et à la traction, afin de vérifier leurs résistances, nous devons nous assurer que les valeurs des efforts internes sollicitant sont inférieures à celles des efforts résistants

**a. Vérification à la traction suivant la Direction XX**

Nous allons vérifier que  $N_{t,sd} \leq N_{t,Rd}$

Les efforts sollicitant les plus défavorables obtenus avec ETABS, sont sous la combinaison  $G+Q+1.2E_x$

$$N_{t,sd} = 150.81 \text{ KN}$$

Le profilé choisi L70×70×6

$$N_{t,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{813 \times 235}{1.1} = 173.68 \text{ KN}$$

$$N_{t,sd} = 150.81 \text{ KN} \leq N_{t,Rd} = 173.68 \text{ KN} \quad \text{(condition vérifiée)}$$

**b. Vérification à la compression suivant la direction XX**

$$N_{c,sd} = 177.73 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{c,sd}}{2} \leq N_{pl,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec

$$\beta_A = 1$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_z} = \frac{6.05}{0.0269} = 224.90$$

$$\lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon \rightarrow \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\lambda_1 = 93.9$$

$$\bar{\lambda} = 2.41 > 0.4 \text{ il y a risque de flambement}$$

De la courbe de flambement (ANNEX E)  $\chi = 0.1506$

$$N_{pl,Rd} = 0.1506 \times 1 \times 813 \times \frac{235}{1.1} = 140.29 \text{ KN}$$

$$\frac{177.73}{2} = 88.87 \leq 140.29 \quad \text{(condition vérifiée)}$$

**c. Vérification à la traction suivant la Direction YY**

Nous allons vérifier que  $N_{t,sd} \leq N_{t,Rd}$

Les efforts sollicitant les plus défavorables obtenus avec ETABS, sont sous la combinaison  $G+Q+1.2E_y$

$$N_{t,sd} = 150.95 \text{ KN}$$

Le profilé choisi L70×70×6

$$N_{t,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{813 \times 235}{1.1} = 173.68 \text{ KN}$$

$$N_{t,sd} = 150.95 \text{ KN} \leq N_{t,Rd} = 173.68 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

#### d. Vérification à la compression suivant la direction YY

$$N_{c,sd} = 150.45 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{c,sd}}{2} \leq N_{pl,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_Y}{\gamma_{m0}}$$

Avec

$$\beta_A = 1$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_z} = \frac{6.46}{0.0269} = 240.14$$

$$\lambda_1 = 93.9$$

$$\bar{\lambda} = 2.55 > 0.4 \text{ il y a risque de flambement}$$

De la courbe de flambement (ANNEX E)  $\chi = 0.1397$

$$N_{pl,Rd} = 0.1397 \times 1 \times 813 \times \frac{235}{1.1} = 120.96 \text{ KN}$$

$$\frac{150.45}{2} = 75.22 \leq 120.96 \quad (\text{condition vérifiée})$$

### VI.5 Vérification des différents éléments au voilement

A partir du paragraphe (3.4.3.1) dans le chapitre Les phénomènes d'instabilités élastiques dans L'Eurocode 3, nous pouvons conclure que pour nos différents profilés (IPE ou HEA) la

vérification au voilement n'est pas nécessaire car le rapport  $\frac{d}{t_w} \leq 69 \varepsilon$  est vérifié pour tous les éléments de la structure.

## **VI.6 Conclusion général**

Les profilés choisis (IPE, HEA, cornier en L) sont vérifiées aux différents phénomènes d'instabilité (fléchissement, cisaillement voilement déversement flambement), donc validés pour constituer les éléments résistants de notre structure et d'accomplir leur fonctions de stabilité structurelles.

## VII.1 Introduction

La conception et le calcul des assemblages revêtent, en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction.

En effet, les assemblages constituent des points de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement globale de la structure qui est remis en cause.

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer de sollicitation parasites notamment la torsion. Nous distinguons parmi les assemblages

- Les assemblages articulés
  - Le rivetage
  - Le boulonnage
- Les assemblages encastrés (rigides)
  - Le collage
  - Le soudage

En ce qui concerne notre travail nous allons utiliser le boulonnage

## VII.2 Définition

Le boulonnage est l'un des deux modes d'assemblage modernes qui sont universellement utilisés de nos jours, les boulons de construction sont disponibles dans de nombreuses dimensions et nuances. Les boulons ordinaires sont utilisés dans la majorité des structures.

En cas d'exigences particulières en matière de raideur, par exemple lorsque le glissement doit être empêché en raison d'un chargement alterné ou d'un risque de fatigue, on a recours à des boulons à haute résistance précontraints. La résistance d'un assemblage (ordinaire) travaillant en pression diamétrale dépend de la résistance des boulons en cisaillement et de la résistance des plats à la pression diamétrale.

Tableau VII.1 . Caractéristiques mécaniques des boulons de différentes nuances

Désignation	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.2
Résistance à la traction $f_{yb}$ (dan/mm <sup>2</sup> )	24	32	30	40	48	64	90
Limite d'élasticité $f_{ub}$ (dan/mm <sup>2</sup> )	40	40	50	50	60	80	100

Tableau VII.2 . Dimensions des différents boulons

Diamètre nominal $d_b$ (mm)	Aire nominale A (mm <sup>2</sup> )	Aire résistante $A_s$ (mm <sup>2</sup> )	Tôles et âmes de profilés d'épaisseur (mm)
14	154	115	5
16	201	157	6
18	254	192	7
20	314	245	8
22	380	303	10 à 14
24	452	353	>14

VII.3 Les cas d'assemblages

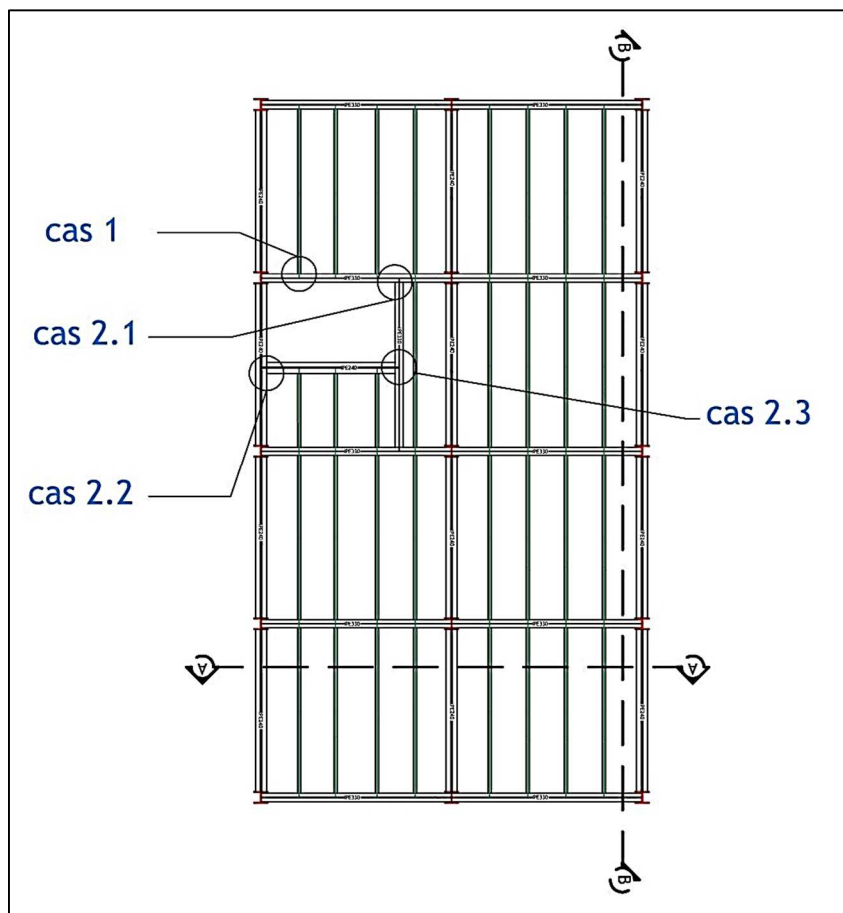


Figure VII.1. Plan du 1<sup>er</sup> étage de la disposition des éléments

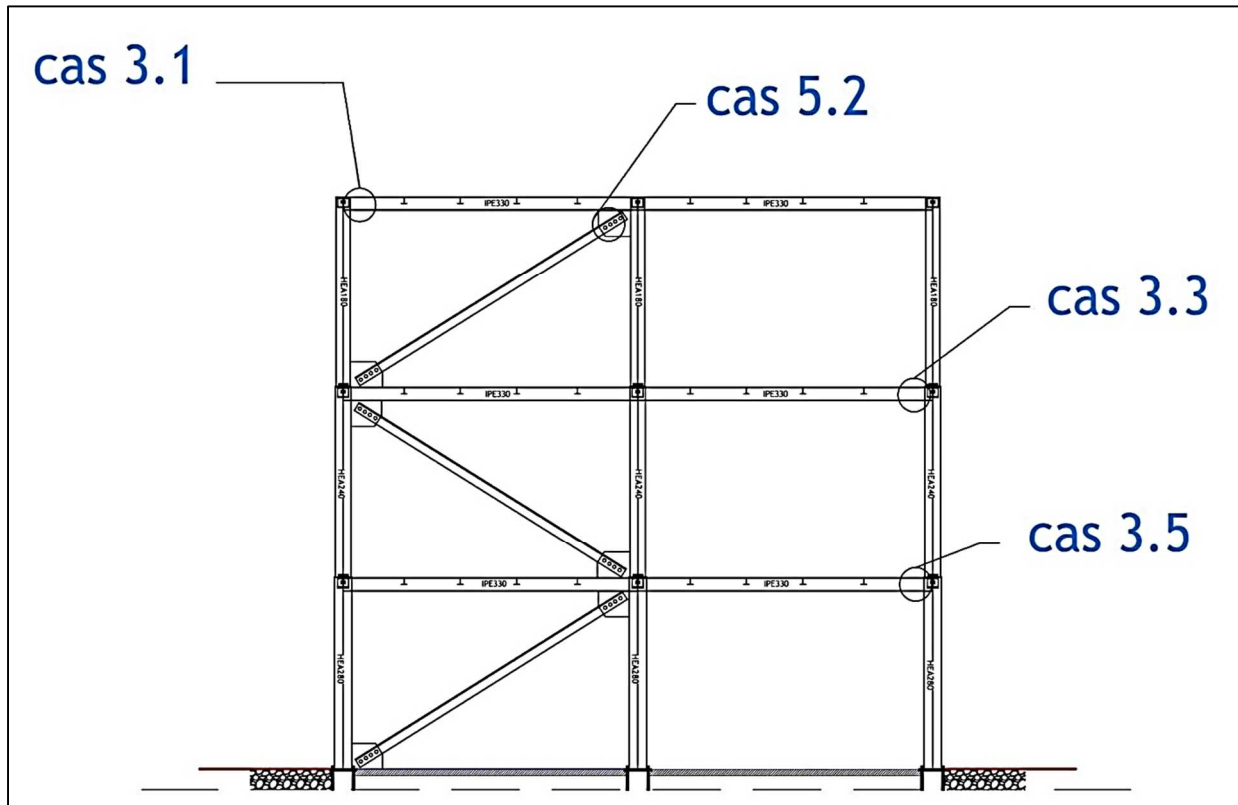


Figure VII.2. Coupe A-A

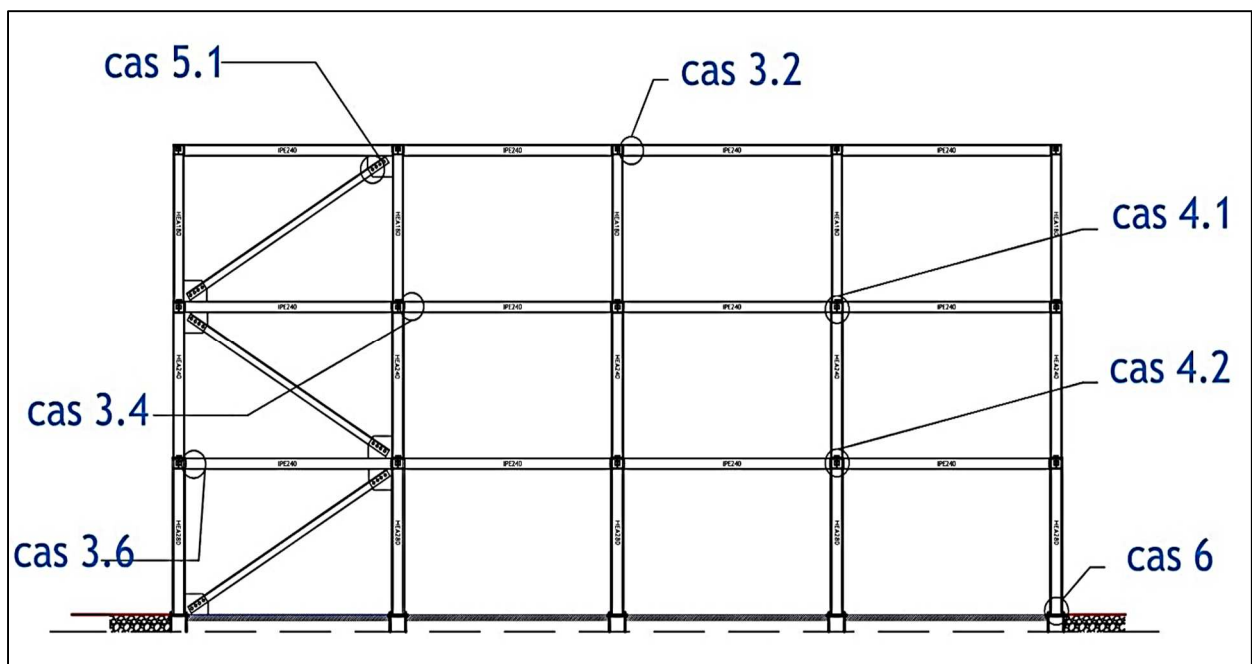


Figure VII.3. Coupe B-B

## VII.4 Assemblage Poutre-Solive

### VII.4.1 Cas 1 assemblage poutre (IPE 330)-solive (IPE 200)

L'assemblage est réalisé à l'aide d'une cornière qui relie l'âme de la solive IPE200 avec l'âme de la poutre IPE330, avec une file verticale de deux boulons, l'effort sollicitant le plus défavorable est donnée sous la combinaison  $G+Q+1.2E_y$

$$G+Q+1.2E_y \rightarrow V_{sd}=62.75 \text{ KN}$$

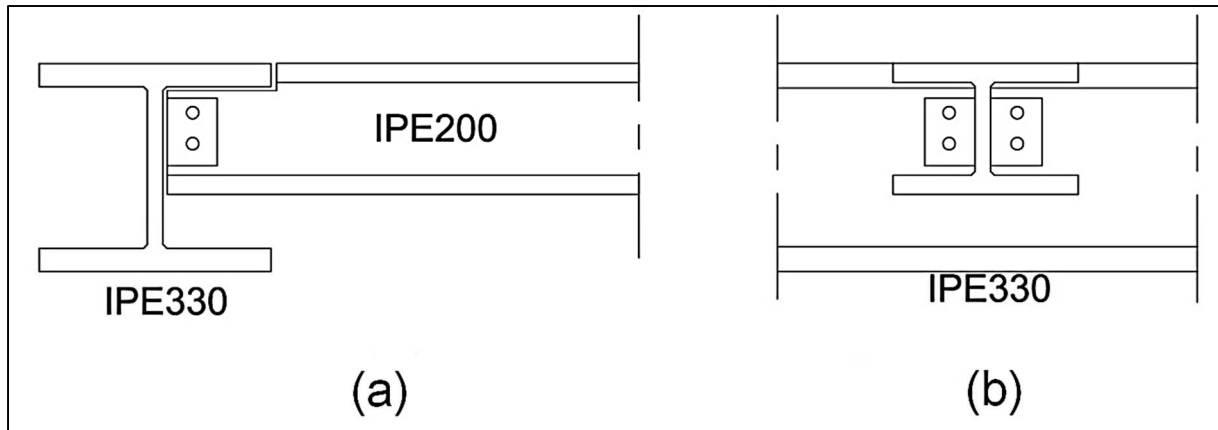


Figure VII.4. Assemblage de la solive-poutre

**a. Choix de la cornière**

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

$$A_v \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{m0} \sqrt{3}}{f_y} = 5.09 \text{ cm}^2$$

Nous allons prendre L60×60×6 avec  $A = 6.91 \text{ cm}^2$

- **Section Brute**

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

$$V_{pl,rd} = \frac{6.91 \times 10^2 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 85.23 \text{ KN} > V_{sd} = 62.75 \text{ KN} \quad \text{(condition vérifiée)}$$

- **Section nette**

$$V_{pl,rd} = \frac{\beta_w \times f_u \times A_{nette}}{\gamma_{m2}}$$

Avec

$$A_{\text{nette}} = A - T \times d_0 = 691 - 6 \times 18 = 5.83 \text{ cm}^2$$

$$V_{\text{pl,rd}} = \frac{0.59 \times 360 \times 583}{1.25} = 99.06 \text{ KN} > V_{\text{sd}} = 62.75 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

**b. Disposition constructive**

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 2 boulons 5.8 Ø16, sur les deux ailes de la cornière

- **Distance entraxe des boulons**

$$d_0 = \varnothing + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$t = \min(t_w(\text{poutre}); t_w(\text{solive})) = 5.6 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14 t$$

$$39.6 \leq p_1 \leq 78.4$$

Alors nous allons prendre  $p_1 = 60 \text{ mm}$ .

- **Pince longitudinale  $e_1$**

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$$21,6 \leq e_1 \leq 67,2$$

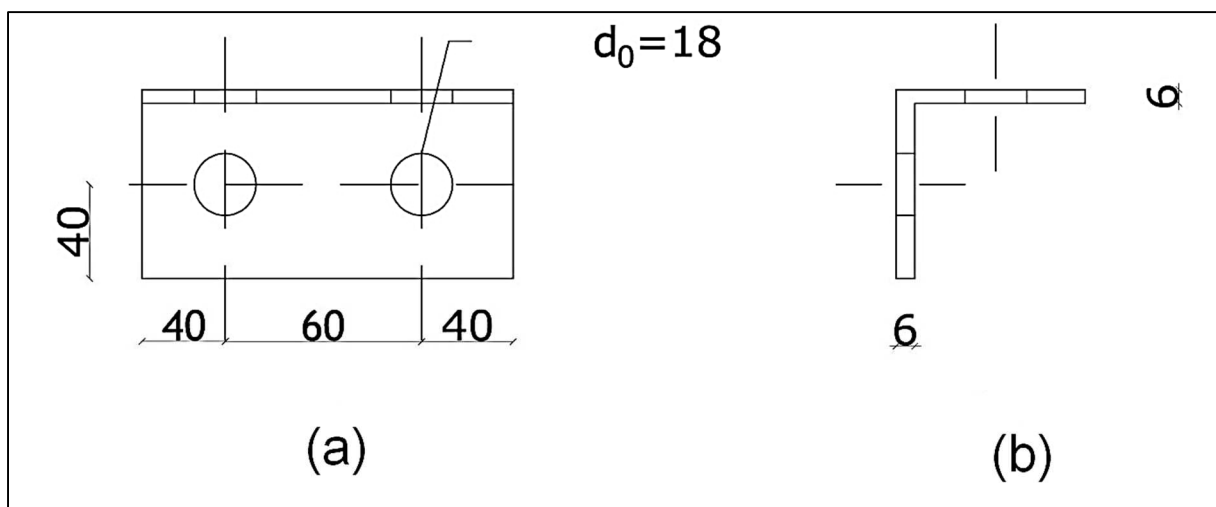
Alors nous allons prendre  $e_1 = 40 \text{ mm}$

- **Pince transversale  $e_2$**

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$27 \leq e_2 \leq 67,2$$

Alors nous allons prendre  $e_2 = 40 \text{ mm}$



### Figure VII.5. Disposition constructive de l'aile de la cornière

#### c. Vérification des boulons au cisaillement

##### Effort de cisaillement par boulon

$$F_{V.sd} = \frac{V_{sd}}{2} = \frac{62.75}{2} = 31.38 \text{ KN}$$

##### Résistance de calcul au cisaillement par boulon

$$F_{v.rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$$

$\alpha_v$  : coefficient qui dépend du plan de cisaillement du boulon

$f_{ub}$  : Limite d'élasticité des boulons.

