

***République Algérienne Démocratique et Populaire***  
***Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de la Recherche Scientifique***  
***Université Abderrahmane MIRA-BEJAIA***  
***Faculté de Technologie***  
***Département de Génie Civil***

**MEMOIRE DE FIN D'ETUDE**

---

***ETUDE D'UN BATIMENT R+2 EN CHARPENTE  
METALLIQUE  
USAGE BUREAUTIQUE***

---

**OPTION : STRUCTURE**

**REALISE PAR :**

***SADJI MASSINISSA  
SAHEB YACINE***

**ENCADRE PAR :**

***MR BANOUNE***

**MEMBRES DE JURY :**

**ANNEE UNIVERSITAIRE 2020/2021**

# Dédicaces

On dit souvent que le trajet est aussi important que la destination, après cinq ans d'étude et d'assiduité et en fin de ce cycle et le commencement d'un nouveau départ, ce parcours, en effet, ne s'est pas réalisé sans défis et sans soulever de nombreuses questions pour lesquelles les réponses nécessitent de longues heures de travail.

Je dédie ce modeste travail

A

Mes très chers parents, mon petit frère et ma petite sœur, qui m'ont encouragé durant toutes mes années d'études, grâce à eux que j'en suis arrivé à ce résultat. J'adresse à ALLAH les vœux les plus ardents pour la conservation de leur santé et de leur vie.

Toute la famille SAHEB & CHEIKH AMER

Mes chers professeurs qui ont fait de leurs mieux afin de nous offrir de bonnes études

Et qui se sont montrés très compréhensifs à notre égard.

Mes très chers amis : Billel, Mehdi, Morjane, Amel, Aida, Melissa, Kheiro, Lyna et avec qui j'ai partagé mes moments de joie et de bonheur.

Ainsi je remercie mon cher binôme Massinissa SADJI pour tous ces efforts.

Que toute personne m'ayant aidé de près ou de loin, trouve ici l'expression de ma  
Reconnaissance.

Yacine SAHEB

# Dédicaces

On dit souvent que le trajet est aussi important que la destination, après cinq ans d'étude et d'assiduité et en fin de ce cycle et le commencement d'un nouveau départ, ce parcours, en effet, ne s'est pas réalisé sans défis et sans soulever de nombreuses questions pour lesquelles les réponses nécessitent de longues heures de travail.

Je dédie ce modeste travail

A

Mon père qu'Allah l'accueille dans son vaste paradis Incha'allah  
Ma mère, mes frères, ma petite sœur et mes belles sœurs, qui m'ont encouragé durant toutes mes années d'études, grâce à eux que j'en suis arrivé à ce résultat. J'adresse à ALLAH les vœux les plus ardents pour la conservation de leur santé et de leur vie.

Toute la famille SADJI & DJELBANI

Mes chers professeurs qui ont fait de leurs mieux afin de nous offrir de bonnes études

Et qui se sont montrés très compréhensifs à notre égard.

Mes très chers amis : Yanis, Sidou, Kenzi, Massil et Leaticia avec qui j'ai partagé mes moments de joie et de bonheur.

Ainsi je remercie mon cher binôme Yacine SAHEB pour tous ces efforts.

Que toute personne m'ayant aidé de près ou de loin, trouve ici l'expression de ma

Reconnaissance.

Massinissa SADJI

# Remerciements

Nous remercions avant tout Allah de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude

On dédie cet évènement marquant de notre vie à la mémoire de Mr Mouloud SADJI décédé trop tôt. J'espère que, du monde qui est sien maintenant, il apprécie cet humble geste comme preuve de reconnaissance de la part d'un fils qui a toujours prié pour le salut de son âme. Puisse Dieu, le tout puissant, l'avoir en sa sainte miséricorde !

Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre promoteur MR. BANOUNE Brahim, qui nous a témoigné de sa confiance et pour tous les conseils, supports et l'aide qui nous ont apporté, afin de mener à bien ce travail dans les délais répartis.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants de l'Université de génie civil qui ont contribué à notre formation.

Nous remercions également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer notre gratitude à l'ingénieur Boubker ADEL, qui nous a orientés dans la bonne voie lors de la réalisation de ce travail.

Nos remerciements également à l'ingénieur TAIBI Abdelghani qui a mis à notre disposition tous les documents nécessaires pour clôturer notre mémoire de fin d'étude.

Enfin, nos remerciements à tous nos amis, nos collègues qui nous ont soutenu et encouragé pour la réalisation de cet humble mémoire.

**SADJI Massinissa**

**& SAHEB Yacine**

# NOTATION

---

## MAJUSCULES LATINES :

**A** : Section brute d'une pièce

**A<sub>net</sub>** : Section nette d'une pièce

**A<sub>w</sub>** : Section de l'âme

**A<sub>p</sub>** : Surface portante

**A<sub>s</sub>** : Aire de la Section résistante a la traction du boulon

**E** : Module d'élasticité longitudinale

**F** : Force en générale

**F<sub>p</sub>** : Force de calcul précontrainte

**F<sub>s</sub>** : Résistance d'un boulon au glissement

**F<sub>t,rd</sub>** : Résistance d'un boulon en traction

**F<sub>b,rd</sub>** : Résistance a la pression diamétrale

**G** : La charge permanent

**I** : Moment d'inertie

**K<sub>c</sub>** : Coefficient de Rigidité poteaux

**K<sub>ij</sub>** : Coefficients de Rigidités des poutres

**K<sub>y, z</sub>** : Coefficient de flambement-flexion

**L** : Longueur

**M<sub>sd</sub>** : Moment fléchissant

**M<sub>rd</sub>** : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise

**M<sub>pl</sub>** : Moment plastique

**M<sub>cr</sub>** : Moment critique

**N<sub>sd</sub>** : effort normal

**N<sub>t, sd</sub>** : effort normal de traction

**N<sub>c, sd</sub>** : effort normal de compression

**N<sub>pl</sub>** : effort normal plastique

**N<sub>u</sub>** : effort normal ultime

**N<sub>j</sub>** : Force d'adhérence avec le béton

**Q** : charge d'exploitation

**W<sub>pl</sub>** : Module de résistance plastique

**W<sub>el</sub>** : Module de résistance élastique

# NOTATION

---

## MINUSCULES LATINES :

**b** : Largeur d'âme

**b<sub>eff</sub>** : Largeur efficace

**c<sub>i</sub>** : Coefficients

**d** : entraxe

**d<sub>0</sub>** : diamètre de perçage des trous de boulon

**f** : flèche d'une poutre

**f<sub>y</sub>** : Limite d'élasticité d'un acier

**f<sub>yb</sub>** : Limite d'élasticité d'un boulon

**f<sub>u</sub>** : Contrainte de rupture d'une pièce

**f<sub>ub</sub>** : Contrainte de rupture d'un boulon

**f<sub>ck</sub>** : résistance caractéristique en compression sur cylindre du béton

**f<sub>cd</sub>** : valeur de calcul de la résistance en compression sur cylindre du béton de fondation

**h** : hauteur

**k<sub>s</sub>** : coefficient fonction de la dimension des trous de perçage

**k<sub>j</sub>** : facteur de concentration

**n** : Nombre de boulon

**m** : Nombre de plants de cisaillement

**r<sub>c</sub>** : rayon de raccordement âme /semelle du poteau

**t<sub>w</sub>** : épaisseur de l'âme

**t<sub>f</sub>** : épaisseur de la semelle

**t<sub>wc</sub>** : épaisseur âme poteau

**t<sub>fc</sub>** : épaisseur âme semelle

**t** : épaisseur platine

**v<sub>i</sub>** : distance de la fibre inférieure a l'axe neutre d'une section

**v<sub>s</sub>** : distance de la fibre extrême supérieure a l'axe neutre d'une section

## MINUSCULES GREQUES :

**$\chi_{LT}$**  : Coefficient de réduction de déversement

**$\chi$**  : Coefficient de réduction de flambement

**$\beta_w$**  : Facteur de corrélation

**$\beta_M$**  : Facteur de moment uniforme équivalent

**$\beta_j$**  : Coefficient relatif a la liaison

# NOTATION

---

$\gamma_C$  : Coefficient de sécurité sur les propriétés du béton

$\gamma_{M_i}$  : Coefficient de sécurité

$\gamma_{Mb}$  : Coefficient de sécurité de boulon

$\gamma_{MS}$  : Coefficient partiel de sécurité

$\bar{\lambda}_{LT}$  : Élancement de déversement

$\bar{\lambda}$  : Élancement

$\phi_{LT}$  : Rotation de déversement

$\phi$  : Rotation

$\alpha_{LT}$  : Facteur d'imperfection pour le déversement

$\alpha$  : Facteur d'imperfection

$\mu$  : Coefficient de frottement

$\sigma$  : Contrainte normale

$\tau_e$  : Contrainte limite de cisaillement en élasticité

$\varepsilon = \left( \frac{235}{f_y} \right)^{0.5}$  : Coefficient de réduction élastique de l'acier

$\eta$  : Facteurs de distribution

# ***LISTE DES TABLEAUX***

---

## **CHAPITRE I**

TABLEAU 1: CONDITION DE LA FLECHE .....	16
---	----

## **CHAPITRE II**

TABLEAU 1: VALEURS DE $C_D$ .....	22
TABLEAU 2: VALEURS DE $Q_{DYN}$ .....	23
TABLEAU 3: COEFFICIENT DE PRESSION EXTERIEUR .....	25
TABLEAU 4: FORCE TOTALE SUR LE RDC.....	26
TABLEAU 5: FORCE TOTALE SUR LE 1 <sup>ERE</sup> ETAGE.....	27
TABLEAU 6: FORCE TOTALE SUR LE 2 <sup>EME</sup> ETAGE .....	27
TABLEAU 7: FORCE TOTALE SUR LE RDC.....	28
TABLEAU 8: FORCE TOTALE SUR LE 1 <sup>ERE</sup> ETAGE.....	28
TABLEAU 9: FORCE TOTALE SUR LE 2 <sup>EME</sup> ETAGE .....	28
TABLEAU 10: FORCE TOTALE SUR LE RDC.....	28
TABLEAU 11: FORCE TOTALE SUR LE 1 <sup>ERE</sup> ETAGE .....	29
TABLEAU 12: FORCE TOTALE SUR LE 2 <sup>EME</sup> ETAGE .....	29
TABLEAU 13: FORCE TOTALE SUR LE RDC.....	29
TABLEAU 14: FORCE TOTALE SUR LE 1 <sup>ERE</sup> ETAGE .....	29
TABLEAU 15: FORCE TOTALE SUR LE 1ERE ETAGE.....	30
TABLEAU 16: FORCE TOTALE SUR LA TOITURE .....	30
TABLEAU 17: FORCE TOTALE SUR LA TOITURE .....	31
TABLEAU 18: CARACTERISTIQUES D'UN TERRAIN DE CATEGORIE III.....	32
TABLEAU 19: VALEUR DE $Q_p$ .....	33

## **CHAPITRE III**

TABLEAU 1: CHARGEMENT D'UN PLANCHER MIXTE .....	36
TABLEAU 2: CARACTERISTIQUES DE L'IPE 120 .....	38
TABLEAU 3: CHARGEMENT TOTALE DU PLANCHER .....	39
TABLEAU 4: CARACTERISTIQUES DE LA POUTRE MAITRESSE.....	47
TABLEAU 5: CARACTERISTIQUES DU HEA240 .....	53
TABLEAU 6: CARACTERISTIQUES DU HEA240 .....	55

## **CHAPITRE IV**

TABLEAU 1: CHARGES SUR L'ACROTERE.....	61
TABLEAU 2: COMBINAISONS D'ACTIONS.....	62
TABLEAU 3: EVALUATION DES CHARGES .....	70
TABLEAU 4: CARACTERISTIQUES D'UN UPN100 .....	71

# ***LISTE DES TABLEAUX***

---

TABLEAU 5: ÉVALUATION DES CHARGES DU PALIER .....	72
TABLEAU 6: ÉVALUATION DES CHARGES DE LA POUTRE PALIERE.....	73
TABLEAU 7: CARACTERISTIQUES D'UN IPE160 .....	73
TABLEAU 8: CARACTERISTIQUE DE L'UPN 80 .....	81
TABLEAU 9: VALEURS DES SECTIONS DE FERRAILLAGE.....	86

## **CHAPITRE V**

TABLEAU 1: VALEUR DE PENALITE PQ ET LE FACTEUR DE QUALITE Q.....	92
TABLEAU 2: RESUME DES PARAMETRES D'APPLICATION .....	92
TABLEAU 3: VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES A LA BASE.....	94
TABLEAU 4: POURCENTAGE DE MASSE (VALEURS EXTRAITES DE ROBOT).....	95
TABLEAU 5: COMBINAISONS DE CALCUL.....	97
TABLEAU 6: TABLEAU RECAPITULATIF DE LA VERIFICATION VIS-A-VIS DES DEPLACEMENTS ....	98
TABLEAU 7: TABLEAU RECAPITULATIF DE LA VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P- $\Delta$ .....	99
TABLEAU 8: SOLLICITATION DANS LES POTEAUX .....	101
TABLEAU 9: RESULTATS DES VERIFICATIONS .....	109

## **CHAPITRE VI**

TABLEAU 1: ÉPAISSEUR DE GOUSSET EN FONCTION DE L'EFFORT APPLIQUE.....	117
---	-----

## **CHAPITRE VII**

TABLEAU 1: SOLLICITATIONS SOUS CPI= -0,26 .....	155
TABLEAU 2: SOLLICITATIONS SOUS CPI= -0,21 .....	155
TABLEAU 3: TABLEAU 2: SOLLICITATIONS SOUS CPI= -0,21 .....	155
TABLEAU 4: SOLLICITATIONS SOUS CPI= +0,03 .....	156
TABLEAU 5: SOLLICITATIONS SOUS CPI= -0,131 .....	156
TABLEAU 6: SOLLICITATIONS SOUS CPI= -0,779 .....	156
TABLEAU 7: SOLLICITATIONS SOUS CPI= -0,08 .....	156
TABLEAU 8: SOLLICITATIONS SOUS CPI= -0,3 .....	157
TABLEAU 9: SOLLICITATIONS SOUS CPI= - 0,324 .....	157
TABLEAU 10: SOLLICITATIONS SOUS CPI= -0,08 .....	157
TABLEAU 11: SOLLICITATIONS SOUS CPI= -0,0752 .....	157
TABLEAU 12: SOLLICITATIONS SOUS CPI= - 0,324 .....	158
TABLEAU 13: SOLLICITATIONS SOUS E.....	158
TABLEAU 14: SOLLICITATIONS SOUS G+Q+E .....	158
TABLEAU 15: RAPPORT $M_{ST}/M_R$ .....	159

# *LISTE DES FIGURES*

---

## **CHAPITRE I**

FIGURE 1: PLANCHER .....	6
FIGURE 2: FAÇADE PRINCIPALE .....	7
FIGURE 3: FAÇADE ARRIERE.....	8
FIGURE 4: FAÇADE LATERAL GAUCHE .....	8
FIGURE 5: FAÇADE LATERAL DROITE.....	9
FIGURE 6: VUE EN PLAN RDC .....	9
FIGURE 7: VUE EN PLAN 1ER ETAGE .....	10
FIGURE 8: VUE EN PLAN 2EME ETAGE.....	11
FIGURE 9: VUE EN PLAN TERRASSE INACCESSIBLE .....	12

## **CHAPITRE II**

FIGURE 1: LES DIRECTIONS DU VENT .....	19
FIGURE 2: ORGANIGRAMME DE LA PRESSION DU VENT .....	20
FIGURE 3: REPARTITION DE $Q_{DYN}$ SUR LE BATIMENT .....	22
FIGURE 4: INDICE DE PERMEABILITE $\mu_p$ EN FONCTION DE $C_{PI}$ .....	23
FIGURE 5: LA DIVISION DE LA PAROI .....	24
FIGURE 6: $CPE_{10}$ CORRESPONDANT A CHAQUE ZONE DE PAROIS VERTICALES SENS V1.....	24
FIGURE 7: LES DIFFERENTES ZONES DE PRESSION (TOITURE) .....	25
FIGURE 8 : DIMENSIONS DU PANNEAU DE SIGNALISATION .....	30

## **CHAPITRE III**

FIGURE 1: PLANCHER COLLABORANT (MIXTE).....	35
FIGURE 2: DISPOSITION DES SOLIVES.....	37
FIGURE 3: CHARGEMENT SUR LE PLANCHER.....	39
FIGURE 4: LA LARGEUR PARTICIPANTE.....	40
FIGURE 5: SECTION MIXTE ACIER-BETON .....	41
FIGURE 6: DIAGRAMME DES CONTRAINTES DUES AU RETRAIT.....	43
FIGURE 7: DIAGRAMME DES CONTRAINTES DUES AU RETRAIT (RESULTAT FINAL) .....	44
FIGURE 8: SCHEMA DES CONNECTEURS .....	45
FIGURE 9: DISPOSITION DES POUTRES MAITRESSES (P.P) .....	47
FIGURE 10: DISPOSITION DES POUTRES SECONDAIRES .....	48
FIGURE 11: SCHEMA DE FERRAILLAGE DU PLANCHER .....	51
FIGURE 12: LE POTEAU LE PLUS SOLLICITE.....	52
FIGURE 13: LES CHARGES TOTALES.....	53

# *LISTE DES FIGURES*

---

## **CHAPITRE IV**

FIGURE 1: ACROTÈRE .....	61
FIGURE 2: FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE .....	67
FIGURE 3: 1ER TYPE D'ESCALIER.....	68
FIGURE 4: COMPOSANTS DES MARCHES.....	69
FIGURE 5: 2EME TYPE D'ESCALIER .....	75
FIGURE 6: DIMENSIONS DE LA 1 <sup>ERE</sup> ET LA 3 <sup>EME</sup> VOLEE .....	76
FIGURE 7: COMPOSANTS DES MARCHES.....	76
FIGURE 8: CARACTERISTIQUE DE L'UPN 80 .....	78
FIGURE 10: DIMENSIONS DE LA 2EME VOLEE.....	79
FIGURE 12: COMPOSANTS D'UN ASCENSEUR.....	83
FIGURE 13: CAGE D'ASCENSEUR.....	83
FIGURE 14 .....	84
FIGURE 15: SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE .....	87

## **CHAPITRE V**

FIGURE 1: DEPLACEMENT DE LA STRUCTURE SELON LE MODE 1 .....	96
FIGURE 2: DEPLACEMENT DE LA STRUCTURE SELON LE MODE 2 .....	96
FIGURE 3: DEPLACEMENT DE LA STRUCTURE SELON LE MODE 3 .....	97
FIGURE 4: LES SYSTEMES DE CONTREVENTEMENTS EN X.....	105
FIGURE 5: LES SYSTEMES DE CONTREVENTEMENTS EN V .....	105
FIGURE 6: LES SYSTEMES DE CONTREVENTEMENTS EN X.....	106
FIGURE 7: PROPRIETES DE LA SECTION (CAE120.15).....	106
FIGURE 8: LES SYSTEMES DE CONTREVENTEMENTS EN V .....	107

## **CHAPITRE VI**

FIGURE 1: ASSEMBLAGE POTEAU-POUTRE (HEA260-IPE360) .....	111
FIGURE 2: DISPOSITION DES BOULONS.....	112
FIGURE 3: ASSEMBLAGE EN X.....	117
FIGURE 4: ASSEMBLAGE DES DIAGONALES SUR GOUSSET .....	118
FIGURE 5: VUE D'ASSEMBLAGE DES ELEMENTS DE CONTREVENTEMENT .....	120
FIGURE 6: DIMENSIONS DE LA TIGE D'ANCRAGE .....	121
FIGURE 7: PIED DE POTEAU (ROBOT) .....	123
FIGURE 8: VERIFICATION DE LA SECTION 1-1 .....	124
FIGURE 9: VERIFICATION DE LA SECTION 2-2 .....	125

# *LISTE DES FIGURES*

---

FIGURE 10: VERIFICATION DE LA SECTION 3-3 ..... 125

## **CHAPITRE VII**

FIGURE 1: SEMELLE ISOLEE ..... 150

FIGURE 2: FERRAILLAGE DE LA SEMELLE ..... 151

FIGURE 3: SCHEMA DE FERRAILLAGE DES LONGRINES ..... 153

FIGURE 4: FERRAILLAGE DU FUT ..... 154

# SOMMAIRE

---

## CHAPITRE I

I-1. INTRODUCTION .....	4
I-2. PRESENTATION DU PROJET .....	4
I-2-1. DONNEES GEOMETRIQUES DU PROJET .....	4
I-2-2. LOCALISATION ET DONNEES CONCERNANT LE SITE .....	4
I-2-3. REGLEMENTS TECHNIQUES .....	4
I-3. CONCEPTION STRUCTURALE .....	5
I-3-1. STRUCTURE HORIZONTALE .....	5
I-3-2. STRUCTURE VERTICALE .....	6
I-4. CONCEPTION PARASISMIQUE .....	6
I-5. CONCEPTION ARCHITECTURAL .....	6
I-6. MATERIAUX UTILISES .....	12
I-6-1. ACIER .....	12
I-6-2. LE BETON .....	13
I-7. LES ACTIONS PRISES EN CONSIDERATIONS .....	13
I-8. LES SITUATIONS DU PROJET .....	14
I-9. LES COMBINAISONS D’ACTION .....	14
I-9-1. SITUATION DURABLE .....	14
A. ETAT LIMITE ULTIME (ELU) .....	14
B. ETAT LIMITE DE SERVICE (ELS) .....	15
I-9-2. SITUATION ACCIDENTELLE .....	15
I-10. LIMITES DES FLECHES ET DES DEPLACEMENTS .....	15

## CHAPITRE II

II-1. ETUDE AU VENT .....	18
II-1-1. INTRODUCTION .....	18
II-1-2. DONNEES RELATIVES AU SITE .....	18
II-1-3. CALCUL DE LA PRESSION DUE AU VENT .....	20
II-1-4. CALCUL DES COEFFICIENTS DE PRESSIONS .....	22
II-1-4-1. CALCUL DES COEFFICIENTS DE PRESSIONS EXTERIEURES CPE .....	22
II-1-4-2. COEFFICIENT DE PRESSION INTÉRIEURE CPI .....	22
II-1-5. PANNEAU DE SIGNALISATION .....	29
II-1-5-1. GEOMETRIE .....	30
II-1-5-2. DONNEES .....	30
II-1-5-3. CATEGORIE DU TERRAIN .....	30
II-1-5-4. PARAMETRE DE CALCUL .....	30

# SOMMAIRE

---

II-2- EFFET DE LA NEIGE .....	32
II-2-1 : INTRODUCTION .....	32
II-2-2- CALCUL DES CHARGES DE LA NEIGE .....	32

## CHAPITRE III

III-1. INTRODUCTION .....	35
III-1-1. DESCRIPTION D'UN PLANCHER COLLABORANT .....	35
III -2. ETUDE DE PLANCHER COLLABORANT .....	36
III -2-1. EVALUATION DES CHARGES .....	36
III -2-2. DIMENSIONNEMENT DES SOLIVES .....	37
A. PHASE DE REALISATION .....	37
B. PHASE FINALE .....	39
III -2-3. CALCUL DES GOUJONS CONNECTEURS .....	44
III -2-4. VERIFICATION DES SOUDURES .....	46
III -2-5. CALCUL DE LA POUTRE MAITRESSE (SOMMIER) .....	46
III -2-6. CALCUL DE LA POUTRE SECONDAIRE .....	48
III -2-7- FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION .....	50
III -3. PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX .....	52
III -3-1. POTEAU NIVEAU 3 .....	53
III -3-2. POTEAU NIVEAU 2 .....	55
III -3-3. POTEAU NIVEAU 1 .....	57

## CHAPITRE IV

IV-1. ACROTERE .....	61
IV -1-1. INTRODUCTION .....	61
IV 1-2. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES .....	61
IV -1-3. HYPOTHESE DE CALCUL .....	61
IV -2. ETUDE DES ESCALIERS .....	67
IV -2-1. CHOIX DES DIMENSIONS .....	68
IV -2-2. TYPE 1 .....	68
IV -2-3. ESCALIER TYPE 2 .....	75
IV -3- ETUDE DE L'ASCENSEUR .....	82

## CHAPITRE V

V-1. INTRODUCTION .....	89
V-2. TYPE D'ANALYSES .....	89
V -3. METHODES DE CALCUL .....	89
V 3-1. METHODE STATIQUE EQUIVALENTE .....	89

# SOMMAIRE

---

V -3-2. METHODE DYNAMIQUE .....	93
V -4. ETUDE DE L'OSSATURE .....	99
V -4-1. INTRODUCTION .....	99
V -4-2. VERIFICATION DE LA POUTRE PRINCIPALE IPE 360 .....	99
V -4-3. VERIFICATION DE LA POUTRE SECONDAIRE (ETAGE ET TERRASSE) IPE240 .....	100
V -4-4. VERIFICATION DES POTEAUX .....	100
V -4-4-1. VERIFICATION DE POTEAU HEA260 DU RDC .....	101
V -4-5. VERIFICATION DU SYSTEME DE CONTREVENTEMENT .....	104
V -4-5-1. VERIFICATION DES PALEES EN (X) .....	105
V -4-5-2. VERIFICATION DES PALEES TRIANGULEES EN (V) INVERSE .....	107
V -4-6. CONCLUSION .....	109

## **CHAPITRE VI**

VI -1. INTRODUCTION .....	111
VI -2. ASSEMBLAGE POTEAU-POUTRE PRINCIPALE (HEA260-IPE360) .....	111
VI -3. ASSEMBLAGE PLATINE-POUTRE .....	114
VI -4. ASSEMBLAGE DES ELEMENTS DE CONTREVENTEMENT .....	116
VI -4-1. ASSEMBLAGE DU CONTREVENTEMENT EN CROIX DE SAINT-ANDRE-PORTIQUE .....	116
VI -5. CALCUL DES PIEDS DE POTEAUX .....	120

## **CHAPITRE VII**

VII-1. INTRODUCTION .....	149
VII -2. DETERMINATION DES SOLLICITATIONS .....	149
VII -3. CHOIX DU TYPE DE FONDATION .....	149
VII-4. VERIFICATIONS DES SEMELLES ISOLEES .....	150
VII -5. ETUDE DES LONGRINES .....	152
VII -6. FERRAILLAGE DU FUT .....	153
VII -7. VERIFICATION DE LA STABILITE D'ENSEMBLE .....	155
VII -8. CONCLUSION .....	159



Introduction

Générale

## Introduction Générale :

L'étude des structures est une étape clé et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir, faire cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les années de formation d'ingénieur.

Le but des études en génie civil est de concevoir et construire des ouvrages capables de résister aux multiples phénomènes naturels (tremblement de terre, vent extrême, neige...). Concevoir et construire se font avec des matériaux et chacun d'entre eux à ses spécificités tant sur le plan conceptuel que technique, mécanique et formel. Les domaines d'application des constructions métalliques sont très nombreux. Ils concernent d'abord les bâtiments et les ouvrages d'art. Dans le cas des bâtiments, les halls industriels lourdes (aciéries) ou légères (usine de transformation ou de stockage) constituent un secteur où l'emploi de l'acier est fréquent pour la réalisation des ossatures et des bardages recouvrant celles-ci. Parmi les avantages courants de l'utilisation des bâtiments en acier, on peut citer la conception, la solidité et la durabilité, la légèreté, la facilité et la rapidité d'installation, la polyvalence, la flexibilité, L'ouvrage en question est un bâtiment en (R+2) à usage bureautique en charpente métallique, il est implanté à **BOUIRA**.

L'étude de ce projet se fera en respectant minutieusement les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (*RPA 99/2003 ; DTR RNV 2013 ; CCM97*) pour cela nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail suivant :

**Chapitre I : Généralités**

**Chapitre II : Étude Climatique**

**Chapitre III : Pré-Dimensionnement Des Éléments**

**Chapitre IV : Étude Des Éléments Secondaires**

**Chapitre V : Étude Sismique**

**Chapitre VI : Calcul Des Assemblages**

**Chapitre VII : Étude De L'infrastructure**

Enfin nous clôturons cette étude en présentant une conclusion générale.



# CHAPITRE

## I

### **Généralités**

## **I-1. Introduction :**

Une ossature métallique est une structure dans laquelle les appuis, les poteaux, les poutres sont réalisées en acier. Ces éléments de construction "rigides" permettent de dégager de grands espaces utiles au sol. La portée des éléments d'ossature peut atteindre plusieurs dizaines de mètres. En outre le poids de ces éléments d'ossature, comparé à ceux d'une même structure en béton armé (ou maçonnerie) est réduit et allégé considérablement ce qui minimise les charges transmises au sol.

## **I-2. Présentation du projet :**

Notre projet de fin d'étude consiste à dimensionner et à étudier une structure en R+2 en charpente métallique à usage bureautique (Bloc administratif). L'ossature est formée d'une structure en charpente métallique (Poteaux, Poutres) et de planchers mixtes collaborant (béton – acier).

### **I-2-1. Données géométriques du projet :**

D'après les plans d'architecture, les dimensions de la structure sont :

- Hauteur totale du bâtiment ..... **10,8 m**
- Longueur totale ..... **30 m**
- Largeur totale ..... **20 m**
- Hauteur du rez-de-chaussé ..... **3,40 m**
- Hauteur des étages ..... **3,40 m**

### **I-2-2. Localisation et données concernant le site :**

Le projet en question est un bloc administratif, implantée à la wilaya de BOUIRA dont :

- La contrainte admissible du sol est de = .....**1,5 bars.**
- Altitude = ..... **590 m.**
- Profondeur d'encreage = ..... **-2,4 m**
- Le site est classé dans la zone sismique..... **IIa.**

### **I-2-3. Règlements techniques :**

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- **DTR BC 2.2** : Charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- **RPA99/2003** : Règlement Parasismique Algériennes version 2003.
- **DTR C 2-4.7 (RNV)** : Règles définissant les effets de la neige et du vent.
- **BAEL91-CBA93** : Béton armé aux états limites.
- **DTR BC-2.44** : Règles de conception et de calcul des structures en acier **CCM 97.**

- **Eurocode 3** : Calcul des structures en acier.
- **Eurocode 4** : Calcul des structures mixtes acier-béton.