$A_s$  : aire résistante du boulon

$\gamma_{mb}$  : Coefficient de sécurité

$$F_{v.rd} = \frac{0.5 \times 500 \times 157}{1.25} = 31.40 \text{ KN}$$

$$F_{v.rd} = 31.40 \text{ KN} > F_{V.sd} = 31.38 \text{ KN}$$

(condition vérifiée)

#### d. Vérification à la pression diamétrale

$$F_{v.rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Avec

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right)$$

$$\alpha = \min (0.83 ; 0.67 ; 2.22 ; 1)$$

$$\alpha = 0.67$$

$$F_{v.rd} = \frac{2.5 \times 0.67 \times 500 \times 16 \times 6}{1.25} = 64.32 \text{ KN}$$

$$F_{v.rd} = 64.32 \text{ KN} > F_{V.sd} = \frac{V_{sd}}{4} = 15.69 \text{ KN}$$

(condition vérifiée)

#### e. Résistance ultime au cisaillement des pièces assemblées

La valeur de calcul de la résistance efficace au cisaillement est déterminée par

$$V_{eff.rd} = \frac{(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{mo}} \times A_{v,eff} \quad , \text{ou} \quad A_{v,eff} = t \times L_{v,eff}$$

avec

$A_{v,eff}$  : Aire efficace de cisaillement

$$L_{v,eff} = \min [ l_v + l_1 + l_2 ; l_3 ]$$

$$l_1 = \min (e_1 ; 5d)$$

$$l_2 = (e_2 - k \cdot d_0) \times (f_u / f_y)$$

$$l_3 = (p_1 + 2e_1 - n \cdot d_0) \times (f_u / f_y)$$

$k$  : coefficient qui dépend du nombre de rangs de boulons

$n$  : nombre de trous de fixations le long de la plaque cisailée

- **Vérification du cisaillement de bloc dans l'aile de la cornière**

$$l_1 = \min (40 ; 80) = 40$$

$$l_2 = (40 - 0.5 \times 18) \times \left( \frac{360}{235} \right) = 47.48$$

$$l_3 = (60 + 80 - 36) \times (f_u / f_y) = 144$$

$$L_{v,eff} = \min [ 137.48 ; 144 ] = 137.48$$

$$A_{v,eff} = t \times L_{v,eff} = 824.88$$

$$V_{eff,rd} = \frac{(235/\sqrt{3})}{1.1} \times 824.88 = 101.74 \text{ KN}$$

$$V_{eff,rd} = 101.74 \text{ KN} > V_{sd} = 62.75 \text{ KN} \quad \text{(condition vérifiée)}$$

- **Vérification du cisaillement de bloc de l'âme de la solive**

$$l_1 = 40$$

$$l_2 = 47.48$$

$$l_3 = 144$$

$$L_{v,eff} = 137.48$$

$$A_{v,eff} = t_w \times L_{v,eff} = 769.88$$

$$V_{eff,rd} = 94.95 \text{ KN}$$

$$V_{eff,rd} = 94.95 \text{ KN} > V_{sd} = 62.75 \text{ KN} \quad \text{(condition vérifiée)}$$

## VII.5 Assemblage poutre-poutre (Cage d'escalier)

## VII.5.1 Cas 2.1. Poutre (IPE 330)-poutre (IPE 330)

L'assemblage est réalisé à l'aide d'une cornière qui relie l'âme de la poutre en IPE 330 avec l'âme de la poutre IPE 330, avec une file verticale de deux boulons

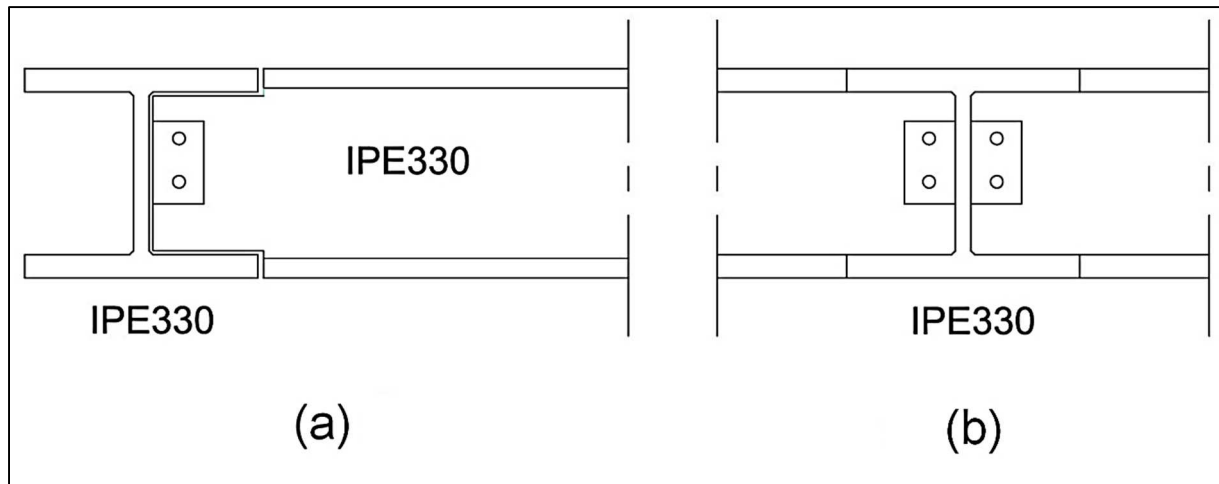


Figure VII.6. Assemblage de deux poutres de même section

Effort sollicitant sous la combinaison  $G+Q+1.2E_y$

$$G+Q+1.2E_y \rightarrow V_{sd} = 16.15 \text{ KN}$$

**a. Choix de la cornière**

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

$$A_v \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{m0} \sqrt{3}}{f_y} = 1.31 \text{ cm}^2$$

Nous allons prendre L40×40×4 avec  $A = 3.08 \text{ cm}^2$

• **Section Brute**

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

$$V_{pl,rd} = \frac{3.08 \times 10^2 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 37.98 \text{ KN} > V_{sd} = 16.15 \text{ KN}$$

(condition vérifiée)

• **Section nette**

$$V_{pl,rd} = \frac{\beta_w \times f_u \times A_{nette}}{\gamma_{m2}}$$

Avec

$$A_{nette} = A - T \times d_0 = 308 - 4 \times 15 = 2.48 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{0.59 \times 360 \times 248}{1.25} = 33.98 \text{ KN} > V_{sd} = 16.15 \text{ KN}$$

(condition vérifiée)

**b. Disposition constructive**

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 2 boulons 4.8 Ø14, sur les deux ailes de la cornière

- **Distance entraxe des boulons**

$$d_0 = \varnothing + 1 = 14 + 1 = 15 \text{ mm}$$

$$t = \min(t_w(\text{poutre}); t_w(\text{poutre})) = \min(7.5; 7.5) = 7.5 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14 t$$

$$45 \leq p_1 \leq 105$$

Alors nous allons prendre  $p_1 = 90 \text{ mm}$ .

- **Pince longitudinale  $e_1$**

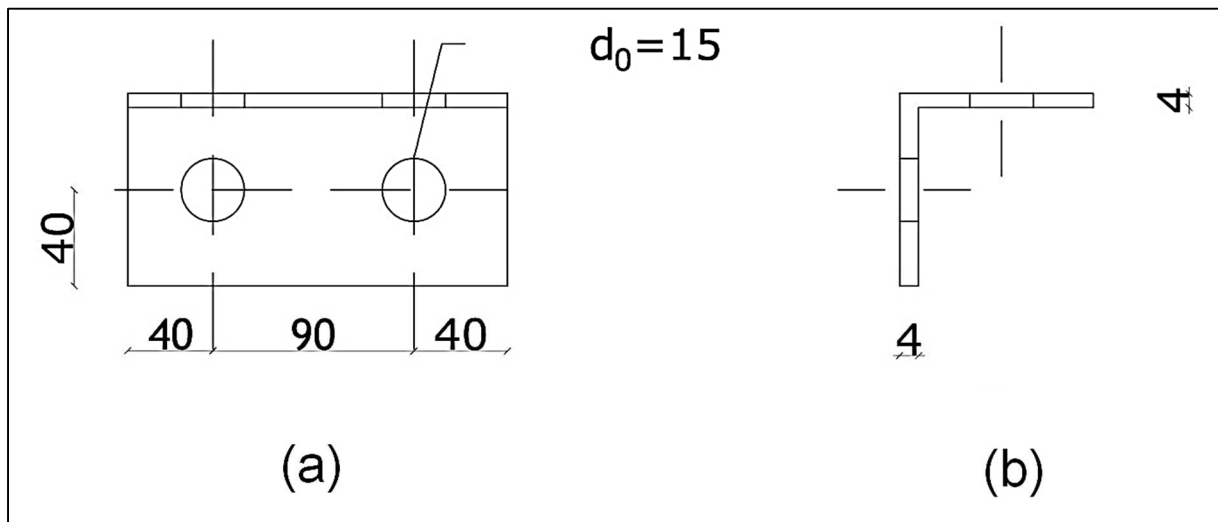
$$1,2 d_0 = 18 \leq e_1 \leq 12 t = 90$$

Alors nous allons prendre  $e_1 = 40 \text{ mm}$

- **Pince transversale  $e_2$**

$$1,5 d_0 = 22.5 \leq e_2 \leq 12 t = 90$$

Alors nous allons prendre  $e_2 = 40 \text{ mm}$



**Figure VII.7. Disposition constructive de l'aile de la cornière**

**f. Vérification des boulons au cisaillement**

**Effort de cisaillement par boulon**

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{2} = \frac{16.15}{2} = 8.08 \text{ KN}$$

**Résistance de calcul au cisaillement par boulon**

$$F_{v,rd} = \frac{0.5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{v,rd} = \frac{0.5 \times 400 \times 115}{1.25} = 18.40 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = 18.40 \text{ KN} > F_{v,sd} = 8.08 \text{ KN} \quad \text{(condition vérifiée)}$$

**g. Vérification à la pression diamétrale**

$$F_{v,rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Avec

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right)$$

$$\alpha = \min (0.83 ; 0.67 ; 1.11 ; 1)$$

$$\alpha = 0.67$$

$$F_{v,rd} = \frac{2.5 \times 0.67 \times 400 \times 14 \times 4}{1.25} = 30.02 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = 30.02 \text{ KN} > F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{4} = 4.04 \text{ KN} \quad \text{(condition vérifiée)}$$

**h. Résistance ultime au cisaillement des pièces assemblées**

La valeur de calcul de la résistance efficace au cisaillement est déterminée par

$$V_{eff,rd} = \frac{(f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}} \times A_{v,eff}$$

- Vérification du cisaillement de bloc dans l'aile de la cornière**

$$l_1 = \min (40 ; 75) = 40$$

$$l_2 = (40 - 0.5 \times 15) \times \left( \frac{360}{235} \right) = 49.78$$

$$l_3 = (90 + 80 - 30) \times (f_u / f_y) = 214.46$$

$$L_{v,eff} = \min [ 129.78 ; 214.46 ] = 129.78$$

$$A_{v,eff} = 4 \times 129.78 = 519.12$$

$$V_{eff,rd} = \frac{(235 / \sqrt{3})}{1.1} \times 519.12 = 64.03 \text{ KN}$$

$$V_{eff,rd} = 64.03 \text{ KN} > V_{sd} = 16.15 \text{ KN} \quad \text{(condition vérifiée)}$$

- Vérification du cisaillement de bloc de l'âme de la poutre

$$l_1=40$$

$$l_2=49.78$$

$$l_3=214.46$$

$$L_{v,eff} = 129.78$$

$$A_{v,eff}=7.5 \times 129.78= 973.35$$

$$V_{eff,rd}=120.05 \text{ KN}$$

$$V_{eff,rd}=120.05 \text{ KN} > V_{sd} =16.15 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

### VII.5.2 Cas 2.2. Poutre (IPE 240)-poutre (IPE 240)

L'assemblage est réalisé à l'aide d'une cornière qui relie l'âme de la poutre en IPE 240 avec l'âme de la poutre IPE 240, avec une file verticale de deux boulons

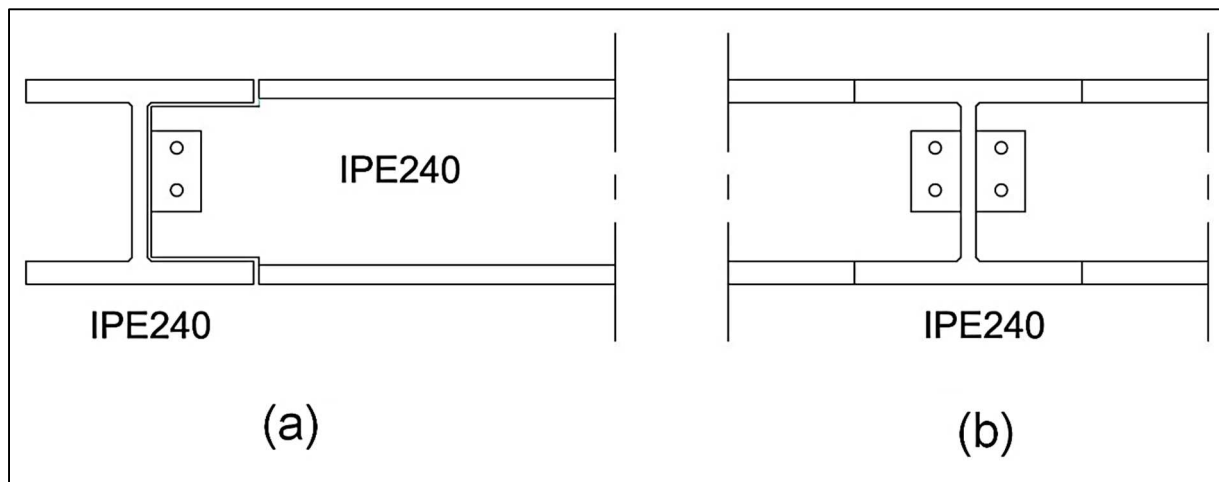


Figure VII.8. Assemblage de deux poutres de même section

Effort sollicitant sous la combinaison G+Q+1.2Ey

$$G+Q+1.2Ey \rightarrow V_{sd}=12.73 \text{ KN}$$

#### a. Choix de la cornière

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

$$A_v \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{m0} \sqrt{3}}{f_y} = 1.03 \text{ cm}^2$$

Nous allons prendre L40×40×4 avec A = 3.08 cm<sup>2</sup>

- **Section Brute**

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

$$V_{pl,rd} = \frac{3.08 \times 10^2 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 37.98 \text{ KN} > V_{sd} = 12.73 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- **Section nette**

$$V_{pl,rd} = \frac{\beta_w \times f_u \times A_{nette}}{\gamma_{m2}}$$

Avec

$$A_{nette} = A - T \times d_0 = 308 - 4 \times 15 = 248 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{0.59 \times 360 \times 248}{1.25} = 33.98 \text{ KN} > V_{sd} = 12.73 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

### b. Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 2 boulons 4.8 Ø14, sur les deux ailes de la cornière

- **Distance entraxe des boulons**

$$d_0 = \emptyset + 1 = 14 + 1 = 15 \text{ mm}$$

$$t = \min(t_w(\text{poutre}); t_w(\text{poutre})) = \min(6.2; 6.2) = 6.2 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14 t$$

$$33 \leq p_1 \leq 86.8$$

Alors nous allons prendre  $p_1 = 60 \text{ mm}$ .

- **Pince longitudinale  $e_1$**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12 t$$

$$18 \leq e_1 \leq 74.4$$

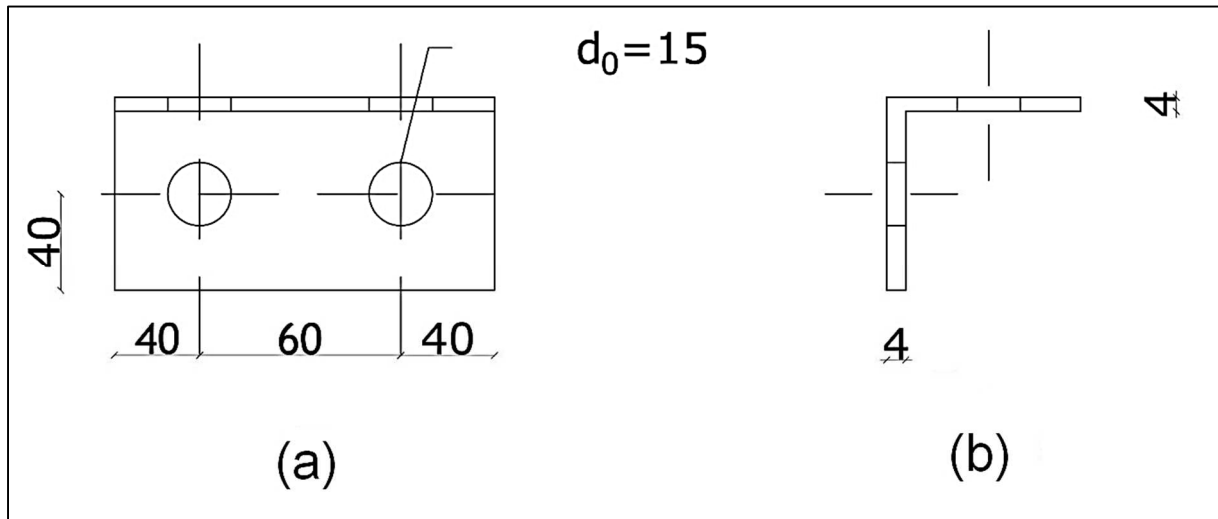
Alors nous allons prendre  $e_1 = 40 \text{ mm}$

- **Pince transversale  $e_2$**

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12 t$$

$$22.5 \leq e_2 \leq 74.4$$

Alors nous allons prendre  $e_2 = 40 \text{ mm}$



**Figure VII.9. Disposition constructive de l'aile de la cornière**

**c. Calcul des boulons sollicités au cisaillement**

**Effort de cisaillement par boulon**

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{2} = \frac{12.73}{2} = 6.37 \text{ KN}$$

**Résistance de calcul au cisaillement par boulon**

$$F_{v.rd} = \frac{0.5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{v.rd} = \frac{0.5 \times 400 \times 115}{1.25} = 18.40 \text{ KN}$$

$$F_{v.rd} = 18.40 \text{ KN} > F_{v.sd} = 6.37 \text{ KN}$$

**(condition vérifiée)**

**d. Vérification à la pression diamétrale**

$$F_{v.rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Avec

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right)$$

$$\alpha = \min (0.83 ; 0.67 ; 1.11 ; 1)$$

$$\alpha = 0.67$$

$$F_{v,rd} = \frac{2.5 \times 0.67 \times 400 \times 14 \times 4}{1.25} = 30.02 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = 30.02 \text{ KN} > F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{4} = 3.19 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

### VII.5.3 Cas 2.3. Poutre (IPE 330)-poutre (IPE 240)

L'assemblage est réalisé à l'aide d'une cornière qui relie l'âme de la poutre en IPE 330 avec l'âme de la poutre IPE 240, avec une file verticale de deux boulons

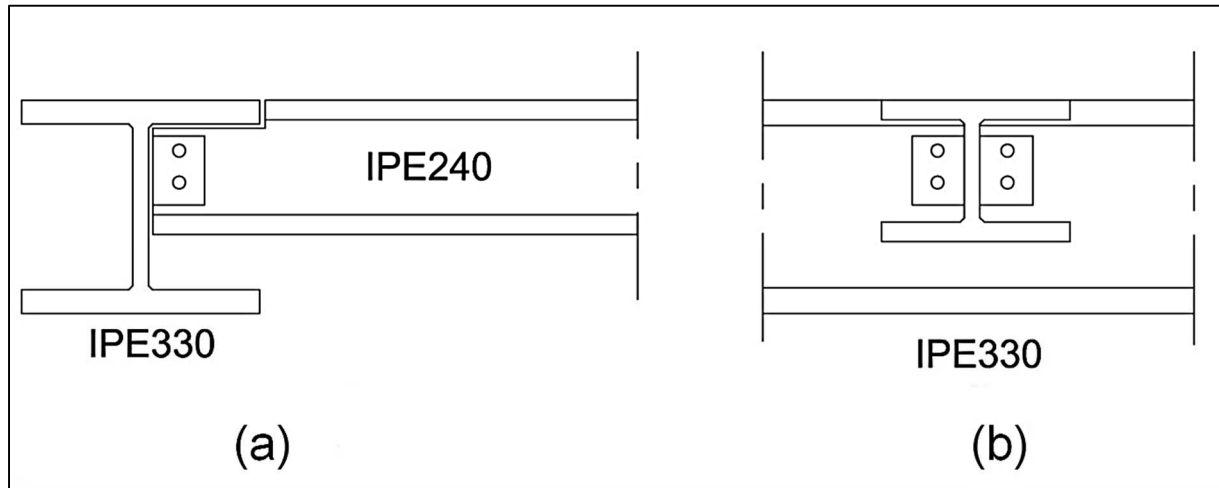


Figure VII.10. Assemblage de deux poutre de section différent

Effort sollicitant sous la combinaison G+Q+1.2Ey

$$G+Q+1.2Ey \rightarrow V_{sd} = 12.79 \text{ KN}$$

#### a. Choix de la cornière

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

$$A_v \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{m0} \sqrt{3}}{f_y} = 1.05 \text{ cm}^2$$

Nous allons prendre L40×40×4 avec A = 3.08 cm<sup>2</sup>

#### • Section Brute

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

$$V_{pl,rd} = \frac{3.08 \times 10^2 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 37.98 \text{ KN} > V_{sd} = 12.79 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- **Section nette**

$$V_{pl,rd} = \frac{\beta_w \times f_u \times A_{nette}}{\gamma_{m2}}$$

Avec

$$A_{nette} = A - T \times d_0 = 308 - 4 \times 15 = 2.48 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{0.59 \times 360 \times 248}{1.25} = 33.98 \text{ KN} > V_{sd} = 12.79 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

**b. Disposition constructive**

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 2 boulons 4.8 Ø14, sur les deux ailes de la cornière

- **Distance entraxe des boulons**

$$d_0 = \emptyset + 1 = 14 + 1 = 15 \text{ mm}$$

$$t = \min(t_w(\text{IPE240}); t_w(\text{IPE330})) = \min(6.2; 7.5) = 6.2 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14 t$$

$$33 \leq p_1 \leq 86.8$$

Alors nous allons prendre  $p_1 = 50 \text{ mm}$ .