### I-3. Conception structurale :

On a deux types de structure :

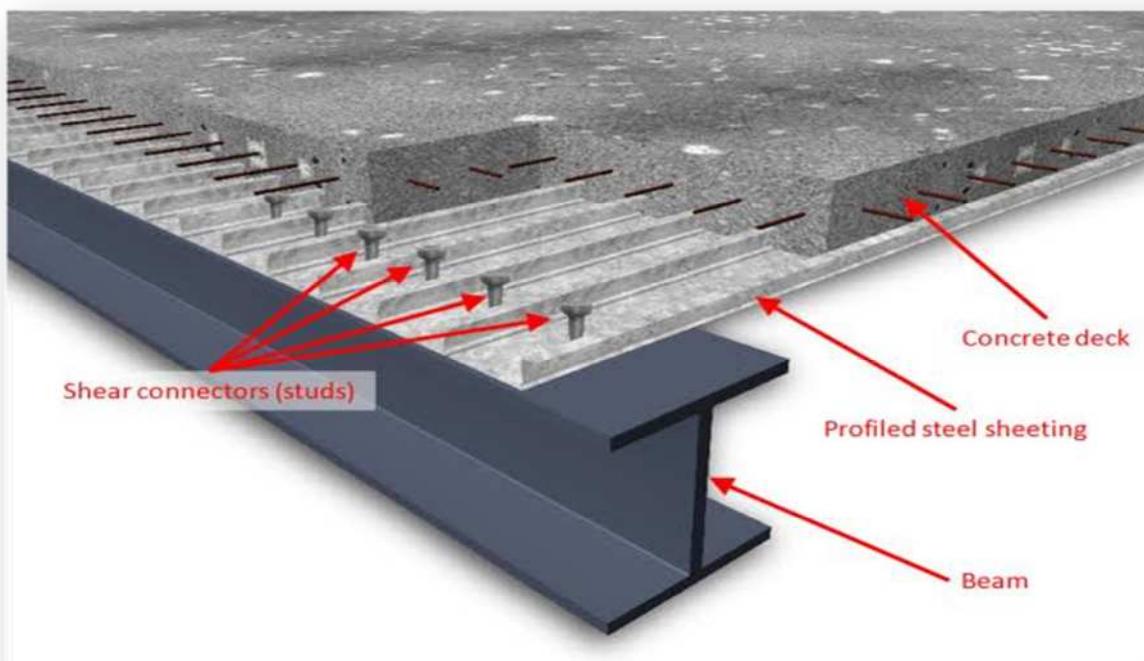
#### I-3-1. Structure horizontale :

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

##### a. Planchers courants :

Pour notre construction, on a choisi des planchers mixtes (Acier-Béton), a dalle collaborant étant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement, qui se compose de :

- Dalle en béton armée d'épaisseur :  $e = 14 \text{ cm}$
- Tôle nervurée de type **TN40**, d'épaisseur de  $4 \text{ cm}$
- Poutre de section en I, de type **IPE**
- La liaison entre la dalle, le bac en acier et la structure porteuse est assurée par des connecteurs de cisaillement de type : **Goujons**



*Figure 1: Plancher*

##### b. Plancher Terrasse :

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

## **I-3-2. Structure verticale :**

### **a. Systèmes de stabilités :**

La structure est une ossature poteaux – poutres auto-stable ou contreventée en charpente métallique.

### **b. Conception des Escaliers :**

Les escaliers sont des structures accessoires qui permettent l'accès aux différents niveaux du bâtiment. Ils sont en structure métalliques les marches en tôle, revêtues avec du béton et carrelage. Pour chaque étage les escaliers se composent de deux volets de marches portées par un limon.

### **c. Acrotère :**

C'est un élément en béton armé de protection coulé sur place, encastré dans le plancher terrasse.

## **I-4. Conception parasismique :**

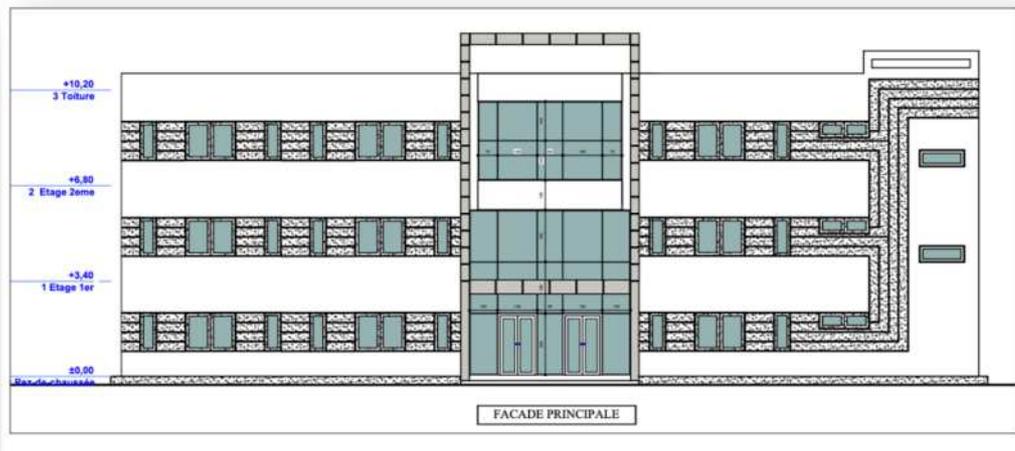
L'action sismique est une action accidentelle à laquelle peut être soumise une structure. La conception structurale de notre bâtiment est parasismique au sens du *RPA 99 (Version 2003)*. En effet l'ouvrage présente :

- Une régularité en plan.
- Une régularité en élévation.

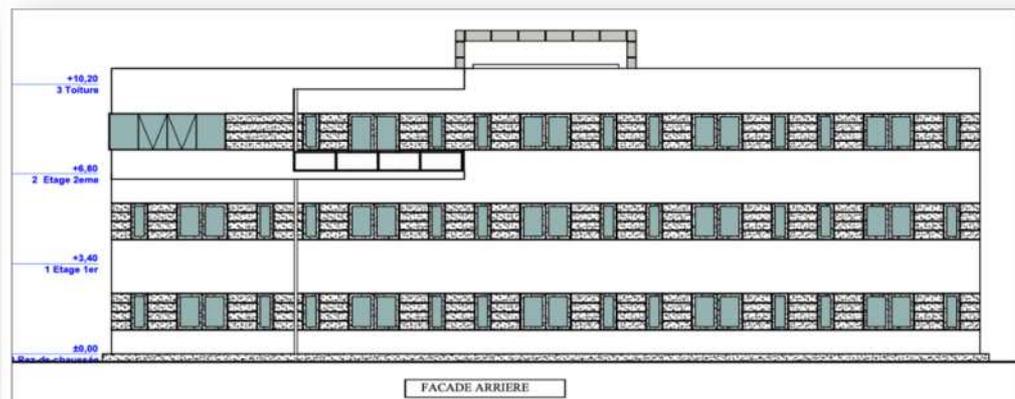
Les structures en charpente métallique ont souvent une bonne dissipation de l'énergie sismique.

## **I-5. Conception architectural :**

Notre structure est de forme rectangulaire composée d'un rez-de-chaussée et de 2 étages (R+2) :



*Figure 2: Façade principale*



*Figure 3: Facade arrière*

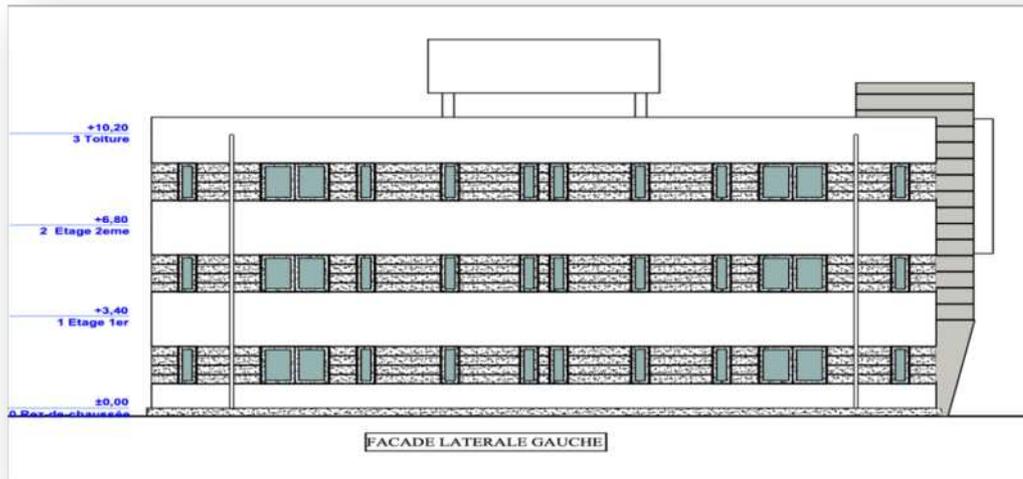


Figure 4: Façade latéral gauche

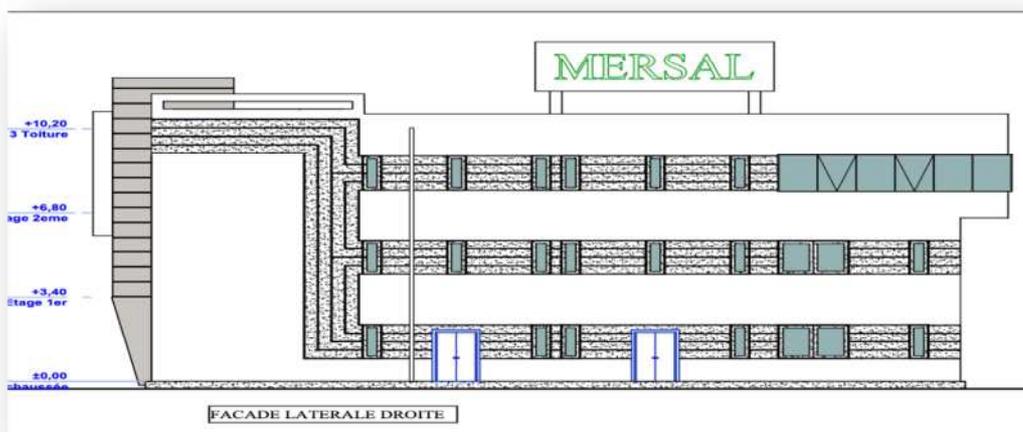


Figure 5: Façade latéral droite

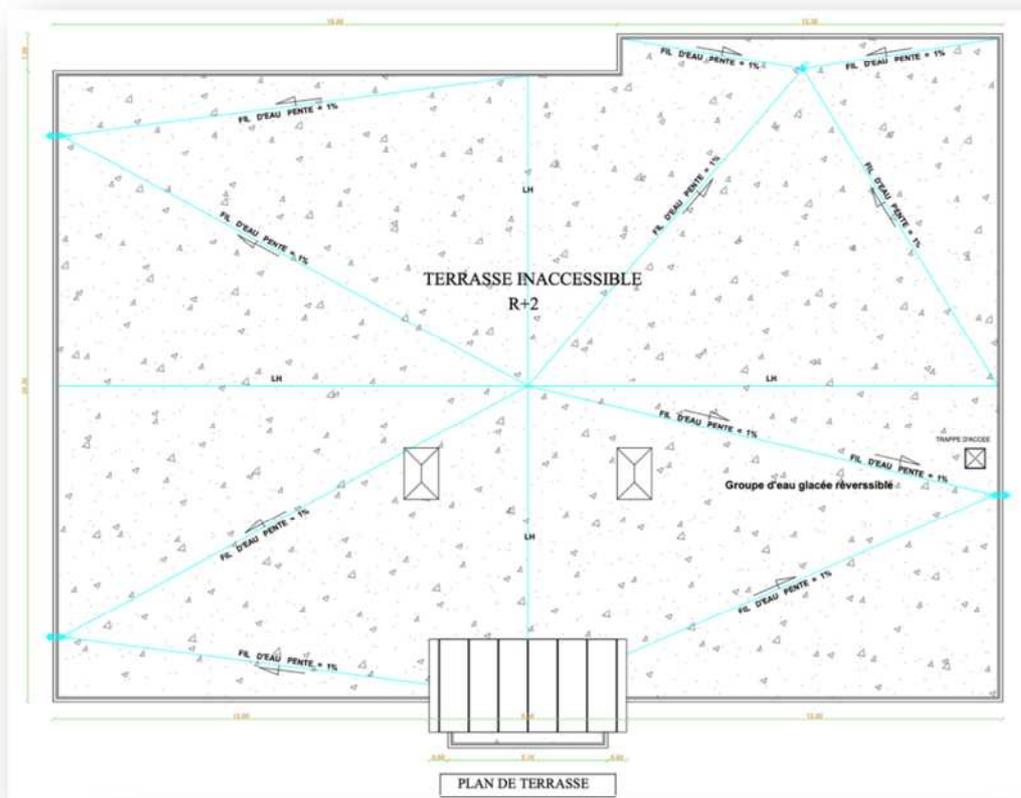


Figure 6: Vue en plan terrasse inaccessible

## I-6. Matériaux utilisés :

### I-6-1. Acier :

L'acier est une combinaison de fer et de carbone, on ne le trouve pas naturellement, c'est le résultat de la transformation de matières premières extraites du sol (dont la teneur en carbone ne dépasse pas 1%)

#### a. Résistance :

Les nuances d'aciers courantes et leurs résistances limites sont citées par *Eurocode03* et *Eurocode04* ainsi que le *DTR*, *CCM97*. La nuance choisit pour la réalisation de cette structure est S235 qui représente les meilleures propriétés avec :

- Limite d'élasticité :  $f_y = 235 \text{ MPa}$
- Limite ultime :  $f_u = 360 \text{ MPa}$

#### b. Ductilité :

L'acier de construction choisi doit satisfaire les conditions suivantes :

- La contrainte à la rupture en traction  $f_u$  doit être supérieur à 20% au moins à la limite d'élasticité  $f_y$ .
- L'allongement à la rupture  $\varepsilon_u$  doit être supérieur à 15%.
- L'allongement à la rupture  $\varepsilon_u$  (correspondant à  $f_u$ ) doit être supérieur à 20 fois l'allongement  $\varepsilon_y$  (correspondant à  $f_y$ ).

### c. Caractéristiques de l'acier :

Les valeurs des principales caractéristiques de l'acier sont :

- Module d'élasticité longitudinale :  $E = 210000 \text{ MPa}$
- Coefficient de poisson :  $\nu = 0,3$
- Module d'élasticité transversale :  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$
- Coefficient de dilatation thermique :  $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ par } ^\circ\text{C}$
- La masse volumique :  $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$

### I-6-2. Le béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats, de sable, et d'eau aggloméré par un liant hydraulique (le plus souvent du ciment) qui sert de « colle ». On y ajoute éventuellement des adjuvants et d'autres ingrédients pour modifier ses caractéristiques. Celui-ci résiste mieux à la compression qu'à la traction. C'est donc la compression qui va définir sa résistance, définie comme la contrainte maximale en compression du béton. Elle est symbolisée par le sigle  $f_c$  et exprimée en  $\text{MPa}$ . La résistance du béton est évaluée après 28 jours d'âge, délai qui lui permet généralement d'atteindre 90% de sa résistance. L'utilisation du béton dans notre structure est pour la réalisation des planchers ...etc. On à utiliser un béton dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  dont les caractéristiques suivantes :

- La résistance caractéristique à la compression :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- La résistances caractéristique à la traction :  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$
- Poids volumique :  $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$
- Coefficient de retrait :  $\varepsilon = 4. 10^{-6}$
- Coefficient de dilatation thermique :  $\theta = 10^{-4} \text{ par } ^\circ\text{C}$
- La classe du béton est C25/30

### I-7. Les actions prises en considérations :

Ce sont l'ensemble des forces et des couples due aux charges auxquelles l'ouvrage sera soumis :

- Charges permanentes : **G**
- Charges d'exploitation : **Q**
- Charges climatiques : **W** (Vent) et **S** (Neige)
- Charges sismiques : **E**

## I-8. Les situations du projet :

L'ouvrage sera étudié aux états limites selon deux (2) situations de projets :

- En situation durable : les actions à considérer seront les actions permanentes, d'exploitation et climatique.
- En situation accidentelle : les actions à considérer dans ce cas seront les actions permanentes, d'exploitation et les actions sismique.

## I-9. Les combinaisons d'action :

### I-9-1. Situation durable :

#### a. État limite ultime (ELU) :

Les états- limites ultimes (ELU) permettent de calculer tout ce qui a trait à la sécurité des personnes et/ou à la sécurité de la structure. Pour cette raison, des coefficients de sécurité sont pris en compte et permettent ainsi de majorer les charges s'appliquant sur les structures lorsque celles-ci sont préjudiciables et de minorer la résistance structurelle des matériaux. Les coefficients de sécurité permettent de prendre en compte les incertitudes des charges appliquées et des caractéristiques des matériaux.

Pour les structures, on utilise la plus défavorable des deux combinaisons suivantes :

- Prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + 1,5 Q_{k \max}$$

- Prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + 1,35 \sum_i Q_{k,i}$$

Avec :

$G_{k,j}$  : Valeur caractéristique des actions permanentes.

$Q_{k,i}$  : Valeur caractéristique des actions variables.

$\gamma_{G,j} = 1,35$  , Si l'action agit défavorablement.

$\gamma_{G,j} = 1$  , Si l'action agit favorablement.

#### b. État limite de service (ELS) :

Les états limites de service (ELS) permettent de vérifier la structure en utilisation normale (déformation admissible de la structure sous l'action du vent, ...) ainsi que vis-à-vis du confort des personnes (vibration d'une passerelle, déformation admissible des planchers, ...), de l'aspect de la construction (esthétique des parois en verre, limitation de la fissuration, durabilité, ...) de la durabilité de l'ouvrage (ouverture des fissures dans les éléments en béton armé, ...) et de la préservation des éléments secondaires (cloisons non porteuses, carrelage, ...). Les vérifications à l'état-limite de service sont donc axées sur le confort des utilisateurs, notamment par la vérification de la déformation et de la vibration de la structure et sur la durabilité de l'ouvrage en s'assurant que la structure ne subit pas de déformation. Pour les structures, on utilise la plus défavorable des deux combinaisons suivantes :

- Prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$\sum_j G_{k,j} + Q_{k \max}$$

- Prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

$$\sum_j G_{k,j} + 1,5 \sum_{i>1} Q_{k,i}$$

### I-9-2. Situation accidentelle :

Ce sont des actions qui ne surviennent que rarement durant la vie de l'ouvrage mais dont les conséquences peuvent être très néfastes, si les dispositions ne sont pas prises lors de la conception et de la réalisation de l'ouvrage. Parmi ces actions, on peut répertorier :

- L'action sismique notée **E**.
- Le choc, l'incendie, l'explosion, etc...

Pour la détermination des sollicitations de calcul en situation accidentelles, les combinaisons d'actions à considérer sont celles mentionnée dans *le RPA99 Article 5.2*, Elles sont comme suit :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 G \pm E$  : cette combinaison a été adoptée dans le cas où l'effet de G est favorable.

### I-10. Limites des flèches et des déplacements :

Les structures en acier et leurs composants doivent être dimensionner de manière que les flèches restent dans les limites approprier à l'usage et à l'occupation envisager du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage.

Les valeurs limite recommande pour les flèches verticales sont résumées dans *le tableau 4.1 du CCM97* comme suit :

<b>Conditions</b>	<b><math>f</math> (flèche dans l'état final)</b>
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 la 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

*Tableau 1: Condition de la flèche*



# CHAPITRE

## II

**Étude**

**Climatique**

## II-1. Etude au vent :

### II-1-1. Introduction :

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

Avec l'aide du règlement neige et vent du **RNV99**, ce document technique réglementaire (**DTR**) nous fournit toute les procédures et principes généraux afin de déterminer des actions du vent sur l'ensemble d'une structure et sur ces différentes parties.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

### II-1-2. Données relatives au site :

Il s'agit de la catégorie du terrain **III**.

- Site plat :  $C_T=1$  (Tableau 2.5. RNV2013)
- Zone du vent II (ANNEXE.1. RNV2013)
- $q_{réf} = 435 \text{ N/m}^2$  (Tableau 2.3. RNV2013)
- $K_T = 0,215$
- $Z_0 = 0,3$
- $Z_{min} = 5 \text{ m}$
- $\xi = 0,61$

(Tableau 2.4. RNV2013)

Selon le règlement **RNV2013**, le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage.

Les directions sont comme suit :

- La direction V1 du vent : perpendiculaire à la façade latérale gauche.
- La direction V2 du vent : perpendiculaire à la façade principale.
- La direction V3 du vent : perpendiculaire à la façade latérale droite.
- La direction V4 du vent : perpendiculaire à la façade arrière.

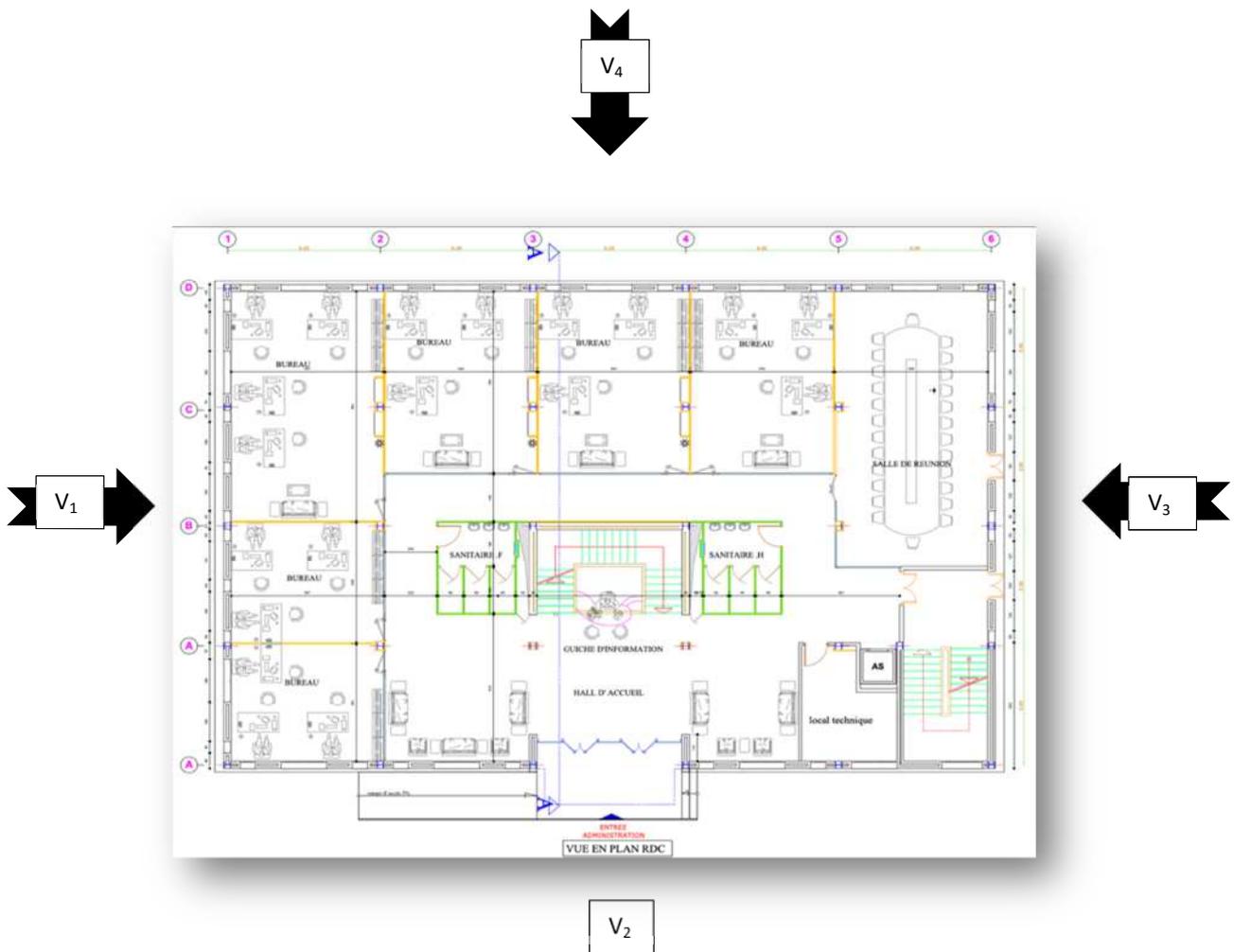


Figure 1: Les directions du vent

L’organigramme suivant représente le travail à effectuer afin de déterminer les pressions dues au vent :

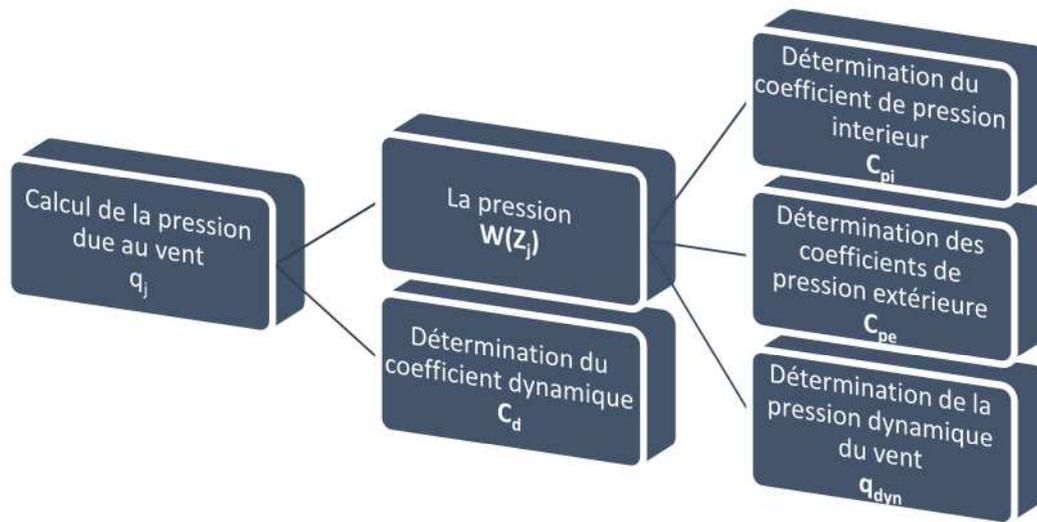


Figure 2: Organigramme de la pression du vent

**II-1-3. Calcul de la pression due au vent :**

La pression due au vent qui s’exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_j = C_d \times W(z_j) [N/m^2] \quad (\S 1.2.2.1 RNV99) \quad [1]$$

C<sub>d</sub> : le coefficient dynamique de la construction.

W : (en N/m<sup>2</sup>) est la pression nette (appelée aussi pression) exercée sur l’élément de surface, calculée à la hauteur Z<sub>j</sub> relative à l’élément de surface j.

**a. Déterminer le coefficient dynamique C<sub>d</sub> :**

C<sub>d</sub> est donné en fonction des dimensions :

**B (en m) :** qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.

**H (en m) :** qui désigne la hauteur totale de la construction.

D’après le RNV (Chapitre 3 art 3.2) :

$$H = 10m < 15m \rightarrow C_d = 1$$

Les valeurs de C<sub>d</sub> sont résumées dans le tableau suivant :

Direction du vent	H (m)	B (m)	C <sub>d</sub>
V1	10,2	20	1
V2	10,2	30	1
V3	10,2	20	1
V4	10,2	30	1

Tableau 1: Valeurs de C<sub>d</sub>

### b. Déterminer $W(z_j)$ :

$$W(z_j) = q_{dyn}(Z_j) \times (C_{pe} - C_{pi}) \quad [N/m^2] \quad (\S 1.2.2.2 RNV99)[1]$$

$q_{dyn}$  : est la pression dynamique du vent calculée à la hauteur  $z_j$  relative à l'élément de surface  $j$ .

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

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

### c. Déterminer la pression dynamique $q_{dyn}$ :

La pression dynamique  $q_{dyn}(Z_j)$  qui s'exerce sur un élément de surface  $j$  est donnée par :

$$q_{dyn}(Z_j) = q_{réf} \times C_e(Z_j) \quad [N/m^2] \quad (\S 3.2 RNV99)$$

Avec :

$$q_{réf} = 435 \text{ N/m}.$$

$C_e$  : coefficient d'exposition au vent.

### d. Déterminer le coefficient d'exposition $C_e(Z)$ :

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

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \times \left[ 1 + \frac{7 \cdot K_T}{C_r(Z) \cdot C_t(Z)} \right] \quad (\S 3.3.2 RNV99)$$

$C_t(z)$  : le coefficient de topographie.

$C_r(z)$  : le coefficient de rugosité.

$K_T$  : facteur de terrain.

### e. Coefficient de rugosité :

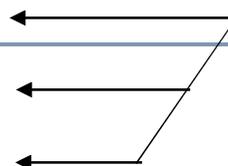
Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

$$\left\{ \begin{array}{l} C_r(Z) = K_T * \ln\left(\frac{Z}{z_0}\right) \quad \text{pour} \quad Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \\ C_r(Z) = K_T * \ln\left(\frac{Z_{min}}{z_0}\right) \quad \text{pour} \quad Z < Z_{min} \end{array} \right. \quad (\S 4.2 RNV99)$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	H(m)	Z(m)	Cr	Iv(z)	Ct	Ce	$q_{dyn}(N/m^2)$
RDC	3,40	3,40	0,605	0,355	1	1,276	555,06
1 <sup>er</sup> étage	3,40	6,80	0,670	0,320	1	1,454	632,49
2 <sup>eme</sup> étage	3,40	10,2	0,758	0,283	1	1,715	746,025

Tableau 2: Valeurs de  $q_{dyn}$



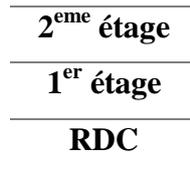


Figure 3: Répartition de  $q_{dyn}$  sur le bâtiment

**II-1-4. Calcul des coefficients de pressions :**

**1-4-1. Calcul des coefficients de pressions extérieures  $C_{pe}$  :**

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$\left[ \begin{array}{ll} C_{pe} = C_{pe.1} & \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) & \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe.10} & \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

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

D'où :  $C_{pe} = C_{pe10}$

**I-4-2. Coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  :**

Le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  est donné en fonction de l'indice de perméabilité  $\mu_p$ :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèle au vent}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

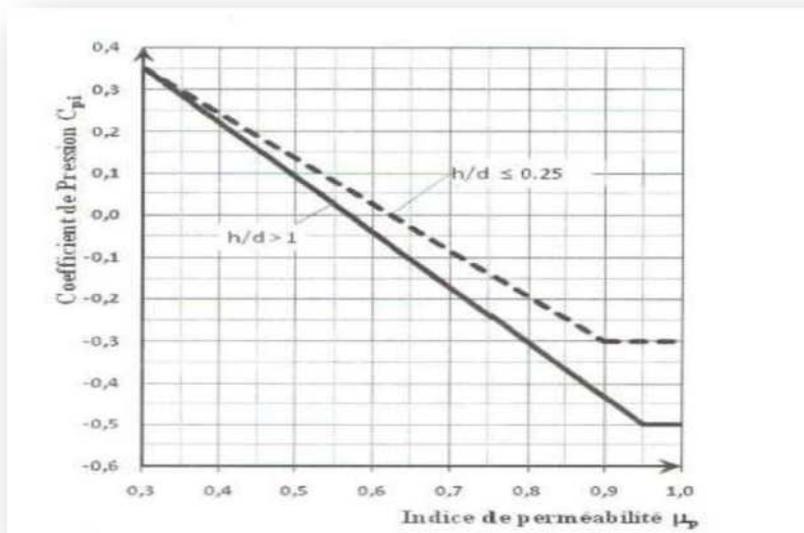


Figure 4: Indice de perméabilité  $\mu_p$  en fonction de  $C_{pi}$

On calcule selon 4 directions du vent comme suit :

- a. Selon la direction du vent  $V_1$  :

## 1. Parois verticales :

- Exemple de calcul pour le RDC :

$$\left[ \begin{array}{l} b = 20 \text{ m} \\ d = 30 \text{ m} \\ h = 3,4 \text{ m} \end{array} \right.$$

- "e" se calcule comme suit :  $e = \min [b ; 2h]$

$$\rightarrow e = \min [20 ; 6,8] \rightarrow e = 6,8 \text{ m}$$

-  $d > e$  alors la paroi est divisée selon A, B, C, D et E qui sont représenté dans la figure suivante :

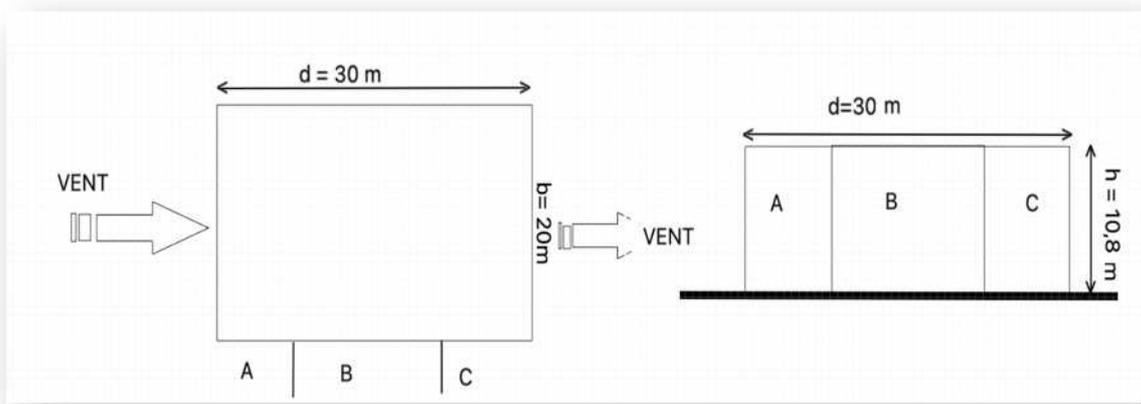


Figure 5: La division de la paroi

A	B	C	D	E
<b>Cpe</b>	Cpe,10	Cpe,10	Cpe,10	Cpe,10
<b>-1,1</b>	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

Tableau 3: Coefficient de pression extérieur

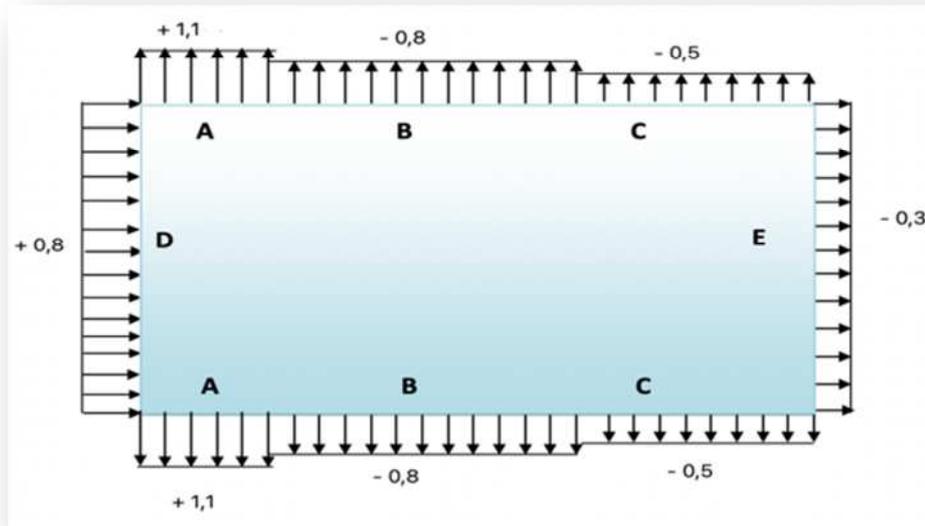


Figure 6:  $cpe_{10}$  correspondant à chaque zone de parois verticales sens VI

**2. Pour la toiture :**

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

Avec :  $e = \min [b ; 2h] = 20 \text{ m}$

Les zones représentées sont calculées comme des surfaces :

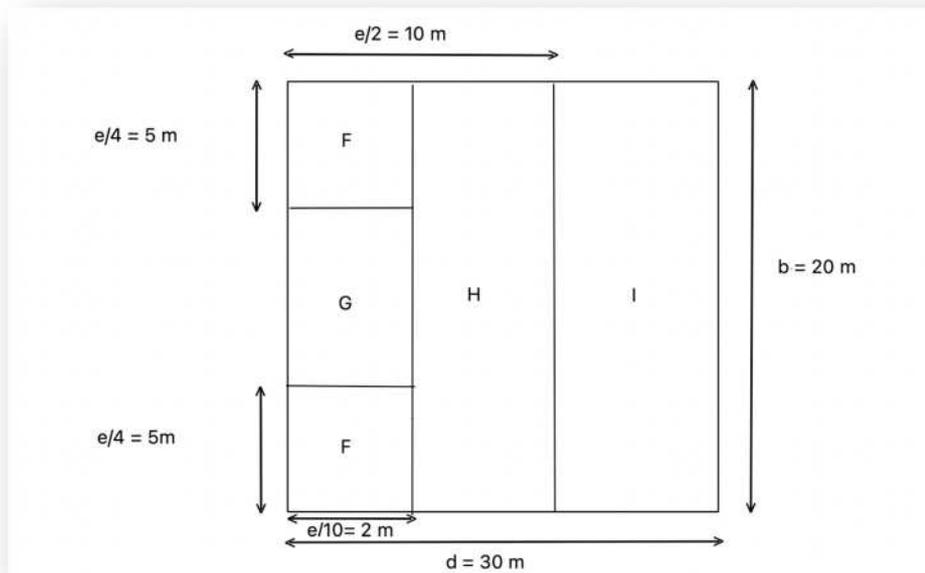


Figure 7: Les différentes zones de pression (Toiture)

La suite des calculs de la direction du vent  $V_1$  (Parois vertical) sont représentées dans les tableaux suivants :

- **Pour le RDC :**

Zone	Z	Aire (m <sup>2</sup> )	q <sub>p</sub> [N/m <sup>2</sup> ]	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	W [N/m <sup>2</sup> ]
A	3,4	4,624	555,06	-1,1	-0,26	-466,25
B	3,4	18,496	555,06	-0,8	-0,26	-299,73
C	3,4	78,88	555,06	-0,5	-0,26	-133,21
D	3,4	68	555,06	0,8	-0,26	588 ;36
E	3,4	68	555,06	-0,3	-0,26	-22,20

*Tableau 4: Force totale sur le RDC*

- **1<sup>er</sup> Étage :**

Zone	Z	Aire (m <sup>2</sup> )	q <sub>p</sub> [N/m <sup>2</sup> ]	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	W [N/m <sup>2</sup> ]
A	6,8	18,496	632,49	-1	-0,21	-499,67
B	6,8	73,98	632,49	-0,8	-0,21	-373,17
C	6,8	111,52	632,49	-0,5	-0,21	-183,42
D	6,8	136	632,49	0,8	-0,21	638,81
E	6,8	136	632,49	-0,3	-0,21	-56,92

*Tableau 5: Force totale sur le 1<sup>ere</sup> étage*

- **2<sup>eme</sup> Étage :**

Zone	Z (m)	Aire (m <sup>2</sup> )	q <sub>p</sub> [N/m <sup>2</sup> ]	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	W [N/m <sup>2</sup> ]
A	10,2	40,8	746,025	-1	-0,187	-606,52
B	10,2	163,2	746,025	-0,8	-0,187	-457,32
C	10,2	102	746,025	-0,5	-0,187	-233,51
D	10,2	204	746,025	0,8	-0,187	736,37
E	10,2	204	746,025	-0,3	-0,187	-84,30

*Tableau 6: Force totale sur le 2<sup>eme</sup> étage*

**b. Selon la direction du vent  $V_2$  :**

- **Exemple de calcul pour le RDC :**

$$\left[ \begin{array}{l} b = 30 \text{ m} \\ d = 20 \text{ m} \\ h = 3,4 \text{ m} \end{array} \right.$$

Avec :  $e = \min [b ; 2h]$

$$e = \min [30 ; 6,8] \quad \rightarrow \quad e = 6,8 \text{ m}$$

- $d > e$  Alors la paroi est divisée selon A, B, C, D et E, qui sont représentées dans la **Figure 7**.

- **Calcul de Cpi :**

On a :  $\mu_p = 0,584$

$h/d = 0,17 < 0,25$ , selon la **Figure 4** ;  $C_{pi} = 0,03$

- **Pour le RDC :**

Zone	Z (m)	Aire (m <sup>2</sup> )	q <sub>p</sub> [N/m <sup>2</sup> ]	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	W [N/m <sup>2</sup> ]
A	3,4	4,624	555,06	-1,1	0,03	-627,22
B	3,4	18,496	555,06	-0,8	0,03	-460,69
C	3,4	44,88	555,06	-0,5	0,03	-294,18
D	3,4	102	555,06	0,8	0,03	427,40
E	3,4	102	555,06	-0,3	0,03	-183,17

*Tableau 7: Force totale sur le RDC*

- **1<sup>er</sup> Étage :**

Zone	Z (m)	Aire (m <sup>2</sup> )	q <sub>p</sub> [N/m <sup>2</sup> ]	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	W [N/m <sup>2</sup> ]
A	6,8	18,496	632,49	-1	-0,131	-549,63
B	6,8	73,984	632,49	-0,8	-0,131	-423,14
C	6,8	43,52	632,49	-0,5	-0,131	-233,39
D	6,8	204	632,49	0,8	-0,131	588,85
E	6,8	204	632,49	-0,3	-0,131	-106,89

*Tableau 8: Force totale sur le 1<sup>ère</sup> étage*

- **2<sup>ème</sup> Étage :**

Zone	Z (m)	Aire (m <sup>2</sup> )	q <sub>p</sub> [N/m <sup>2</sup> ]	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	W [N/m <sup>2</sup> ]
A'	10,2	41,616	746,025	-1	-0,779	-164,87
B'	10,2	162,384	746,025	-0,8	-0,779	-15,67
D	10,2	306	746,025	0,8	-0,779	1177,97
E	10,2	306	746,025	-0,3	-0,779	357,35

*Tableau 9: Force totale sur le 2<sup>ème</sup> étage*

**c. Selon la direction du vent V<sub>3</sub> :**

- **Pour le RDC :**

Zone	Z (m)	Aire (m <sup>2</sup> )	q <sub>p</sub> [N/m <sup>2</sup> ]	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	W [N/m <sup>2</sup> ]
------	-------	------------------------	------------------------------------	-----------------	-----------------	-----------------------

<b>A</b>	3,6	4,624	555,06	-1,1	-0,08	-566,16
<b>B</b>	3,6	18,496	555,06	-0,8	-0,08	-399,64
<b>C</b>	3,6	78,88	555,06	-0,5	-0,08	-233,12
<b>D</b>	3,6	68	555,06	0,8	-0,08	488,45
<b>E</b>	3,6	68	555,06	-0,3	-0,08	-122,11

Tableau 10: Force totale sur le RDC

- 1<sup>er</sup> Étage :

Zone	Z (m)	Aire (m <sup>2</sup> )	q <sub>p</sub> [N/m <sup>2</sup> ]	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	W [N/m <sup>2</sup> ]
<b>A</b>	6,8	18,496	632,49	-1	-0,3	-442,74
<b>B</b>	6,8	73,98	632,49	-0,8	-0,3	-316,24
<b>C</b>	6,8	111,52	632,49	-0,5	-0,3	-126,49
<b>D</b>	6,8	136	632,49	0,8	-0,3	695,74
<b>E</b>	6,8	136	632,49	-0,3	-0,3	0

Tableau 11: Force totale sur le 1<sup>ère</sup> étage

- 2<sup>ème</sup> étage :

Zone	Z (m)	Aire (m <sup>2</sup> )	Q <sub>p</sub> [N/m <sup>2</sup> ]	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	W [N/m <sup>2</sup> ]
<b>A</b>	10,2	40,8	746,025	-1	-0,324	-504,31
<b>B</b>	10,2	163,2	746,025	-0,8	-0,324	-355,11
<b>C</b>	10,2	102	746,025	-0,5	-0,324	-131,30
<b>D</b>	10,2	204	746,025	0,8	-0,324	838,53
<b>E</b>	10,2	204	746,025	-0,3	-0,324	17,90

Tableau 12: Force totale sur le 2<sup>ème</sup> étage

d. Selon la direction du vent V4 :

- Pour le RDC :

Zone	Z (m)	Aire (m <sup>2</sup> )	Q <sub>p</sub> [N/m <sup>2</sup> ]	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	W [N/m <sup>2</sup> ]
<b>A</b>	3,4	4,624	555,06	-1,1	0,025	-624,44
<b>B</b>	3,4	18,496	555,06	-0,8	0,025	-457,92
<b>C</b>	3,4	44,88	555,06	-0,5	0,025	-291,41
<b>D</b>	3,4	102	555,06	0,8	0,025	430,17
<b>E</b>	3,4	102	555,06	-0,3	0,025	-180,39

Tableau 13: Force totale sur le RDC

- 1<sup>er</sup> Étage :

Zone	Z (m)	Aire (m <sup>2</sup> )	q <sub>p</sub> [N/m <sup>2</sup> ]	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	W [N/m <sup>2</sup> ]
<b>A</b>	6,8	18,496	632,49	-1	-0,0752	-534,92

<b>B</b>	6,8	73,984	632,49	-0,8	-0,0752	-458,43
<b>C</b>	6,8	43,52	632,49	-0,5	-0,0752	-268,68
<b>D</b>	6,8	204	632,49	0,8	-0,0752	553,56
<b>E</b>	6,8	204	632,49	-0,3	-0,0752	-142,18

**Tableau 14: Force totale sur le 1<sup>ere</sup> étage**

- **2<sup>eme</sup> Étage :**

Zone	Z (m)	Aire (m <sup>2</sup> )	q <sub>p</sub> [N/m <sup>2</sup> ]	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	W [N/m <sup>2</sup> ]
<b>A'</b>	10,2	41,616	746,025	-1	0,0526	-706,78
<b>B'</b>	10,2	162,384	746,025	-0,8	0,0526	-557,58
<b>D</b>	10,2	306	746,025	0,8	0,0526	636,06
<b>E</b>	10,2	306	746,025	-0,3	0,0526	-184,57

**Tableau 15: Force totale sur le 1ere étage**

• **Toiture :**

La direction du vent  $V1 = V3$ .

$$\left[ \begin{array}{l} e = \min [b ; 2h] \\ b = 20 \text{ m} \\ d = 30 \text{ m} \end{array} \right.$$

Alors :  $e = \min [20 ; 21,6] \Rightarrow e = 20 \text{ m}$

$$\frac{hp}{h} = 0,058, \quad \frac{h}{d} = 0,36, \quad \mu_p = 1 \Rightarrow C_{pi} = -0,329$$

Zone	Z (m)	Aire (m <sup>2</sup> )	q <sub>p</sub> [N/m <sup>2</sup> ]	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	W [N/m <sup>2</sup> ]
<b>F</b>	10,8	10	746,025	-1,368	-0,329	-775,12
<b>G</b>	10,8	20	746,025	-0,784	-0,329	-339,44
<b>H</b>	10,8	160	746,025	-0,7	-0,329	-276,77
<b>I</b>	10,8	400	746,025	0,2	-0,329	394,65
				-0,2	-0,329	96,24

**Tableau 16: Force totale sur la toiture**

La direction du vent  $V2 = V4$

$$\left[ \begin{array}{l} e = \min [b ; 2h] \\ b = 30 \text{ m} \\ d = 20 \text{ m} \end{array} \right.$$

Alors :  $e = \min [20 ; 21,6] \Rightarrow e = 21,6 \text{ m}$

$$\frac{hp}{h} = 0,058, \quad \frac{h}{d} = 0,54, \quad \mu_p = 1 \Rightarrow C_{pi} = -0,377$$

Zone	Z (m)	Aire (m <sup>2</sup> )	q <sub>p</sub> [N/m <sup>2</sup> ]	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	W [N/m <sup>2</sup> ]
F	10,8	11,664	746,025	-1,368	-0,377	-739,31
G	10,8	19,2	746,025	-0,784	-0,377	-303,63
H	10,8	259,2	746,025	-0,7	-0,377	-240,97
I	10,8	276	746,025	0,2	-0,377	430,46
				-0,2	-0,377	132,04

Tableau 17: Force totale sur la toiture

II-1-5. Panneau de signalisation :

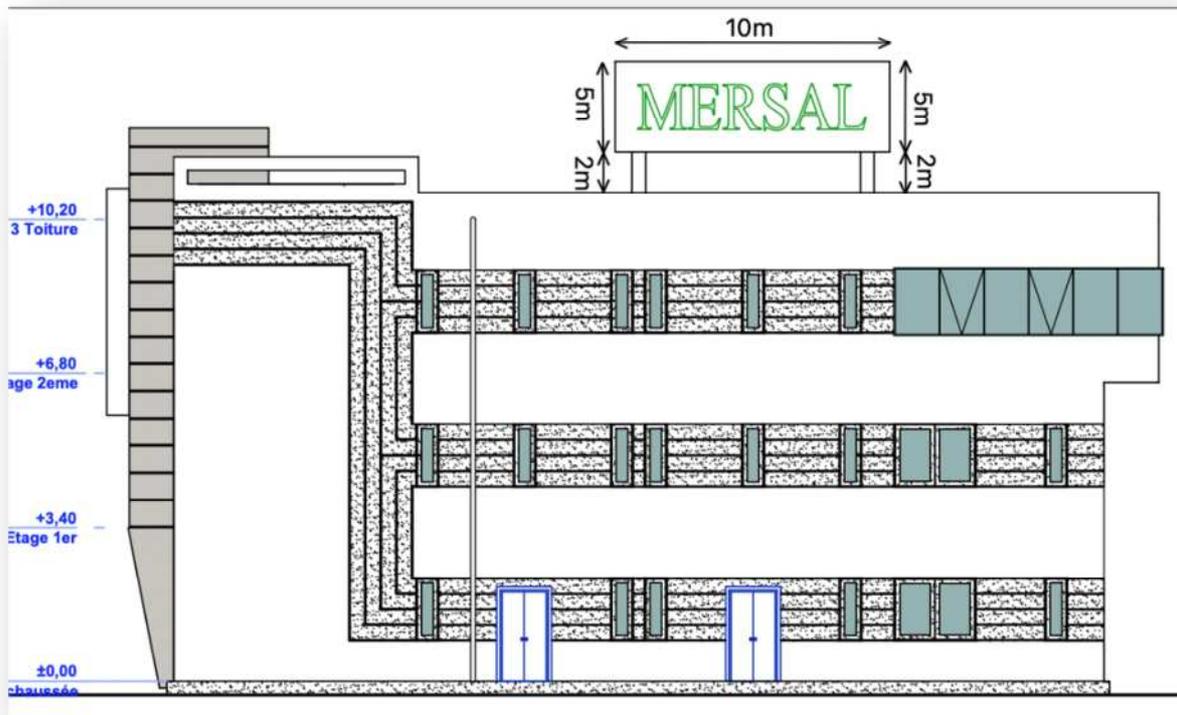


Figure 8 : Dimensions du panneau de signalisation

II-1-5-1. Géométrie :

- Longueur :  $L = 10 \text{ m}$
- Hauteur :  $H = 5 \text{ m}$
- Surélévation par rapport à la base :  $Z_g = 2 \text{ m}$

II-1-5-2. Données :

- Zone de vent : Zone II,  $V_{ref} = 27 \text{ m/s}$
- Pression de référence :  $q_{ref} = 435 \text{ N/m}^2$

II-1-5-3. Catégorie du terrain :

On a un terrain de catégorie III, avec les caractéristiques suivantes :

$K_T = 0,215$
$Z_0 = 0,3\text{ m}$
$Z_{min} = 5\text{ m}$
$\xi = 0.61$

**Tableau 18: Caractéristiques d'un terrain de catégorie III**

**II-1-5-4- Paramètre de calcul :**

**a. Hauteur de référence  $Z_e$  : (cf. chapitre 2§ 2.3.2)**

Il s'agit d'un ouvrage autre que ceux cité, par conséquent la hauteur de référence est prise égale à la hauteur max :

$$Z_e = 10,8 + 2 + 5 = 17,8\text{ m} \rightarrow Z_e = 17,8\text{ m}$$

**b. Coefficient de rugosité :**

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

$$C_r(Z) = K_T * \text{Ln} \left( \frac{Z}{z_0} \right) \quad \text{pour} \quad Z_{min} \leq Z \leq 200\text{ m}$$

$$C_r(Z) = K_T * \text{Ln} \left( \frac{Z_{min}}{z_0} \right) \quad \text{pour} \quad Z < Z_{min}$$

On obtient la valeur suivante :  $C_r(z=17,8\text{m}) = 0,88$

**c. Coefficient de topographie : (cf. §2.4.5)**

Pour un site plat le coefficient de topographie à prendre est :  $C_{t(z)} = 1$

**d. Intensité de turbulence : (cf. chapitre 2§2.4.6)**

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(Z) \times \ln \left( \frac{Z}{z_0} \right)} \quad \text{Pour } z > z_{min}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(Z) \times \ln \left( \frac{Z_{min}}{z_0} \right)} \quad \text{Pour } z < z_{min}$$

On obtient la valeur suivante :  $I_v(z=17,8\text{m}) = 0,245$

**e. Coefficient d'exposition : (cf. §2.3)**

$$C_e(z) = 2,47 \quad \text{(cf. tableau 2.3)}$$

**f. Pression dynamique de pointe :**

La pression dynamique de pointe est déterminée par (cf. §2.3) :

$$q_{p(ze)} = q_{ref} \times C_{e(z)}$$

Avec :  $q_{ref} = 435\text{ N/m}^2$

Les valeurs de  $q_p(ze)$  sont résumées dans le tableau suivant.

- **Tableau récapitulatif :**

$Z_e$ [m]	$C_r$	$C_t(z_e)$	$I_v(z)$	$C_e(z_e)$	$q_p(z_e)$ [N/m <sup>2</sup> ]
17,8	0,88	1,0	0,245	2,1	913,5

*Tableau 19: Valeur de  $q_p$*

- **CAS DE CHARGES À CONSIDÉRÉS : (cf .5.5.2)**

Les deux cas de charges suivant pour ( $Z_e > 0$ ) sont considérés :

**Cas A :** la résultante des forces agit perpendiculairement au mur en passant par son centre de gravité.

**Cas B :** la résultante des forces agit perpendiculairement au mur avec une excentricité horizontale du côté au vent  $e = 0,2 L = 0,2 \times 10 = 2 m$

**N.B :** Le cas d'une charge (**Cas C** , pour  $L/h > 2$ ) n'est pas considéré ( $L/h = 10/5 = 2$ )

- **COEFFICIENT DE PRESSION :**

Le coefficient de pression  $C_{pnet}$  est déterminé en fonction des paramètres  $L/h$  et  $\frac{z_g}{z_g+h}$

$$\left. \begin{aligned} \frac{L}{h} &= \frac{10}{5} = 2 \\ \frac{z_g}{z_g+h} &= \frac{2}{2+5} = 0,286 \end{aligned} \right\} \text{D'où : } C_{pnet} = 1,60$$

- **COEFFICIENT DYNAMIQUE :**

Le coefficient  $C_d$  est calculé de manière décrite dans le *DTR* (cf. *chapitre 3*), en tenant compte la géométrie du panneau supposé fixé sur la toiture.

En particulier la hauteur de référence est prise égale à :

$$z_e = z_g + \frac{h}{2}$$

La fréquence propre de vibration dans la direction du vent est calculée par une méthode appropriée. (Analytique en pendule inverse ou numérique)

Dans le présent cas on a :  $C_d = 1$

- **CALCUL DE PRESSION AÉRODYNAMIQUE : (cf.§ 2.5.2)**

La pression aérodynamique est donnée par :

$$W(z_j) = q_p(z_e) \times C_{p.net} \text{ [N/m}^2\text{]} \quad (\text{cf. eq2.7})$$

$$W(z_j) = 913,5 \times 1,60$$

$$W(z_j) = 1461,6 \text{ N/m}^2$$

## II-2- Effet de la neige :

### II-2-1 : Introduction :

L'accumulation de la neige sur la toiture du bloc administratif produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure. Le règlement **RNV99** s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

Notre projet se trouve à une altitude de 590 m.

### II-2-2- Calcul des charges de la neige :

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

**S<sub>k</sub>** (en kN/m<sup>2</sup>) : est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

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

- La construction étudiée est située à BOUIRA, qui correspond à la zone A selon la classification de **RNV99**.
- La valeur de S<sub>k</sub> en kN/m<sup>2</sup> est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude H en m du site considéré :

$$S_k = \frac{0,07 \times H + 15}{100}$$

$$\text{Avec: } H = 590 \text{ m}$$

$$\rightarrow S_k = 0,563 \text{ kN/m}^2$$

On a :

$$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \quad \leftrightarrow \mu = 0,8 \quad (\text{Tableau 6.1. RNV99})$$

$$S = \mu \times S_k$$

$$S = 0,8 \times 0,563$$

$$S = 0,45 \text{ kN/m}^2$$

$$S = 45 \text{ daN/m}^2$$



# CHAPITRE

## III

### **Pré-dimensionnement Des Éléments Principaux**

## III-1. Introduction :

Les structures de planchers sont constituées d'ossatures plus lourdes, recevant des platelages de forte inertie, nécessaires pour reprendre des fortes charges (surcharges d'exploitations, de bureaux,).

Les ossatures de planchers sont constituées de poutres croisées, les solives (support de platelage) portant sur des poutres maitresses, qu'elles-mêmes portées sur des poteaux. Bien entendu qu'il y a divers types de planchers, parmi eux on se base sur un plancher dit mixte (acier/béton), et le plus répandu dans les constructions Métalliques.

### III-1-1. Description d'un plancher collaborant :

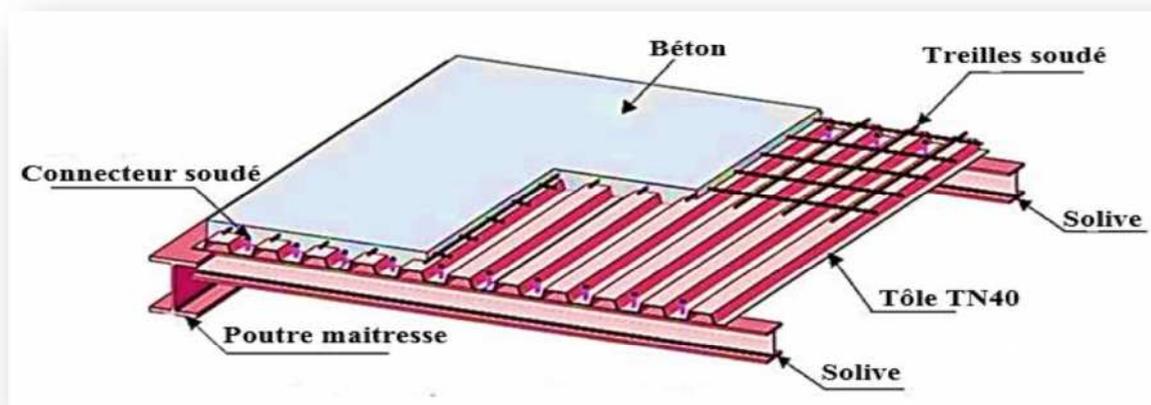


Figure 1: Plancher collaborant (Mixte)

Le calcul du plancher mixte se fait en deux phase :

- Phase de réalisation.
- Phase finale.

#### a. Phase de réalisation :

En phase de réalisation le profilé en acier travail seul et supporte les charges suivantes :

- Poids propre du profilé.
- Poids propre du béton frais.
- Surcharge des ouvriers.

#### b. Phase finale :

En phase finale les deux matériaux travaillant ensemble et supportant les charges suivantes :

- Poids propre du profilé.
- Poids propre du béton sec.
- Surcharges d'exploitations.

- Charge de finition.