- **Pince longitudinale  $e_1$**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12 t$$

$$18 \leq e_1 \leq 74.4$$

Alors nous allons prendre  $e_1 = 40 \text{ mm}$

- **Pince transversale  $e_2$**

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12 t$$

$$22.5 \leq e_2 \leq 74.4$$

Alors nous allons prendre  $e_2 = 25 \text{ mm}$

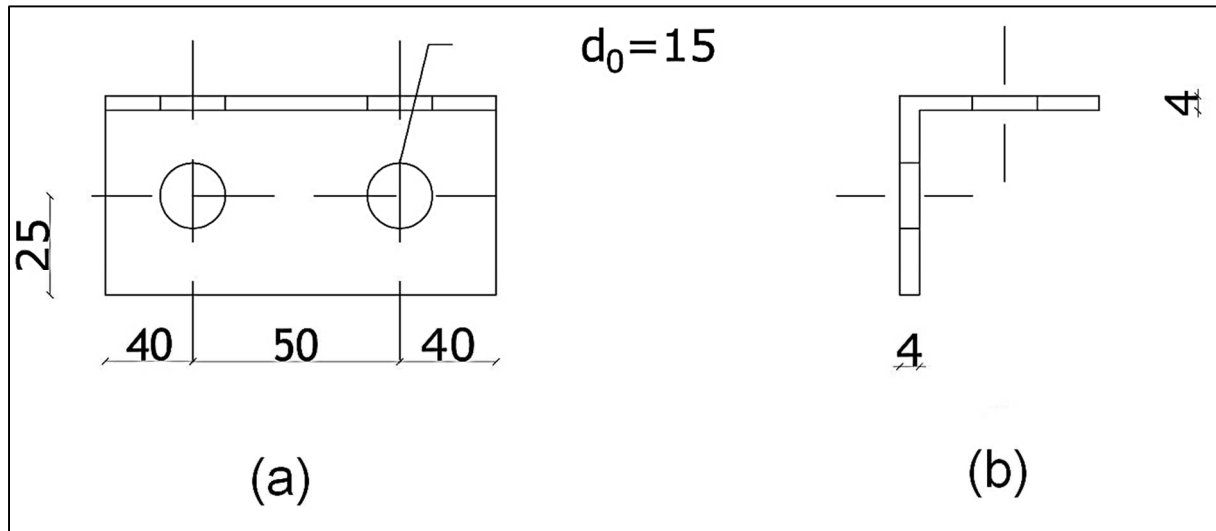


Figure VII.11. Disposition constructive de l'aile de la cornière

### c. Calcul des boulons sollicités au cisaillement

#### Effort de cisaillement par boulon

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{2} = \frac{12.79}{2} = 6.39 \text{ KN}$$

#### Résistance de calcul au cisaillement par boulon

$$F_{v.rd} = \frac{0.5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{v.rd} = \frac{0.5 \times 400 \times 115}{1.25} = 18.40 \text{ KN}$$

$$F_{v.rd} = 18.40 \text{ KN} > F_{v.sd} = 6.39 \text{ KN}$$

(condition vérifiée)

### d. Vérification à la pression diamétrale

$$F_{v.rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Avec

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right)$$

$$\alpha = \min (0.83 ; 0.67 ; 1.11 ; 1)$$

$$\alpha = 0.67$$

$$F_{v.rd} = \frac{2.5 \times 0.67 \times 400 \times 14 \times 4}{1.25} = 30.02 \text{ KN}$$

$$F_{v.rd} = 30.02 \text{ KN} > F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{4} = 3.20 \text{ KN}$$

(condition vérifiée)

### e. Résistance ultime au cisaillement des pièces assemblées

La valeur de calcul de la résistance efficace au cisaillement est déterminée par

$$V_{\text{eff,rd}} = \frac{(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{\text{mo}}} \times A_{\text{v,eff}}$$

- **Vérification du cisaillement de bloc dans l'aile de la cornière**

$$l_1 = \min(40; 70) = 40$$

$$l_2 = (40 - 0.5 \times 15) \times \left(\frac{360}{235}\right) = 49.78$$

$$l_3 = (50 + 80 - 30) \times (f_u/f_y) = 153.19$$

$$L_{\text{v,eff}} = \min[129.78; 153.19] = 129.78$$

$$A_{\text{v,eff}} = 4 \times 129.78 = 519.12$$

$$V_{\text{eff,rd}} = \frac{(235/\sqrt{3})}{1.1} \times 519.12 = 64.03 \text{ KN}$$

$$V_{\text{eff,rd}} = 64.03 \text{ KN} > V_{\text{Sd}} = 12.73 \text{ KN} \quad \text{(condition vérifiée)}$$

- **Vérification du cisaillement de bloc de l'âme de la poutre**

$$l_1 = 40$$

$$l_2 = 49.78$$

$$l_3 = 153.19$$

$$L_{\text{v,eff}} = 129.78$$

$$A_{\text{v,eff}} = 6.2 \times 129.78 = 804.63$$

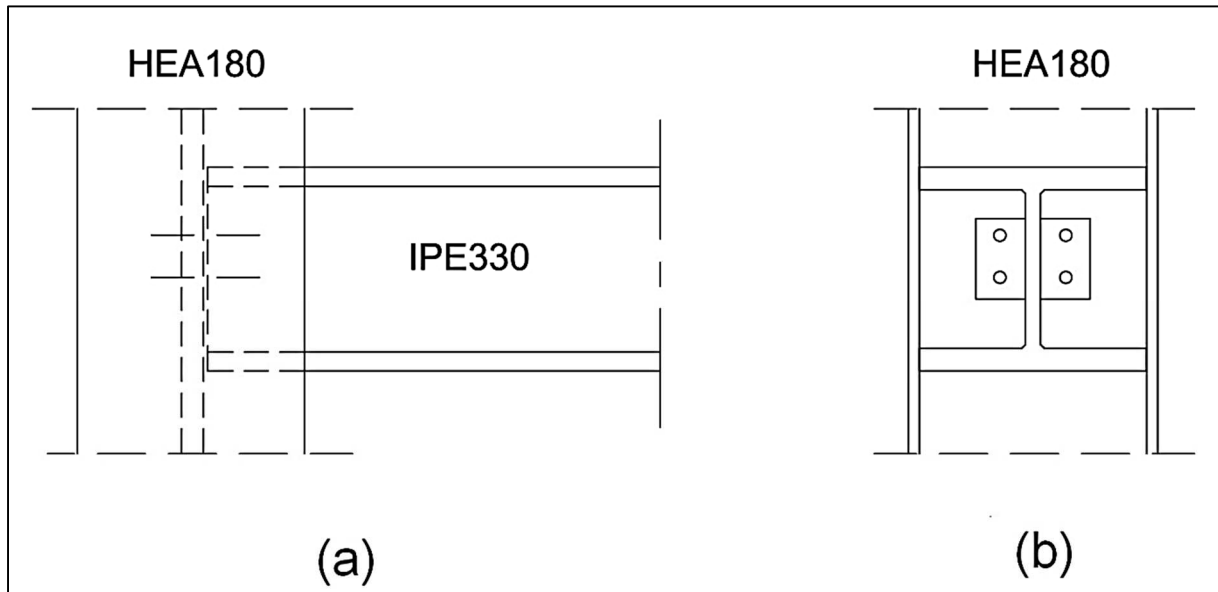
$$V_{\text{eff,rd}} = 99.24 \text{ KN}$$

$$V_{\text{eff,rd}} = 99.24 \text{ KN} > V_{\text{Sd}} = 16.15 \text{ KN} \quad \text{(condition vérifiée)}$$

## VII.6 Assemblage poteau-poutre

### VII.6.1 Cas 3.1. poteau (HEA180) – poutre (IPE330)

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux corniers qui relie l'âme de la poutre en IPE 330 avec l'âme du poteau HEA 180, avec une file verticale de boulons



**Figure VII.12. Assemblage poutre à l'âme du poteau**

Effort sollicitant sous la combinaison  $G+Q+1.2E_y$

$$G+Q+1.2E_y \rightarrow \begin{cases} V_{sd} = 125.05 \text{ KN} \\ M_{sd} = 103.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**a. Choix de la cornière**

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

$$A_v \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{m0} \sqrt{3}}{f_y} = 10.13 \text{ cm}^2$$

Nous allons prendre  $L75 \times 75 \times 8$  avec  $A = 11.4 \text{ cm}^2$

- **Section Brute**

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

$$V_{pl,rd} = \frac{11.40 \times 10^2 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 140.61 \text{ KN} > V_{sd} = 125.05 \text{ KN} \quad \text{(condition vérifiée)}$$

- **Section nette**

$$V_{pl,rd} = \frac{\beta_w \times f_u \times A_{nette}}{\gamma_{m2}}$$

Avec

$$A_{nette} = A - T \times d_0 = 1140 - 8 \times 20 = 9.80 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{0.59 \times 360 \times 980}{1.25} = 166.52 \text{ KN} > V_{sd} = 125.05 \text{ KN}$$

(condition vérifiée)

**b. Disposition constructive**

Nous avons une cornière d'épaisseur égale à 8 mm, alors nous allons opter pour une disposition d'une file de 2 boulons de diamètre  $\varnothing=20$  mm, classe 8.8

- **Distance entraxe des boulons**

$$d_0 = \varnothing + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

$$t = \min(t(\text{cornier}); t_w(\text{IPE 330})) = \min(8; 7.5) = 7.5 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14 t$$

$$48.4 \leq p_1 \leq 105$$

Alors nous allons prendre  $p_1 = 60$  mm.

- **Pince longitudinale  $e_1$**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12 t$$

$$26.4 \leq e_1 \leq 90$$

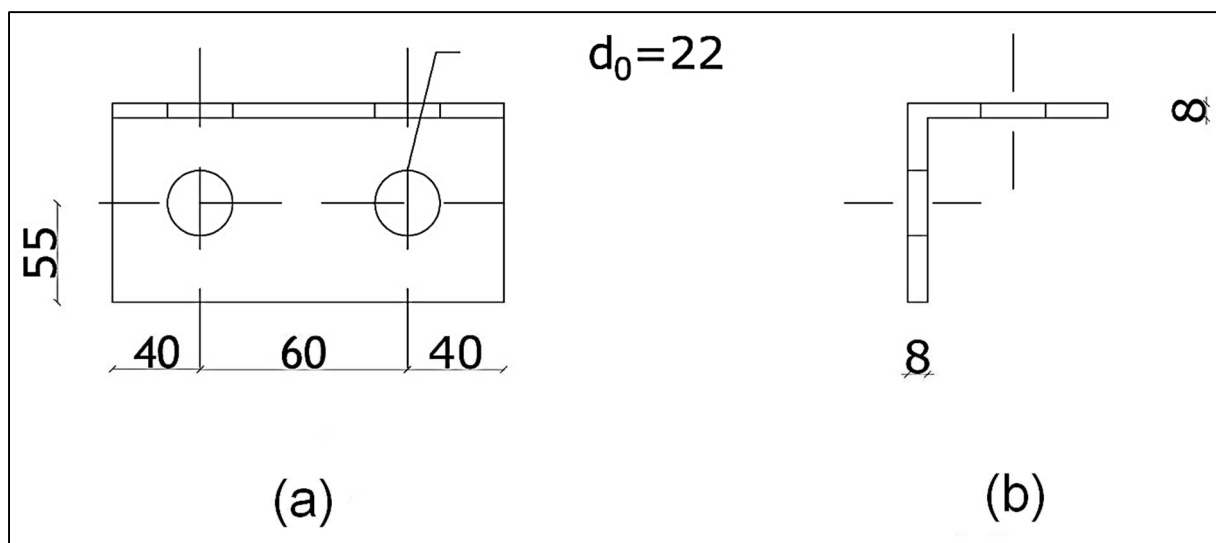
Alors nous allons prendre  $e_1 = 40$  mm

- **Pince transversale  $e_2$**

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12 t$$

$$33 \leq e_2 \leq 90$$

Alors nous allons prendre  $e_2 = 55$  mm



**Figure VII.13. Disposition constructive**

**c. Vérification des boulons au cisaillement**

Effort de cisaillement par boulon

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{2} = \frac{125.05}{2} = 62.52 \text{ KN}$$

Résistance de calcul au cisaillement par boulon

$$F_{v.rd} = \frac{0.5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{v.rd} = \frac{0.5 \times 800 \times 245}{1.25} = 78.40 \text{ KN}$$

$$F_{v.rd} = 78.40 \text{ KN} > F_{v.sd} = 62.52 \text{ KN}$$

(condition vérifiée)

**d. Vérification à la pression diamétrale**

$$F_{v.rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Avec

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right)$$

$$\alpha = \min (0.66 ; 0.66 ; 2.22 ; 1)$$

$$\alpha = 0.66$$

$$F_{v.rd} = \frac{2.5 \times 0.66 \times 800 \times 20 \times 7.5}{1.25} = 158.40 \text{ KN}$$

$$F_{v.rd} = 158.40 \text{ KN} > F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{4} = 31.26 \text{ KN}$$

(condition vérifiée)

**e. Résistance ultime au cisaillement des pièces assemblées**

La valeur de calcul de la résistance efficace au cisaillement est déterminée par

$$V_{eff.rd} = \frac{(f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}} \times A_{v,eff}$$

- Vérification du cisaillement de bloc dans la platine**

$$l_1 = \min (40 ; 100) = 40$$

$$l_2 = (55 - 11) \times \left( \frac{360}{235} \right) = 67.40$$

$$l_3 = (60 + 80 - 44) \times (f_u / f_y) = 147.06$$

$$L_{v,eff} = \min [ 167.40 ; 147.06 ] = 147.06$$

$$A_{v,eff} = 8 \times 147.06 = 1176.48$$

$$V_{eff,rd} = \frac{(235/\sqrt{3})}{1.1} \times 1176.48 = 144.86 \text{ KN}$$

$$V_{eff,rd} = 144.86 \text{ KN} > V_{sd} = 125.05 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- **Vérification du cisaillement de bloc de l'âme du poteau**

$$l_1 = 40$$

$$l_2 = 67.40$$

$$l_3 = 147.06$$

$$L_{v,eff} = 147.06$$

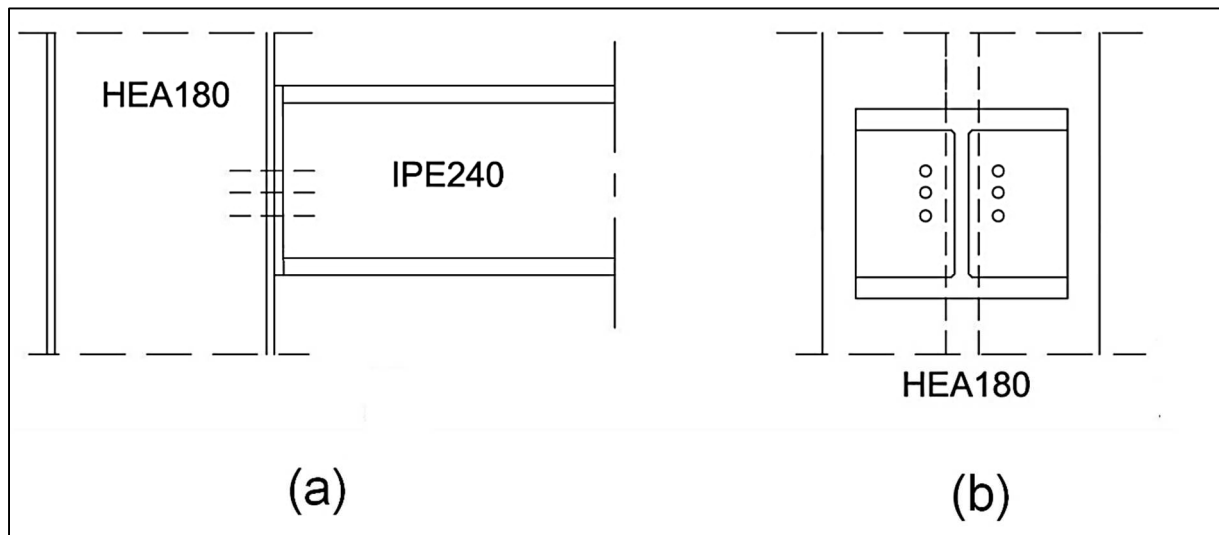
$$A_{v,eff} = 1102.95$$

$$V_{eff,rd} = 136.04$$

$$V_{eff,rd} = 136.04 \text{ KN} > V_{sd} = 125.05 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

### VII.6.2 Cas 3.2. poteau (HEA180) – poutre (IPE240)

L'assemblage est réalisé à l'aide d'une platine qui relie la poutre en IPE 240 avec la semelle du poteau HEA 180, avec une file verticale de boulons



**Figure VII.14. Assemblage poutre à la semelle du poteau**

Effort sollicitant sous la combinaison  $G+Q+1.2Ex$

$$G+Q+1.2Ex \rightarrow \begin{cases} V_{sd} = 31.02 \text{ KN} \\ M_{sd} = 38.86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**a. Soudure de la platine**

- **Platine d'extrémité**

Epaisseur de la platine  $e_p = 20$  mm

Hauteur de la platine  $h_p = 240$  mm

Largeur de la platine  $b_p = 120$  mm

- **Cordonne de soudure**

Epaisseur de l'âme IPE 240  $t_w = 6.2$  mm  $\rightarrow a_{\min} \leq a \leq a_{\max} = 0.5 t_w$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 3.1 \text{ mm}$$

Epaisseur de la semelle IPE 240  $t_f = 9.8$  mm  $\rightarrow a_{\min} \leq a \leq a_{\max} = 0.5 t_f$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 4.9 \text{ mm}$$

Nous prendrons une valeur commune :  $a = 3$  mm

- **Vérification de la soudure de la semelle à la traction**

$$N_{sd} < F_{w,rd}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{l} = \frac{38.86}{5} = 7.76 \text{ KN}$$

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

$$B_w = 0.8$$

$$\gamma_{mw} = 1.25$$

$$\sum l = 135$$

$$F_{w,rd} = \frac{3 \times 135 \times 360}{\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25} = 103.09 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 7.76 \text{ KN} < F_{w,rd} = 103.09 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- **Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement**

$$V_{sd} < F_{w,rd}$$

$$V_{sd} = 31.02 \text{ KN}$$

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

$$\Sigma 1 = 240$$

$$F_{w,rd} = \frac{3 \times 240 \times 360}{\sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25} = 149.64 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 31.02 \text{ KN} < F_{w,rd} = 149.64 \text{ KN}$$

(condition vérifiée)

### b. Disposition constructive

Nous avons une cornière d'épaisseur égale à 20 mm, alors nous allons opter pour deux files de 3 boulons de diamètre  $\varnothing = 16$  mm, classe 5.6

- **Distance entraxe des boulons**

$$d_0 = \varnothing + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$t = \min(t(\text{platine}); t_f(\text{HEA } 180)) = \min(20; 9.5) = 9.5 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14 t$$

$$39.6 \leq p_1 \leq 133$$

Alors nous allons prendre  $p_1 = 80$  mm.