### III-2- Étude de plancher collaborant :

On opte pour :

- Dalle en béton arme d'épaisseur :  $t = 14 \text{ cm}$
- Coefficient d'équivalence (Acier/Béton) :  $n = \frac{210000}{30500} = 6,88$
- Coefficient de retrait du béton :  $\varepsilon = 2 \times 10^{-4}$

Contrainte admissible des matériaux :

- Pour l'acier S235 :  $f_y = 235 \text{ MPa}$
- Pour le béton :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

#### III-2-1- Évaluation des charges :

D'après le règlement DTR-BC 2.2 (charge et surcharge) les actions correspondent aux mobiliers et aux personnes on fixe les valeurs des charges et surcharges suivant

Type	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
Revetement en carrelage	20	0,02	0,4
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de sable	18	0,02	0,36
Cloison de separation	9	0,1	0,9
Toile type TN40	0,15	/	0,15
Dalle en B.A	25	0,14	3,5
			<b>G = 5,71</b>

Tableau 1: Chargement d'un plancher mixte

- Les surcharges d'exploitation (Q):

$$Q = 2,5 \text{ KN/m.}$$

## III-2-2- Dimensionnement des solives :

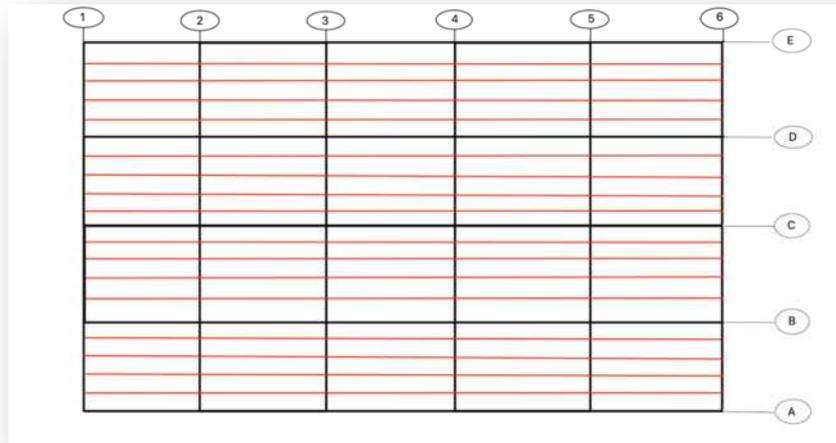


Figure 2: Disposition des solives

a. **Phase de réalisation :** Le profilé d'acier travail seul, donc les charges sont les suivantes :

- Poids propre du béton frais :  $G_b = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- Poids propre de la tôle :  $G_T = 0,15 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrières) :  $Q_{ouv} = 1,00 \text{ kN/m}^2$

### 1. Combinaisons de charge :

D'après notre disposition des solives on a l'entraxe  $e_{solive} = 1,00\text{m}$ .

$$\text{ELU : } q_u = (1,35G + 1,5Q) * e_{solive} = (1,35 * (2,5 + 0,15) + 1,5 * 1) * 1,00 = 5,08 \text{ KN/m.}$$

$$\text{ELS : } q_s = (G + Q) * e_{solive} = (2,5 + 0,15 + 1) * 1,00 = 3,65 \text{ KN/m.}$$

Concernant le pré-dimensionnement de la solive en phase de réalisation, on utilise un étayement a mi- travée, avec  $L = 3 \text{ m}$ .

Le pré-dimensionnement se fait par la condition de la flèche suivant :

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

$$I_y \geq \frac{1000 \times q_s \times L^3}{384 \times E} = \frac{1000 \times 3,65 \times 10^{-2} \times 300^3}{384 \times 21000} = 122,21 \text{ cm}^4$$

On a  $I_y > 122,21 \text{ cm}^4$  soit un **IPE120** avec  $I_y = 317,8 \text{ cm}^4$

On estime un profilé IPE 120 dont le poids propre est de :  $G_p = 0,104 \text{ kN/m}$

## 2. Vérification de la condition de résistance :

On a des profilées en I → section de classe 1.

En prenant compte du poids du profilé :

$$q_u = 5,08 + 0,104 \times 1,35 = 5,22 \text{ kN/m}$$

$$q_s = 3,65 + 0,188 = 3,84 \text{ kN/m.}$$

Il faut vérifier que :  $M_{sd} < M_{rd}$  avec :  $M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8}$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{5,22 \times 3^2}{8} = 5,87 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_0} = \frac{235 \times 10^3 \times 53,0 \times 10^{-6}}{1,1} = 12,97 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 5,87 \text{ kN.m} < M_{Rd} = 12,97 \text{ kN.m} \rightarrow$  La condition de résistance est vérifié

## 3. Vérification de l'effort tranchant:

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{5,22 \times 3}{2} = 7,83 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}} = \frac{6,3 \times 10^2 \times (235 \times 10^{-3} / \sqrt{3})}{1,1} = 77,70 \text{ kN}$$

$V_{sd} = 7,83 \text{ kN} < V_{Rd} = 77,70 \text{ kN} \rightarrow$  Condition vérifiée.

$V_{sd} = 7,83 \text{ kN} < 0,5 \times V_{pl,rd} = 38,85 \text{ kN} \rightarrow$  Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc le moment résistant ne sera pas réduit. Enfin, toutes les conditions sont vérifiées sans l'utilisation de soutenir avec des etais.

### b. Phase finale :

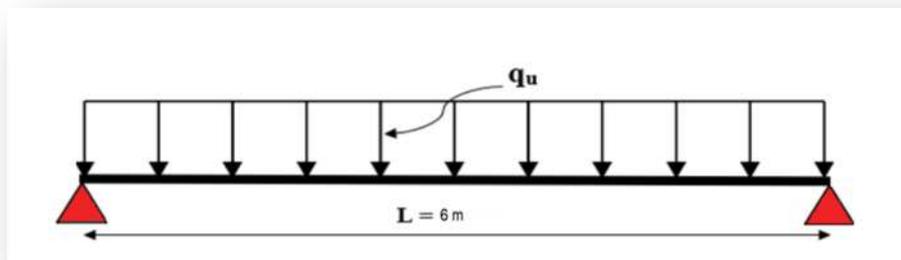


Figure 3: Chargement sur le plancher

Dans cette phase on a le béton qui est durci, alors la section mixte (le profilé et la dalle)

Travaillant ensemble, ce que nous donne les charges de la phase finale suivante :

- Les charges permanentes G :

Nature de l'élément	Matériaux	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
Plancher et le profilé IPE120	Revêtement en carrelage et Mortier de pose + accessoire.	2.00
	Poids propre du profilé IPE120	0.104
	Tôle TN40	0.15
	Poids propre du béton sec	3.5
		<b>G=5,754</b>

Tableau 2: Chargement totale du plancher

- Les charges d'exploitation (bureau) :  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

### 1. Combinaisons de charge :

L'entraxe est :  $e = 1,00 \text{ m}$

ELU :

$$q_u = 1,35 \times 0,104 + (1,35 \times 5,754 + 1,5 \times 2,5) \times 1,00 = 11,65 \text{ kN/m.}$$

ELS :

$$q_s = 0,104 + (5,754 + 2,5) \times 1,00 = 8,358 \text{ kN/m.}$$

### 2. Vérification de la résistance à l'ELU :

$$q_u = 11,65 \text{ KN/m.}$$

On vérifiera la condition suivante :  $M_{sd} < M_{plrd}^+$ , avec :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{11,65 \times 6^2}{8} = 52,425 \text{ kN.m}$$

### 3. Calcul de la position de l'axe neutre plastique (ANP) :

- Calcule de la largeur participante de la dalle :

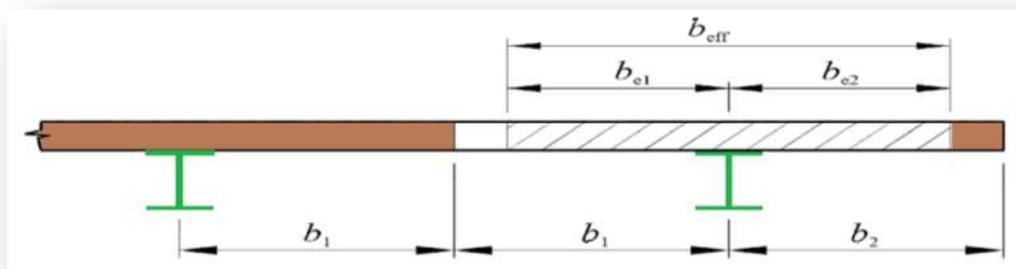


Figure 4: La largeur participante

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

$$b_{e1} = \min \left[ \frac{l_0}{8}, \frac{b}{2} \right] = \min \left[ \frac{10}{8}, \frac{1}{2} \right] = 0,5 \text{ m}$$

$$b_{e2} = b_{e1} = 0,5 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}}^+ = 0,5 + 0,5 = 1 \text{ m}$$

$l_0$  : Largeur de la solive.

$b$  : l'entraxe des solives.

- **Calcul des résistances plastiques du profilé en traction  $F_a$  et de la dalle de compression  $F_c$  :**

$$F_a = \frac{A}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{13,2}{1} \times 23,5 = 310,2 \text{ kN}$$

$$F_c = b_{\text{eff}}^+ \times h_c \times \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 100 \times 10 \times \frac{0,85 \times 2,5}{1,5} = 1416,67 \text{ kN}$$

$F_a = 310,2 \text{ kN} < F_c = 1416,67 \text{ kN} \rightarrow$  L'ANP se situe dans la dalle de compression.

- **Calcul de la distance entre l'ANP et la face supérieure de la dalle de compression  $Z$  :**

$$Z = \frac{F_a}{b_{\text{eff}}^+ \times \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}} = \frac{310,2}{100 \times \frac{0,85 \times 2,5}{1,5}} = 2,199 \text{ cm} < 10 \text{ cm} \rightarrow$$
 L'ANP passe par la dalle de

compression.

- **Calcul du moment plastique résistant  $M_{\text{plrd}}^+$  :**

$$M_{\text{plrd}}^+ = F_a \times \left( \frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z}{2} \right) = 310,2 \times \left( \frac{12}{2} + 4 + 10 - \frac{2,199}{2} \right) = 58,64 \text{ kN.m}$$

$M_{\text{plrd}}^+ = 58,64 \text{ kN.m} < M_{\text{sd}} = 52,425 \text{ kN.m} \rightarrow$  la résistance de la section est vérifiée à

l'ELU :

$$M_{\text{plrd}}^+ = 58,64 \text{ kN.m} > M_{\text{sd}} = 52,76 \text{ kN.m}$$

- **Vérification de la flèche à l'ELS :**

$$q_s = 8,408 \text{ kN/m}$$

$$f_{\text{cal}} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_m} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{200}$$

- Calcul du moment d'inertie de la section mixte par rapporte à l'ANP ( $I_m$ ) :

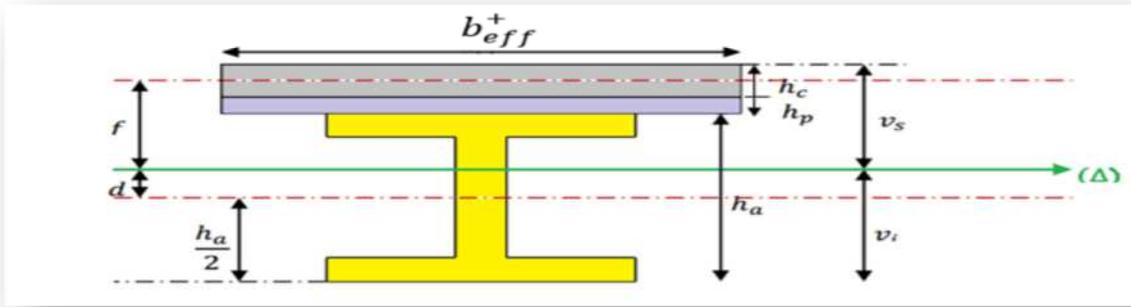


Figure 5: Section mixte acier-béton

$v_i$  : Position de la fibre la plus tendue de l'acier par rapporte à l'axe neutre ( $\Delta$ ).

$v_s$  : Position de la fibre la plus comprimée du béton par rapporte à l'axe neutre ( $\Delta$ ).

$$I_m = I_a + A_a \times d^2 + \frac{b_{eff}^+ \times (h_c + h_p)^3}{12 \eta} + \frac{b_{eff}^+ \times (h_c + h_p)}{\eta} \times f^2$$

$$\eta = 2n = 2 \times 6,88 = 13,76$$

$$S = A_a + \frac{b_{eff}^+ \times (h_c + h_p)}{\eta} = 13,2 + \frac{100 \times (10 + 4)}{13,76} = 114,94 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Surface de la section mixte.}$$

$$d = \frac{b_{eff}^+ \times (h_c + h_p)}{\eta} + \frac{b_{eff}^+ \times (h_c + h_p) + h_a}{2 \times S}$$

$$= \frac{100 \times (10 + 4)}{13,76} + \frac{100 \times (10 + 4) + 12}{2 \times 114,94}$$

$$d = 10,7 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{h_a}{2} + (h_c + h_p) - d = \frac{12}{2} + (10 + 4) - 10,7 = 9,3 \text{ cm}$$

$$v_i = \frac{h_a}{2} + d = \frac{12}{2} + 10,7 = 16,7 \text{ cm}$$

$$f = \frac{(h_c + h_p) + h_a}{2} - d = \frac{(10 + 4) + 12}{2} - 10,7 = 2,3 \text{ cm}$$

$$I_m = 317,8 + 13,2 \times 10,7^2 + \frac{100 \times (10 + 4)^3}{12 \times 13,76} + \frac{100 \times (10 + 4)}{13,76} \times 2,3^2 = 4029,11 \text{ cm}^4$$

$$D'où : f_{cal} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_m} = \frac{5 \times 8,408 \times 6^4 \times 10^2}{384 \times 2,1 \times 4029,11} = 1,68 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

→ La flèche est vérifiée.

- Vérification au cisaillement :

$$q_u = 11,72 \text{ kN/m}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{11,72 \times 6}{2} = 35,16 \text{ kN}$$

$$V_{pl.rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{7,6 \times 10^2 \times (235 \times 10^{-3} / \sqrt{3})}{1} = 93,74 \text{ kN}$$

$V_{sd} = 35,16 \text{ kN} < V_{pl.rd} = 93,74 \text{ kN} \rightarrow$  **Condition vérifiée.**

#### 4. Calcul des contraintes :

##### 4-1. Contraintes due au moment fléchissant :

##### 4-1-1. Contrainte dans la poutre en acier $\delta_a$ :

- **Contrainte de traction de la fibre inférieure :**

$$\delta_{ai} = \frac{-M_{sd}}{I_m} \times v_i = \frac{-52,76}{4029,11} \times 16,7 \times 10^3 = -218,68 \text{ MPa}$$

- **Compression de la fibre supérieure :**

$$\delta_{as} = \frac{M_{sd}}{I_m} \times |[v_s - (h_c + h_p)]| = \frac{52,76}{4029,11} \times |[9,3 - (10 + 4)]| \times 10^3 = 61,55 \text{ MPa}$$

##### 4-1-2. Contrainte dans la dalle de compression $\delta_b$ :

- **Compression dans la fibre inférieure :**

$$\begin{aligned} \delta_{bi} &= \frac{M_{sd}}{\eta \times I_m} \times |[v_s - (h_c + h_p)]| = \frac{52,76}{13,76 \times 4029,11} \times |[9,3 - (10 + 4)]| \times 10^3 \\ &= 4,47 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\delta_{bs} = \frac{M_{sd}}{\eta \times I_m} \times v_s = \frac{52,76}{13,76 \times 4029,11} \times 9,3 \times 10^3 = 8,85 \text{ MPa}$$

##### 4-2. Contraintes due au retrait:

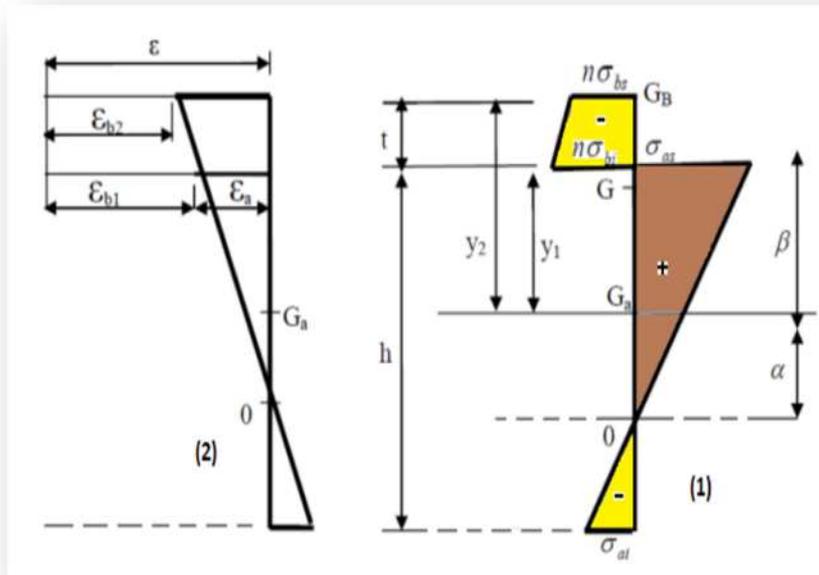


Figure 6: Diagramme des contraintes dues au retrait

- Calcul de  $\beta$  (distance entre le CDG de l'acier et le CDG du béton) :

$$\beta = \frac{(h_c + h_p) + h_a}{2} = \frac{(10 + 4) + 14}{2} = 14 \text{ cm}$$

- Calcul de  $\alpha$  (distance entre CDG de l'acier et l'AN de la section homogène) :

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \times \beta} = \frac{317,8}{13,2 \times 14} = 1,72 \text{ cm}$$

$$B = b_{\text{eff}}^+ \times (h_c + h_p) = 100 \times (10 + 4) = 1400 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{B \times E_a \times \varepsilon \times \beta \times A_a}{(\eta \times I_y \times A_a) + (B \times I_y) + (B \times A_a \times \beta^2)}$$

$$K = \frac{1400 \times 2,1 \times 10^{-4} \times 2 \times 10^{-4} \times 14 \times 13,2}{(13,76 \times 317,8 \times 13,2) + (1400 \times 317,8) + (1400 \times 13,2 \times 14^2)} = 0,273 \text{ kN/cm}^3$$

- Calcul de  $Y_1$  (distance entre l'interface et l'AN de la section homogène) :

$$Y_1 = \frac{h_a}{2} + \alpha = \frac{12}{2} + 1,72 = 7,72 \text{ cm}$$

- Calcul de  $Y_2$  (distance entre la fibre supérieure du béton et l'AN de la section homogène) :

$$Y_2 = Y_1 + h_c + h_p = 7,72 + 10 + 4 = 21,72 \text{ cm}$$

Alors, les valeurs des contraintes sont :

$$\delta_{as} = K \times Y_1 = 0,273 \times 7,72 \times 10 = 21,07 \text{ MPa}$$

$$\delta_{ai} = K \times (h_a - Y_1) = 0,273 \times (12 - 7,72) \times 10 = - 11,68 \text{ MPa}$$

$$\delta_{bi} = \frac{-(E_a \times \varepsilon - K \times Y_1)}{\dot{\eta}} = \frac{-(2,1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} - 0,273 \times 7,72 \times 10)}{13,76}$$

$$= - 1,12 \text{ MPa}$$

$$\delta_{bs} = \frac{(E_a \times \varepsilon - K \times Y_2)}{\dot{\eta}} = \frac{(2,1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} - 0,273 \times 19,75 \times 10)}{13,76}$$

$$= - 3,88 \text{ MPa}$$

Donc les contraintes finales sont :

$$\delta_{as} = 21,07 + 15,25 = 41,86 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\delta_{ai} = -11,68 - 272,23 = -270,63 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\delta_{bi} = -1,12 + 1,11 = -0,01 \text{ MPa} < f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$= 14,2 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\delta_{bs} = -3,88 + 12,25 = 8,37 \text{ MPa} < f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

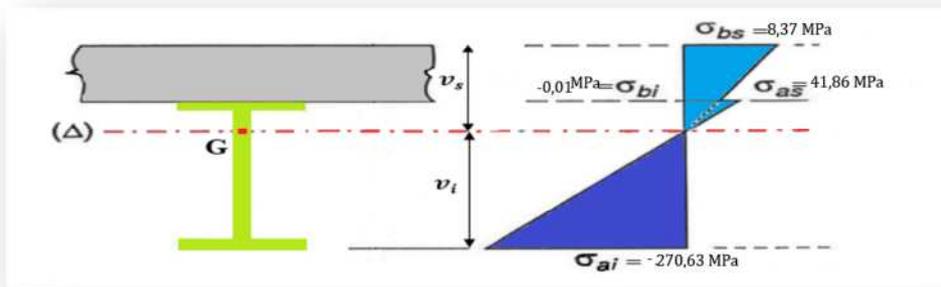


Figure 7: Diagramme des contraintes dues au retrait (Résultat final)

### III-2-3- Calcul des goujons connecteurs :

Ce sont des éléments métalliques soudées sur la semelle supérieure de la solive **IPE140** ils sont pour rôle d'assurer la liaison et l'adhérence entre la solive et la dalle de compression.

On opte pour des connecteurs de diamètre  $\varphi 16$ . Avec :  $f_u = 400 \text{ MPa}$ .

$$\frac{h}{d} > 4 \rightarrow h > 4 \times d = 4 \times 16 = 64 \text{ mm} , \text{ Alors on prend } \Rightarrow h = 70 \text{ mm}.$$

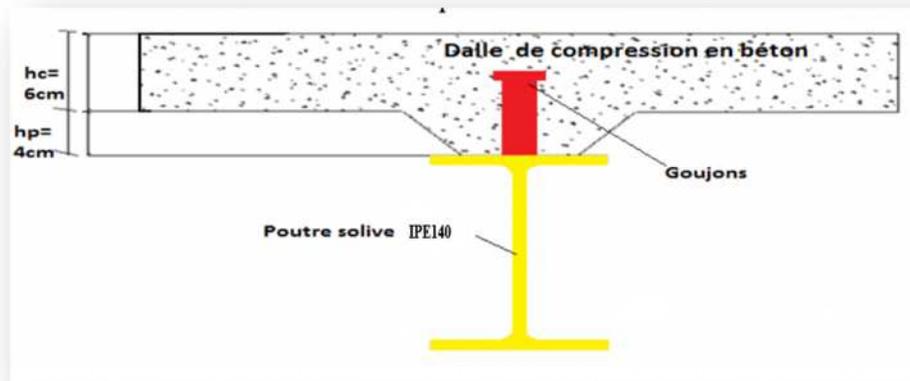


Figure 8: Schéma des connecteurs

D'après le facteur correctif donné par :  $\alpha = 1 \Rightarrow \text{pour } \frac{h}{d} > 4$

$0,25 \times (1 + h/d) \Rightarrow \text{pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$ . Alors  $\frac{70}{16} = 4,37 > 4 \Rightarrow \alpha = 1$

On a un béton est de classe (C25/30)  $\rightarrow$   $\left[ \begin{array}{l} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ E_a = 30500 \text{ MPa} \end{array} \right.$

Donc la résistance de cisaillement d'un connecteur est donnée par la formule suivante :

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times \frac{f_u}{\gamma_v} \times \frac{\pi \times d^2}{4} = 0,8 \times \frac{400}{1,25} \times \frac{3,14 \times 16^2}{4} \times 10^{-3} = 51,44 \text{ kN} \\ 0,29 \times \frac{\alpha \times d^2}{\gamma_v} \times \sqrt{f_{c28} \times E_a} = 0,29 \times \frac{1 \times 16^2}{1,25} \times \sqrt{25 \times 30500} \times 10^{-3} \\ = 51,86 \text{ kN} \end{array} \right.$$

- La résistance d'un goujon est :  $P_{rd} = 51,44 \text{ kN}$

$$\left. \begin{array}{l} d = 16\text{ mm} < 22\text{ mm} \\ h_p = 40\text{ mm} < 85\text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow P'_{rd} = r \times P_{rd} = 1 \times 51,44 = 51,44 \text{ kN}$$

- Calcul de l'effort total de cisaillement longitudinal est donné par :

$$\begin{aligned}
 V_{If} &= \min \left( \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a}; 0,85 \times b_{\text{eff}} \times (h_c + h_p) \times \frac{f_{c28}}{\gamma_c} \right) \\
 &= \min \left( \frac{16,4 \times 235 \times 10^{-1}}{1,1}; 0,85 \times 1 \times (6 + 4) \times \frac{25}{1,5} \right) \\
 &= \min(350,36 \text{ kN}; 1416,67 \text{ kN}) = 350,36 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- **Calcul du nombre de goujon :**

$$N_f = \frac{V_{If}}{P_{rd}} = \frac{350,36}{51,44} = 6,81 \quad \Rightarrow \quad \text{On prend } N_f = 7 \text{ goujons sur } L_{cr} = \frac{L_t}{2} = \frac{6}{2} = 3 \text{ m}$$

Soit  $N_t = 14$  goujons sur une longueur  $L_t = 6 \text{ m}$

- **Espacement :**  $e = \frac{L_t}{N_t} = \frac{6}{14} = 43 \text{ cm.}$

### III-2-4. Vérification des soudures :

La gorge a :

$$a = \min \left\{ \begin{array}{l} d \\ t_f(\text{IPE140}) \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 16 \\ 6,9 \end{array} \right. \text{ mm} = 6,9 \text{ mm.} \quad \text{on prend } a = 7 \text{ mm}$$

- **Longueur du cordon de soudure circulaire  $l$**

$$l = \pi \times d = 3,14 \times 16 = 50,24 \text{ mm}$$

#### a. Calcul des efforts :

- **Effort résistant au cisaillement  $F_{\text{wrd}}$  :**

$$\left[ \begin{array}{l} f_u = 400 \text{ Mpa} \\ \text{Acier S235} \\ \gamma_{mw} = 1,25 \\ \beta_w = 0,8 \end{array} \right.$$

$$F_{\text{wrd}} = a \times l \times \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3}} = 7 \times 50,24 \times \frac{400 \times 10^{-3}}{0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3}} = 81,21 \text{ KN}$$

- **Effort sollicitant  $F_{\text{sd}}$  :**

$$F_{\text{sd}} = \frac{V_{If}}{N_f} = \frac{350,36}{7} = 50,05 \text{ KN}$$

#### b. Vérifications :

$$F_{\text{sd}} = 50,05 \text{ KN} < F_{\text{wrd}} = 81,21 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte **IPE140** pour toutes les solives.

### III-2-5. Calcul de la poutre maitresse (sommier) :

Les poutres maitresse (principale) sont des éléments structurent, qui jouent le rôle de support des charges de plancher et les transmettent au poteau.

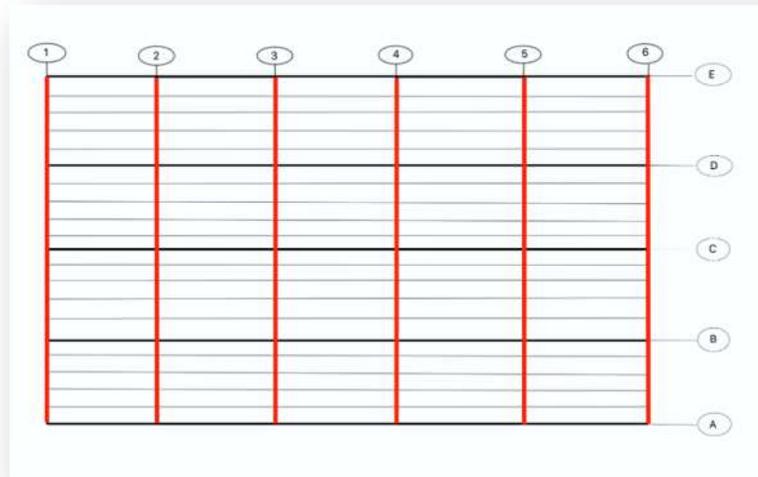


Figure 9: Disposition des poutres maitresses (P.P)

**a. Caractéristiques :**

Porte de la poutre maitresse :	$L = 5m$
Entre axe des poutres maitresse :	$e_{sommier} = 6m$
Entre axe des solives :	$e_{solive} = 1m$
Charge permanente du plancher :	$G_p = 5,65 kN/m^2$
Surcharge d'exploitation :	$Q = 2,5 kN/m$
Poids propre de la solive :	$G_{solive} = 0,129 kN/m$
Nombre de solive sur le sommier :	$N = 4$ solives (IPE140).

Tableau 3: Caractéristiques de la poutre maitresse

**b. Les solives exerçantes des charges concentrées sur le sommier :**

$$P_{solive} = 0,129 \times 6 = 0,774 kN/m$$

$$q_s = (G_p + Q) \times e_{sommier} + N \times \frac{P_{solive}}{e_{solive}} = (5,65 + 2,5) \times 6 + 4 \times \frac{0,774}{1} = 51,996 kN/m$$

**c. Dimensionnement de la poutre maitresse :**

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$I_y \geq \frac{1250 \times 51,996 \times 500^3 \times 10^{-2}}{384 \times 21000} = 10074,86 cm^4$$

On a :  $I_y = 10074,86 cm^4$  , soit un **IPE330** avec :  $I_y = 11766,9 cm^4$

**d. Vérification de la flèche en tenant compte du poids de IPE330 :**

$$G_{IPE} = 49,1 \frac{Kg}{m} = 0,491 \frac{kN}{m} \rightarrow q'_s = 51,996 + 0,491 = 52,487 \text{ kN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 52,487 \times 5^4 \times 10^2}{384 \times 2,1 \times 11766,9} = 1,73 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{500}{250} = 2 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### e. Résistance de la section au cisaillement :

$$q_u = 1,35(G \times L + G_{profilé}) + 1,5 \times Q \times e_{sommier}$$

$$= 1,35(5,65 \times 5 + 0,491) + 1,5 \times 2,5 \times 6$$

$$q_u = 61,30 \text{ kN/m}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{61,3 \times 5}{2} = 153,25 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}} = \frac{30,8 \times (23,5 \times \sqrt{3})}{1,1} = 379,90 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 153,25 \text{ kN} < V_{plrd} = 379,9 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{sd} = 153,25 \text{ kN} < 0,5 \times V_{plrd} = 189,95 \text{ kN}$$

### f. Vérification de la condition de résistance :

On a des profilées en I → Section de classe 1.

Il faut vérifier que :  $M_{sd} < M_{plrd}$  , avec :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{12} = \frac{61,3 \times 5^2}{12} = 127,70 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_0} = \frac{23,5 \times 804,3}{1,1} = 171,828 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 127,70 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 171,828 \text{ kN.m} \rightarrow$  La condition de résistance est vérifiée

Toutes les conditions sont vérifier donc on adopte **IPE330** pour les poutres maitresses.