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14 t$$

$$54 \leq p_2 \leq 133$$

Alors nous allons prendre  $p_2 = 60$  mm

- **Pince longitudinale  $e_1$**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12 t$$

$$21.6 \leq e_1 \leq 114$$

Alors nous allons prendre  $e_1 = 40$  mm

- **Pince transversale  $e_2$**

$$1,5 d_0 = 27 \leq e_2 \leq 12 t = 114$$

$$1,5 d_0 = 27 \leq e_2 \leq 12 t = 114$$

Alors nous allons prendre  $e_2 = 30$  mm

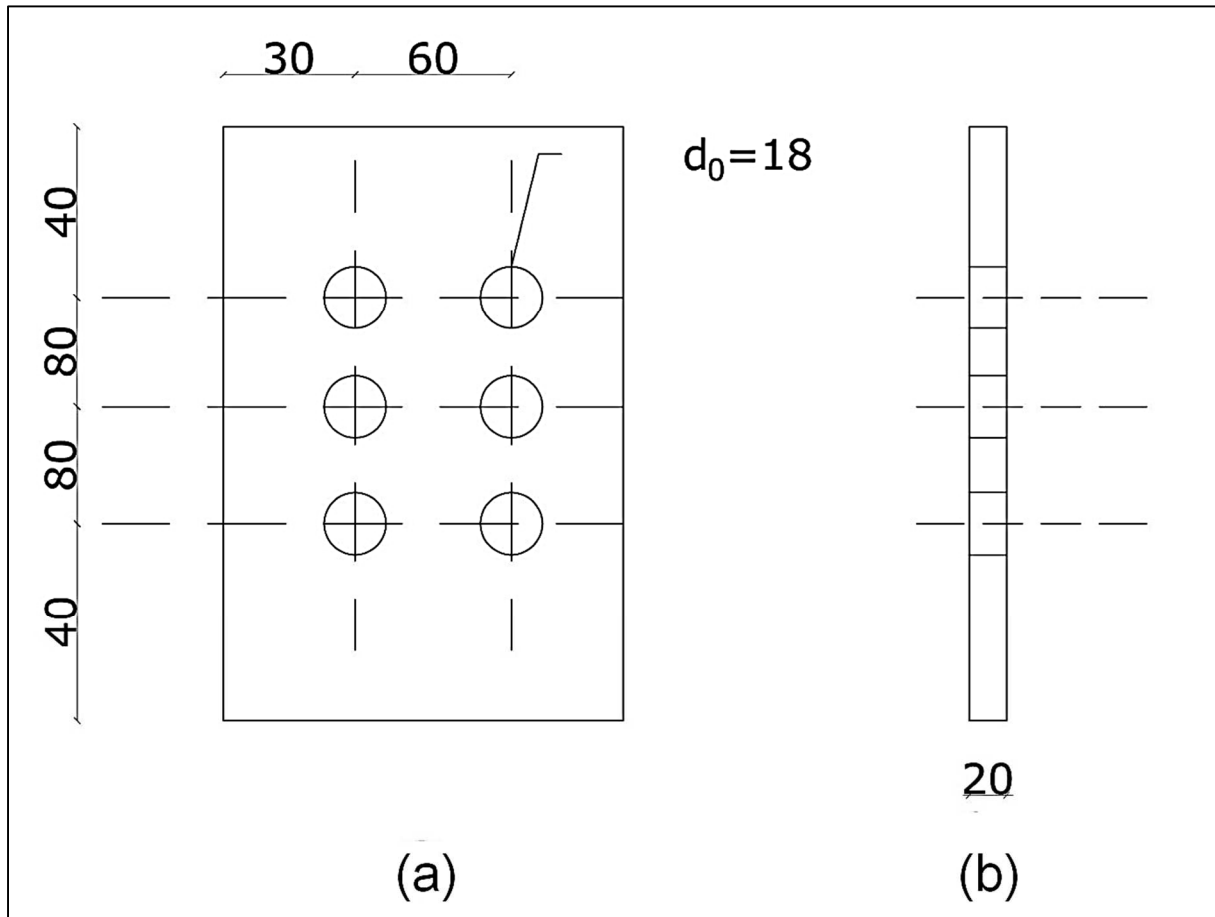


Figure VII.15. Disposition constructive des boulons

### c. Vérification des boulons au cisaillement

#### Effort de cisaillement par boulon

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{3} = \frac{31.02}{3} = 10.34 \text{ KN}$$

- Résistance de calcul au cisaillement par boulon

$$F_{v.rd} = \frac{0.5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{v.rd} = \frac{0.5 \times 500 \times 157}{1.25} = 31.40 \text{ KN}$$

$$F_{v.rd} = 31.40 \text{ KN} > F_{v.sd} = 10.34 \text{ KN}$$

(condition vérifiée)

### d. Vérification à la pression diamétrale

$$F_{v.rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Avec

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right)$$

$$\alpha = \min (0.83 ; 1.23 ; 1.38 ; 1)$$

$$\alpha = 0.83$$

$$F_{v,rd} = \frac{2.5 \times 0.83 \times 500 \times 16 \times 9.5}{1.25} = 126.16 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = 126.16 \text{ KN} > F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{4} = 5.17 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

### e. Résistance ultime au cisaillement des pièces assemblées

La valeur de calcul de la résistance efficace au cisaillement est déterminée par

$$V_{\text{eff},rd} = \frac{(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{mo}} \times A_{v,\text{eff}}$$

- **Vérification du cisaillement de bloc dans la platine**

$$l_1 = \min (40 ; 80) = 40$$

$$l_2 = (40 - 18) \times \left( \frac{360}{235} \right) = 33.70$$

$$l_3 = (60 + 80 - 54) \times (f_u / f_y) = 162.38$$

$$L_{v,\text{eff}} = \min [ 133.7 ; 162.38 ] = 131.7$$

$$A_{v,\text{eff}} = 20 \times 131.7 = 2634.14$$

$$V_{\text{eff},rd} = \frac{(235/\sqrt{3})}{1.1} \times 2634.80 = 324.98 \text{ KN}$$

$$V_{\text{eff},rd} = 324.98 \text{ KN} > V_{sd} = 31.02 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- **Vérification du cisaillement de bloc de la semelle du poteau**

$$l_1 = 40$$

$$l_2 = 33.70$$

$$l_3 = 131.7$$

$$L_{v,\text{eff}} = 131.7$$

$$A_{v,\text{eff}} = 701.53$$

$$V_{\text{eff},rd} = 99.24 \text{ KN}$$

$$V_{\text{eff},rd} = 86.63 \text{ KN} > V_{sd} = 31.02 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

## VII.6.3 Cas 3.3. poteau (HEA240) – poutre (IPE330)

L'assemblage est réalisé à l'aide d'une platine qui relie la poutre en IPE 330 avec l'âme du poteau HEA 240, avec une file verticale de boulons

Effort sollicitant sous la combinaison  $G+Q+1.2E_y$

$$G+Q+1.2E_y \rightarrow \begin{cases} V_{sd} = 117 \text{ KN} \\ M_{sd} = 97.04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les efforts sollicitant donnés sont inférieurs aux valeurs que nous avons vérifié précédemment en (VII.6.1), donc nous utiliserons le même type d'assemblage avec une cornier  $L75 \times 75 \times 8$  et deux file de boulons 8.8 de diamètre  $\phi=20$  mm

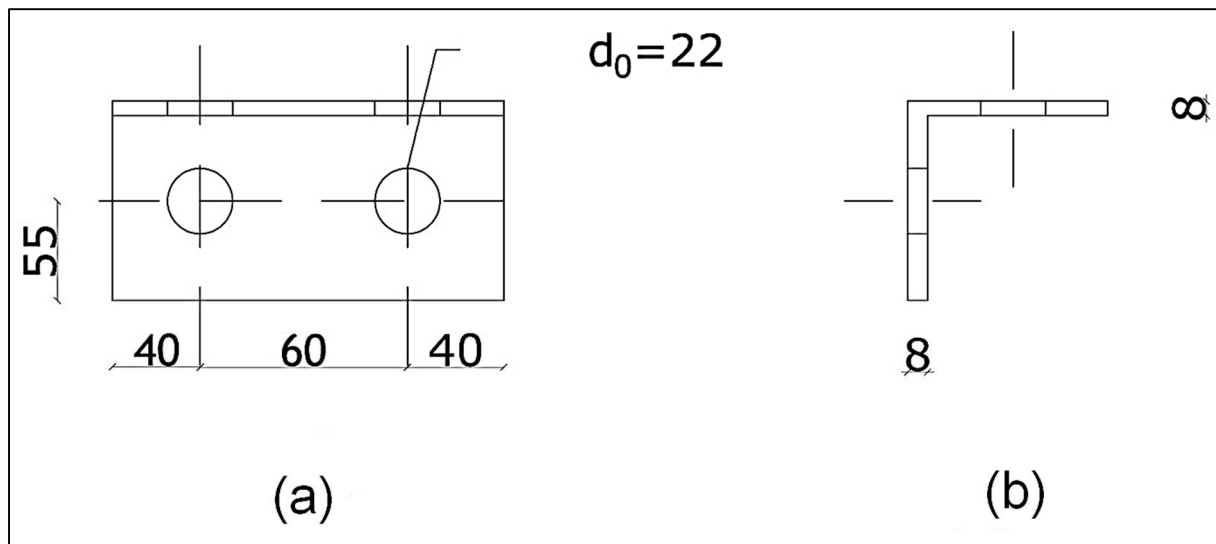
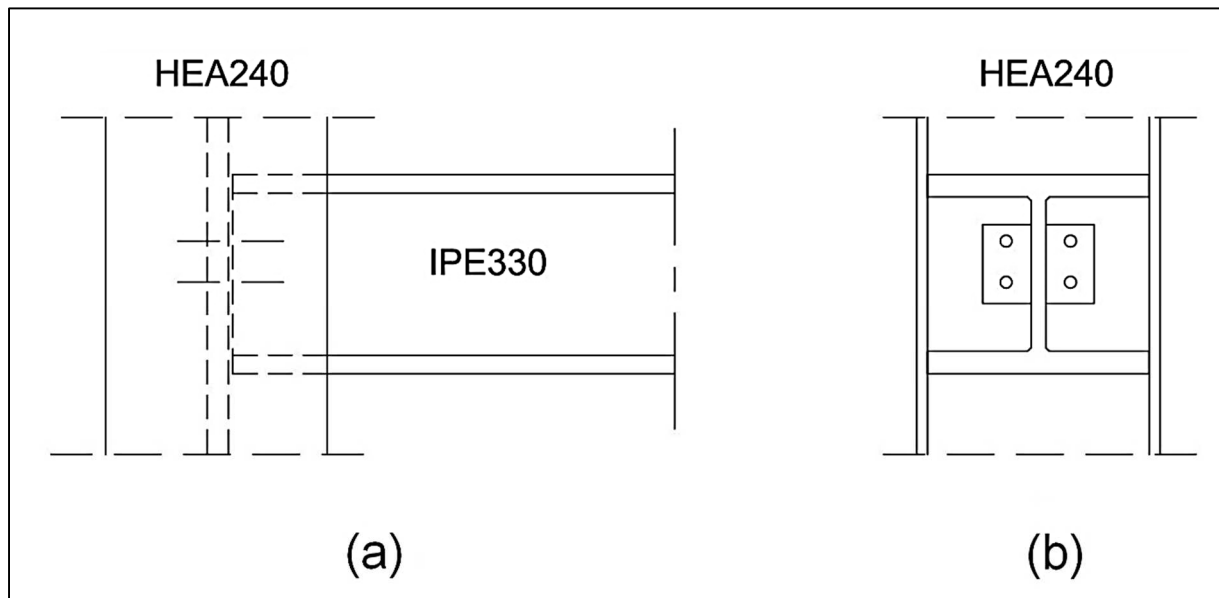


Figure VII.16. Disposition constructive



**Figure VII.17. Assemblage poutre à l'âme du poteau**

#### VII.6.4 Cas 3.4 poteau (HEA240) – poutre (IPE240)

L'assemblage est réalisé à l'aide d'une platine qui relie la poutre en IPE 240 avec la semelle du poteau HEA 240, avec une file verticale de boulons

Effort sollicitant sous la combinaison  $G+Q+1.2Ex$

$$G+Q+1.2Ex \rightarrow \begin{cases} V_{sd} = 29.01 \text{ KN} \\ M_{sd} = 36.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les efforts sollicitant donnés sont inférieurs aux valeurs que nous avons vérifié précédemment en (VII.6.2), donc nous utiliserons le même type d'assemblage avec une platine ( $h_p=240\text{mm}$ ,  $b_p=120$ ,  $e_p=20\text{mm}$ ) et deux files de 3 boulons 5.6 de diamètre  $\varnothing=16 \text{ mm}$

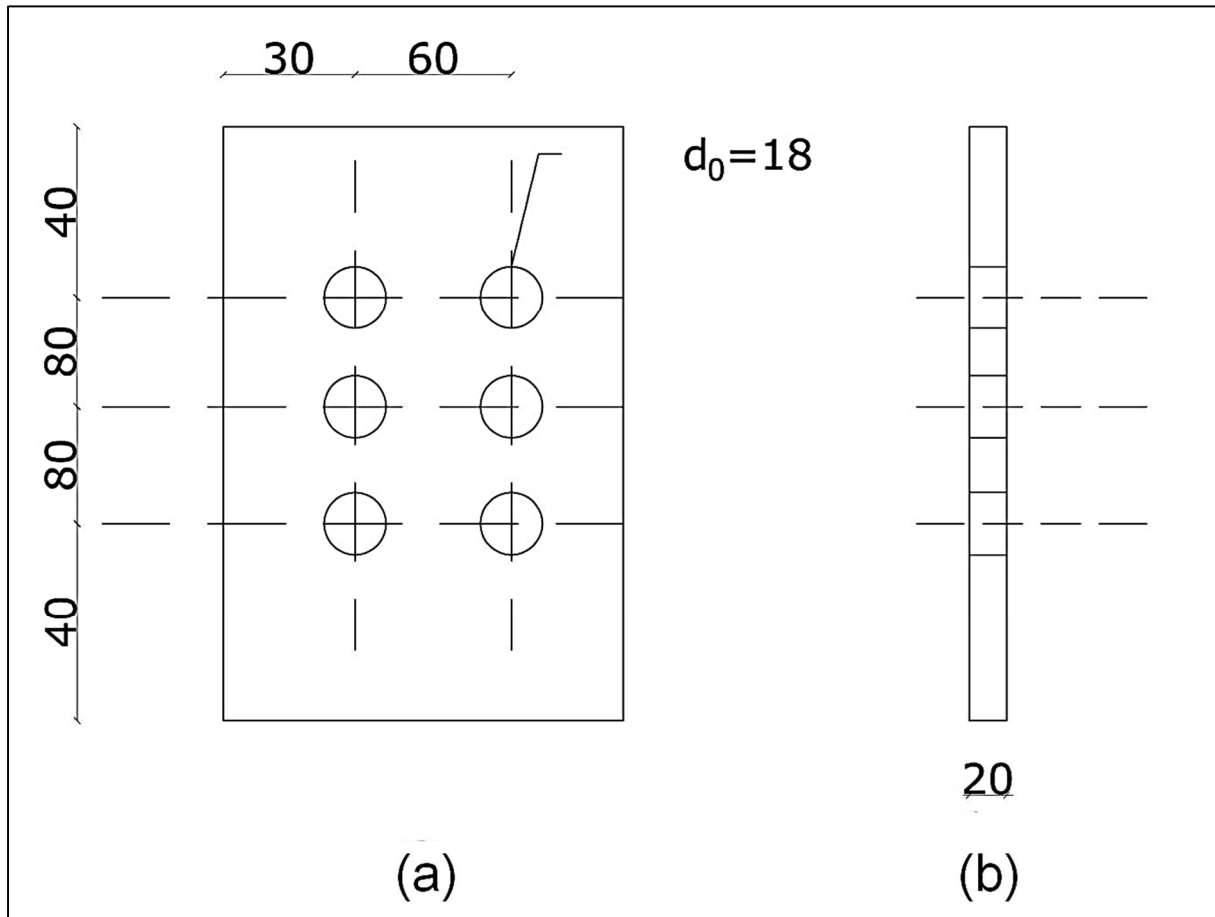


Figure VII.18. Disposition constructive des boulons

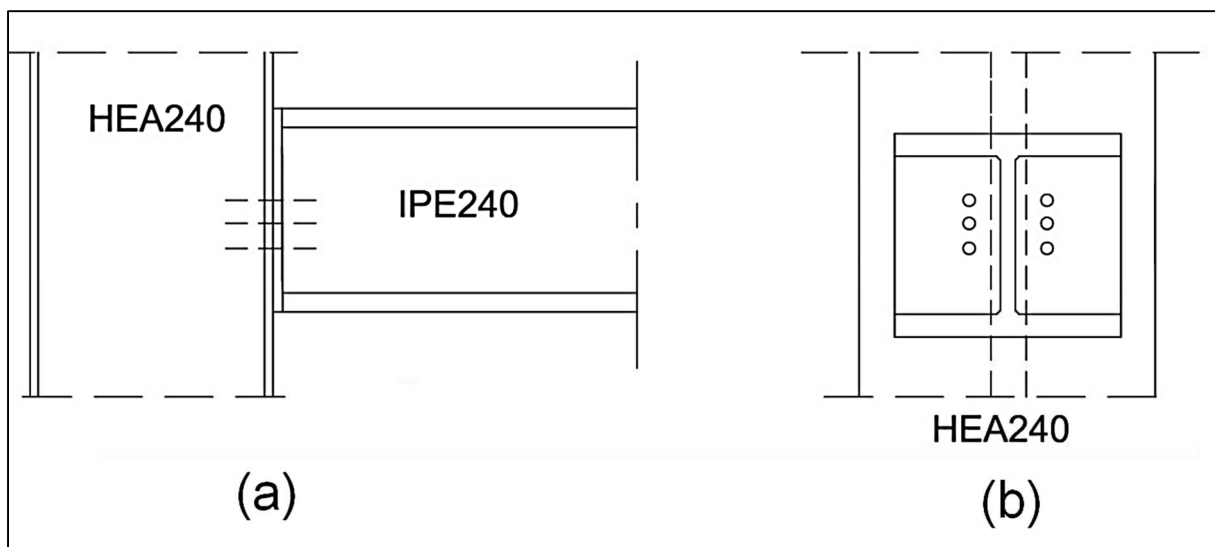


Figure VII.19. Assemblage poutre à la semelle du poteau

VII.6.5 Cas 3.5. poteau (HEA280) – poutre (IPE330)

L'assemblage est réalisé à l'aide d'une platine qui relie la poutre en IPE 330 avec l'âme du poteau HEA 280, avec une file verticale de boulons

Effort sollicitant sous la combinaison  $G+Q+1.2E_y$

$$G+Q+1.2E_y \rightarrow \begin{cases} V_{sd} = 116.75 \text{ KN} \\ M_{sd} = 96.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les efforts sollicitant donnés sont inférieurs aux valeurs que nous avons vérifié précédemment en (VII.6.1), donc nous utiliserons le même type d'assemblage avec une cornier  $L75 \times 75 \times 8$  et deux file de boulons 8.8 de diamètre  $\phi=20$  mm

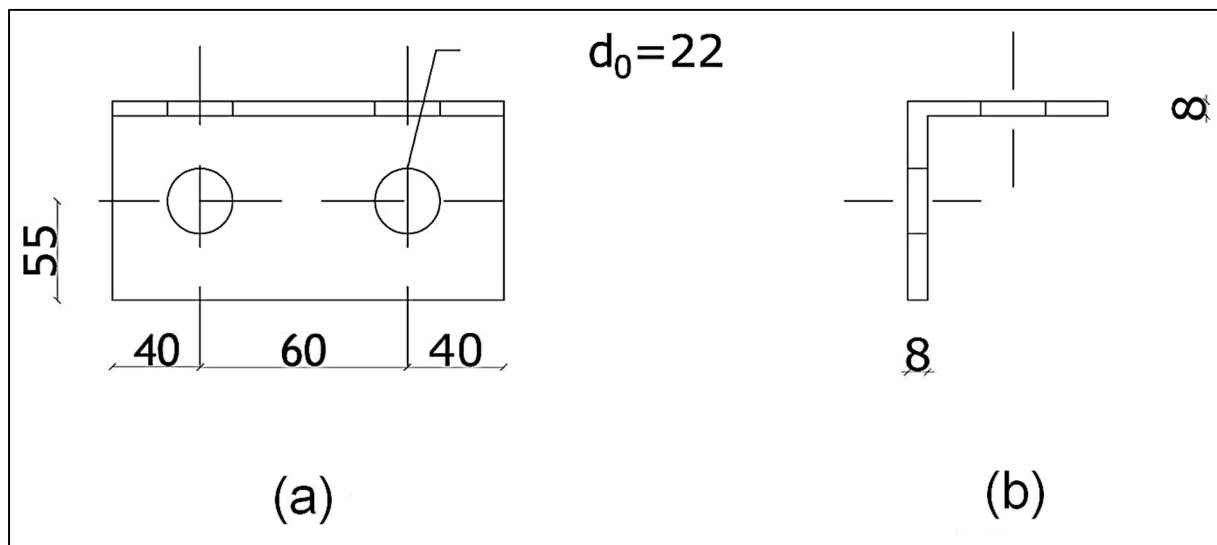


Figure VII.20. Disposition constructive

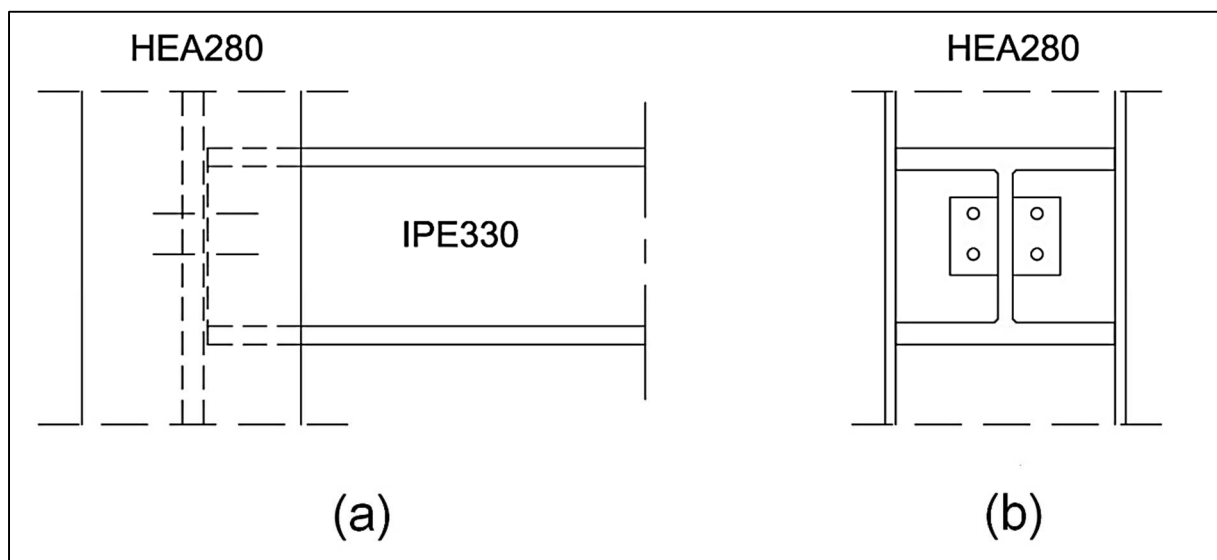


Figure VII.21. Assemblage poutre à l'âme du poteau

VII.6.6 Cas 3.6. poteau (HEA280) – poutre (IPE240)

L'assemblage est réalisé à l'aide d'une platine qui relie la poutre en IPE 240 avec la semelle du poteau HEA 280, avec une file verticale de boulons

Effort sollicitant sous la combinaison G+Q+1.2Ex

$$G+Q+1.2Ex \rightarrow \begin{cases} V_{sd} = 29.01 \text{ KN} \\ M_{sd} = 36.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les efforts sollicitant donnés sont inférieurs aux valeurs que nous avons vérifié précédemment en (VII.6.2), donc nous utiliserons le même type d'assemblage avec une platine ( $h_p=240\text{mm}$ ,  $b_p=120$ ,  $e_p=20\text{mm}$ ) et deux file de 3 boulons 5.6 de diamètre  $\varnothing=16$  mm.