### III-2-6- Calcul de la poutre secondaire :

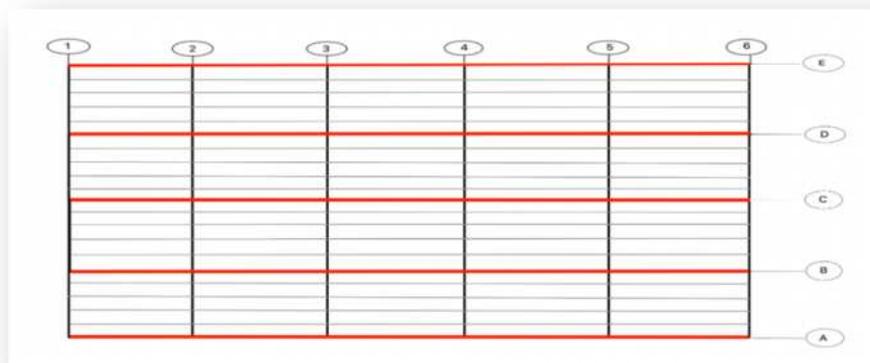


Figure 10: Disposition des poutres secondaires

$$q_s = (G + Q) \times e_{solive} = (5,65 + 2,5) \times 1 = 8,15 \frac{kN}{m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$I_y \geq \frac{1250 \times 8,15 \times 600^3 \times 10^{-2}}{384 \times 21000} = 2728,795 \text{ cm}^4$$

On a :  $f_y \geq 2728,795 \text{ cm}^4$  , soit un **IPE220** avec  $I_y = 2771,8 \text{ cm}^4$

**a. Vérification de la flèche en tenant compte du poids de IPE220 :**

$$G_{IPE} = 26,2 \text{ Kg/m} = 0,262 \text{ kN/m} \rightarrow q'_s = 8,15 + 0,262 = 8,412 \text{ kN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 8,412 \times 6^4 \times 10^2}{384 \times 2,1 \times 2771,8} = 2,44 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition non}$$

vérifiée

On augmente la section, soit un **IPE240** avec  $I_y = 3891,6 \text{ cm}^4$

$$G_{IPE} = 30,7 \text{ Kg/m} = 0,307 \text{ kN/m} \rightarrow q'_s = 8,15 + 0,307 = 8,457 \text{ kN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 8,457 \times 6^4 \times 10^2}{384 \times 2,1 \times 3891,6} = 1,75 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**b. Résistance de la section au cisaillement :**

$$q_u = 1,35 (G \times e_{solive} + G_{profilé}) + 1,5 \times Q \times e_{solive}$$

$$= 1,35(5,65 \times 1 + 0,307) + 1,5 \times 2,5 \times 1$$

$$q_u = 11,80 \text{ kN/m}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{11,8 \times 6}{2} = 35,4 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m0}} = \frac{19,1 \times (23,5 \times /\sqrt{3})}{1,1} = 235,585 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 35,4 \text{ kN} < V_{pl,rd} = 235,585 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{sd} = 35,4 \text{ kN} < 0,5 \times V_{pl,rd} = 117,792 \text{ kN.}$$

**c. Vérification de la condition de résistance :**

On a des profilées en I  $\rightarrow$  section de classe 1.

Il faut vérifier que :  $M_{sd} < M_{pl,rd}$  avec :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{12} = \frac{11,80 \times 6^2}{12} = 35,4 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_0} = \frac{23,5 \times 366,6}{1,1} = 78,32 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 35,4 \text{ KN.m} < M_{rd} = 78,32 \text{ KN.m} \rightarrow$  La condition de résistance est vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées donc on adopte un **IPE240** pour les poutres secondaires.

### III-2-7- Ferrailage de la dalle de compression :

#### a. Combinaison d'action :

**ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,65 + 1,5 \times 2,5 = 11,37 \text{ kN/m}$$

**ELS :**

$$q_s = G + Q = 5,65 + 2,5 = 8,15 \text{ kN/m}$$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1}{6} = 0,17 < 0,4 \rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens  $l_x$ .

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{11,37 \times 1^2}{8} = 1,42 \text{ kN.m}$$

#### b. Calcul des moments :

**En travée :**  $M_t = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 1,42 = 1,208 \text{ kN.m}$

**En appuis :**  $M_a = 0,4 \times M_0 = 0,4 \times 1,42 = 0,568 \text{ kN.m}$

#### c. Calcul des armatures en travée :

$$\left[ \begin{array}{l} b = 1 \text{ m} \\ h = 100 - 40 = 60 \text{ mm} = 0,060 \text{ m} \\ d = 0,9 \times h = 0,054 \text{ m}. \end{array} \right.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,208 \times 10^{-3}}{1 \times 0,054^2 \times 14,2} = 0,029$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,029}) = 0,037$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,054 \times (1 - 0,4 \times 0,037) = 0,0532 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{1,208 \times 10^{-3}}{0,0532 \times 348} = 0,652 \text{ cm}^2 ; \text{ donc on ferraille avec } \mathbf{5HA8}$$

$$\text{Avec : } A = 2,51 \text{ cm}^2$$

#### d. Armature de répartition :

$$A_r = \frac{2,51}{4} = 0,627 \text{ cm}^2 \text{ donc on ferraille avec : } \mathbf{4HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

#### e. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times \frac{100 \times 0,054 \times 2,1 \times 10^2}{400} = 0,652 \text{ cm}^2 < 2,51 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition}$$

Vérifié.

f. Espacement des barres :

$St//x = \min [(3 \times h) ; 33] = 18 \text{ cm} ; \text{on prend} = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

$$St//y = \frac{h}{4} = \frac{100 = 2,51 \text{ cm}^2}{4} = 25 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

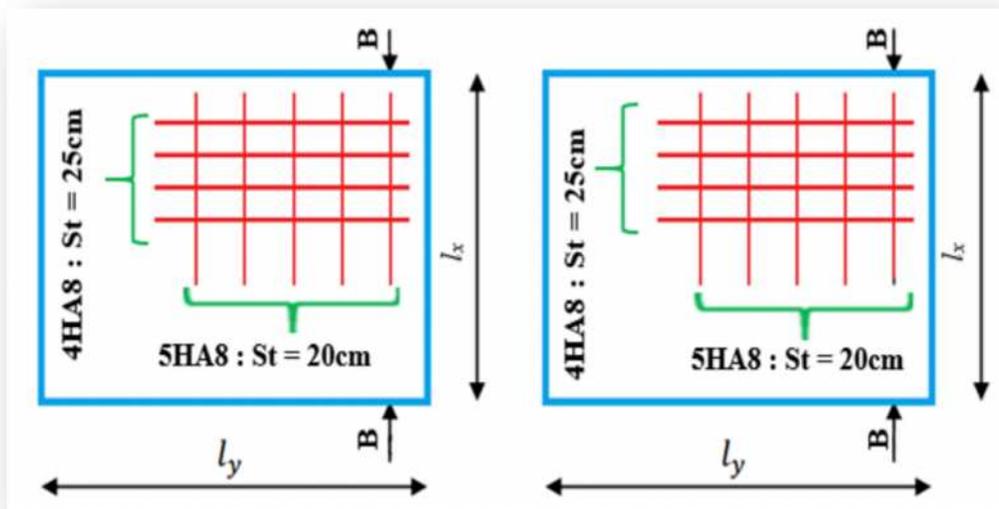
g. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_x = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{11,37 \times 1}{2} = 5,685 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{V_x}{b \times d} = \frac{5,685 \times 10^{-3}}{1 \times 0,054} = 0,105 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau} = 0,05 \times f_{c28} = 0,05 \times 25 = 1,25 \text{ MPa} > \tau = 0,105 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

h. Schémas de ferrailage :



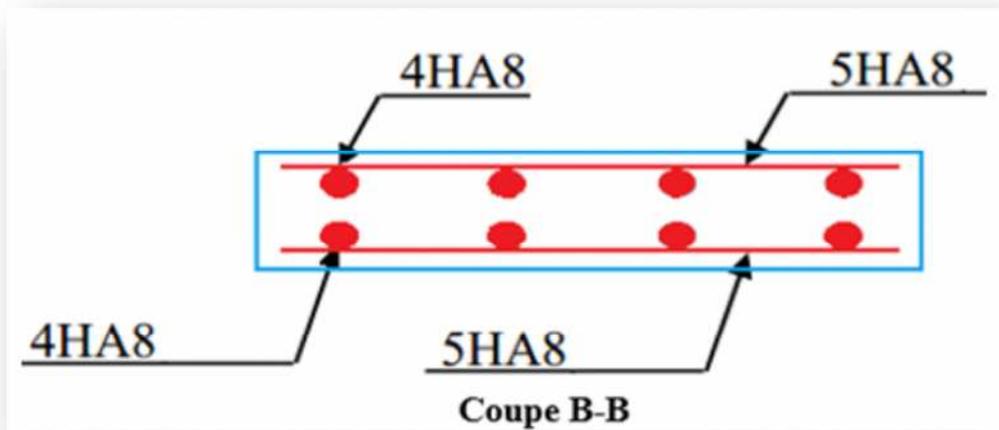


Figure 11: Schéma de ferrailage du plancher

### III-3. Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent les charges et les surcharges, et qui transmettent ces derniers aux fondations, ils sont généralement des profilés en HEA ou HEB.

Les poteaux seront pré-dimensionné à L'ELU en compression simple, qui se fera selon la formule suivante :

$$N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$N_{max}$  : Effort normal de compression déterminé par la descente de charges.

$A$  : section du poteau.

$f_y$  : Limite d'élasticité de l'acier.

$\gamma_{M0}$  : coefficient partiel de sécurité.

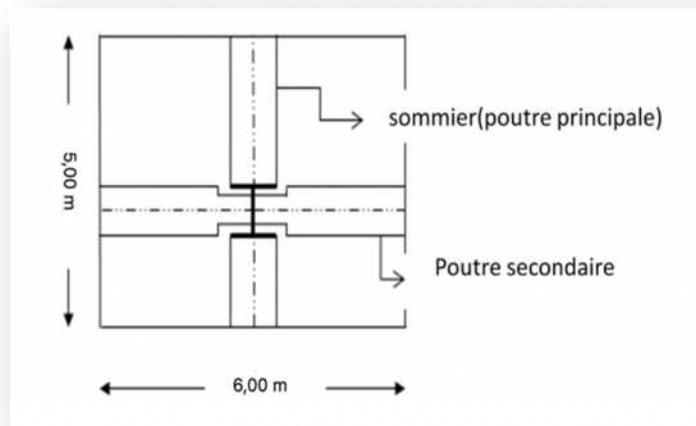


Figure 12: Le poteau le plus sollicité

On choisit un poteau au quel revient la plus grande surface estimée a  $(6 \times 5)m^2$ .

- Les charges :

Charges	Eléments	Type d'IPE	Poids
<b>Charges Permanente G</b>	Plancher terrasse	/	$5,93 \times (6 \times 5) = 177,9 \text{ kN}$
	Plancher courant	/	$5,65 \times (6 \times 5) = 169,5 \text{ kN}$
	La poutre principale (terrasse)	IPE330	$5 \times 0,491 = 2,455 \text{ kN}$
	Poutre principale (étages)	IPE330	$5 \times 0,491 = 2,455 \text{ kN}$
	Solives	IPE140	$6 \times 0,129 \times 4 = 3,096 \text{ kN}$
	Poutre secondaire (terrasse)	IPE160	$6 \times 0,158 = 0,948 \text{ kN}$
	Poutre secondaire (étages)	IPE240	$6 \times 0,307 = 1,842 \text{ kN}$
<b>Charges d'exploitation Q</b>	Plancher terrasse	/	$1 \times (6 \times 5) = 30 \text{ kN}$
	Plancher courant	/	$2,5 \times (6 \times 5) = 75 \text{ kN}$
	Surcharge de la neige (terrasse)	/	$0,45 \times (6 \times 5) = 13,5 \text{ kN}$

Figure 13: Les charges totales

III-3-1. Poteau niveau 3 :

$$N_{G-terrasse} = 184,4 \text{ kN}$$

$$N_{Q-terrasse} = 30 \text{ kN}$$

$$N_{S-terrasse} = 13,5 \text{ kN}$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1,35 \times N_{G \text{ terrasse}} + 1,35 \times (N_{Q \text{ terrasse}} + N_{S \text{ terrasse}}) = 307,665 \text{ kN}$$

$$N_2 = 1,35 \times N_{G \text{ terrasse}} + 1,5 \times \max(N_{Q \text{ terrasse}} ; N_{S \text{ terrasse}}) = 293,94 \text{ kN}$$

$$N_{max} = 307,665 \text{ kN}$$

$N_{max}$  doit vérifier la condition suivante :

$$N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} \rightarrow A = \frac{N_{max} \times \gamma_{M1}}{f_y} = \frac{307,665 \times 1,1}{23,5} = 14,40 \text{ cm}^2$$

On choisit un **HEA 240**, Voici ses caractéristiques :

DESIGNATION abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>HEA240</b>	60,3	76,8	230	120	12	7763	2769	744,6	47,3	10,1	6,00

Tableau 4: Caractéristiques du HEA240

**a. Vérification au flambement :**

- Classe de la section

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

- Classe de la semelle :

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \rightarrow \frac{240}{2 \times 12} \leq 10 \rightarrow \text{Classe (1)}$$

- Vérification de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{164}{7,5} = 21,866 < 72 \rightarrow \text{Classe (1)}$$

Donc la section est de classe (1).

**b. Calcul de l'enlacement réduit**

$$\bar{\lambda}_i = \left( \frac{\lambda_i}{\lambda_1} \right) \times \beta_A^{0,5}$$

$$\beta_A = 1$$

$$\lambda_K = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \times \varepsilon = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$$

$$l_f = 0,7l = 0,7 \times 340 = 238 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,7 \times 3,40}{0,1005} = 23,681 \rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} = 0,252 > 0,2$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,7 \times 3,40}{0,06} = 39,667 \rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9} = 0,422 > 0,2$$

Donc, il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement autour de Y-Y et Z-Z [CCM97 ; Article 5.5.1.2].

Le choix de la courbe de flambement se fait par :

$$\frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0,958 < 1,2 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} \text{Y-Y} \rightarrow \text{Courbe } b \rightarrow \alpha_y = 0,34 \rightarrow \chi_y = 0,623 \\ \text{Z-Z} \rightarrow \text{Courbe } c \rightarrow \alpha_z = 0,49 \rightarrow \chi_z = 0,563 \end{cases}$$

$t_f = 12\text{mm} < 100\text{mm}$

$$\varphi_y = 0,5 \times \left[ 1 + \alpha_y \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,54$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + \sqrt{\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,98$$

$$N_{brd,y} = \frac{\chi_y \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,98 \times 1 \times 76,8 \times 23,5}{1,1} = 1607,913 \text{ kN}$$

$$\varphi_z = 0,5 \times \left[ 1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,643$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,886$$

$$N_{brd,z} = \frac{\chi_z \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,886 \times 1 \times 76,8 \times 23,5}{1,1} = 1454,359 \text{ kN}$$

$$N_{brd} = N_{brd,y} = 1607,913 \text{ kN}$$

$$N'_{max} = N_{max} + (G_p \times H_{pot}) = 307,665 + (0,603 \times 3,40) = 309,72 \text{ kN}$$

Il faut que :  $N'_{max} < N_{brd}$

$$309,72 < 1607,913 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée, donc le profilé **HEA240** convient comme un poteau au 3<sup>ème</sup> niveau.

### III-3-2. Poteau Niveau 2 :

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_{G-terrasse} + N_{G-etage2} + G_{HEA240} = 361,896 \text{ kN}$$

$$N_Q = N_{Q\text{-terrasse}} + N_{Q\text{-étage2}} = 105 \text{ kN}$$

$$N_S = N_{S\text{-terrasse}} = 13,5 \text{ kN}$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1,35 \times N_G + 1,35 \times (N_Q + N_{S_t}) = 648,53 \text{ kN}$$

$$N_2 = 1,35 \times N_G + 1,5 \times \max(N_Q ; N_S) = 646,06 \text{ kN}$$

$$N_{max} = 648,53 \text{ kN}$$

$N_{max}$  doit vérifier la condition suivante :

$$N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow A = \frac{N_{max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{648,53 \times 1,1}{23,5} = 30,36 \text{ cm}^2$$

On choisit un **HEA 240**, voici ses caractéristiques :

DESIGNATION abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>HEA240</b>	60,3	76,8	230	120	12	7763	2769	744,6	47,3	10,1	6,00

*Tableau 5: Caractéristiques du HEA240*

**a. Vérification au flambement :**

- **Classe de la section :**

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

- **Classe de la semelle :**

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \rightarrow \frac{240}{2 \times 12} \leq 10 \rightarrow \text{Classe (1)}$$

- **Vérification de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{164}{7,5} = 21,866 < 72 \rightarrow \text{Classe (1)}$$

Donc la section est de classe (1).

**b. Calcul de l'enlacement réduit :**

$$\bar{\lambda}_i = \left( \frac{\lambda_i}{\lambda_1} \right) \times \beta_A^{0,5}$$

$\beta_A = 1 \rightarrow$  Pour les sections 1 et 2

$$\lambda_K = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \times \varepsilon = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$$

$$l_f = 0,7l = 0,7 \times 340 = 238 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,7 \times 3,40}{0,1005} = 23,681 \rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} = 0,252 > 0,2$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,7 \times 3,40}{0,06} = 39,667 \rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9} = 0,422 > 0,2$$

Donc, il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement autour de Y-Y et Z-Z

[CCM97 ; Article 5.5.1.2 ]

Le choix de la courbe de flambement se fait par :

$$\begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0,958 < 1,2 \\ t_f = 12\text{mm} < 100\text{mm} \end{array} \rightarrow \begin{cases} \text{Y-Y} \rightarrow \text{Courbe } b \rightarrow \alpha_y = 0,34 \rightarrow \chi_y = 0,623 \\ \text{Z-Z} \rightarrow \text{Courbe } c \rightarrow \alpha_z = 0,49 \rightarrow \chi_z = 0,563 \end{cases}$$

$$\varphi_y = 0,5 \times \left[ 1 + \alpha_y \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,54$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + \sqrt{\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,98$$

$$N_{brd,y} = \frac{\chi_y \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,98 \times 1 \times 76,8 \times 23,5}{1,1} = 1607,913 \text{ kN}$$

$$\varphi_z = 0,5 \times \left[ 1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,643$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,886$$

$$N_{brd,z} = \frac{\chi_z \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,886 \times 1 \times 76,8 \times 23,5}{1,1} = 1454,359 \text{ kN}$$

$$N_{brd} = N_{brd,y} = 1607,913 \text{ kN}$$

$$N'_{max} = N_{max} + (G_p \times H_{pot}) = 648,53 + (0,603 \times 3,40) = 650,58 \text{ KN}$$

Il faut que :  $N'_{max} < N_{brd}$

$$650,58 \text{ KN} < 1607,913 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée, donc le profilé **HEA240** convient comme un poteau au 2<sup>ème</sup> niveau.

### III-3-3. Poteau niveau 1 :

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$NG = NG \text{ terrasse} + NG \text{ étage2} + PHEA240 + NG \text{ étage1} + PHEA240 \\ = 724,395 \text{ kN}$$

$$NQ = NQ \text{ terrasse} + NQ \text{ étage2} + NQ \text{ étage1} = 240 \text{ KN}$$

$$NS = NS \text{ terrasse} = 13,5 \text{ kN}$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1,35 \times N_G + 1,35 \times (N_Q + N_S) = 1320,16 \text{ kN}$$

$$N_2 = 1,35 \times N_G + 1,5 \times \max(N_Q ; N_S) = 1283,93 \text{ kN}$$

$$N_{max} = 1320,16 \text{ kN}$$

$N_{max}$  doit vérifier la condition suivante :

$$N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow A = \frac{N_{max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{1320,16 \times 1,1}{23,5} = 61,79 \text{ cm}^2$$

On choisit un **HEA 240**.

### a. Vérification au flambement :

#### - Classe de la section

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

#### - Classe de la semelle :

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \rightarrow \frac{240}{2 \times 12} \leq 10 \rightarrow \text{Classe (1)}$$

#### - Vérification de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{164}{7,5} = 21,866 < 72 \rightarrow \text{Classe (1)}$$

Donc la section est de classe (1)

### b. Calcul de l'enlacement réduit :

$$\bar{\lambda}_i = \left( \frac{\lambda_i}{\lambda_1} \right) \times \beta_A^{0,5}$$

$$\beta_A = 1 \rightarrow \text{Pour les sections 1 et 2}$$

$$\lambda_K = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \times \varepsilon = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$$

$$l_f = 0,7l = 0,7 \times 340 = 238 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,7 \times 3,40}{0,1005} = 23,681 \rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} = 0,252 > 0,2$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,7 \times 3,40}{0,06} = 39,667 \rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9} = 0,422 > 0,2$$

Donc, il ya lieu de tenir compte du risque de flambement autour de Y-Y et Z-Z [CCM97 ;

**Article 5.5.1.2].**

Le choix de la courbe de flambement se fait par :

$$\frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0,958 < 1,2 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} \text{Y-Y} \rightarrow \text{Courbe b} \rightarrow \alpha_y = 0,34 \rightarrow \chi_y = 0,623 \\ \text{Z-Z} \rightarrow \text{Courbe c} \rightarrow \alpha_z = 0,49 \rightarrow \chi_z = 0,563 \end{cases}$$

$$t_f = 12\text{mm} < 100\text{mm}$$

$$\varphi_y = 0,5 \times \left[ 1 + \alpha_y \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,54$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + \sqrt{\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,98$$

$$N_{brd,y} = \frac{\chi_y \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,98 \times 1 \times 76,8 \times 23,5}{1,1} = 1607,913 \text{ kN}$$

$$\varphi_z = 0,5 \times \left[ 1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,643$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,886$$

$$N_{brd,z} = \frac{\chi_z \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,886 \times 1 \times 76,8 \times 23,5}{1,1} = 1454,359 \text{ kN}$$

$$N_{brd} = N_{brd,y} = 1607,913 \text{ kN}$$

$$N'_{max} = N_{max} + (G_p \times H_{pot}) = 1320,16 + (0,603 \times 3,40) = 1322,21 \text{ kN}$$

Il faut que :  $N'_{max} < N_{brd}$

$$1322,21 \text{ kN} < 1607,913 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée, donc le profilé **HEA240** convient comme un poteau au 1<sup>er</sup> niveau.



# CHAPITRE

## IV

### **Pré-dimensionnement Des Éléments Secondaires**

## IV-1. Acrotère :

### IV-1-1. Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, qui a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme en pente et le plancher terrasse et de protection du personnel d'entretien. Du point de vue de calcul, L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans la poutre du plancher terrasse soumise à l'action de son poids propre et à une surcharge de la main courante égale à 1 KN/ml.

Le calcul de se fera au niveau de la section dangereux, celle de l'encastrement, il se fera à la flexion composée pour une bande de 1m linéaire.

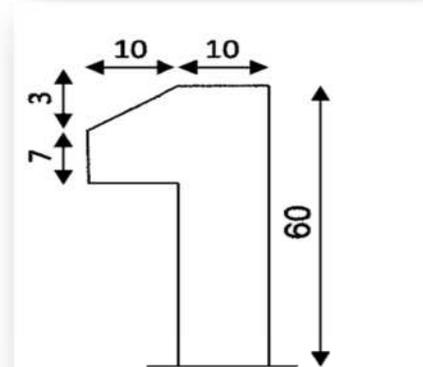


Figure 1: Acrotère

### IV-1-2. Évaluation des charges et surcharges :

#### a. CHARGES VERTICALES :

La surface de l'acrotère	$S = (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,7) + \left(\frac{0,03 \times 0,1}{2}\right) =$ $0,1315 \text{ m}^2$
Le poids propre de l'acrotère	$G_0 = 25 \times 0,1315 = 3,2875 \text{ kN/m}$
Enduit en ciment (e= 1,5cm)	$G_1 = 0,18 \times 0,015 \times 0,6 = 0,162 \text{ kN/m}$
Le poids total	$G = G_0 + G_1 = 3,4495 \text{ kN/m}$

Tableau 1: Charges sur l'Acrotère

#### b. CHARGE HORIZONTALE (Charge sismique):

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

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

Notre structure est située dans une **Zone IIa**

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de zone ( $A = 0,25$ ), **RPA/v2003 (Tableau 4.1)**.

**C<sub>p</sub>** : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 ( $C_p = 0,8$ ), **RPA/v2003 (Tab 6.1)**.

**W<sub>p</sub>** : Poids de l'élément considéré ( $W_p = 3,4495$ )

Donc :  $F_p = 1,5 \text{ KN}$

### IV-1-3. Hypothèse de calcul :

Les hypothèses à prendre en compte pour le calcul sont :

- Le calcul se fera pour une bande de 1ml.

- Type de fissuration est considérée préjudiciable.
- L'acrotère est sollicité en flexion composée.

Le calcul se fait suivant ces données :

$$\left[ \begin{array}{l} G = 3,4495 \text{ kN/m} \\ Q = 1 \text{ kN/m} \\ F_p = 1,5 \text{ kN} \end{array} \right.$$

**a. Calcul des sollicitations :**

• **Calcul du centre de pression :**

$$\left[ \begin{array}{l} X_c = \frac{\sum A_i \cdot x_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_c = \frac{[(60 \times 10) \times (\frac{10}{2})] + [(10 \times 7) \times (\frac{10}{2} + 10)] + [(\frac{10 \times 3}{2}) \times (\frac{10}{3} + 10)]}{(60 \times 10) + (10 \times 7) + (\frac{10 \times 3}{2})} = 3,23 \text{ cm} \\ Y_c = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_c = \frac{[(60 \times 10) \times (\frac{60}{2})] + [(10 \times 7) \times (\frac{7}{2} + 50)] + [(\frac{10 \times 3}{2}) \times (\frac{3}{3} + 57)]}{(60 \times 10) + (10 \times 7) + (\frac{10 \times 3}{2})} = 17,20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• **Moments engendrés par les efforts normaux :**

$$\left. \begin{array}{l} NG = 3,4495 \text{ KN/m} \\ Q = 1 \text{ KN/m} \\ F_p = 1,5 \text{ KN} \end{array} \right\} \begin{array}{l} M_G = 0 \text{ kN.m} \\ M_Q = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ kN.m} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_c = 0,258 \text{ kN.m} \end{array}$$

**NB :** La section dangereuse se situe à l'encastrement.

• **Les combinaisons:**

Sollicitations	Combinaisons		
	RPA99	ELU	ELS
	G + Q + E	1,35 G + 1,5 Q	G + Q
N(KN)	3,4495	2,53	3,4495
M(KN)	0,858	0,858	0,6

*Tableau 2: Combinaisons d'actions*

• **Calcul de l'excentricité :**

$$\left. \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,858}{2,53} = 0,34 \text{ m} \\ \frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,016 \text{ m} \end{array} \right\} e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{la section est partiellement comprimée}$$

Un élément soumis à un effort composé du à une force de compression, doit être justifié à l'état limite ultime de stabilité de forme (**B.A.E.L 91 Art 4.4.1**).

Pour l'excentricité :  $e_2 = e_1 + e_a$  (**C.B.A Art 4.3.5**)

**Tel que :**

$e_a$  : Excentricité additionnelle

$e_1$  : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

$$e_a = \max\left(\frac{l}{250}, 2\text{cm}\right) = \max\left(\frac{60}{250}, 2\text{cm}\right) = 2\text{cm}$$

$$\text{D'où : } e_2 = 0,34 + 0,02 = 0,36 \text{ m}$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité ( $e_3$ ) du second ordre due à la déformation.

**Tel que:**

$$e_3 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha + \varphi)}{10^4 \times h}$$

$\alpha$  : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi permanentes au moment total du premier ordre.

$\varphi$  : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 \times (2 \times 0,6)^2 \times (2 + 0 + 0)}{10^4 \times 0,1} = 0,864 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } e_t = e_2 + e_3 = 36 + 0,864 = 36,864 \text{ cm}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$\left[ \begin{array}{l} N_{uG} = 2,53 \text{ kN/m} \\ M_{uG} = N_{uG} \times e_t = 0,93 \text{ kN/m} \end{array} \right.$$

**b. Ferrailage :**

• **ELU:**

$$\text{on a : } \left[ \begin{array}{l} h = 10 \text{ cm} \\ d = 8 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif :  $M_{UA} = M_{UG} + N_u \times (d - \frac{h}{2})$

**Tel que :**

**$M_{UG}$ ,  $N_u$  :** Les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

**$M_{UA}$  :** Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$M_{UA} = 0,93 + 2,53 \times \left( 0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = 1 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,11 < 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,15$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \alpha) = 0,0752$$

$$A = \frac{M_{uA}}{z \cdot f_{st}} = 0,04 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2 > A$$

**On adopte :**  $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

**On adopte :**  $5HA6 = 1,41 \text{ cm}^2$

- **Espacement :**

$$\begin{array}{l} \text{Armatures principales :} \\ \text{Armatures de répartitions :} \end{array} \left[ \begin{array}{l} S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{on adopte : } S_t = 25 \text{ cm} \\ S_t = \frac{60}{5} = 12 \text{ cm} \Rightarrow \text{on adopte : } S_t = 12 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}, 3) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$T = 1,5 G = 1,5 \times 3,4495 = 5,17 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = 0,035 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Pas de rupture par cisaillement}$$

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times \sum \mu_i}$$

$\sum \mu_i$  : La somme des périmètres des barres.

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,053 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times \sum \mu_i} = \frac{5,71 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,08 \times 0,10053} = 0,388 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \Rightarrow \text{Pas de rupture par cisaillement.}$$

- **ELS** : (vérification des contraintes).

On a :  $d = 8 \text{ cm}$

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

- **Position de l'axe neutre**

$$c = d - e_A$$

Tel que :

$e_A$  : Distance du centre de pression **C** à la fibre la plus comprimée **B** de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{1,8745} = 0,32 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,016 \text{ m}$$

$e_A > \frac{h}{6} \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée.

$$c = d - e_A = 0,08 - 0,32 = -0,24 \text{ m}$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$$

Tel que :

$$p = -3 \times c^2 - \frac{90 \times A' \times (c - d')}{b} + \frac{90 \times A \times (d - c)}{b}$$

$$p = -3 \times (-24)^2 - \frac{90 \times 0 \times (-24 - 2)}{100} + \frac{90 \times 2,01 \times (8 + 24)}{100} = -0,167 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times c^3 - \frac{90 \times A' \times (c - d')^2}{b} + \frac{90 \times A \times (d - c)^2}{b}$$

$$q = -2 \times (-24)^3 - \frac{90 \times 0 \times (-24 - 2)^2}{100} - \frac{90 \times 2,01 \times (8 + 24)^2}{100} = 0,026 \text{ m}^2$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \cdot p^3}{27} = 0,0262 + \frac{4 \cdot (-0,167)^3}{27} = -1,41 < 0$$

$\Delta < 0 \Rightarrow$  L'équation admet trois solutions :

$$\cos \varphi = \frac{3 \times q}{2 \times p} \times \sqrt{-\frac{3}{p}} \Rightarrow \varphi = 171,81$$

$$\alpha = 2 \times \sqrt{-\frac{p}{3}} = 0,47 \text{ m}$$

$$y_1 = \alpha \times \cos \frac{\varphi}{3} = 0,25 \text{ m}$$

$$y_2 = \alpha \times \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 120^\circ \right) = -0,47 \text{ m}$$

$$y_3 = \alpha \times \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 240^\circ \right) = 0,215 \text{ m}$$

On choisit la solution qui vérifie la condition suivante :

$0 < y_{ser} < h$  ; Avec :  $y_{ser} = y_i + c$ ,  $h = 10 \text{ cm}$ , car  $N > 0$

$y_1 = 25 \text{ cm} \Rightarrow y_1 + c = 1 \text{ cm} \rightarrow$  **Vérifié**

$y_2 = -47 \text{ cm} \Rightarrow y_2 + c = -71 \text{ cm} \rightarrow$  **Non vérifié**

$y_3 = 21,5 \text{ cm} \Rightarrow y_3 + c = -2,5 \text{ cm} \rightarrow$  **Non vérifié**

Donc on choisit :  $y_1 = 25 \text{ cm} \rightarrow y_{ser} = 1 \text{ cm}$

**c. Calcul des contraintes :**

$$I_1 = \frac{b \cdot y_{ser}^3}{3} + 15 \cdot A' \cdot (y_{ser} - d)^2 + 15 \cdot A \cdot (d - y_{ser})^2 = 1510,68 \text{ cm}^4$$

$I_1$  : Moment d'inertie de la section réduite par rapport à l'axe neutre.

$$K = \frac{N_{ser}}{I_1} \cdot y_{ser} = 1,24 \times 10^{-3} \text{ KN/cm}^2$$

$K$  : Coefficient angulaire du diagramme de Navier.