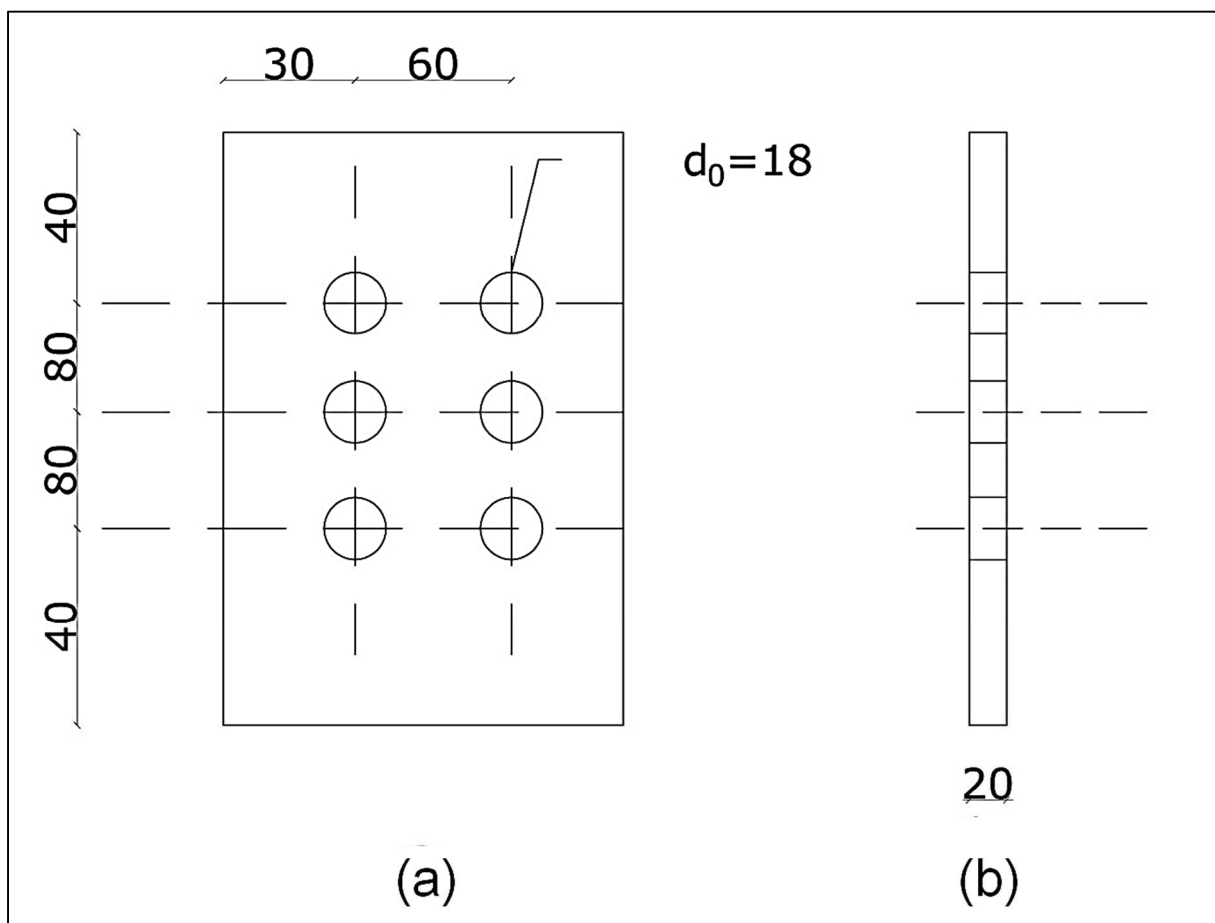


Figure VII.22. Disposition constructive

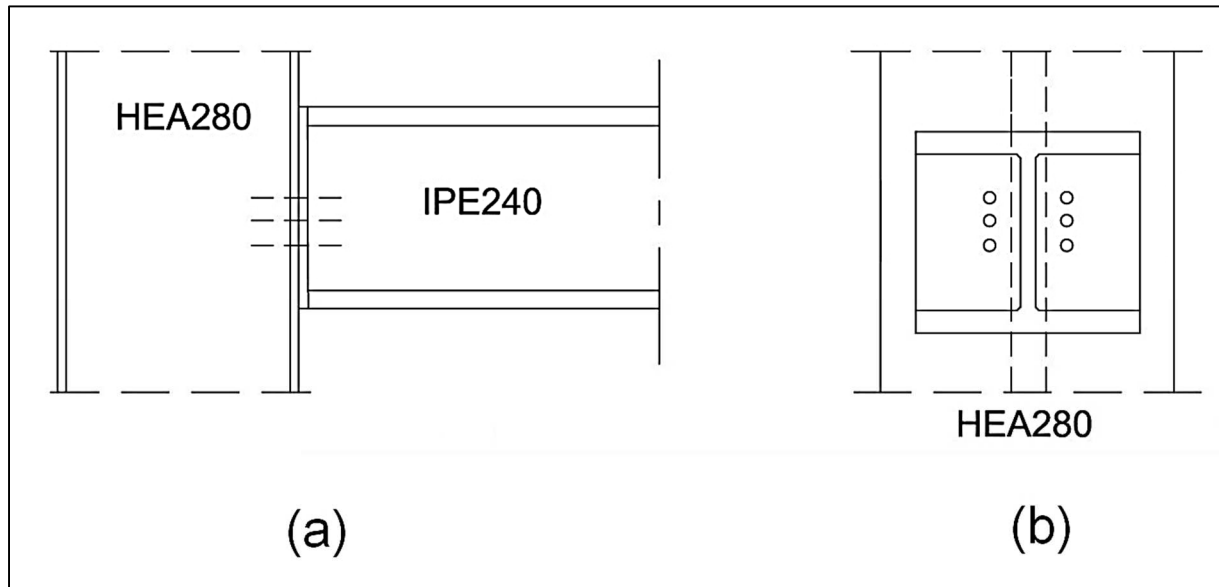
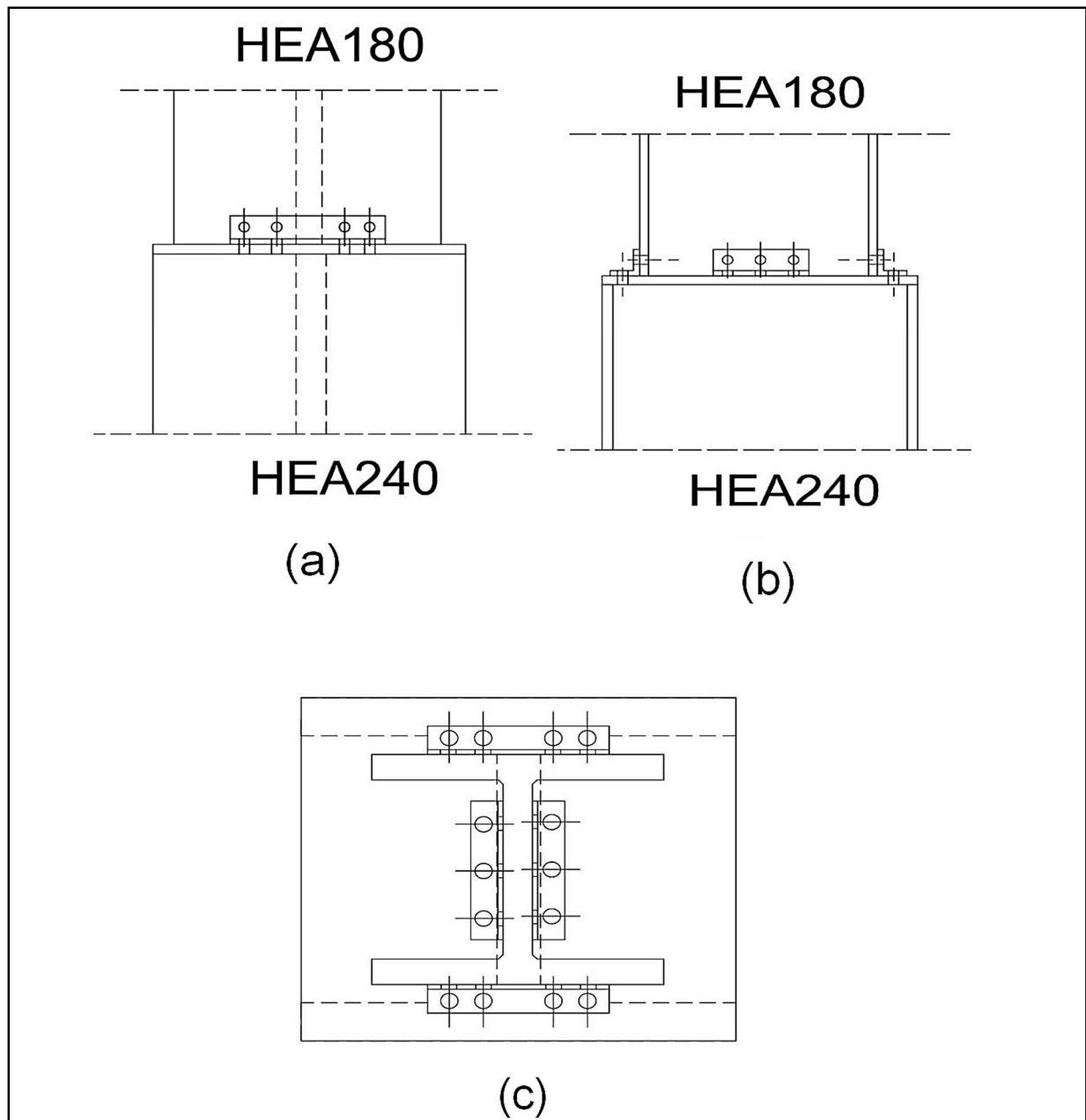


Figure VII.23. Assemblage poutre à la semelle du poteau

## VII.7 Assemblage poteau-poteau

### VII.7.1 Cas 4.1. poteau (HEA180)-poteau (HEA240)

L'assemblage est fait à l'aide de cornière place sur les deux semelles du poteau et sur son âme qui a leurs tours sont fixes à l'aide de boulons à la platine soudée à l'extrémité du poteau HEA240



**Figure VII.24. Assemblages de deux poteau de sections différents**

Effort sollicitant sous la combinaison  $G+Q+1.2Ex$

$$G+Q+1.2Ex \rightarrow \begin{cases} V_{sd} = 18.28 \text{ KN} \\ M_{sd} = 22.93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- a. Soudure de la platine**
- **Platine d'extrémité**

Épaisseur de la platine  $e_p = 12 \text{ mm}$

Hauteur de la platine  $h_p = 230$  mm

Largeur de la platine  $b_p = 240$  mm

- **Cordonne de soudure**

Epaisseur de l'âme HEA 240  $t_w = 7.5$  mm  $\rightarrow a_{\min} \leq a \leq a_{\max} = 0.5 t_w$   
 $3 \text{ mm} \leq a \leq 3.75 \text{ mm}$

Epaisseur de la semelle HEA 240  $t_f = 12$  mm  $\rightarrow a_{\min} \leq a \leq a_{\max} = 0.5 t_f$   
 $3 \text{ mm} \leq a \leq 6 \text{ mm}$

Nous prendrons une valeur commune  $a = 3.5$  mm

- **Vérification de la soudure de la semelle à la traction**

$$N_{sd} < F_{w,rd}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{l} = \frac{22.93}{3.4} = 6.74 \text{ KN}$$

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

$$\beta_w = 0.8$$

$$\gamma_{mw} = 1.25$$

$$\sum l = 328 \text{ mm}$$

$$F_{w,rd} = \frac{3 \times 328 \times 360}{\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25} = 250.48 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 6.74 \text{ KN} < F_{w,rd} = 250.48 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- **Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement**

$$V_{sd} < F_{w,rd}$$

$$V_{sd} = 18.28 \text{ KN}$$

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

$$\sum l = 420 \text{ mm}$$

$$F_{w,rd} = \frac{3 \times 420 \times 360}{\sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25} = 267.23 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 18.28 < F_{w,rd} = 267.23 \text{ KN}$$

(condition vérifiée)

**b. Choix de la cornière**

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

$$A_v \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{m0} \sqrt{3}}{f_y} = 3.07 \text{ cm}^2$$

Nous allons prendre L50×50×4 avec  $A = 3.89 \text{ cm}^2$

- **Section Brute**

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

$$V_{pl,rd} = \frac{3.89 \times 10^2 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 38.03 \text{ KN} > V_{sd} = 18.28 \text{ KN}$$

(condition vérifiée)

- **Section nette**

$$V_{pl,rd} = \frac{\beta_w \times f_u \times A_{nette}}{\gamma_{m2}}$$

Avec

$$A_{nette} = A - T \times d_0 = 389 - 5 \times 16 = 3.09 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{0.59 \times 360 \times 309}{1.25} = 53.35 \text{ KN} > V_{sd} = 18.28 \text{ KN}$$

(condition vérifiée)

**c. Disposition constructive**

L'assemblage sera réalisé avec deux files verticales de 3 boulons  $\emptyset 14$  de classe 5.6

- **Distance entraxe des boulons**

$$d_0 = \emptyset + 2 = 14 + 2 = 16 \text{ mm}$$

$$t = \min(t(\text{cornier}); t_w(\text{HEA } 180)) = \min(4; 6) = 4 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14 t$$

$$35.2 \leq p_1 \leq 56$$

Alors nous allons prendre  $p_1 = 40 \text{ mm}$

- Pince longitudinale  $e_1$

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12 t$$

$$19,2 \leq e_1 \leq 48$$

Alors nous allons prendre  $e_1 = 30$  mm

- Pince transversale  $e_2$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12 t$$

$$24 \leq e_2 \leq 48$$

Alors nous allons prendre  $e_2 = 30$  mm

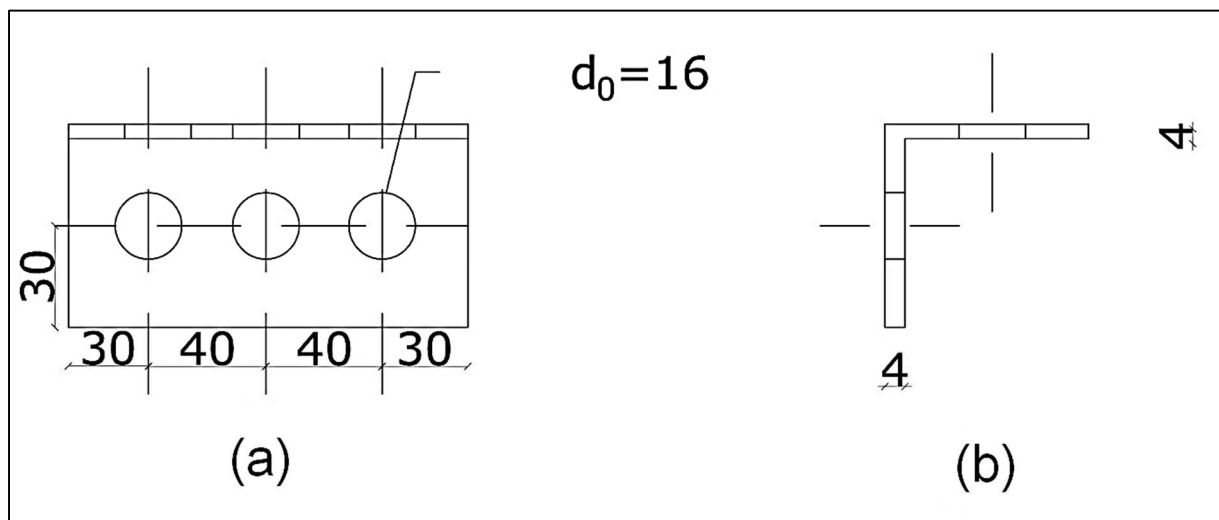


Figure VII.25. Disposition constructive de la cornière

#### d. Vérification des boulons au cisaillement

Effort de cisaillement par boulon

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{3} = \frac{18,28}{3} = 6,10 \text{ KN}$$

Résistance de calcul au cisaillement par boulon

$$F_{v.rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{v.rd} = \frac{0,5 \times 500 \times 115}{1,25} = 23 \text{ KN}$$

$$F_{v.rd} = 23 \text{ KN} > F_{v.sd} = 6,10 \text{ KN}$$

(condition vérifiée)

**e. Vérification à la pression diamétrale**

$$F_{v,rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Avec

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right)$$

$$\alpha = \min (0.71 ; 0.58 ; 1.38 ; 1)$$

$$\alpha = 0.58$$

$$F_{v,rd} = \frac{2.5 \times 0.58 \times 500 \times 14 \times 4}{1.25} = 32.48 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = 32.48 \text{ KN} > F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{6} = 2.03 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

**f. Résistance ultime au cisaillement des pièces assemblées**

La valeur de calcul de la résistance efficace au cisaillement est déterminée par

$$V_{eff,rd} = \frac{(f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{mo}} \times A_{v,eff}$$

$$l_1 = \min (e_1 ; 5d)$$

$$l_2 = (e_2 - k \cdot d_0) \times (f_u / f_y)$$

$$l_3 = (p_1 + 2e_1 - n \cdot d_0) \times (f_u / f_y)$$

- **Vérification du cisaillement de bloc de la cornière**

$$l_1 = 30$$

$$l_2 = 33.70$$

$$l_3 = 79.65$$

$$L_{v,eff} = \min [ 103.7 ; 79.65 ] = 79.65$$

$$A_{v,eff} = 318.6$$

$$V_{eff,rd} = \frac{(f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{mo}} \times A_{v,eff} = 39.34 \text{ KN}$$

$$V_{eff,rd} = 39.34 \text{ KN} > V_{sd} = 18.28 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

**Remarque**

Dans le cas de l'assemblage de la cornière à la semelle du poteau supérieur nous utiliserons 4 boulons (M14 de nuance 5.6) au lieu de 3 pour des raisons de symétrie avec le même type de

cornier (L50×50×4), dans ce cas il n'y a pas lieu de vérifier l'assemblage aux conditions de résistance puis que la résistance avec 3 boulons est vérifiée.

La disposition sera comme suit

- **Distance entraxe des boulons**

$$d_0 = \varnothing + 2 = 14 + 2 = 16 \text{ mm}$$

$$t = \min(t(\text{cornier}); t_f(\text{HEA 180})) = \min(4; 9.5) = 4 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14 t$$

$$35.2 \leq p_1 \leq 56$$

Alors nous allons prendre  $p_1 = 40 \text{ mm}$ .