- Pour le béton :

$$\sigma_b = K \cdot y_{ser} = 0,0124 \text{ MPA} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA} \rightarrow$$
 **Vérifié**

- Pour l'acier :

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1 - c) = 1,302 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \rightarrow$$
 **Vérifié**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \left( \frac{2}{3} f_e \right), 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right] = 201,63 \text{ MPA} \rightarrow$$
 **Fissuration nuisible**

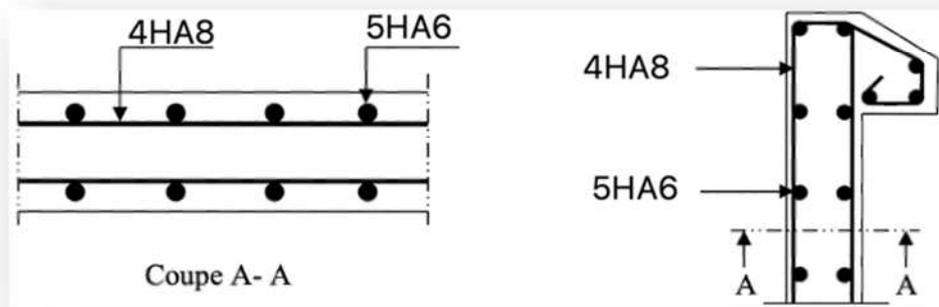


Figure 2: Ferrailage de l'acrotère

## IV-2. Etude des escaliers :

L'escalier est un élément d'ouvrage permettant de passer à pied d'un étage de bâtiment à un autre. Il est composé d'une succession régulière de plans horizontaux consistant en des marches et des paliers. Les différentes fonctions attendues d'un escalier sont les suivantes :

- Desservir les différents niveaux qu'il relie, en toute sécurité, cette notion de sécurité étant rattachée essentiellement aux aspects de confort d'utilisation, stabilité de la cadence de marche, protections latérales, etc.
- Être capable de supporter les charges qui lui seront appliquées en cours d'utilisation, ces charges présentant un caractère dynamique prononcé en raison des possibilités de saut sur les marches (résistance mécanique).
- Quelquefois, contribuer à décorer l'espace dans lequel il est implanté.

Dans notre projet, Pour notre cas les escaliers sont droits constitués par deux limons en profilé UAP séparés par un palier. Entre les deux limons sont disposés des cornières de marche soudées à leur extrémités et cela pour permettre la maintenance des marches et contre marches.

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur s'appelle l'embranchement et la largeur des marches s'appelle giron ( $g$ ) ; et la hauteur des marches ( $h$ ) s'appelle contre-marche.

### a. Définitions :

**Un palier :** dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée, est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escaliers.

**Une volée :** est une partie droite ou courbe d'escalier comprise entre deux paliers successifs.

**Giron** : largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.

**Limon** : c'est une partie rampante d'un escalier dans laquelle s'assemblent les marches et contremarches.

**b. Inconvénients des escaliers métalliques** : L'entretien et la protection contre la corrosion.

### IV-2-1. Choix des dimensions :

Le choix des dimensions se fait selon la formule de BLONDEL.

$$60\text{cm} \leq g + 2.h \leq 64\text{cm}$$

$$\text{Avec : } h = \frac{H}{n}$$

**H** : hauteur d'étage.

**n** : nombre de contre-marches.

Notre bâtiment se compose de deux (02) types d'escaliers.

### IV-2-2. TYPE 1 :

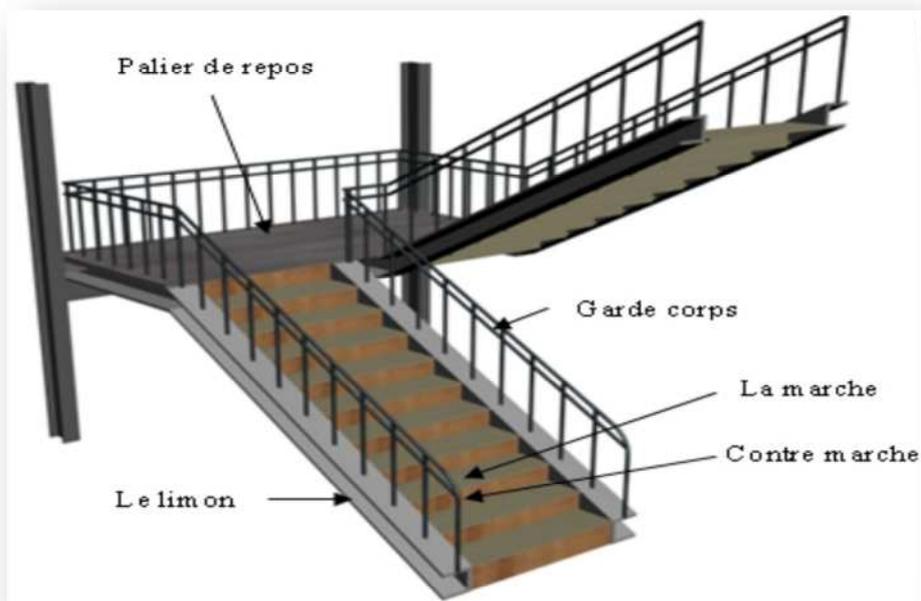
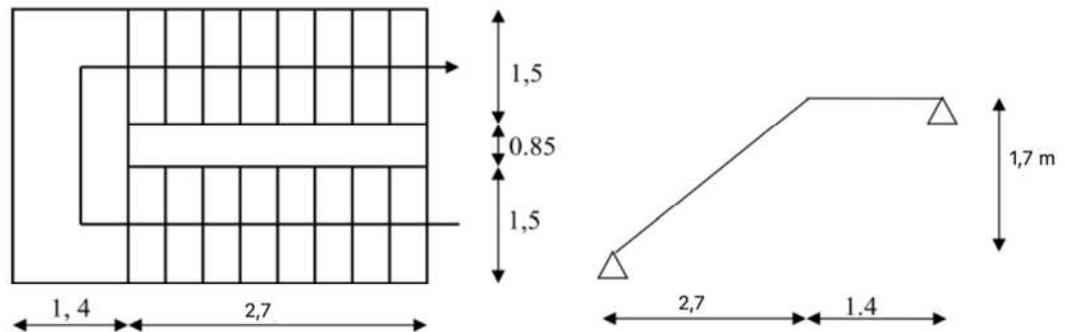


Figure 3: 1er type d'escalier

**a. Pré-dimensionnement de l'escalier (type 1) :**



• **Choix des dimensions :**

Les hauteurs des étages du bâtiment sont similaires, pour cela nous avons étudié les escaliers de passage du RDC au 1<sup>er</sup> étage ; puis généralisé la conception sur les autres étages.

• **Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier :**

- la hauteur de l'étage :  $h = 3.4\text{m}$  ;
- les dimensions en plan de la cage d'escalier :  $(5 \times 3.6)\text{ m}^2$

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

**H** : hauteur de la marche, avec  $16.5 \leq H \leq 18.5\text{ cm}$

**G** : largeur de la marche (giron), avec  $27 \leq G \leq 30\text{ cm}$

$$60 \leq 2H + G \leq 66\text{ cm. (Formule de BLONDEL).}$$

On dispose de 02 volées dans le RDC, la hauteur de chacune est :

$$h' = \frac{h}{2} = \frac{340}{2} = 170\text{ cm}$$

La largeur du volée est de : 150 cm

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

$$n = \frac{h'}{H} = \frac{170}{17} = 10\text{ Contre marches.}$$

Le nombre de marche =>  $n-1 = 9$  marches.

A partir de la formule de BLONDEL on aura :  $60 \leq 2H+G \leq 64\text{ cm} \rightarrow G = 30\text{cm}$

**b. Etude des marches :**

Les marches sont construites par des tôles striées, d'épaisseur 5 mm rigidifiées par des cornières soudées au milieu des tôles. Les cornières sont soudées avec les cornières

d'attaches, ces derniers sont boulonnés avec le limon, Comme l'indique la figure ci-dessous :

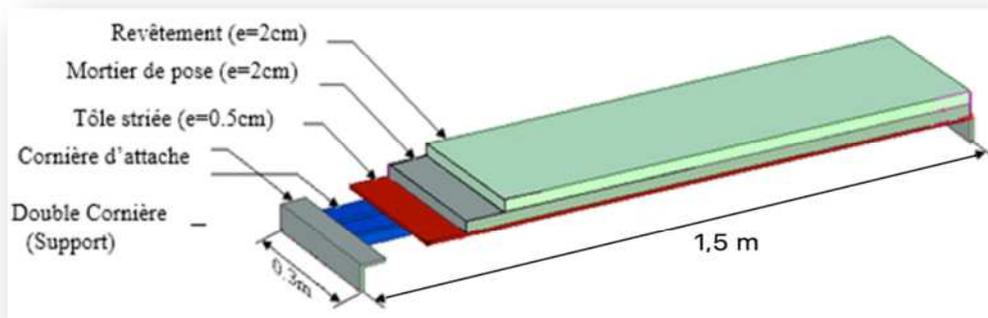


Figure 4: Composants des marches

- **Evaluation des charges :**

La marche est soumise aux charges et surcharges suivantes :

<b>Revêtement (e= 2cm)</b>	$22 \times 0,02 = 0,44 \text{ kN/m}^2$
<b>Mortier de pose (e= 2cm)</b>	$20 \times 0,02 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
<b>Tôle striée (e= 0,5cm)</b>	$78,50 \times 0,005 = 0,39 \text{ kN/m}^2$
<b>G=1,23 kN/m<sup>2</sup></b>	
<b>Q= 2,5 kN/m<sup>2</sup></b>	

Tableau 3: Evaluation des charges

- **Pré-dimensionnement des cornières :**

Chaque cornière reprend la moitié de la charge de la marche plus la charge de la contre marche.

**ELS:**

$$q_s = \frac{(G + Q) \times 0,3}{2} + (G + Q) \times 0,17$$

$$q_s = (1,23 + 2,5) \times 0,15 + (1,23 + 2,5) \times 0,17 = 1,1936$$

- **Vérification en tenant compte du poids propre de la cornière :**

Le poids de la cornière de L50x50x5 est de 3,77 kg/m.

$$q_u = 1,35 (1,23 \times (0,15 + 0,17) + 0,0377) + 1,5 (2,5 \times (0,15 + 0,17)) = 1,78 \text{ kN/m}$$

$$q_s = (1,23 \times (0,15 + 0,17) + 0,0377) + 2,5 \times (0,15 + 0,17) = 1,23 \text{ kN/m}$$

- **Critère de la flèche :**

$$f = \frac{q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f = \frac{1,23 \times 10^{-3} \times 1500^4}{384 \times 210 \times 10,96 \times 10^4} = 0,70 \text{ mm} < \frac{1500}{250} = 6 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **La résistance :**

La condition de la résistance est la suivante :  $M_{sd} \leq M_{Rd}$

D'après le **Tableau 5.3.1 de l'Eurcode3**, on a :

$$\frac{C}{t_f} \leq 10 \varepsilon \quad \Rightarrow \quad \frac{50}{5} = 10 \leq 10 \varepsilon$$

Donc la cornière de (50\*50\*5) est de classe 1 :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{12} = \frac{1,78 \times 1,5^2}{12} = 0,334 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_0} = \frac{235 \times 10^3 \times 3,06 \times 10^{-6}}{1} = 0,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 0,334 \text{ KN.m} \leq M_{Rd} = 0,65 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{1,78 \times 1,5}{2} = 1,335 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_{sd} \times S}{e \times I_y} \leq \bar{\tau} = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

$$A_{vz} = 1,04 \times h \times t = 1,04 \times 50 \times 5 \times 10^{-2} = 2,6 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.rd} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{mo}} = \frac{2,6 \times (23,5/\sqrt{3})}{1} = 35,28 \text{ KN} \geq 1,335 \text{ KN}$$

$$V_{pl.rd} > V_{sd} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors Les cornières optées convient.

Conclusion : on choisit pour la cornière de support une cornière de L50x50x5.

### c. Etude des limons :

Une volée contient deux limons, et chaque limon doit supporter la moitié des charges et des surcharges exercées sur la volée. La figure ci-dessous représente la distribution des charges sur un limon.

- **Evaluations des charges:**

$$G \text{ marche} = 1,23 \text{ KN/m}^2$$

$$G_c \text{ Marche} = 1,23 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Cornieres} \times 2 = 0,0754 \text{ KN/m}$$

Poids du garde corps en acier = 0,3 KN/m

Q (charge d'exploitation) = 2,5 KN/m<sup>2</sup>

- **Pré-dimensionnement du limon :**

$$q_s = [(1,23 + 1,23) \times \frac{1,5}{2} + 0,15 + 0,3] + 2,5 \times \frac{1,5}{2} = 4,17 \text{ KN/m}$$

$$q_c = \left( \frac{0,0754 \times 1,5}{2} \right) \times \frac{3}{1} = 0,17 \text{ KN/m (Charge des cornières sur le limon).}$$

$$f = \frac{5 \times q_s \times \cos \alpha \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} \Rightarrow I_y \geq \frac{1250 \times q_s \times \cos \alpha \times L^3}{384 \times E}$$

Avec  $\alpha$  : Angle d'inclinaison du limon (34,125°)

$$I_y \geq \frac{1250 \times 4,17 \times 10^{-3} \times 0,83 \times 3023^3}{384 \times 210} = 148,214 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Soit un **UPN 100** caractérisé par :

A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>ely</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>ply</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (mm)	i <sub>z</sub> (mm)	h (mm)	b (mm)	P (kg /m)
13,5	206	41,2	49,1	39,1	1,47	100	50	10,6

**Tableau 4: Caractéristiques d'un UPN100**

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

$$q_u = 1,35 (2,46 \times 0,75 + 0,106 + 0,15 + 0,3) + 1,5 (2,5 \times 0,75) = 6,05 \text{ KN/m}$$

$$q_s = (2,46 \times 0,75 + 0,15 + 0,3 + 0,106) + (2,5 \times 0,75) = 4,28 \text{ KN/m}$$

- **Verification de la flèche:**

$$f = \frac{5 \times q_s \times \cos \alpha \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f = \frac{5 \times 4,28 \times \cos 34,125 \times 3023^4}{384 \times 210 \times 206 \times 10^4} = 9,01 \text{ mm} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{3023}{250} = 12,1 \text{ mm}$$

➔ **Condition vérifiée.**

- **La résistance :**

La condition de la résistance est la suivante :  $M_{sd} \leq M_{rd}$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times \cos \alpha \times L^2}{8} = \frac{6,05 \times \cos(34,125) \times 3,02^2}{8} = 5,7 \text{ kN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_0} = \frac{235 \times 10^3 \times 49,1 \times 10^{-6}}{1,1} = 10,49 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 5,7 \text{ kN.m} < M_{rd} = 10,49 \text{ kN.m}$  ➔ **Condition vérifiée.**

$$N_{sd} = q_u \times \sin \alpha \times L = 6,05 \times (\sin 34,125) \times 3,02 = 15,125 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = \frac{f_y \times A}{\gamma_0} = \frac{235 \times 13,5 \times 10^2}{1,1} \times 10^{-3} = 288,41 \text{ kN}$$

$N_{sd} < N_{Rd}$  → **Condition vérifiée**

- **Vérification au cisaillement**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{6,05 \times 3,02 \times \cos(34,125)}{2} = 7,56 \text{ KN}$$

$$A_{vz} \times \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)$$

$$V_{pl.rd} = \frac{A_{vz} \times \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{mo}} = \frac{6,4 \times 10^2 \times (235 \times 10^{-3} / \sqrt{3})}{1,1} = 78,94 \text{ KN}$$

$V_{sd} < 0,5V_{Rd} \Rightarrow$  Pas d'interaction entre effort tranchant et le moment fléchissant.

**Conclusion** : on choisit pour le limon et pour la volée un **UPN100**.

**d. Etude du palier de repos :**

- **Evaluation des charges :**

Désignation éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Tôle striée	0,5	78	0,39
Dalle en béton	8	25	2
<b>Charge permanente totale</b>		<b>G = 3,23</b>	
<b>Surcharge d'exploitation</b>		<b>Q = 2,5</b>	

*Tableau 5: Évaluation des charges du palier*

- **Pré-dimensionnement de la poutre palière :**

Les charges revenant sur la poutre palière sont :

**Les murs extérieurs** : Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment. Ils sont caractérisés par un coefficient de comportement qui caractérise la structure étudiée.

- **Evaluations des charges :**

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit extérieur en ciment	2	20	0,40
Brique creuse	10	9	0,9
Lame d'air	10	/	/
Brique creuse	10	9	0,9
Enduit intérieur en plâtre	1,5	10	0,30
<b>Charge permanente totale</b>		<b>G = 2,5 x 1,7 = 4,25</b>	
<b>Charge revenant du palier</b>		<b>G = 3,23 x <math>\frac{1,20}{2}</math> = 1,938</b>	

Surcharge d'exploitation

$$Q = 2,5 \times 0,6 = 1,5$$

Tableau 6: Évaluation des charges de la poutre palière

- La combinaison des charges à ELS :

$$q_s = 4,25 + 1,938 + 1,5 = 7,69 \text{ kN/m}$$

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{1250 \times q_s \times L^3}{384 \times E} = \frac{1250 \times 7,69 \times 10^{-3} \times 3600^3}{384 \times 210} = 556,15 \text{ cm}^4$$

Soit un IPE160 caractérisé par :

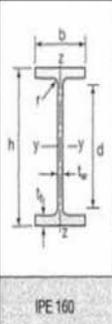
	Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
	$I_x$	$I_y$	$I_z$	-	-	$I_y$	$I_z$	$I_y$	-	-	J	h	b	a	e	r	$h_1$	P	A	
	$I_y$	$W_{el,y}$	$I_z$	$W_{pl,y}$	$A_{e,z}$	$I_z$	$W_{el,z}$	$I_z$	$W_{pl,z}$	$A_{e,y}$	$I_t$	h	b	$t_w$	$t_f$	r	d	P	A	
cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>		
IPE 160	669,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8	3,60	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1	

Tableau 7: Caractéristiques d'un IPE160

- Vérification en tenant compte du poids propre du profilé :
- Les combinaisons des charges :

ELU :  $q_u = 1,35(4,25 + 1,938 + 0,158) + 1,5 (1,5) = 10,82 \text{ KN/m}$

ELS :  $q_s = 4,25 + 1,938 + 0,158 + 1,5 = 7,846 \text{ KN/m}$

- Verification de la flèche:

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f = \frac{5 \times 7,846 \times 10^{-3} \times 3600^4}{384 \times 210 \times 869,3 \times 10^4} = 9,4 \text{ mm} < \frac{3600}{250} = 14,4 \text{ mm}$$

$f < f_{adm}$  → Condition vérifiée

- La résistance :

La condition de la résistance est la suivante :  $M_{sd} \leq M_{rd}$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{10,82 \times 3,6^2}{8} = 17,53 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_0} = \frac{235 \times 10^3 \times 123,9 \times 10^{-6}}{1,1} = 26,47 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 17,53 \text{ KN.m} < M_{rd} = 26,47 \text{ KN.m}$  → Condition vérifiée.

• **Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{10,82 \times 3,6}{2} = 19,48 \text{ KN}$$

$$A_{vz} \times \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)$$

$$V_{pl.rd} = \frac{9,7 \times 10^2 \times (235 \times 10^{-3} / \sqrt{3})}{1,1} =$$

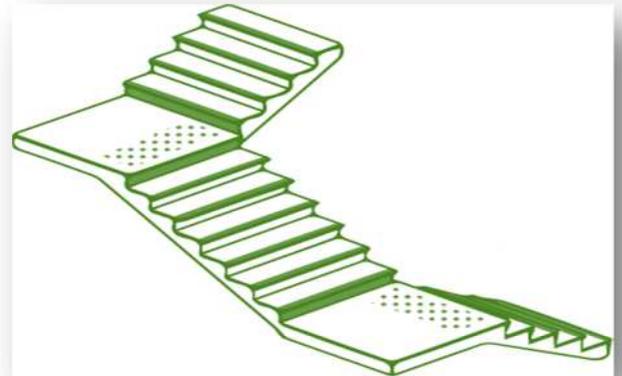
119,64 KN

$$V_{sd} = 19,48 \text{ KN} < V_{Rd} = 119,64 \text{ KN} \rightarrow$$

Condition vérifiée.

$V_{sd} < 0,5V_{Rd} \rightarrow$  Pas d'interaction entre effort tranchant et le moment fléchissant.

Toutes les conditions sont vérifiées, alors **IPE160** convient comme poutre palière pour l'escalier type (1).



### IV-2-3. Escalier TYPE 2 :

#### a. Pré-dimensionnement de l'escalier :

• **Choix des dimensions :**

Les hauteurs des étages du bâtiment sont similaires, pour cela nous avons étudié les escaliers de passage du RDC au 1<sup>ème</sup> étage, puis généralisé la conception sur les autres étages.

• **Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier :**

- La hauteur de l'étage :  $h = 3.4\text{m}$
- Les dimensions en plan de la cage d'escalier :  $(5 * 3.6)\text{m}^2$
- Les conditions que doit satisfaire les marches et les contres-marches sont les suivantes :

**H** : hauteur de la marche, avec :

$$16.5 \leq H \leq 18.5 \text{ cm}$$

**G** : largeur de la marche (giron), avec :

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

D'ou :  $60 \leq 2H + G \leq 66 \text{ cm}$ . (Formule de BLONDEL).

On dispose de 03 volées dans le RDC, la hauteur de chacune est :

- **Volée 1**  $\rightarrow h_1 = 7 * 0,1545 = 1,0815 \text{ m}$
- **Volée 2**  $\rightarrow h_2 = 8 * 0,1545 = 1,236 \text{ m}$
- **Volée 3**  $\rightarrow h_3 = 7 * 0,1545 = 1,0815 \text{ m}$

La largeur de la volée est de : 150 cm

*Figure 5: 2eme type d'escalier*

On a : le nombre des contres-marches (n) est  $n = 22$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{340}{22} = 15,45 \text{ cm}$$

A partir de la formule de BLONDEL on aura :  $60 \leq 2H+G \leq 64 \text{ cm} \rightarrow G = 30\text{cm}$

### b. Étude des marches (V1 et V3) :

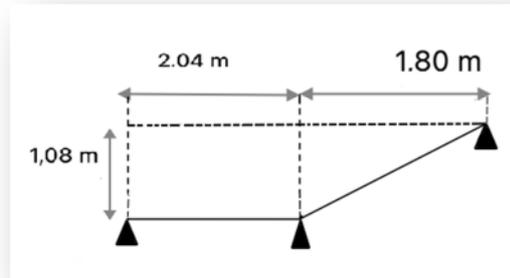


Figure 6: Dimensions de la 1<sup>ère</sup> et la 3<sup>ème</sup> volée

**Remarque :** la volée 1 = volée 3 par effet de miroir

Les marches sont construites par des tôles striées, d'épaisseur 5 mm rigidifiées par des cornières soudées au milieu des tôles. Les cornières sont soudées avec les cornières d'attaches, ces derniers sont boulonnés avec le limon, Comme l'indique la figure ci-dessous :

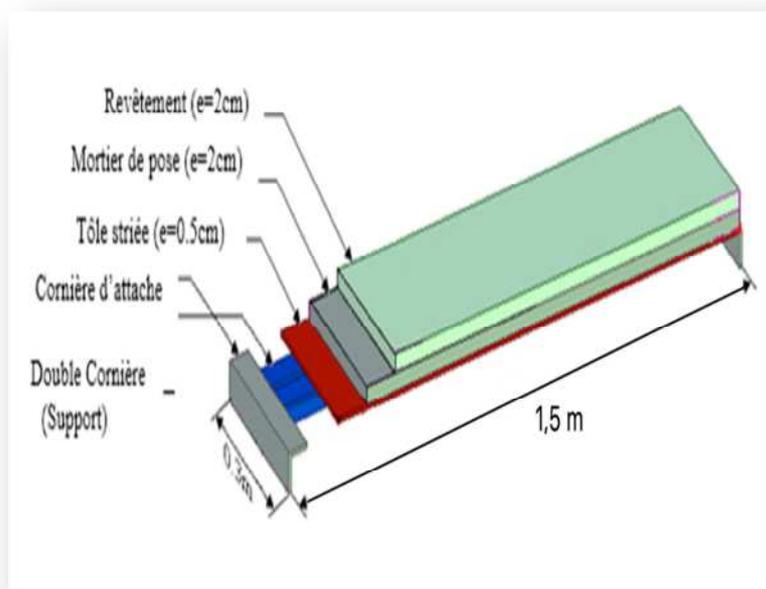
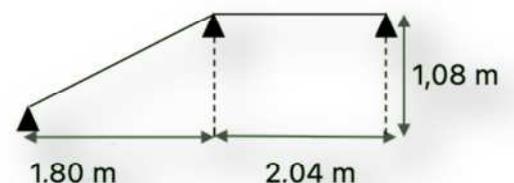


Figure 7: Composants des marches

- **Evaluation des charges :**



La marche est soumise aux charges et surcharges suivantes :

- Revêtement (e= 2cm)  $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ kN/m}^2$
- Mortier de pose (e= 2cm)  $20 \times 0,02 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
- Tôle striée (e= 0,5cm)  $78,50 \times 0,005 = 0,39 \text{ kN/m}^2$

$$\rightarrow G=1,23 \text{ kN/m}^2$$

$$\rightarrow Q= 2,5 \text{ kN/m}^2$$

- **Pré-dimensionnement des cornières :**

Chaque cornière reprend la moitié de la charge de la marche plus la charge de la contre-marche.

**ELS:**

$$q_s = (G + Q) \times 0,3/2 + (G + Q) \times 0,1545$$

$$q_s = (1,23 + 2,5) \times 0,15 + (1,23 + 2,5) \times 0,1545 = 2,181$$

- **Vérification en tenant compte du poids propre de la cornière :**

$$q_u = 1,35 (1,23 \times (0,15 + 0,1545) + 0,0377) + 1,5 (2,5 \times (0,15 + 0,154) = 1,7 \text{ KN/m}$$

$$q_s = (1,23 \times (0,15 + 0,1545) + 0,0377) + 2,5 \times (0,15 + 0,1545) = 1,17 \text{ kN/m}$$

- **Critère de la flèche :**

$$f = \frac{q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f = \frac{1,17 \times 10^{-3} \times 1500^4}{384 \times 210 \times 10,96 \times 10^4} = 0,97 \text{ mm} < \frac{1500}{250} = 6 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **La résistance :**

La condition de la résistance est la suivante :  $M_{sd} \leq M_{Rd}$

D'après *Le Tableau 5.3.1 de l'Eurcode3*, on a :

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \Rightarrow \frac{50}{5} = 10 \leq 10 \varepsilon$$

Donc la cornière (50\*50\*5) est de classe 1

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{12} = \frac{1,7 \times 1,5^2}{12} = 0,319 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_0} = \frac{235 \times 10^3 \times 3,06 \times 10^{-6}}{1,1} = 0,65 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 0,319 \text{ kN.m} \leq M_{Rd} = 0,65 \text{ kN.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{1,7 \times 1,5}{2} = 1,275 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_{sd} \times S}{e \times I_y} \leq \bar{\tau} = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

$$A_{vz} = 1,04 * h * t = 1,04 * 50 * 5 * 10^{-2} = 2,6 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{2,6 \times (23,5 / \sqrt{3})}{1} = 35,28 \text{ KN} \geq 1,275 \text{ KN}$$

$$V_{pl.rd} > V_{sd} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors la cornière L50x50x5 convient comme cornière de support.

**Conclusion :** on choisit pour la cornière de support une cornière de L50 × 50 × 5.

### c. Etude des limons :

Une volée contient deux limons, et chaque limon doit supporter la moitié des charges et des surcharges exercées sur la volée. La figure ci-dessous représente la distribution des charges sur un limon.

- **Evaluation des charges:**

$$G_{marche} = 1,23 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{Cmarche} = 1,23 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Corniers} \times 2 = 0,0754 \text{ kN/m}$$

$$\text{Poids du garde corps en acier} = 0,3 \text{ kN/m}$$

$$Q \text{ (charge d'exploitation)} = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

- **Pré-dimensionnement de limon :**

$$q_s = [(1,23 + 1,23) \times \frac{1,5}{2} + 0,15 + 0,3] + 2,5 \times \frac{1,5}{2} = 4,17 \text{ KN/m}$$

$$q_c = \left( \frac{0,0754 \times 1,5}{2} \right) \times \frac{3}{1} = 0,17 \text{ KN/m (Charge des cornières sur limon)}$$

$$f = \frac{5 \times q_s \times \cos \alpha \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} \Rightarrow I_y \geq \frac{1250 \times q_s \times \cos \alpha \times L^3}{384 \times E}$$

Avec :  $\alpha$  : Angle d'inclinaison de limon (31°).

$$I_y \geq \frac{1250 \times 4,17 \times 10^{-3} \times 0,857 \times 2100^3}{384 \times 210} = 51,3 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Soit un **UPN 80** caractérisé par :

Profils	h	b	a	e	r	r <sub>1</sub>	h <sub>1</sub>	P	A	d <sub>1</sub>	d <sub>2</sub> =v <sub>y</sub>	I <sub>x</sub>	I <sub>x</sub> /v <sub>x</sub>	i <sub>x</sub>	-	-	I <sub>y</sub>	I <sub>y</sub> /v <sub>y</sub>	I <sub>y</sub>	-	J
	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	r <sub>1</sub>	d	P	A	d <sub>1</sub>	d <sub>2</sub> =v <sub>z</sub>	I <sub>y</sub>	W <sub>pl,y</sub>	i <sub>y</sub>	W <sub>pl,y</sub>	A <sub>0</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>pl,z</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>pl,z</sub>	I <sub>z</sub>
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	cm	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>
UPN 80	80	45	6,0	8,0	8,0	4,00	47	8,7	11,0	1,45	3,05	106	26,5	3,1	31,8	5,10	19,4	6,4	1,33	12,1	2,16

Figure 8: Caractéristique de l'UPN 80

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

$$q_u = 1,35 (2,46 \times 0,75 + 0,087 + 0,17 + 0,3) + 1,5 (2,5 \times 0,75) = 6,05 \text{ KN/m}$$

$$q_s = (2,46 \times 0,75 + 0,17 + 0,3 + 0,087) + (2,5 \times 0,75) = 4,28 \text{ KN/m}$$

- **Critère de la flèche:**

$$f = \frac{5 \times q_s \times \cos \alpha \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f = \frac{5 \times 4,28 \times \cos(31) \times 2100^4}{384 \times 210 \times 106 \times 10^4} = 4,17 \text{ mm} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{2100}{250} = 8,4 \text{ mm}$$

- **La résistance :**

La condition de la résistance est la suivante :  $M_{sd} \leq M_{rd}$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times \cos \alpha \times L^2}{8} = \frac{6,05 \times \cos(31) \times 2,1^2}{8} = 2,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_0} = \frac{235 \times 10^3 \times 31,8 \times 10^{-6}}{1,1} = 6,79 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 2,85 \text{ KN.m} < M_{rd} = 6,79 \text{ KN.m} \rightarrow$  **Condition vérifiée.** Figure 9: Dimensions de la 2ème volée

$$N_{sd} = q_u \times \sin \alpha \times L = 6,05 \times \sin(31) \times 2,1 = 6,544 \text{ KN}$$

$$N_{rd} = \frac{f_y \times A}{\gamma_0} = \frac{235 \times 11 \times 10^2}{1,1} \times 10^{-3} = 235 \text{ KN}$$

$N_{sd} < N_{rd} \rightarrow$  **Condition vérifiée.**

- **Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{6,05 \times 2,1 \times \cos(31)}{2} = 5,45 \text{ KN}$$

$$A_{vz} \times \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)$$

$$V_{pl,rd} = \frac{5,1 \times 10^2 \times (235 \times 10^{-3} / \sqrt{3})}{1,1} = 78,94 \text{ KN}$$

$V_{sd} < 0,5V_{rd} \Rightarrow$  Pas d'interaction entre effort tranchant et le moment fléchissant.

**Conclusion :** on choisit pour le limon et pour la volée 1 et 3 un UPN80.

## d. VOLÉE 2 :

- **Pré-dimensionnement des cornières :**

Chaque cornière reprend la moitié de la charge de la marche plus la charge de la contre marche.

### ELS:

$$q_s = (G + Q) \times \frac{0,3}{2} + (G + Q) \times 0,1545$$

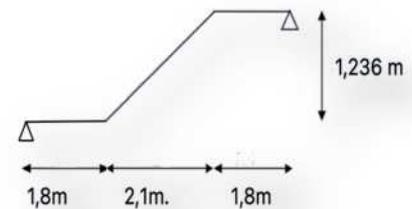
$$q_s = (1,23 + 2,5) \times 0,15 + (1,23 + 2,5) \times 0,1545$$

$$= 2,181 \text{ kN/m}$$

- **Vérification en tenant compte du poids propre de la cornière :**

$$q_s = 1,35 (1,23 \times (0,15 + 0,1545) + 0,0377) + 1,5 (2,5 \times (0,15 + 0,1545)) = 1,7 \text{ kN/m}$$

$$q_c = (1,23 \times (0,15 + 0,1545) + 0,0377) + 2,5 \times (0,15 + 0,1545) = 1,17 \text{ kN/m}$$



- **Critère de la flèche**

$$f = \frac{q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f = \frac{1,17 \times 10^{-3} \times 1500^4}{384 \times 210 \times 10,96 \times 10^4} = 0,97 \text{ mm} < \frac{1500}{250} = 6 \text{ mm}$$

➔ **Condition vérifiée.**

- **La résistance :**

La condition de la résistance est la suivante :  $M_{sd} \leq M_{Rd}$

D'après *Le Tableau 5.3.1 de l'Eurcode3* on a :

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \Rightarrow \frac{50}{5} = 10 \leq 10 \varepsilon$$

Donc la cornière  $L50 \times 50 \times 5$  est de classe 1.

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{12} = \frac{1,7 \times 1,5^2}{12} = 0,319 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_0} = \frac{235 \times 10^3 \times 3,06 \times 10^{-6}}{1,1} = 0,65 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 0,319 \text{ KN.m} \leq M_{rd} = 0,65 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification au cisaillement:**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{1,7 \times 1,5}{2} = 1,275 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_{sd} \times S}{e \times I_y} \leq \bar{\tau} = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

$$A_{vz} = 1,04 * h * t = 1,04 * 50 * 5 * 10^{-2} = 2,6 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{mo}} = \frac{2,6 \times (23,5 / \sqrt{3})}{1} = 35,28 \text{ KN} \geq 1,275 \text{ KN}$$

$$V_{pl.rd} > V_{sd} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors la cornière  $L50 \times 50 \times 5$  convient comme cornière de support.

**Conclusion :** on choisit pour la cornière de support une cornière de  $L50 \times 50 \times 5$ .

### e. Etude des limons :

Une volée contient deux limons, et chaque limon doit supporter la moitié des charges et des surcharges exercées sur la volée. La figure ci-dessous représente la distribution des charges sur un limon.

- **Evaluation des charges:**

$$G_{marche} = 1,23 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{cmarche} = 1,23 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Corniers} \times 2 = 0,0754 \text{ kN/m}$$

$$\text{Poids du garde corps en acier} = 0,3 \text{ kN/m}$$

$$Q \text{ (charge d'exploitation)} = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

- **Pré-dimensionnement de limon :**

$$q_s = [(1,23 + 1,23) \times \frac{1,5}{2} + 0,15 + 0,3] + 2,5 \times \frac{1,5}{2} = 4,17 \text{ KN/m}$$

$$q_c = \left( \frac{0,0754 \times 1,5}{2} \right) \times \frac{3}{1} = 0,17 \text{ KN/m (Charge des cornières sur limon)}$$

$$f = \frac{5 \times q_s \times \cos \alpha \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} \Rightarrow I_y \geq \frac{1250 \times q_s \times \cos \alpha \times L^3}{384 \times E}$$

Avec  $\alpha$  : Angle d'inclinaison de limon ( $30,6^\circ$ ).

$$I_y \geq \frac{1250 \times 4,17 \times 10^{-3} \times 0,86 \times 2440^3}{384 \times 210} = 80,75 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Soit un UPN 80 caractérisé par :

Profil	h	b	a	e	r	r <sub>1</sub>	h <sub>1</sub>	P	A	d <sub>1</sub>	d <sub>2</sub> =v <sub>y</sub>	I <sub>x</sub>	I <sub>x</sub> /v <sub>x</sub>	i <sub>x</sub>	-	-	I <sub>y</sub>	I <sub>y</sub> /v <sub>y</sub>	i <sub>y</sub>	-	J
	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	r <sub>1</sub>	d	P	A	d <sub>1</sub>	d <sub>2</sub> =v <sub>z</sub>	I <sub>y</sub>	W <sub>pl,y</sub>	i <sub>y</sub>	W <sub>pl,z</sub>	A <sub>wz</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>pl,z</sub>	i <sub>z</sub>	W <sub>pl,z</sub>	i <sub>z</sub>
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	cm	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>
UPN 80	80	45	6,0	8,0	8,0	4,00	47	8,7	11,0	1,45	3,05	106	26,5	3,1	31,8	5,10	19,4	6,4	1,33	12,1	2,16

Tableau 8: Caractéristique de l'UPN 80

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

$$q_u = 1,35 (2,46 \times 0,75 + 0,087 + 0,17 + 0,3) + 1,5 (2,5 \times 0,75) = 6,05 \text{ KN/m}$$

$$q_s = (2,46 \times 0,75 + 0,17 + 0,3 + 0,087) + (2,5 \times 0,75) = 4,28 \text{ KN/m}$$

- **Critère de la flèche:**

$$f = \frac{5 \times q_s \times \cos \alpha \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f = \frac{5 \times 4,28 \times \cos(30,6) \times 2440^4}{384 \times 210 \times 10^6 \times 106} = 7,6 \text{ mm} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{2440}{250} = 9,76 \text{ mm}$$

- **La résistance :**

La condition de la résistance est la suivante :  $M_{sd} \leq M_{rd}$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times \cos \alpha \times L^2}{8} = \frac{6,05 \times \cos(31) \times 2,44^2}{8} = 3,87 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_0} = \frac{235 \times 10^3 \times 31,8 \times 10^{-6}}{1,1} = 6,79 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 3,87 \text{ KN.m} < M_{rd} = 6,79 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$N_{sd} = q_u \times \sin \alpha \times L = 6,05 \times \sin(30,6) \times 2,44 = 7,515 \text{ KN}$$

$$N_{Rd} = \frac{f_y \times A}{\gamma_0} = \frac{235 \times 11 \times 10^2}{1,1} \times 10^{-3} = 235 \text{ KN}$$

$$N_{sd} < N_{Rd} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{6,05 \times 2,44 \times \cos(30,6)}{2} = 6,35 \text{ KN}$$

$$A_{vz} \times \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m0}} = \frac{5,1 \times 10^2 \times (235 \times 10^{-3} / \sqrt{3})}{1,1} = 78,94 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < 0,5 V_{Rd} \Rightarrow \text{Pas d'interaction entre effort tranchant et le moment fléchissant.}$$

**Conclusion :** on choisit pour le limon et pour la volée 2 un **UPN80**.

- f. **Étude du palier de repos :**

Pour le palier de repos, on choisit le même profilée (**IPE160**) que celui de l'escalier type (1).

**Conclusion :**

Pour les deux types d'escalier, on adopte un **IPE160** pour les poutres palières, et des **UPN100** comme des limons.

**IV-3- Étude de l'ascenseur :**

**a. Définition :**

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction. Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 04 personnes

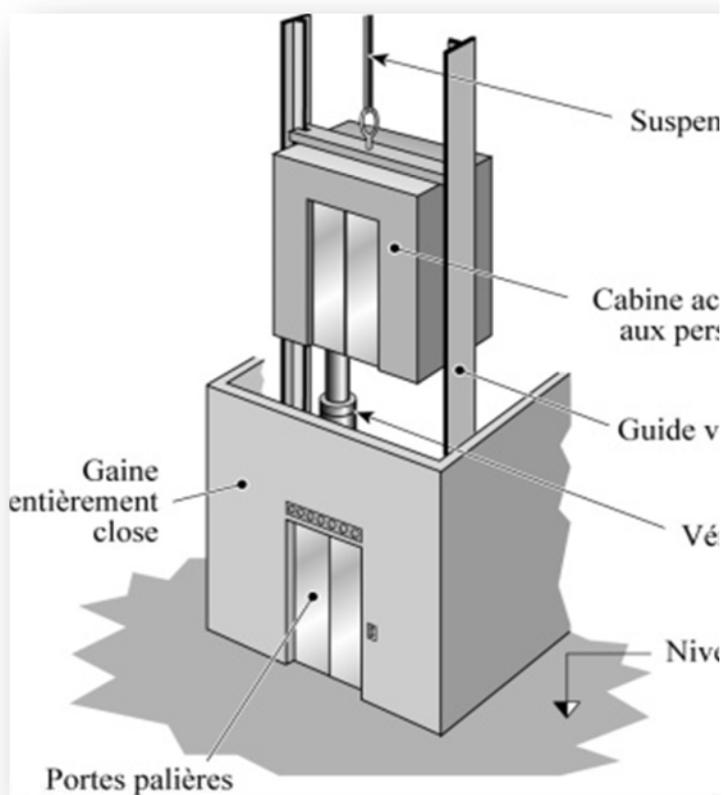


Figure 10: Composants d'un ascenseur

**b. Les caractéristiques :**

- $V = 1\text{m/s}$  : vitesse de levage.

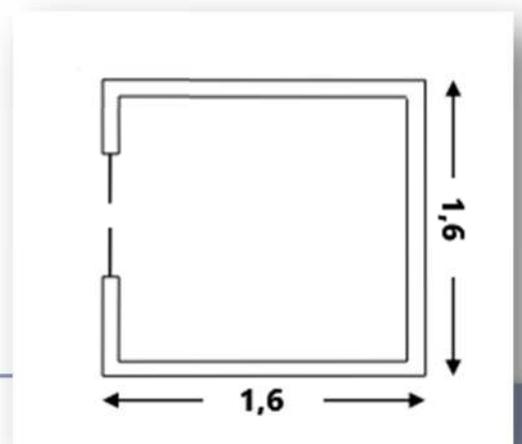


Figure 11: Cage d'ascenseur

- $P_m = 15kN$  : charge due à la salle de machine.
  - $D_m = 82 kN$  : charge due au poids propre de l'ascenseur.
  - $F_c = 102 kN$  : charge due à la rupture des câbles.
  - $B_s \times T_s = 160 \times 160$  ; Dimensions de la gaine.
  - Poids de 08 personnes =  $315 kg$ .
- $P = 15 + 82 + 3,15 = 100.15 kN$ .

### c. Calcul de la dalle :

Elle supporte une grande charge donc on adopte une épaisseur  $h_0 = 20 cm$ .

On a  $P = 100.15 KN$ .

- $h_0 = 20 cm$  : épaisseur de la dalle.
- $h_1 = 4 cm$  : revêtement en béton.

$a_0$  et  $U$  dimensions //  $L_x = 160$

$b_0$  et  $V$  dimensions //  $L_y = 160$ .

**U et V** : les côtés de rectangle d'impact.

**$a_0$  et  $b_0$**  : surface de chargement.

**$L_x$  et  $L_y$**  : les dimensions du panneau dalle.

Avec :

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + (2 \times \xi \times h_1) \\ V = b_0 + h_0 + (2 \times \xi \times h_1) \end{cases}$$

Et :  $\xi = 1$  (revêtement en béton),  $v = 1m/s \Rightarrow (a_0 = b_0 = 80cm)$

$$\begin{cases} U = 80 + 20 + 2 \times 4 = 108 cm. \\ V = 80 + 20 + 2 \times 4 = 108 cm. \end{cases}$$

### d. Calcul à l'ELU :

1) Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage :

$$M_{x1} = P_u (M_1 + v M_2)$$

$$M_{y1} = P_u (M_2 + v M_1)$$

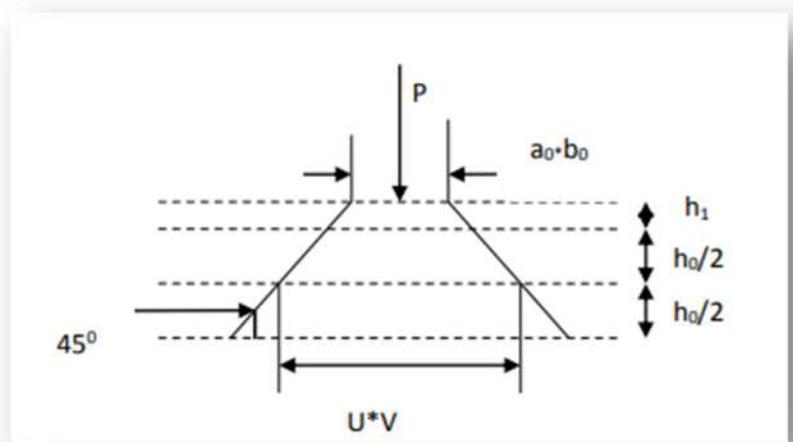


Figure 12

**Avec :**

$\nu$  : Coefficient de poisson (0 à l'ELU et 0,2 à l'ELS).

Les moments  $M_1$  et  $M_2$  sont donnés en fonction de :

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} \quad ; \quad \frac{Lx}{U} \quad , \quad \frac{Ly}{V} .$$

On a :

$$\rho = \frac{160}{160} = 1 \quad ; \quad \frac{U}{Lx} = \frac{108}{160} = 0,67 \quad ; \quad \frac{V}{Ly} = \frac{108}{160} = 0,67.$$

En utilisant l'abaque de PIGEAUD on obtient :

$$\left[ \begin{array}{l} M_1 = 0.072 \\ M_2 = 0.057 \end{array} \right.$$

$$P_u = 1.35 \times 100.15 = 135.2 \text{ kN}$$

$$\left[ \begin{array}{l} M_{x1} = 135.2 \times 0.072 = 9.73 \text{ kN.m} \\ M_{y1} = 135.2 \times 0.057 = 7.70 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

**e. Évaluation des moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle :**

$\rho > 0,4 \rightarrow$  la dalle dans les deux sens.

$$\left[ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{array} \right.$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : Coefficients en fonction de  $\rho$  et de  $\nu$ .

$$\left[ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0368 , \\ \mu_y = 1 \end{array} \right.$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\left[ \begin{array}{l} G = 25 \times 0.2 + 22 \times 0.04 = 5.88 \text{ kN/ml} \\ Q = 1 \text{ kN/ml} \Rightarrow q_u = 9,438 \text{ kN/ml} \end{array} \right.$$

$$\left[ \begin{array}{l} M_{x2} = 0.0368 \times 9.438 \times (1.6)^2 = 0.89 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 1 \times 0.89 = 0.89 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**f. Superposition des moments :**

Les moments max agissant au centre de la dalle :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.61 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.59 \text{ KN.m}$$

**N.B :** pour le ferrailage on doit tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des murs.

Les moments en travée et en appui sont :

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 8,59 = 7,30 \text{ kN.m}$$

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 10,93 = 9,01 \text{ kN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 10,93 = -3,28 \text{ kN.m}$$

### g. Ferrailage :

La section considérée est une section de (1m×0,20) sollicitée à la flexion simple.

$$\left[ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm} \\ h = 20 \text{ cm} \\ d = 18 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	M <sub>t</sub> kN.m	M <sub>a</sub> kN.m	A <sup>t</sup> calculée cm <sup>2</sup> /ml	A <sup>t</sup> adoptée cm <sup>2</sup> /ml	A <sup>a</sup> calculée cm <sup>2</sup> /ml	A <sup>a</sup> adoptée cm <sup>2</sup> /ml
X-X	9,01	3,28	1,49	4T8=2,01	0,53	4T8=2,01
Y-Y	7,30	3,28	1,21	4T8=2,01	0,53	4T8=2,01

Tableau 9: Valeurs des sections de ferrailage

$$h > 12 \Rightarrow \left[ \begin{array}{l} A_{min}^x = 0,80\% \frac{3 - \rho}{2} \times b \times h \\ A_{min}^x = 1,6 \text{ cm}^2 > A_s \end{array} \right.$$

$$\rho = 1 > 0,4 ; e = 20 \text{ cm}$$

$$\left[ \begin{array}{l} A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \quad \text{avec : } \rho_0 = 0,0008 \quad \text{pour FeE400} \\ A_y^{min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2 \\ A_y^{min} > A_s \end{array} \right.$$

### • Vérification au poinçonnement :

On doit vérifier :  $Q_u \leq 0,045 \times U_c \times b \times f_{c28} / \gamma_b$

Avec :

U<sub>c</sub> : périmètre du rectangle d'impact.

$$\left[ \begin{array}{l} U_c = 2(U + V) = 2(108 \times 108) = 432 \text{ cm} \\ 0,045 \times 432 \times 0,2 \times 25 / 1,5 = 648 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Or :  $Q_u = 1,35 \times P = 1,35 \times 103,3 = 139,45 \text{ kN} < 648 \text{ kN}$

➔ Condition vérifiée.

- Le diamètre des barres :

$$\varnothing_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$$\varnothing = 8 \text{ mm} < 20 \text{ mm}$$

- Les espacements :

$$S_{tx} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Soit : } S_{tx} = 25 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min(4h; 4\text{cm}) = 45 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Soit : } S_{ty} = 25 \text{ cm}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau = \frac{Q_u}{U_c \times d} \leq \bar{\tau} = 0,05 \times f_{c28}$$

$$\tau = \frac{139,45 \times 10^{-3}}{4,32 \times 0,18} = 0,179 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa}$$

➔ Condition vérifiée.

- Schéma de ferrailage :

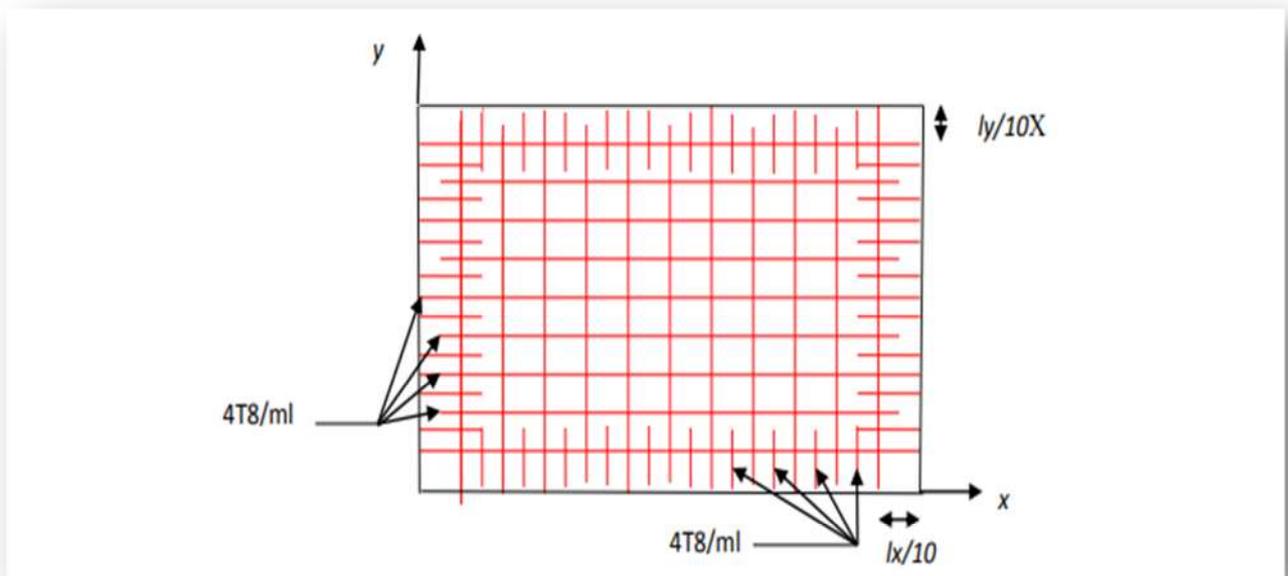


Figure 13: Schéma de ferrailage de la dalle



# CHAPITRE

## V

**Étude**

**Sismique**

## **V-1. Introduction :**

Un séisme est un mouvement naturel, brusque et transitoire qui peut durer quelques secondes à quelques minutes. Afin d'assurer la stabilité et la rigidité d'une construction face aux charges sismiques (horizontales) on fait appel à un système de contreventement. L'étude sismique d'une structure a pour objectif d'assurer une protection acceptable des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement des éléments appropriés tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'économie et l'aspect architectural. Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur. Dans notre modélisation on a utilisé le logiciel des éléments finis Robot version 2021.

## **V-2. Type d'analyses :**

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur sur les cas de chargement à savoir :

- Le poids propre de la structure.
- Les actions climatiques, SELON LE RNV2013.
- Les effets sismiques, selon le RPA99/2003.

## **V-3. Méthodes de calcul :**

La quasi-totalité des méthodes d'évaluation de l'action sismique est basée sur la théorie dynamique du génie sismique, d'où l'analogie qui doit en résulter, tant pour la définition de cette action que pour les facteurs qui la conditionnent. Le calcul des forces sismique peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.
- Méthode d'analyse modale spectrale.

Dans notre cas, on utilise la méthode statique équivalente :

### **V-3-1. Méthode statique équivalente :**

La méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures, est celle basé sur l'utilisation des spectres de reponse. Mais comme le " RPA 99 V 2003 " préconise que le l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc on calcul l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

#### **a. Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de

l'action sismique. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales X et Y. L'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

### **b. Condition d'application :**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation (*Chapitre III, Paragraphe 3.5 du RPA*), avec une hauteur inférieure à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur (voir la première condition), des conditions complémentaires (*P33 RPA*)

Selon le *RPA 99/2003(art 4.1.2)*, nous pouvons dire que la méthode est applicable sur notre structure vue que les conditions suivantes sont satisfaites :

- Régularité en plan et en élévation.
- Ouvrage en zone III avec une hauteur totale inférieure à 30 m.

### **c. Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale  $V$  qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante (*Article 4.2.1 du RPA*) :

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

Avec :

**A** : coefficient d'accélération de la zone, donné par le *tableau (4.1) P38 de RPA 99/2003*, fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas, on a un groupe d'usage 2, avec une Zone II, d'où :  $A = 0,15$

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

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{2}\right)^{\frac{5}{3}} & \text{si } T \geq 3s \end{cases} \quad (\text{Article 4.2.3 ; RPA})$$

- $T_2$  : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par **le tableau 4.7 de l'article 4.2.3.**

Dans notre cas, notre structure est implantée dans un sol (Catégorie de terrain S3), donc  $T_2 = 0,50 \text{ s}$

- $\eta$  : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad (\text{Art 4.3})$$

$\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. On a un remplissage dense en Acier

$$\begin{cases} \xi = 5\% \\ \eta = 1 \end{cases}$$

- $T$  : Période fondamentale de la structure.

$$\text{Avec } T = C_t * (h_N)^{3/4}$$

- $C_t$  : est un coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage (**Tableau 4.6 du RPA**), Dans notre cas, on a le contreventement assuré par des palées de stabilité et des murs en maçonnerie, avec  $C_T = 0,05$
- $h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). On a :  $h_N = 10,2 \text{ m}$
- $D$  : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.  
Avec :  $D_x = 30 \text{ m}$  et  $D_y = 20 \text{ m}$

$$\rightarrow T = 0,285 \text{ s}$$

On a :  $T_2 = 0,5 > T = 0,285 > 0 \rightarrow D = 2,5$  (Dans les deux sens).

**R** : coefficient de comportement global de la structure, Sa valeur unique est donnée par **le Tableau 4.3 (RPA)** en fonction du système de contreventement tel que défini en **3.4 (RPA)**.

dans notre cas, on a opté pour deux systèmes de contreventement :

$$\begin{cases} \text{Selon X : Mixte portiques/palées triangulées en V inversé} \rightarrow R_x = 4 \\ \text{Selon Y : Mixte portiques/palées triangulées en X} \rightarrow R_y = 5 \end{cases}$$

**Q** : Facteur de qualité de la structure, qui est en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$  (4.2.3 P43 du RPA)

- $P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au **tableau 4.4 (P45 RPA)**
- Les critères de qualités  $q_i$  a vérifié sont mentionnée dans le tableau suivant :

Critères	$P_q$	Observations
Condition minimale sur les files de contreventements	0	Observé
Redondance en plan	0	Observé
Régularité en plan	0	Observé
Régularité en élévation	0	Observé
Contrôle de qualité des matériaux	0,05	Non observé
Contrôle de qualité d'exécution	0,10	Non observé

**Tableau 1: Valeur de pénalité  $P_q$  et le facteur de qualité Q**

D'où :  $\rightarrow Q_x = Q_y = Q = 1,15$

**W** : Poids totale de la structure, est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (4-5 P45 RPA)$$

$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

$W_{Qi}$  : charges d'exploitation

$\beta$  : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le **Tableau 4.5 (P45 RPA)**.

On a un bâtiment à usage bureautique (Tout les niveaux),  $\beta = 0,30$

- Voici un résumé de toutes les valeurs :

Paramètre	Sens X	Sens Y
A	0,15	0,15
D	2,5	2,5
R	4	5
Q	1,15	1,15
W (kN)	12199,5	12199,5

**Tableau 2: Résumé des paramètres d'application**

La force sismique totale est égale a :

$$\left[ \begin{array}{l} V_x = 12199,5 \times \frac{0,15 \times 2,5 \times 1,15}{4} = 1315,26 \text{ kN} \\ V_y = 12199,5 \times \frac{0,15 \times 2,5 \times 1,15}{5} = 1052,21 \text{ kN} \end{array} \right.$$

### V-3-2. Méthode dynamique :

#### a. 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. Cette méthode est applicable pour les constructions suivantes :

- Les structures régulières en plan comportant des planchers rigides.
- Les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides.
- Les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles.

#### b. Modélisation :

Étant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux, etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis Robot est utilisé.

#### c. Modélisation 3D de la structure : On modélise notre structure à partir du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS.

ROBOT est un logiciel de calcul destiné à modéliser, analyser et dimensionner différents types de structures : métalliques, bois, béton armé, ouvrages d'art, structures câblées sous chargements statiques et excitations dynamiques... et éditer des notes de calcul. L'analyse de la structure comprend la définition du modèle, les calculs des efforts internes, des déformations et la vérification des résultats obtenus avec les exigences réglementaires en vigueur. Le but de l'analyse d'une structure consiste en une meilleure compréhension de son comportement sous l'effet des différentes actions ainsi que la connaissance de la distribution des efforts internes. À cet effet la méthode de calcul utilisé est celle des éléments finis (MEF). Cette méthode est un outil de résolution numérique approchée des problèmes de structure et, plus généralement des problèmes physique et mécanique...etc. elle permet la détermination des déplacements, les réactions et les contraintes dans n'importe quel élément de la structure.

#### d. Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant : (**RPA99**)

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

Avec : Les coefficients A,  $\eta$ , R, T1, T2, Q (déterminés dans « c »).

### e. Analyse modale :

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme. Sur une structure, elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse. Pour le comportement global, celui-ci peut être considéré comme la somme des contributions des différents modes. Ce type d'analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation. Il est caractérisé par les données suivantes :

- Groupe d'usage.
- Facteur de qualité.
- Zone de sismicité.
- Coefficient de comportement R.
- Le tableau suivant récapitule les résultats obtenus :

Force sismique	V <sub>dy</sub> (kN)	V <sub>st</sub> (kN)	0,8*V <sub>st</sub> (kN)	Observation
x-x	1101,61	1315,26	1052,20	Vérifié
y-y	1343,22	1052,21	841,768	Vérifié

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

### f. Résultante des forces sismiques :

Selon le **RPA 99/2003 (article 4.3.6)**, la résultante des forces sismiques à la base obtenues par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par méthode statique équivalente.

On doit vérifier que :  $V_{dyn} \geq 0,8 \times V_{st}$ .