- **Pince longitudinale  $e_1$**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12 t$$

$$19.2 \leq e_1 \leq 48$$

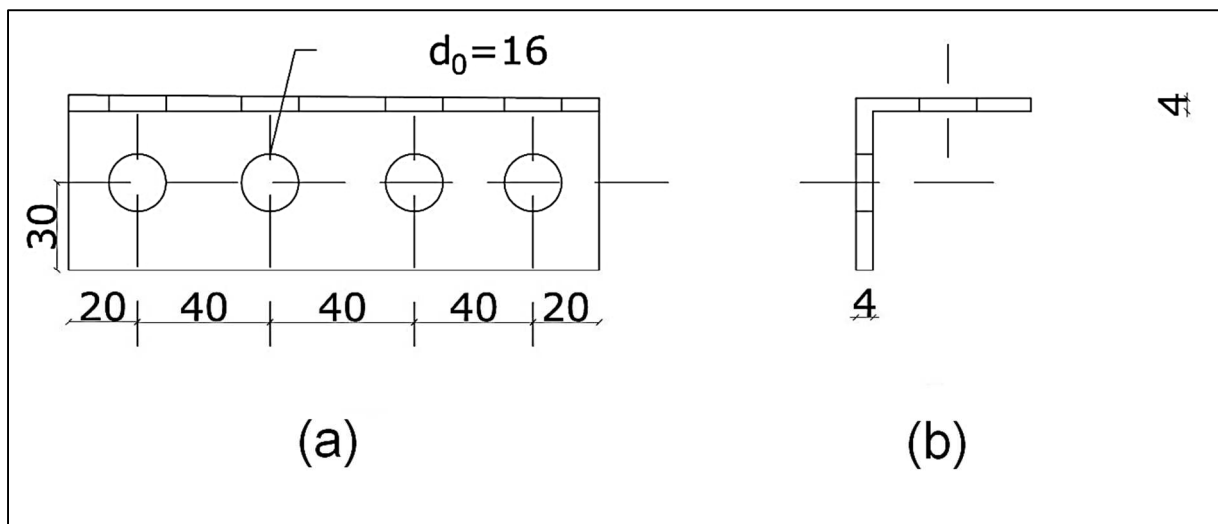
Alors nous allons prendre  $e_1 = 20 \text{ mm}$

- **Pince transversale  $e_2$**

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12 t$$

$$24 \leq e_2 \leq 48$$

Alors nous allons prendre  $e_2 = 30 \text{ mm}$



**Figure VII.26. Disposition constructive de la cornière**

**VII.7.2 Cas 4.2. poteau (HEA240)-poteau (HEA280)**

L'assemblage est fait à l'aide de cornière place sur les deux semelles du poteau et sur son âme qui à leurs tour sont fixes à l'aide de boulons à la platine soudée à l'extrémité du poteau HEA280

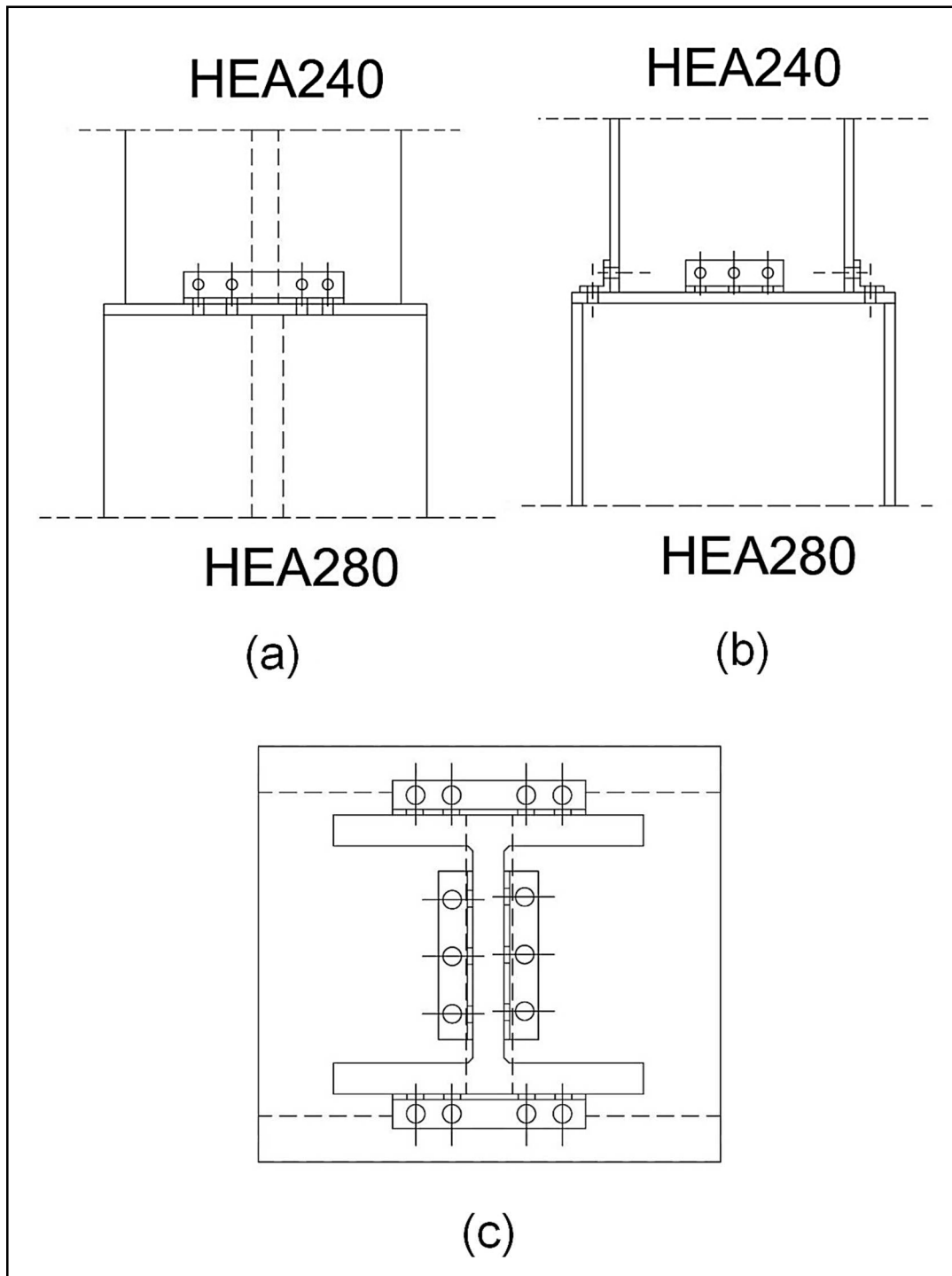


Figure VII.27. Assemblages de deux poteau de sections différent

Effort sollicitant sous la combinaison G+Q+1.2Ey

$$G+Q+1.2Ex \rightarrow \begin{cases} V_{sd} = 14.65 \text{ KN} \\ M_{sd} = 21.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**a. Soudure de la platine**• **Platine d'extrémité**

Epaisseur de la platine  $e_p = 12$  mm

Hauteur de la platine  $h_p = 270$  mm

Largeur de la platine  $b_p = 280$  mm

• **Cordonne de soudure**

Epaisseur de l'âme HEA 280  $t_w = 8$  mm  $\rightarrow a_{\min} \leq a \leq a_{\max} = 0.5 t_w$   
 $3 \text{ mm} \leq a \leq 4 \text{ mm}$

Epaisseur de la semelle HEA 280  $t_f = 13$  mm  $\rightarrow a_{\min} \leq a \leq a_{\max} = 0.5 t_f$   
 $3 \text{ mm} \leq a \leq 7.5 \text{ mm}$

Nous allons prendre une valeur commune  $a = 3.5$  mm

• **Vérification de la soudure de la semelle à la traction**

$$N_{sd} < F_{w,rd}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{l} = \frac{21.06}{3.4} = 6.19 \text{ KN}$$

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

$$B_w = 0.8$$

$$\gamma_{mw} = 1.25$$

$$\sum l = 540 \text{ mm}$$

$$F_{w,rd} = \frac{3 \times 540 \times 360}{\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25} = 412.38 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 6.19 \text{ KN} < F_{w,rd} = 412.38 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

• **Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement**

$$V_{sd} < F_{w,rd}$$

$$V_{sd} = 14.65 \text{ KN}$$

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

$$\sum l = 488 \text{ mm}$$

$$F_{w,rd} = \frac{3 \times 488 \times 360}{\sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25} = 267.23 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 14.65 < F_{w,rd} = 304.64 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

### b. Choix de la cornière

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

$$A_v \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{m0} \sqrt{3}}{f_y} = 2.87 \text{ cm}^2$$

Nous allons prendre L40×40×4 avec  $A = 3.08 \text{ cm}^2$

- **Section Brute**

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

$$V_{pl,rd} = \frac{3.08 \times 10^2 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 34.68 \text{ KN} > V_{sd} = 14.65 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- **Section nette**

$$V_{pl,rd} = \frac{\beta_w \times f_u \times A_{nette}}{\gamma_{m2}}$$

Avec

$$A_{nette} = A - T \times d_0 = 308 - 5 \times 16 = 3.09 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{0.59 \times 360 \times 309}{1.25} = 38.74 \text{ KN} > V_{sd} = 14.65 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

### c. Disposition constructive

L'assemblage sera réalisé avec deux fils verticales de 3 boulons  $\emptyset 14$  de classe 5.6

- **Distance entraxe des boulons**

$$d_0 = \emptyset + 2 = 14 + 2 = 16 \text{ mm}$$

$$t = \min(t(\text{cornier}); t_w(\text{HEA 240})) = \min(4; 7.5) = 4 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14 t$$

$$35.2 \leq p_1 \leq 56$$

Alors nous allons prendre  $p_1 = 40 \text{ mm}$ .

- Pince longitudinale  $e_1$

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12 t$$

$$19,2 \leq e_1 \leq 48$$

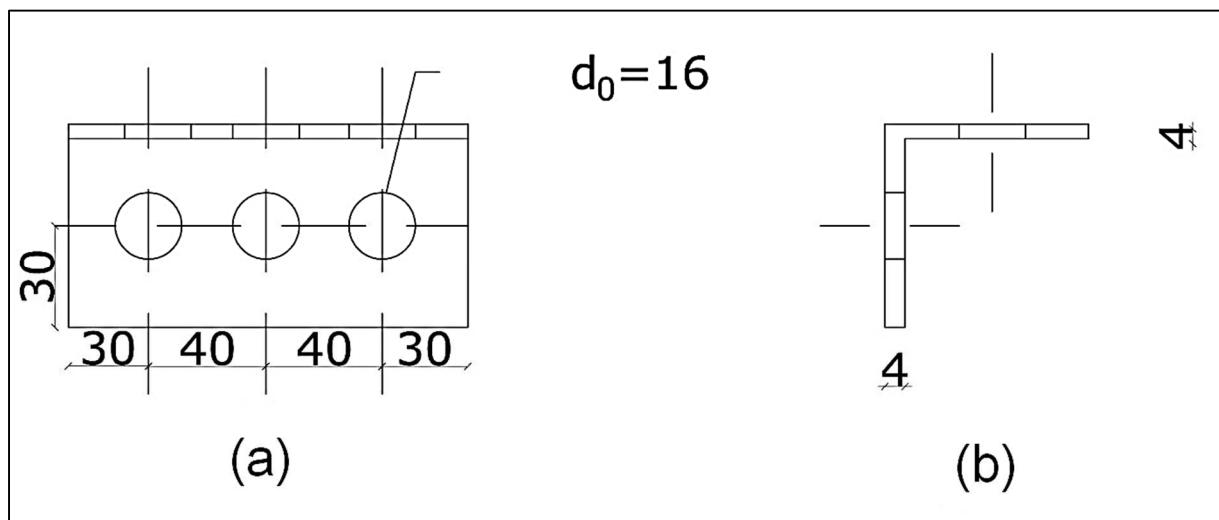
Alors nous allons prendre  $e_1 = 30 \text{ mm}$

- Pince transversale  $e_2$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12 t$$

$$24 \leq e_2 \leq 48$$

Alors nous allons prendre  $e_2 = 30 \text{ mm}$



**Figure VII.28. Disposition constructive de la cornière**

#### d. Vérification des boulons au cisaillement

Effort de cisaillement par boulon

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{3} = \frac{14,65}{3} = 4,88 \text{ KN}$$

#### Résistance de calcul au cisaillement par boulon

$$F_{v.rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{v.rd} = \frac{0,5 \times 500 \times 115}{1,25} = 23 \text{ KN}$$

$$F_{v.rd} = 23 \text{ KN} > F_{v.sd} = 4,88 \text{ KN}$$

(condition vérifiée)

**e. Vérification à la pression diamétrale**

$$F_{v,rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Avec

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right)$$

$$\alpha = \min (0.71 ; 0.58 ; 1.38 ; 1)$$

$$\alpha = 0.58$$

$$F_{v,rd} = \frac{2.5 \times 0.58 \times 500 \times 14 \times 4}{1.25} = 32.48 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = 32.48 \text{ KN} > F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{4} = 2.44 \text{ KN} \quad \text{(condition vérifiée)}$$

**f. Résistance ultime au cisaillement des pièces assemblées**

La valeur de calcul de la résistance efficace au cisaillement est déterminée par

$$V_{eff,rd} = \frac{(f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{mo}} \times A_{v,eff}$$

$$l_1 = \min (e_1 ; 5d)$$

$$l_2 = (e_2 - k \cdot d_0) \times (f_u / f_y)$$

$$l_3 = (p_1 + 2e_1 - n \cdot d_0) \times (f_u / f_y)$$

- **Vérification du cisaillement de bloc de la cornière**

$$l_1 = 30$$

$$l_2 = 33.70$$

$$l_3 = 79.65$$

$$L_{v,eff} = \min [ 103.7 ; 79.65 ] = 79.65$$

$$A_{v,eff} = 318.6$$

$$V_{eff,rd} = \frac{(f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{mo}} \times A_{v,eff} = 39.34 \text{ KN}$$

$$V_{eff,rd} = 39.34 \text{ KN} > V_{sd} = 14.65 \text{ KN} \quad \text{(condition vérifiée)}$$

**Remarque**

Dans le cas de l'assemblage de la cornière à la semelle du poteau supérieur nous utiliserons 4 boulons (M14 de nuance 5.6) au lieu de 3 pour des raisons de symétrie avec le même type de cornier (L50×50×4), dans ce cas il n'y a pas lieu de vérifier l'assemblage aux conditions de résistance puis que la résistance avec 3 boulons est vérifiée.

La disposition sera comme suit

- **Distance entraxe des boulons**

$$d_0 = \emptyset + 2 = 14 + 2 = 16 \text{ mm}$$

$$t = \min (t (\text{cornier}) ; t_f (\text{HEA 240})) = \min (4 ; 12) = 4 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14 t$$

$$35,2 \leq p_1 \leq 56$$

Alors nous allons prendre  $p_1 = 40 \text{ mm}$ .

- **Pince longitudinale  $e_1$**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12 t$$

$$19,2 \leq e_1 \leq 48$$

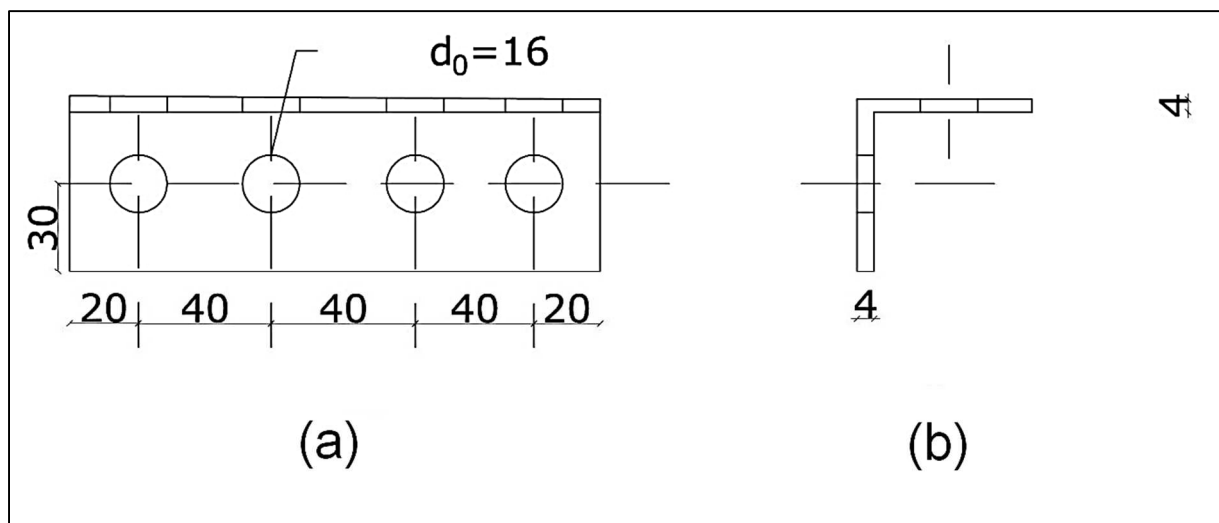
Alors nous allons prendre  $e_1 = 20 \text{ mm}$

- **Pince transversale  $e_2$**

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12 t$$

$$24 \leq e_2 \leq 48$$

Alors nous allons prendre  $e_2 = 30 \text{ mm}$



**Figure VII.29. Disposition constructive de la cornière**

## VII.8 Assemblage des éléments des contreventements

Les Contreventements sont des diagonales (cornière L70×70×6) selon les deux directions (x,y), l'assemblage est fait à l'aide de gousset une fils verticales de boulons, Deux couvre-joints qui

assurent la liaison entre les âmes et deux autres qui relient les extrémités des semelles des poteaux successives.

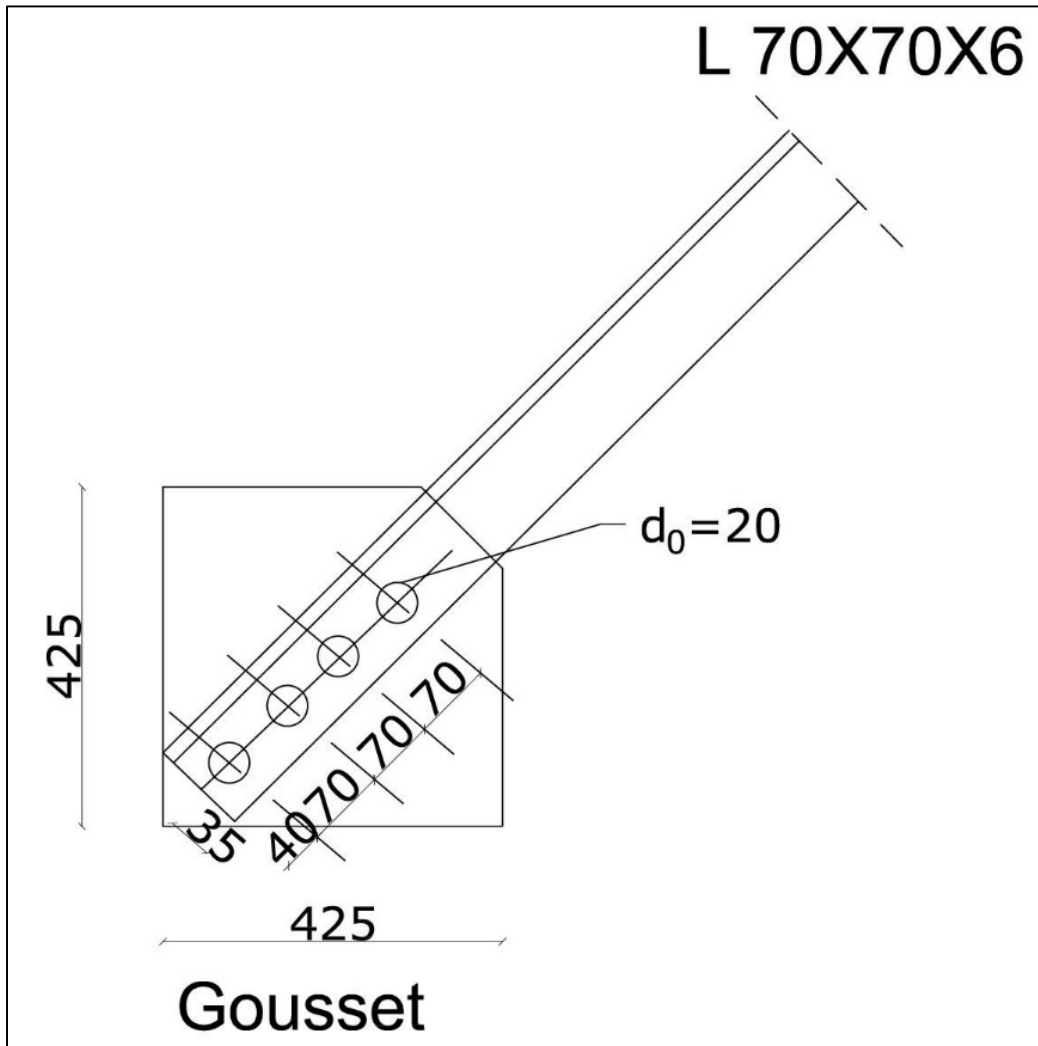


Figure VII.30. Assemblage contreventement cornier gousset

### VII.8.1 Cas 5.1. Selon la direction X

Effort sollicitant sous la combinaison  $G+Q+1.2Ex$

$$G+Q+1.2Ex \rightarrow N_{sd}=175.47 \text{ KN}$$

#### a. Cordon de soudure gousset-poteau HEA240

- Cordonne de soudure

Epaisseur de la semelle  $t_f=12 \text{ mm}$

$$\rightarrow a_{\min} \leq a \leq a_{\max} = 0.5 t_f$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 6 \text{ mm}$$

$$\text{Epaisseur du gousset } t_{\text{gousset}} = 20 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} \leq a \leq a_{\max} = 0.5 t_{\text{gousset}}$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 10 \text{ mm}$$

Nous prendrons une valeur commune :  $a = 6 \text{ mm}$

- **Vérification de la soudure de la semelle à la traction**

$$N_{\text{sd}} < F_{\text{w,rd}}$$

$$F_{\text{w,rd}} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{\text{mw}}}$$

$$F_{\text{w,rd}} = \frac{3 \times 330 \times 360}{\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25} = 252.01 \text{ KN}$$

$$N_{\text{sd}} = 175.47 \text{ KN} < F_{\text{w,rd}} = 252.01 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

**b. Disposition constructive**

L'assemblage sera réalisé avec une file diagonale de 4 boulons  $\emptyset 18$  de classe 6.8

- **Distance entraxe des boulons**

$$d_0 = \emptyset + 2 = 18 + 2 = 20 \text{ mm}$$

$$t = \min(t(\text{gousset}); t(\text{cornière})) = \min(20; 7) = 7 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14 t$$

$$44 \leq p_1 \leq 98$$

Alors nous allons prendre  $p_1 = 70 \text{ mm}$ .

- **Pince longitudinale  $e_1$**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12 t$$

$$24 \leq e_1 \leq 84$$

Alors nous allons prendre  $e_1 = 40 \text{ mm}$

- **Pince transversale  $e_2$**

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12 t$$

$$30 \leq e_2 \leq 84$$

Alors nous allons prendre  $e_2 = 35 \text{ mm}$

**Les dimensions du gousset**

$$425 \times 425 \text{ mm}$$

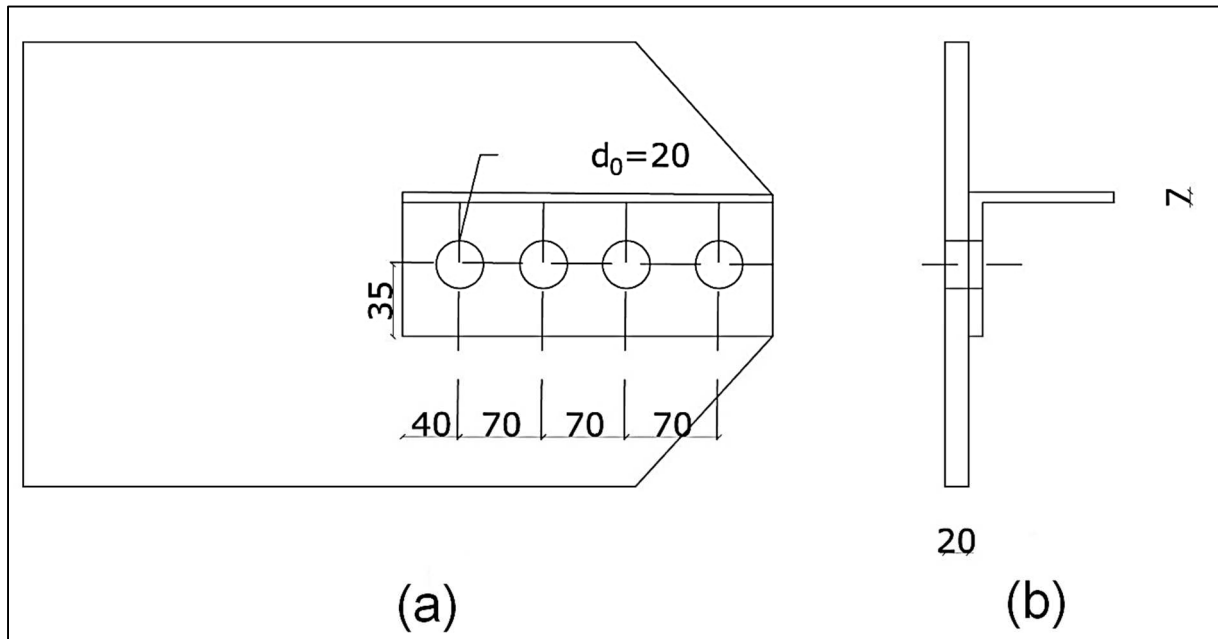


Figure VII.31. Disposition constructive contreventement cornier gousset

**c. Vérification des boulons au cisaillement**

Effort de cisaillement par boulon

L'effort de traction  $N_{sd}$  est l'effort à prendre en considération l'or du caillement du boulon

$$F_{v.sd} = \frac{N_{sd}}{4} = \frac{175.47}{4} = 43.87 \text{ KN}$$

Résistance de calcul au cisaillement par boulon

$$F_{v.rd} = \frac{0.5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{v.rd} = \frac{0.5 \times 600 \times 192}{1.25} = 46.08 \text{ KN}$$

$$F_{v.rd} = 46.08 \text{ KN} > F_{v.sd} = 43.87 \text{ KN}$$

(condition vérifiée)

**d. Vérification à la pression diamétrale**

$$F_{v.rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Avec

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right)$$

$$\alpha = \min (0.65 ; 0.75 ; 1.66 ; 1)$$

$$\alpha = 0.65$$

$$F_{v,rd} = \frac{2.5 \times 0.65 \times 600 \times 18 \times 7}{1.25} = 111.88 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = 111.88 \text{ KN} > F_{v,sd} = 43.87 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

### e. Résistance ultime au cisaillement des pièces assemblées

La valeur de calcul de la résistance efficace au cisaillement est déterminée par

$$V_{\text{eff},rd} = \frac{(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{mo}} \times A_{v,\text{eff}}$$

- **Vérification du cisaillement de bloc du gousset**

$$l_1 = 40$$

$$l_2 = 45.95$$

$$l_3 = 91.91$$

$$L_{v,\text{eff}} = \min [ 145.95 ; 91.91 ] = 91.91$$

$$A_{v,\text{eff}} = 1838.2$$

$$V_{\text{eff},rd} = \frac{(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{mo}} \times A_{v,\text{eff}} = 226.72 \text{ KN}$$

$$V_{\text{eff},rd} = 226.72 \text{ KN} > V_{sd} = 175.47 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- **Vérification du cisaillement de bloc de l'âme de la cornière**

$$l_1 = 40$$

$$l_2 = 45.95$$

$$l_3 = 91.91$$

$$L_{v,\text{eff}} = 91.91$$

$$A_{v,\text{eff}} = 876.25$$

$$V_{\text{eff},rd} = \frac{(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{mo}} \times A_{v,\text{eff}} = 176.23 \text{ KN}$$

$$V_{\text{eff},rd} = 178.23 \text{ KN} > V_{sd} = 175.47 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

## VII.8.2 Cas 5.2. Selon la direction Y

Effort sollicitant sous la combinaison G+Q+1.2Ey

$$G+Q+1.2Ex \rightarrow N_{sd} = 177.73 \text{ KN}$$

### a. Cordon de soudure gousset-poteau HEA240

- **Cordonne de soudure**

$$\begin{aligned} \text{Epaisseur de la semelle } t_f = 12 \text{ mm} & \quad \rightarrow \quad a_{\min} \leq a \leq a_{\max} = 0.5 t_f \\ & \quad \quad \quad 3 \text{ mm} \leq a \leq 6 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Epaisseur du gousset } t_{\text{gousset}} = 20 \text{ mm} & \quad \rightarrow \quad a_{\min} \leq a \leq a_{\max} = 0.5 t_{\text{gousset}} \\ & \quad \quad \quad 3 \text{ mm} \leq a \leq 10 \text{ mm} \end{aligned}$$

Nous prendrons une valeur commune:  $a = 6 \text{ mm}$

- **Vérification de la soudure de la semelle à la traction**

$$N_{sd} < F_{w,rd}$$

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

$$F_{w,rd} = \frac{3 \times 330 \times 360}{\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25} = 252.01 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 177.73 \text{ KN} < F_{w,rd} = 252.01 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

### b. Disposition constructive

L'assemblage sera réalisé avec une file diagonale de 4 boulons  $\emptyset 18$  de classe 6.8

- **Distance entraxe des boulons**

$$d_0 = \emptyset + 2 = 18 + 2 = 20 \text{ mm}$$

$$t = \min(t(\text{gousset}); t(\text{cornière})) = \min(20; 7) = 7 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14 t$$

$$44 \leq p_1 \leq 98$$

Alors nous allons prendre  $p_1 = 70 \text{ mm}$ .

- **Pince longitudinale  $e_1$**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12 t$$

$$24 \leq e_1 \leq 84$$

Alors nous allons prendre  $e_1 = 35 \text{ mm}$

- Pince transversale  $e_2$

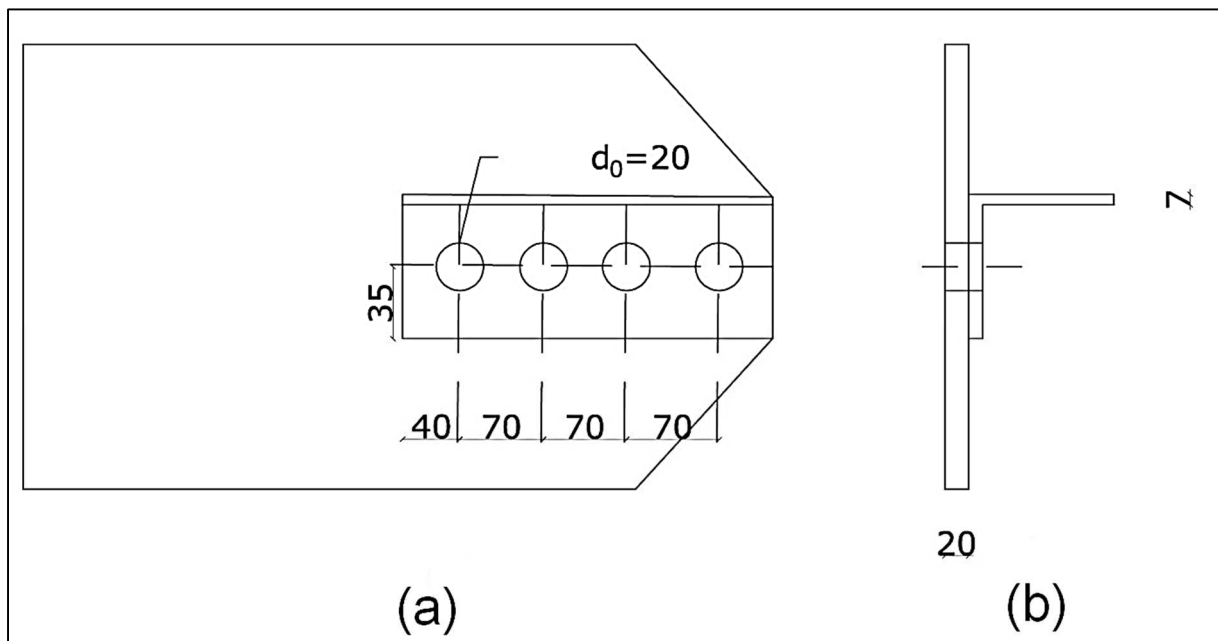
$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12 t$$

$$30 \leq e_1 \leq 84$$

Alors nous allons prendre  $e_2 = 40 \text{ mm}$

### Les dimensions du gousset

425×425 mm



**Figure VII.32. Disposition constructive contreventement cornier gousset**

### c. Vérification des boulons au cisaillement

Effort de cisaillement par boulon

$$F_{v.sd} = \frac{N_{sd}}{4} = \frac{177.73}{4} = 44.43 \text{ KN}$$

### Résistance de calcul au cisaillement par boulon

$$F_{v.rd} = \frac{0.5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{v.rd} = \frac{0.5 \times 600 \times 192}{1.25} = 46.08 \text{ KN}$$

$$F_{v.rd} = 46.08 \text{ KN} > F_{v.sd} = 44.43 \text{ KN}$$

(condition vérifiée)

### d. Vérification à la pression diamétrale

$$F_{v,rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Avec

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right)$$

$$\alpha = \min (0.74 ; 0.75 ; 1.66 ; 1)$$

$$\alpha = 0.74$$

$$F_{v,rd} = \frac{2.5 \times 0.74 \times 600 \times 18 \times 7}{1.25} = 111.88 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = 111.88 \text{ KN} > F_{v,sd} = 44.43 \text{ KN}$$

(condition vérifiée)

### e. Résistance ultime au cisaillement des pièces assemblées

La valeur de calcul de la résistance efficace au cisaillement est déterminée par

$$V_{eff,rd} = \frac{(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{mo}} \times A_{v,eff}$$

- **Vérification du cisaillement de bloc du gousset**

$$l_1 = 40$$

$$l_2 = 45.95$$

$$l_3 = 91.91$$

$$L_{v,eff} = \min [ 145.95 ; 91.91 ] = 91.91$$

$$A_{v,eff} = 1838.2$$

$$V_{eff,rd} = \frac{(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{mo}} \times A_{v,eff} = 226.72 \text{ KN}$$

$$V_{eff,rd} = 226.72 \text{ KN} > V_{sd} = 177.73 \text{ KN}$$

(condition vérifiée)

- **Vérification du cisaillement de bloc de l'âme de la cornière**

$$l_1 = 40$$

$$l_2 = 45.95$$

$$l_3 = 91.91$$

$$L_{v,eff} = 91.91$$

$$A_{v,eff} = 876.25$$

$$V_{\text{eff,rd}} = \frac{(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{\text{mo}}} \times A_{\text{v,eff}} = 176.23 \text{ KN}$$

$$V_{\text{eff,rd}} = 178.23 \text{ KN} > V_{\text{sd}} = 177.73 \text{ KN} \quad \text{(condition vérifiée)}$$

## VII.9 Assemblage poteau-fondation

### VII.9.1 Cas 6. Assemblage poteau(HEA280)-fondation

La plaque en acier rectangulaire est soudée à la base du poteau par un cordon appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau.

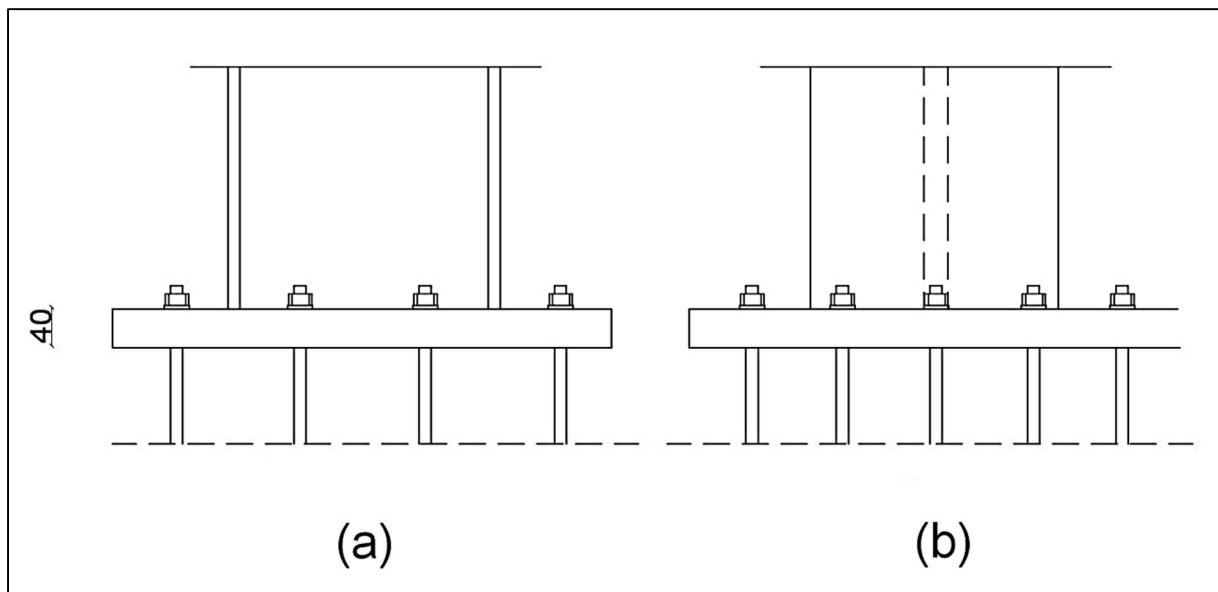


Figure VII.33. Assemblage poteau à la fondation

Les sollicitations données sont

$$G+Q+1.2Ey \begin{cases} V_{\text{sd}} = 11.20 \text{ KN} \\ M_{\text{sd}} = 37.82 \text{ KN.m} \\ N_{\text{sd}} = 901.55 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{a ELU } \{N_{\text{sd}} = 1232.35 \text{ KN}$$

#### a. Dimensionnement de la plaque d'assise

##### a.1. Résistance du matériau de scellement

$$f_j = \beta_j \times k_j \times f_{cd}$$

$\beta_j$  : Coefficient relative à la liaison pris égal à 2/3

$k_j$  : Le facteur de concentration peut être pris égal à 1.5

$f_{cd}$  : La résistance du béton à la compression

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1.5} = 16.67 \text{ MPa}$$

$$f_j = \frac{2}{3} \times 1.5 \times 16.67 = 16.67 \text{ MPa}$$

## a.2 Estimation de l'aire de la plaque

Une première estimation de l'aire de la plaque d'assise est requise

$$A_{co} = \max \left( \frac{1}{h \times b} \times \left[ \frac{N_{j.sd}}{f_j} \right]^2 ; \frac{N_{j.sd}}{f_j} \right)$$

$$A_{co} = \max \left( \frac{1}{270 \times 280} \times \left[ \frac{1232.35 \times 10^3}{16.67} \right]^2 ; \frac{1232.35 \times 10^3}{16.67} \right)$$

$$A_{co} = \max (72289.48 ; 73926.21)$$

$$A_{co} = 73926.21 \text{ mm}^2$$

## a.3 Choix du type de plaque d'assise

$A_{co} > 0.95 h \times b$  Adopter une plaque d'assise à projection étendue

$A_{co} < 0.95 h \times b$  Adopter une plaque d'assise à projection courte

$$A_{co} = 73926.21 \text{ mm}^2 > 0.95 \times 270 \times 280 = 71820 \text{ mm}^2$$

## a.4 Vérification de la plaque d'assise à la projection étendue

En supposant que la largeur d'appui autour du périmètre du poteau est égale à la largeur d'appui traditionnel, la résistance de calcul est donné par l'expression

$$N_{Rd} = f_{jd} [2(b_{fc} + 2c)(c + 2t_{fc}) + (h_c - 2c - 2t_{fc})(2c + t_{wc})]$$

## Détermination de la largeur d'appui additionnelle

La valeur de la largeur d'appui additionnelle  $c$  est obtenue en satisfaisant la résistance de calcul pertinente d'une plaque d'assise de poteau symétrique soumise à un effort normal de compression centré comme suit

$$c = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

Les constantes A, B et C, sont déterminées en fonction de type de la plaque d'assise

(Nous supposons une plaque d'assise à projection étendue)

$$A = 2$$

$$B = 2b - t_w - h \quad \rightarrow B = 822$$

$$C = -\frac{N_{j,sd}}{2f_j} + (b_{fc} t_f + 0.5ht_w - t_f t_{wc}) \quad \rightarrow C = -32347.10$$

$$c = \frac{-(822) + \sqrt{(-822)^2 - 4 \times 2 \times (-32347.10)}}{2 \times 2} = 144.67 \text{ mm}$$

$$N_{Rd} = f_{jd} [2(b_{fc} + 2c)(c + 2 t_{fc}) + (h_c - 2c - 2t_{fc})(2c + t_{wc})]$$

$$N_{Rd} = 16.67 [2(280 + 2 \times 144.67)(144.67 + 2 \times 13) + (270 - 2 \times 144.67 - 2 \times 13)(2 \times 144.67 + 8)]$$

$$N_{Rd} = 1550.31 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1332.35 < N_{Rd} = 1550.31 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

### a.5 Détermination de la plaque d'assise

$$b_p \geq b + 2t = 280 + 2 \times 13 = 306$$

$$h_p \geq h + 2t = 270 + 2 \times 13 = 296$$

Nous prendrons  $b_p = 440 \text{ mm}$  et  $h_p = 370 \text{ mm}$

Ce qui nous donne

$$A = 440 \times 370 = 162800 \text{ mm}^2 > A_{co} = 73926.21 \text{ mm}^2$$

### a.6 Epaisseur de la plaque d'assise

$$t_p \geq t_{p,min} = c \times \sqrt{\frac{3 \times f_j \times \gamma_{m0}}{f_y}} = 82.38 \times \sqrt{\frac{3 \times 16.67 \times 1.1}{235}} = 39.85 \text{ mm}$$

$$t_p = 40 \text{ mm}$$

### a.7 Résistance au cisaillement de la plaque d'assise

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

$$F_{v,rd} = F_{t,rd} = C_{fd} \times N_{sd}$$

$C_{fd}$ : Coefficient de frottement entre plaque d'assise et la couche de scellement. (une valeur de 0.2 est spécifique pour le mortier de calage de ciment stable)

$$F_{v,rd} = 0.2 \times 1232.35 = 246.47 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 11.20 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 11.20 \text{ KN} < F_{v,rd} = 246.47 \text{ KN} \quad \text{(condition vérifiée)}$$

### b. Disposition constructive

L'assemblage sera réalisé avec 5 files de 2 tiges d'encrages  $\emptyset 20$  de classe 6.8

- **Distance entraxe des boulons**

$$d_0 = \emptyset + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

$$t = t_p = 40 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14 t$$

$$48.4 \leq p_1 \leq 560$$

Alors nous allons prendre  $p_1 = 95 \text{ mm}$ .

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14 t$$

$$66 \leq p_2 \leq 560$$

Alors nous allons prendre  $p_2 = 100 \text{ mm}$

- **Pince longitudinale  $e_1$**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12 t$$

$$26.4 \leq e_1 \leq 480$$

Alors nous allons prendre  $e_1 = 30 \text{ mm}$

- **Pince transversale  $e_2$**

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12 t$$

$$33 \leq e_2 \leq 480$$

Alors nous allons prendre  $e_2 = 35 \text{ mm}$

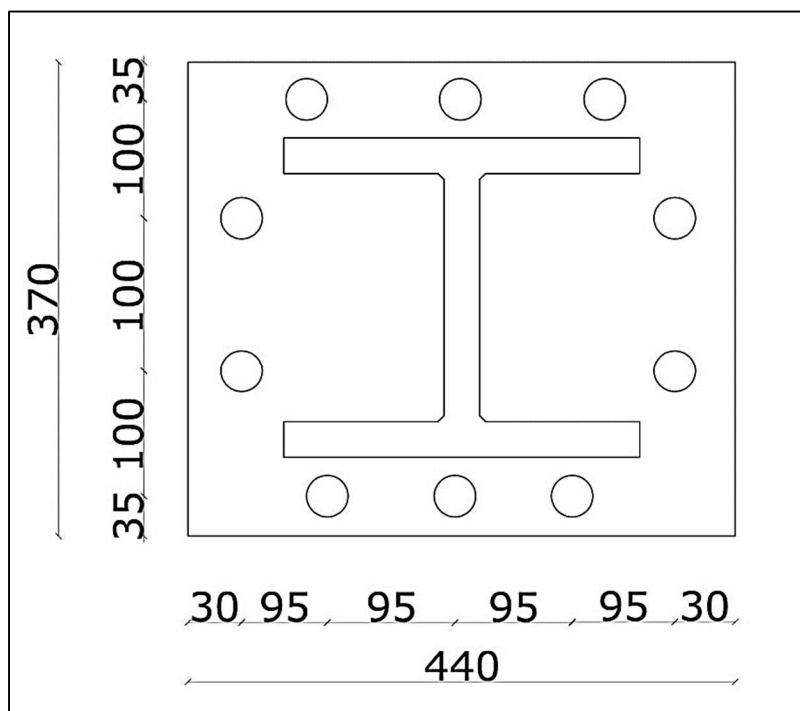


Figure VII.34. Disposition constructive

**c. Tiges d’ancrage**

Les tiges d’ancrage doivent être mises en place afin de résister aux effets des actions de calcul, nous devons les dimensionner de sorte à supporter convenablement l’effort de traction ainsi que les forces de soulèvement et les moments de flexion.

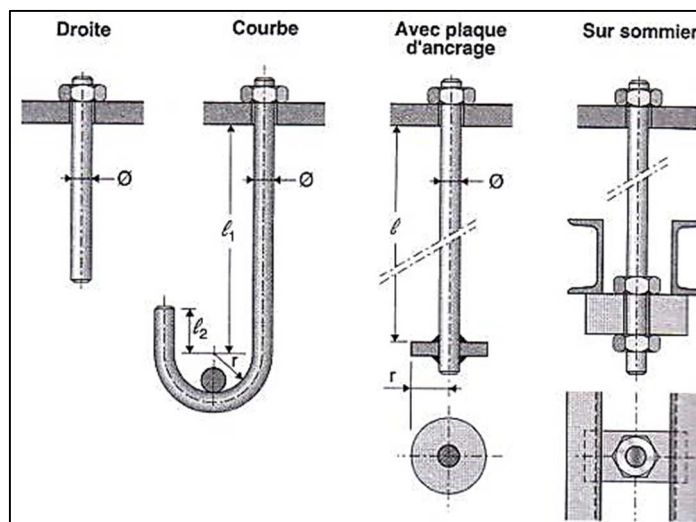


Figure VII.35. Différents type de tiges d’ancrage

**c.1. Résistance des tiges d’ancrage au cisaillement**

L’EN 1993-1-8 §6.2.2 donne la formule suivante pour la résistance au cisaillement

Soit 6 tiges d'ancrage M20 de classe 6.8 (de forme courbe)

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

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + n_b \cdot F_{vb,Rd}$$

$$F_{f,Rd} = 0,2N_{sd} = 0,2 \times 1232,35 = 246,47 \text{ KN}$$

$$F_{vb,Rd} = \frac{\alpha_{cb} \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M_2}}$$

$$\alpha_{cb} = 0,44 - 0,0003 \times f_{yb}$$

$$\alpha_{cb} = 0,296$$

$$F_{vb,Rd} = \frac{0,296 \times 600 \times 245}{1,25} = 34,81 \text{ KN}$$

$$F_{v,Rd} = 246,47 + 6 \times 34,81$$

$$F_{v,Rd} = 455,33 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 11,20 \text{ KN} \leq F_{v,Rd} = 455,33 \text{ KN}$$

### c.2. Vérification de la tige d'ancrages à la résistance

$$\frac{V_{sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{N_{t,sd}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

$N_{t,sd}$  : Effort de soulèvement ( $N_{t,sd} = 0$ , dans notre cas pas de risque de soulèvement)

$$N_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M_2}} = \frac{0,9 \cdot 600 \cdot 245}{1,25} = 105,84 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{N_{sd}}{N_{t,Rd}} = \frac{11,20}{455,33} = 0,0054 < 1 \quad (\text{condition vérifiée})$$

## VIII.1 Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

On trouve trois types de fondation

- Fondation superficielle
  - Semelle isolée sous poteau
  - Semelle filante continue sous mur
  - Semelle filante sous plusieurs poteaux
  - Radiers généraux
- Fondation profonde
  - Pieux
  - Parois moulées
- Fondation semi profonde
  - Puits

## VIII.2 Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La nature et le poids de la superstructure
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- La qualité du sol de fondation
- L'environnement

Le choix porte sur le type de fondation, doit aussi satisfaire certains critères qui sont :

- La stabilité de l'ouvrage
- La facilité d'exécution (coffrage).

### VIII.2.1 Rapport géotechnique

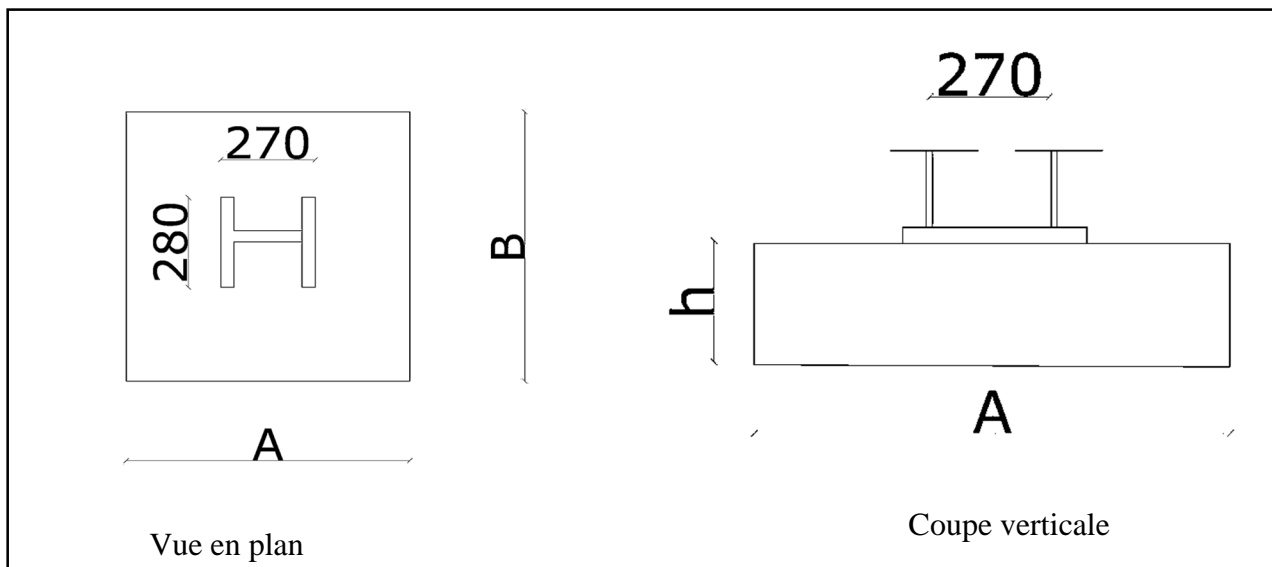
En cause de non disponibilité du rapport géotechnique la contrainte admissible du sol est prise égale à  $\sigma_{\text{sol}} = 2,00$  bars

### VIII.3 Calcul des fondations

Les fondations seront calculées suivant les deux sens, longitudinal et transversal, sous les combinaisons suivantes

**Tableau VIII.1. Combinaisons de charge**

Selon le <b>R.P.A 99</b>	Selon le <b>BAEL91</b>
G + Q + E	G + Q
0,8×G ± E	1,35×G + 1,5×Q



**Figure VIII.1. Schéma de la semelle**

**a. Détermination de A et B**

$$B > \sqrt{\left(\frac{b}{a}\right)} \times \sqrt{\left(\frac{N_s}{\sigma_{sol}}\right)}$$

$$A > \sqrt{\left(\frac{a}{b}\right)} \times \sqrt{\left(\frac{N_s}{\sigma_{sol}}\right)}$$

D'après les résultats obtenus avec ETABS et sous la combinaison à l'ELS (G + Q) les efforts maximum résultants pour la fondation sont

**Tableau VIII.2. Valeur de l'effort**

$N_{sd}$ [KN]	$V_{sd}$ [KN]
1223,35	116,58

Le rapport géotechnique du site nous donne une contrainte admissible du sol d'assise de notre ouvrage de  $\sigma_{sol}=2$  bar

Nous avons:  $b=280\text{mm}$ ;  $a=270\text{mm}$

$B > 680 \text{ mm}$

$A > 650 \text{ mm}$

Nous allons opter pour une semelle carré de dimensions  $(700 \times 700) \text{ mm}^2$

### b. Détermination de d et h

$h = d + 50 \text{ mm}$

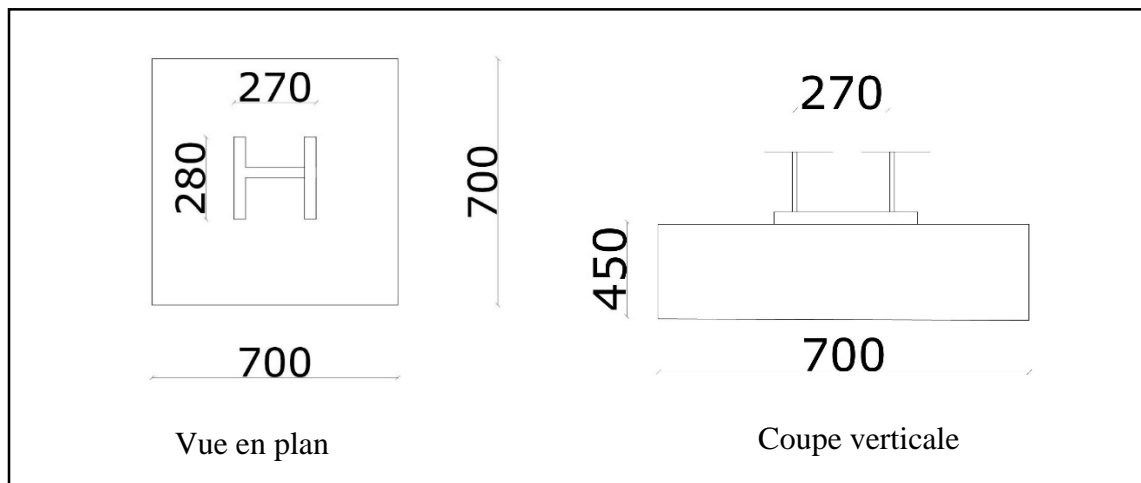
$$\frac{B-b}{4} < d < A-a$$

$$\frac{700-280}{4} < d < 700 - 270$$

$$0.10 < d < 0.43$$

Nous allons prendre  $d = 400 \text{ mm}$

$$h = 400 + 5 = 450 \text{ cm}$$



**Figure VIII.2. Dimensionnement de la semelle**

### VIII.3.2 calcul du ferrailage

Tableau VIII.3. Valeurs de l'effort normal

Effort	ELU	ELS
$N_{sd}$ [KN]	1232,35	900,62

à l'ELU

$$A_u = \frac{N_u \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{1232,35 \times 10^3 (700-270)}{8 \times 400 \times 347.83} = 476,09 \text{ mm}^2$$

$$A_u = 4.76 \text{ cm}^2$$

à l'ELS

$$A_s = \frac{N_s \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{sol}}$$

Avec

$$\sigma_{sol} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{c28}} \right) = 266,6 \text{ MPa}$$

$\eta$ : coefficient de fissuration = 1,6

$$A_s = \frac{900,62 \times 10^3 \times (700-270)}{8 \times 400 \times 266,6} = 453 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 4,53 \text{ cm}^2$$

Nous avons  $A_s < A_u$

### VIII.3.3 Condition de non fragilité

Pour qu'une section en béton armé soumise à la traction ou à la flexion soit considérée comme non fragile, la relation suivante doit être vérifiée

$$A_s = 0.23 \times \frac{b \times d \times F_{t28}}{f_e}$$

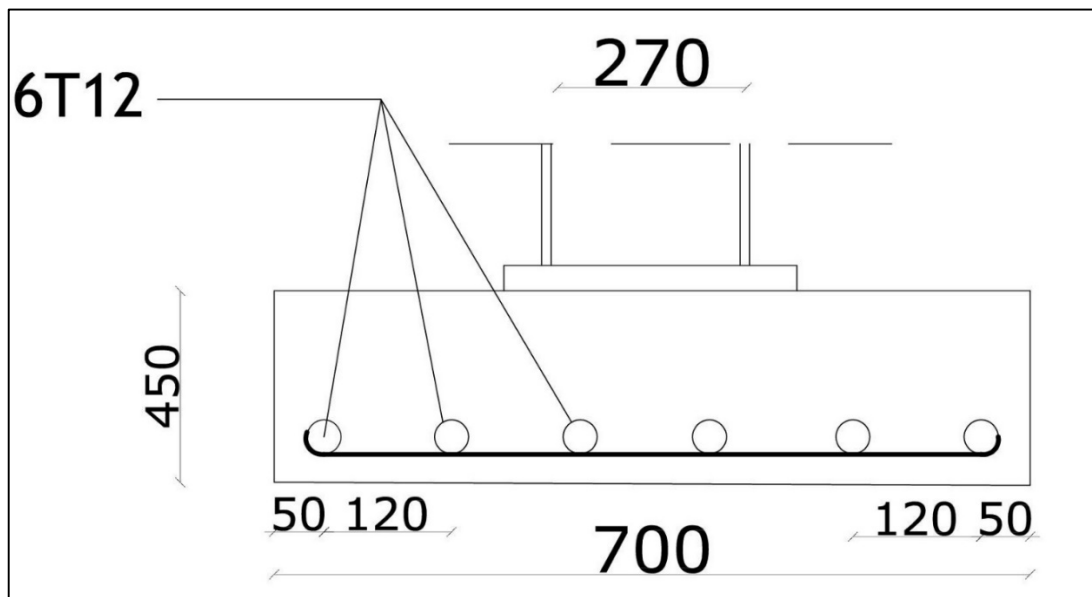
$$A_s = 0,23 \times \frac{280 \times 400 \times 2,1}{400}$$

Avec

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_s = 135,24 \text{ mm}^2 = 1,35 \text{ cm}^2$$

Nous allons opter pour un ferrailage de **6T12** ( $6,78 \text{ cm}^2$ )



**Figure VIII.3. Ferrailage des semelles isolées**

## VIII.4 Calcul des longrines

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, et solidariser les fondations de l'ouvrage. 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.

### VIII.4.1 Dimensionnement des longrines

Selon le RPA99, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont **25 cm × 30 cm**

### VIII.4.2 Calcul du ferrailage

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec

N : effort normal maximal

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique ( $\alpha=12$ )

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{1232,35}{12} = 102,69 \text{ KN} > 20 \text{ kN}$$

### VIII.4.3 Armature longitudinales en traction simple

$$A_s = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{102,69 \times 10^3}{213,34} = 481 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 4,81 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_s = 0,23 \frac{b \times d \times F_{c28}}{f_e} = 1,2 \text{ cm}^2$$

### VIII.4.4 Ferrailage minimum selon le RPA 99 /version 2003

$$A_{\min} = 0,6\% \times B \times H$$

$$A_{\min} = 0,6\% (25 \times 30) = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \max (A_{\min} ; A_s)$$

Dons nous allons ferrailer avec 4T14 ( $6,16 \text{ cm}^2$ ) et un espacement de 48 mm

### VIII.4.5 Calcul des armatures transversales

La section minimale des armatures transversales est égale à

$$A_{smin} > \frac{0.4 \times b_0 \times st}{f_e} = 25 \text{ mm}^2 \text{ Nous prendrons HA10 pour les deux cadres de la longrine}$$

avec un espacement de 25 mm

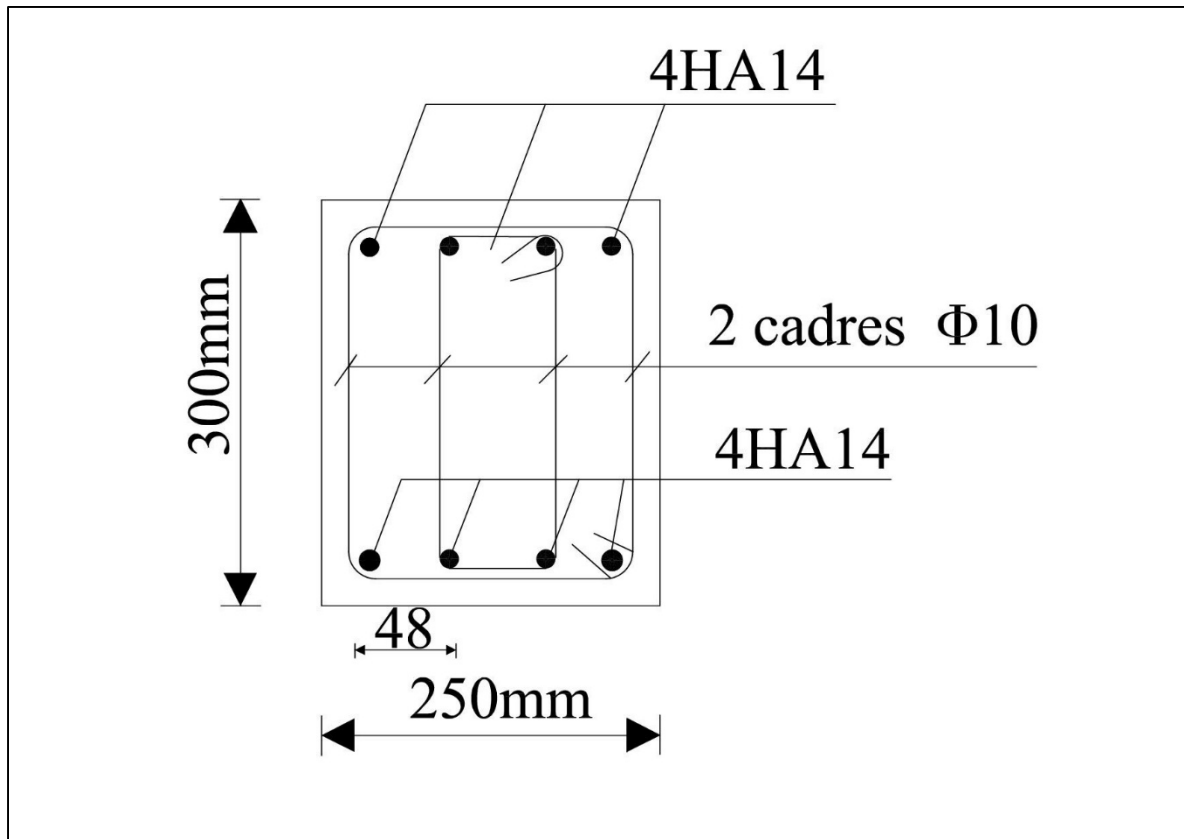


Figure VIII.4. Ferrailage de la longrine

Arrivant à la fin de ce modeste travail, qui nous a donné l'occasion pour mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant le cursus de formation de master, appliquer les règlements et utiliser intelligemment les logiciels de calcul disponibles.

Cette expérience nous a permis aussi de mieux comprendre le domaine de la construction en charpente métallique qui nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans ce domaine, et développer les idées à partir de la lecture des différentes références bibliographiques et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine du génie civil.

La conception d'une structure métallique repose sur le dimensionnement aux états limites ultimes en tenant compte des actions environnantes les plus sévères tels que les charges permanentes et surcharges d'exploitation, la température, la neige, le vent et le séisme. Ce dimensionnement concerne chaque élément, assemblage, connexion ou partie sensible de la construction. La précision et la rigueur dans les calculs et vérifications d'une part et la conception exacte des différents détails de la construction.

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

## Références bibliographiques

[1] : Document Technique Réglementaire D.T.R-BC-2.2 ; CHARGES PERMANENTES ET CHARGES D'EXPLOITATIONS, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie) (1988)

[2] : Document Technique Réglementaire D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV version 2013, ENERIB, (Algérie)

[3] : Document Technique Réglementaire D.T.R-BC-2-44 ; REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « CCM 97 », Centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1997, (Algérie)

[4] : LES CHARPENTES METALIQUES, par E. GUSTIN et DIEHL, chez Eyrolles, 1985 11<sup>ème</sup> édition, Suisse, Stämpfli AG, Bern

[5] Manfred A.H, Michel. C (1995) « CHARPENTES METALLIQUES : Conception et dimensionnement des halles et bâtiments. » Vol.11, Presses polytechniques et universitaires romandes (EPFL).

[6] : Document Technique Réglementaire D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ».Le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie)

[7] : Calcul des éléments de construction métalliques selon l'EUROCODE 3 "2<sup>ème</sup> édition" (Lahlou DAHMANI 2014)

[8] : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisées 99 » C.G.S.