On remarque que la condition de RAP est vérifiée dans les deux sens.  $V_{dyn} > 0.8V_{st}$ .

### g. Nombre de modes de vibrations à prendre :

Selon le **RPA99**, pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

### h. Pourcentage de participation en masse :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
4/ 1	2,74	0,36	84,66	0,77	0,0	84,66	0,77	0,0
4/ 2	3,01	0,33	85,47	81,87	0,0	0,81	81,10	0,0
4/ 3	4,71	0,21	85,48	81,87	0,0	0,01	0,00	0,0
4/ 4	7,34	0,14	97,39	81,88	0,0	11,91	0,00	0,0
4/ 5	8,88	0,11	97,39	97,24	0,0	0,00	15,37	0,0
4/ 6	11,39	0,09	99,26	97,26	0,0	1,86	0,02	0,0
4/ 7	12,62	0,08	99,26	99,24	0,0	0,01	1,97	0,0
4/ 8	14,28	0,07	99,27	99,24	0,0	0,01	0,01	0,0
4/ 9	17,98	0,06	99,28	99,24	0,0	0,01	0,00	0,0
4/ 10	19,83	0,05	99,28	99,24	0,0	0,00	0,00	0,0

**Tableau 4: Pourcentage de masse (Valeurs extraites de ROBOT)**

### i. Analyses des résultats :

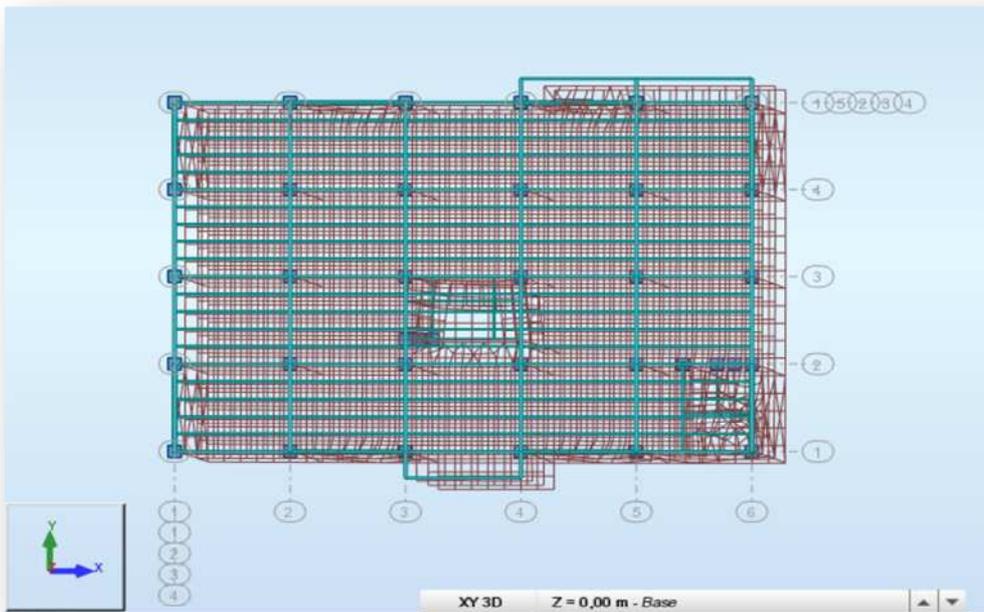
A partir de ce tableau, on remarque que le taux de participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir du mode 5, sont suffisant pour représenter un bon comportement de la structure. Dans les trois premiers modes on a :

- Translation suivant (X) pour le premier mode.
- Translation suivant (Y) pour le deuxième mode.
- Rotation pour le troisième mode.

### j. Les réponses modales de la structure :

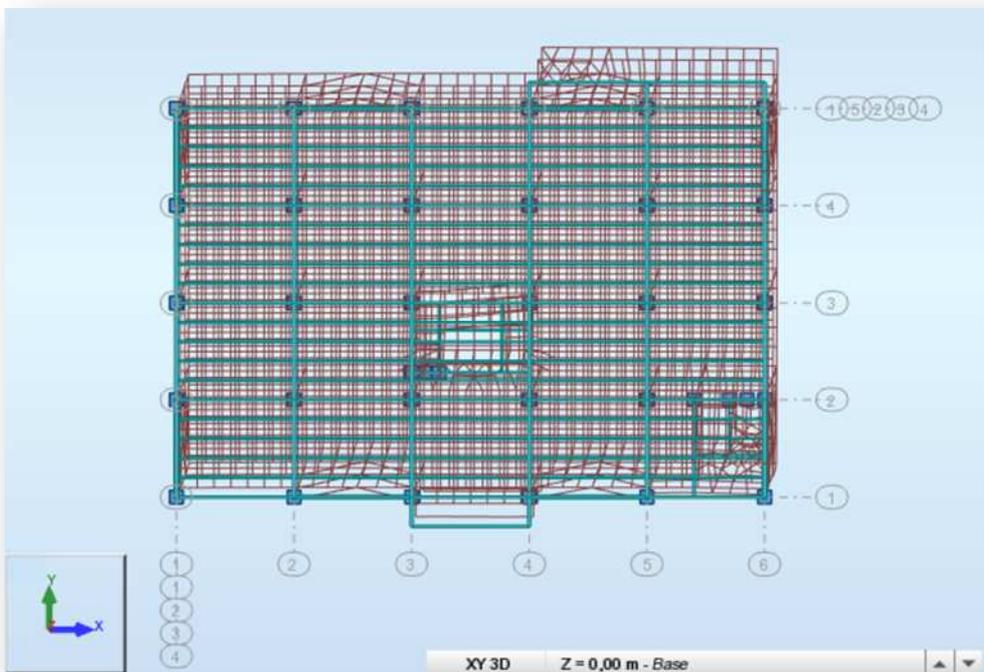
La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustrés par les figures suivantes :

**Mode 1** : Translation suivant X-X, période  $T= 0,36$  s, taux de participation de la masse 54,66%



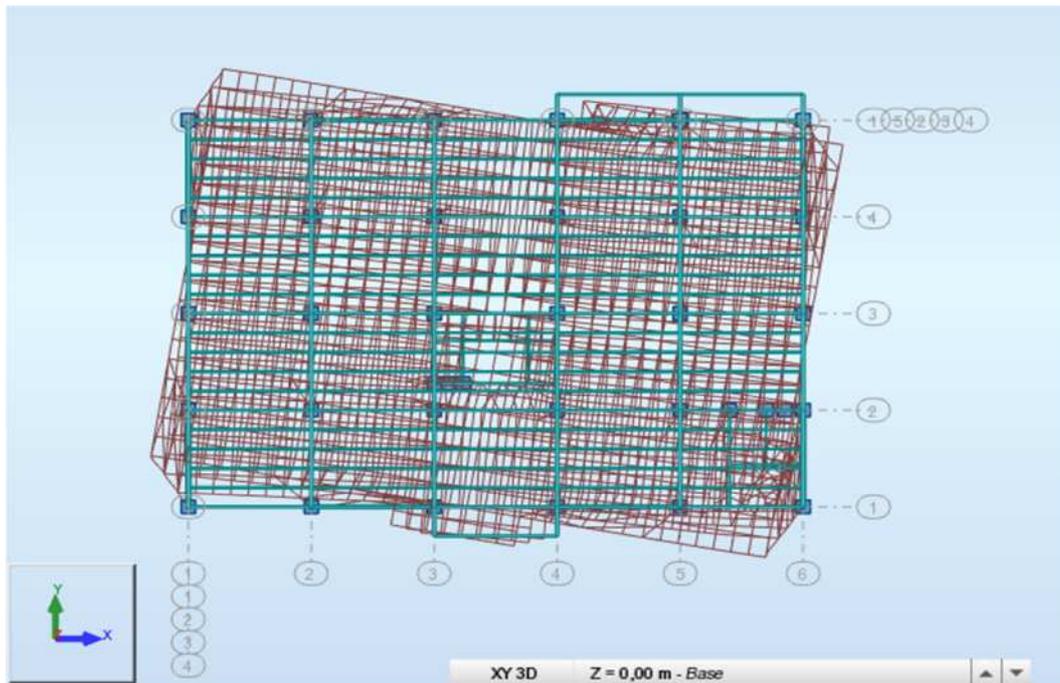
*Figure 1: Déplacement de la structure selon le MODE 1*

**Mode 2** : Translation suivant Y-Y, période  $T= 0,33$  s, taux de participation de la masse 81,1%



*Figure 2: Déplacement de la structure selon le MODE 2*

**Mode 3** : Translation suivant Z-Z, période T= 0,21 s



*Figure 3: Déplacement de la structure selon le MODE 3*

**k. Analyses des résultats :**

Il y a lieu de constater que la structure présente des translations suivant les deux directions horizontales et une rotation autour de l'axe verticale.

**l. Les combinaisons de calcul :**

**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 :

Combinaisons a l'ELU	Combinaisons a l'ELS	Combinaisons accidentelles
$1.35G + 1.5Q$	$G + Q$	$G + Q + Ex$
$1.35(G + Q + S)$	$G + S$	$G + Q - Ex$
	$G + 0,9(Q + S)$	$G + Q - Ey$
		$G + Q + Ey$
		$0.8G + Ex$
		$0.8G + Ey$
		$0.8G - Ex$
		$0.8G - Ey$

**Tableau 5: Combinaisons de calcul**

### m. Vérification des déplacements :

L'article 4.4.3 RPA99/2003 donne la formule de calcul du déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure, qui est comme suite :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{Avec : } \delta_{kx} = R \times \delta_{ekx}$$

$\delta_{ek}$ : Déplacement dû aux forces  $F_i$  (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 :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{Avec : } \Delta_k < 1\% \times h_e$$

Niv	$h_k$ cm	Sens x-x						Sens y-y					Observation
		$\delta_{ek}$ cm	$\delta_k$ cm	$\delta_{k-1}$ cm	$\Delta_k$ cm	1% $h_e$	Observation	$\delta_{ek}$ cm	$\delta_k$ cm	$\delta_{k-1}$ cm	$\Delta_k$ cm	1% $h_e$	
<b>RDC</b>	340	0,15	0,6	0	0,6	3,4	Vérifié	0,1	0,5	0	0,5	3,4	Vérifié
<b>1</b>	340	0,325	1,3	0,6	0,7	3,4	Vérifié	0,26	1,2	0,5	0,7	3,4	Vérifié
<b>2</b>	340	0,45	1,8	1,3	0,5	3,4	Vérifié	0,38	1,9	1,2	0,7	3,4	Vérifié

Tableau 6: Tableau récapitulatif de la vérification vis-à-vis des déplacements

### n. Vérification de l'effet P- $\Delta$ :

Le comportement de la structure vis-à-vis de l'effet de second ordre (ou effet P- $\Delta$ ) est défini d'après l'article 5.9 RPA99/2003 en fonction de la formule suivante :

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k}$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + W_{Qi})$$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau k.

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

$h_k$  : hauteur d'étage (k).

- Si  $\theta_k \leq 0,10$  , Les effets P- $\Delta$  peuvent être négligés dans le cas des bâtiments.
- Si  $0,10 < \theta_k < 0,20$  , Les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur.
- Si  $\theta_k > 0,20$  , La structure est potentiellement instable et doit être redimensionner.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Niv	h <sub>k</sub> cm	P <sub>k</sub> kN	Sens X-X				Sens Y-Y			
			Δ <sub>k</sub> cm	V <sub>k</sub> kN	θ <sub>k</sub>	Observation	Δ <sub>k</sub> cm	V <sub>k</sub> kN	θ <sub>k</sub>	Observation
RDC	340	3997	0,6	1101,61	0,006	Vérifié	0,5	1343,22	0,004	Vérifié
1	340	4147,2	0,7	921	0,009	Vérifié	0,7	1133,99	0,008	Vérifié
2	340	4109,8	0,5	565,71	0,011	Vérifié	0,7	713,63	0,011	Vérifié

**Tableau 7: Tableau récapitulatif de la vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

**N.B :** On a : sur tous les étages :  $\theta_k \leq 0,10$  ; Donc Les effets P-Δ peuvent être négligés dans notre cas.

### V-4. Etude de l'ossature :

#### V-4-1. Introduction :

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés sur la base des règles [CCM 97], et la vérification est faite à l'aide des combinaisons de la force sismique, et des charges verticales, sous les combinaisons les plus défavorables tirés du logiciel Robot.

#### V-4-2. Vérification de la poutre principale IPE 360 :

La longueur de la poutre :  $L = 5 \text{ m}$

Les efforts sont tirés à partir du logiciel Robot, sous la combinaison :  $G + Q + E$

$$V_{sd} = 147,70 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 146,94 \text{ kN.m}$$

La section **IPE 360** est de classe (1) en flexion simple.

##### a. Vérification a la résistance :

##### • Vérification au cisaillement :

Il faut vérifier que :  $V_{sd} \leq V_{Rd}$

$$V_{sd} = 147,70 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = A_{vz} \times \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 3080 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1,1} = 379,896 \text{ kN.}$$

Avec :

$A_v$  : l'aire de cisaillement.

$V_{sd} = 147.32 \text{ kN} < 0,5 \times V_{Rd} = 189,948 \text{ kN} \rightarrow$  Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.  $\rightarrow$  **Condition vérifiée**

- **Vérification au moment résistant :**

$$M_{sd} = 146,94 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{1,1} = \frac{235 \times 10^3 \times 1019,1 \times 10^{-6}}{1,1} = 217,717 \text{ kN.m} > M_{sd} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- b. **Vérification a la stabilité :**

- **Vérification au déversement :**

La vérification au déversement n'est pas nécessaire car on utilise les planchers collaborant qui empêche le déversement.

→ Donc le profilé **IPE 360** convient comme poutre principale.

### V-4-3. Vérification de la poutre secondaire (étage et terrasse) IPE240 :

La longueur de la poutre :  $L = 6 \text{ m}$

Les efforts sont tirés à partir du Robot Sous la combinaison : **G + Q + E**

$$V_{sd} = 42,51 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 35,98 \text{ kN.m}$$

La section **IPE 240** est de classe (1) en flexion simple.

- a. **Vérification à la résistance :**

- **Vérification au cisaillement :**

Il faut vérifiée que :  $V_{sd} \leq V_{Rd}$

$$V_{sd} = 42,51 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = A_{vz} \times \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{mo}} = 1910 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1,1} = 235,585 \text{ kN} > V_{sd} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{sd} = 42,51 \text{ kN} < 0,5V_{Rd} = 117,792 \text{ kN}$$

- **Vérification au moment résistance :**

$$M_{sd} = 35,98 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{1,1} = \frac{235 \times 10^3 \times 366,6 \times 10^{-6}}{1,1} = 78,319 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 35,98 \text{ kN.m} < M_{Rd} = 78,319 \text{ kN.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc le profilé **IPE 240** convient comme poutre secondaire d'étage courant et pour la terrasse.

### V-4-4. Vérification des poteaux :

Les poteaux sont les éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations. Les poteaux sont calculés en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et le moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du Robot :

$$\left[ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \\ G + Q + E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

• **Sollicitations de calcul :**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel Robot, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Combinaisons	H (m)	N (kN)	M <sub>y</sub> (kN.m)	M <sub>z</sub> (kN.m)	V <sub>u</sub> (kN)
G+Q+E <sub>x</sub>	3,4	1108,09	M <sub>max</sub> = 70,36	M <sub>max</sub> = 33,32	57,04
			M <sub>min</sub> = - 69,62	M <sub>min</sub> = - 31,71	

*Tableau 8: Sollicitation dans les poteaux*

**V-4-4-1. Vérification de Poteau HEA260 du RDC :**

a. **Vérification à la résistance :**

• **Vérification à l'effort normal :**

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{76,8 \times 10^2 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 1854,36 \text{ kN}$$

$N_{sd}=1108,09 \text{ kN} < N_{pl.rd} = 1854,36 \text{ kN} \rightarrow$  **Condition vérifiée**

• **La classe de la section :**

- **La semelle :**

$$b = 260 \text{ mm}$$

$$C = b/2 = 130 \text{ mm}$$

$$t_f = 12,5 \text{ mm}$$

$C/t_f = 10,4 > 10\epsilon = 10 \rightarrow$  Donc la semelle est de classe (2)

- **Ame fléchie**

$$d = 177 \text{ mm}$$

$$t_w = 7,5 \text{ mm}$$

$\frac{d}{t_w} = 23,6 < 72\epsilon = 72 \rightarrow$  Donc l'âme est de classe (1)

La section globale étant de classe (2) le calcul peut amener à la plasticité.

• **Vérification à l'effort tranchant :**

$$V_{sd} = 57,04 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = A_{vz} \times \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}} = 2880 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1.1} = 325,625 \text{ kN}$$

$V_{sd} = 57.04 \text{ kN} < 0,5V_{Rd} = 162,813 \text{ kN} \rightarrow$  Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment  $\rightarrow$  **Condition vérifiée**

- **Vérification au moment fléchissant :**

$$M_{sd} = 70,36 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{1,1} = \frac{235 \times 10^3 \times 919,8 \times 10^{-6}}{1,1} = 196,503 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} < M_{pl,Rd} \rightarrow$  **Condition vérifiée**

- b. **Vérification à l'instabilité :**

La vérification à l'instabilité est donnée par les formules suivantes : (**Eurocode3 5.5.4**)

- **Flexion composée avec risque de Flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + K_y \frac{M_{sd,y}}{W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + K_z \frac{M_{sd,z}}{W_{pl,z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \dots \dots \dots (I)$$

- **Flexion composée avec risque de déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + K_{LT} \frac{M_{sd,y}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}} + K_z \frac{M_{sd,z}}{W_{pl,z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

- c. **Vérification au flambement :**

- **Longueur de flambement**

$L_{fy} = L_{fz} = 0,5 \times L_0 = 0,7 \times 3,40 = 2,38 \text{ m}$  (**Encastrement**).

Suivant (y-y) :

$$\bar{\lambda} = \left( \frac{\lambda}{\lambda_l} \right) \times \sqrt{\beta_A}$$

$$\beta_A = 1$$

$$\lambda_l = 93,9 \times \varepsilon = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{2380}{109,7} = 21,695 \rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} = 0,16 < 0,2$$

$\rightarrow$  **Pas de risque de flambement**

- **Suivant (z-z)**

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{1,7}{0,065} = 26,15 \rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9} = 0,27 > 0,2$$

$\rightarrow$  **Donc, il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement autour de Z-Z**

- Calcul de  $\chi_z$  :

- Choix de la courbe de flambement

$$H/b = 0,96 \text{ mm} < 1,2$$

$$tf = 12,5 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \rightarrow \text{Courbe de flambement C.}$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,27 \Rightarrow \chi_z = \chi_{min} = 0,9643$$

- Calcul de  $K_z$  :

$$K_z = 1 - \frac{u_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$$

$$u_z = \bar{\lambda}_z(2\beta_{Mz} - 4) + \left( \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right)$$

$$\Psi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = -\frac{31,72}{33,32} = 0,95$$

$$\beta_{M, \Psi} = 1,8 - 0,7\Psi = 1,13$$

D'où :

$$\mu_z = 0,05 < 0,9$$

$$k_z = 0,97 < 1,5$$

Donc à partir de l'équation (I) on aura :  $0,6228 < 1 \rightarrow$  Condition vérifiée

**d. Vérification au déversement :**

Le phénomène de déversement n'est à prendre en compte que pour des élancements réduits, soit  $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$

Avec  $\lambda_{LT}$  donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 \cdot Z_g)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \cdot Z_g) \right\} \text{EC3 Art F. 1. 2}$$

---


$$K = 1$$

---


$$K_w = 0.5$$

---


$$C_2 = 0$$

---


$$I_t = 52,37 \text{ cm}^4$$

---


$$L = 3.40 \text{ m}$$

---


$$G = 0.4 \times E$$

---


$$E = 2,5 \times 10^5 \text{ MPa}$$

---


$$I_z = 3668,2 \text{ cm}^4$$

---


$$\beta_w = 1$$

---


$$M_{cr} = 1441,63 \text{ kN.m}$$


---

$C_1$  : facteur dépend des conditions de charge et d'encastrement ( $C_1 = 1,285$ ). (**Tableau F.1.2 EC3**)

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = 0,387$$

$\overline{\lambda}_{LT} = 0,387 < 0,4 \rightarrow$  **Pas risque de déversement**

Donc le profilé **HEA260** convient comme poteau.

#### V-4-5. Vérification du système de contreventement :

Les types des palées triangulées utilisés dans cette étude et qui sont autorisées par le règlement parasismique algérienne RPA99/2003 sont :

- Les palées en X : dans ce type de palée, il est admis de considérer que seules les barres tendues, pour un sens donné de l'action sismique, interviennent avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature.
- Les palées en V : dans ce type de palée, le point d'intersection des diagonales se trouve sur la barre horizontale. la résistance à l'action sismique est fournie par la participation conjointe des barres tendues et des barres comprimées.

Le comportement dissipatif global de ce type de palée est de moindre efficacité.

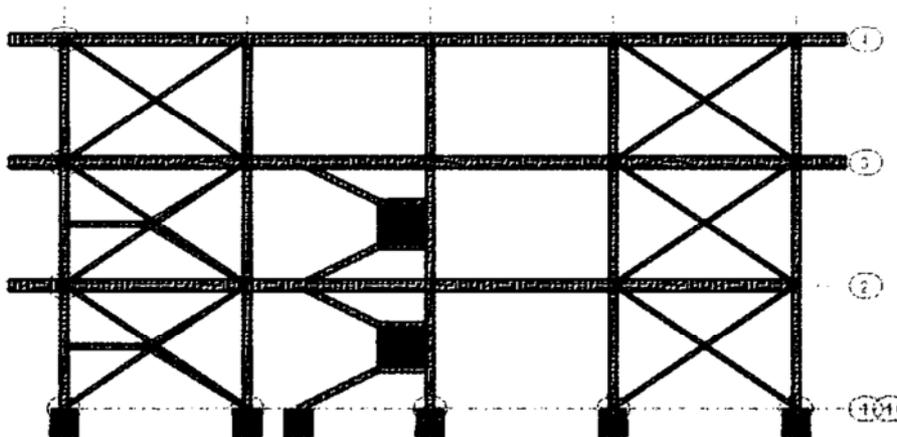


Figure 4: Les systèmes de contreventements en X

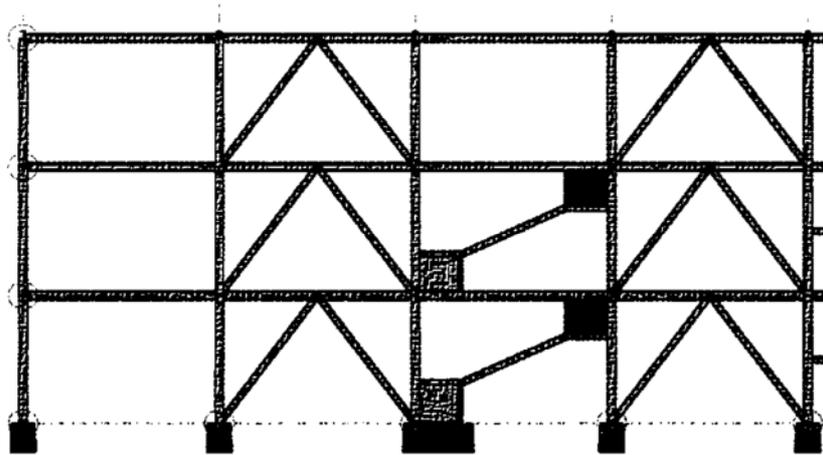


Figure 5: Les systèmes de contreventements en V

#### V-4-5-1. Vérification des palées en (X)

Les diagonales fixées à un gousset au moyen des boulons, les goussets sont soudés aux éléments porteurs. La section transversale de la diagonale est de type cornier **2CAE 120 × 15**. L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction  $N_t = 224,08 \text{ kN}$ .

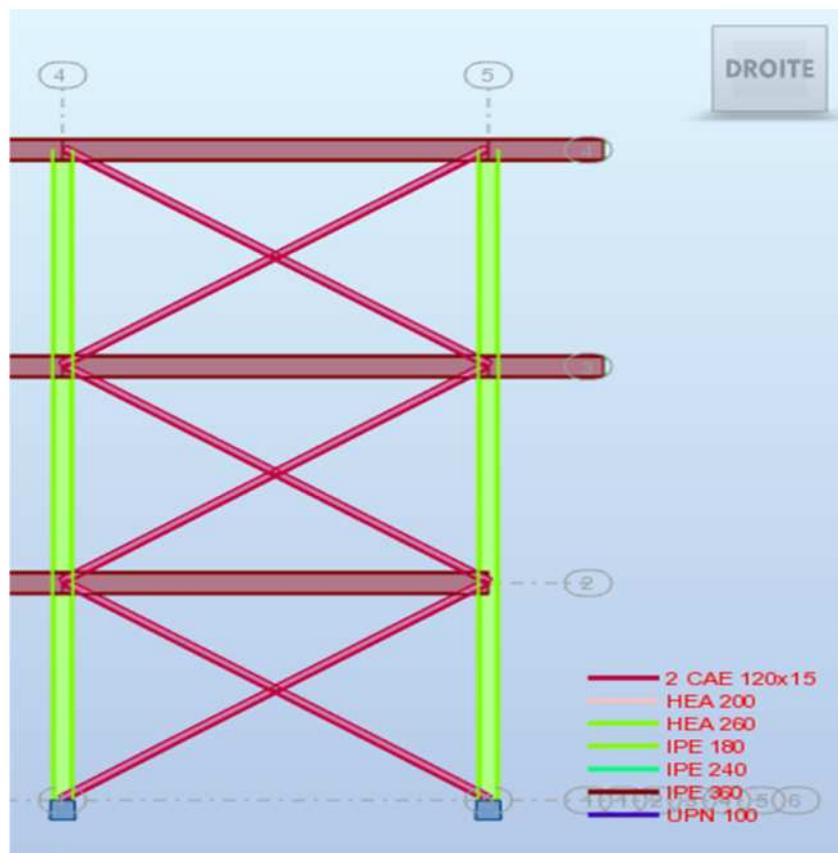


Figure 6: Les systèmes de contreventements en X

Les palées triangulées en croix de Saint-André sont des profilés **2CAE 120.15**

Nom	Valeur	Unité
Gamma	0,0	[Deg]
Section...	2 CAE 120x15	
Principales		
Ax	67,86	[cm <sup>2</sup> ]
Iy	889,78	[cm <sup>4</sup> ]
Iz	1980,98	[cm <sup>4</sup> ]
Dimensions		
b	25,0	[cm]
h	12,0	[cm]
Vy	12,5	[cm]
Vpy	12,5	[cm]
Vz	8,5	[cm]
Vpz	3,5	[cm]
De résist...		
Matériau	ACIER E24	
Barres		

Figure 7: Propriétés de la section (CAE120.15)

- **Vérification sous l'effort de traction :**

Ils sont sollicités en traction avec un effort **224,08 kN (D'après ROBOT)** obtenue sous la combinaison  $G + Q + E$  (combinaison qui donne l'effort maximum).

On doit vérifier que :  $N_{tsd} \leq N_{trd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

$$A = 67,86 \text{ cm}^2$$

$$A \geq N_{sd} \times \frac{\gamma_{M0}}{f_y} \quad A \geq \frac{224,08 \times 1,1}{23,5} = 10,489 \text{ cm}^2$$

$10,489 \text{ cm}^2 < 67,86 \text{ cm}^2 \rightarrow$  **Condition vérifiée**

**CAE120 × 15** Est idéale pour les palées de stabilités.

## V-4-5-2. Vérification des palées triangulées en (V) inversé :

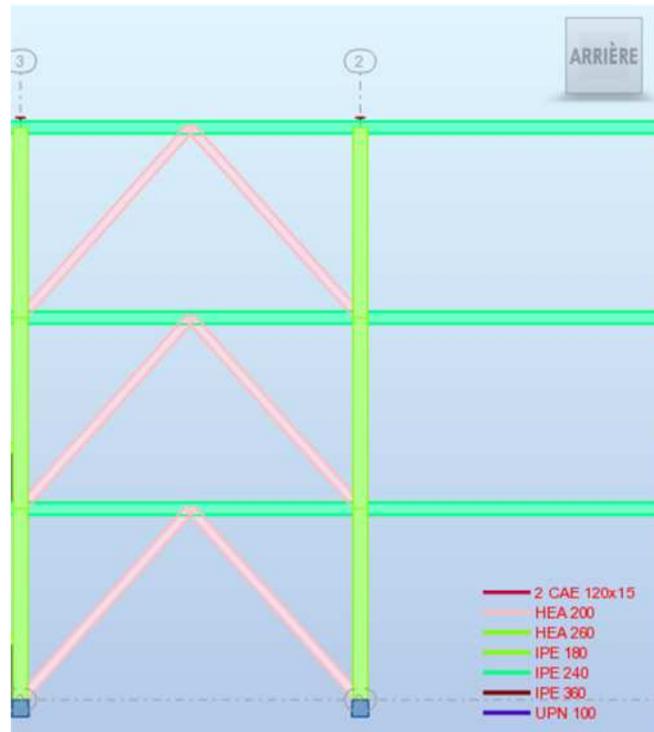


Figure 8: Les systèmes de contreventements en V

Comme on a dit que la **RPA** exige la vérification à la traction et à la compression.

### a. Vérification à la traction :

Ils sont sollicités en traction avec un effort  $N_{tsd} = 172,39 \text{ kN}$ , obtenue sous la combinaison **G + Q + E** (Combinaison qui donne l'effort maximum).

On doit vérifier que :

$$N_{tsd} \leq N_{trd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{mo}}$$

$$A = 21,2 \text{ cm}^2 \text{ (section brute)}$$

$$N_{trd} = 21,2 \times 10^2 \times \frac{235 \times 10^{-3}}{1,1} = 452,909 \text{ kN}$$

$$N_{trd} = 452,909 \text{ kN} > N_{tsd} = 172,39 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### b. Vérification à la compression :

Ils sont sollicités à l'effort de compression  $N_{csd} = 159,86 \text{ kN}$ , obtenue sous la Combinaison **0.8G - E**.

On doit vérifier que :

$$N_{csd} < N_{crd} = \chi_{min} \times \beta_w \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$\beta_w = 1$  : Section de classe 1.

**c. Calcul du coefficient de réduction :**

- **Suivant (y-y) :**

$$L_{ky} = L_0 = 4,53m$$
$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{453}{4,06} = 111,58$$
$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_l}\right)\sqrt{\beta_w} = 1,188$$

Courbe de flambement C, on trouve  $\chi_y = 0,4398$  par interpolation.

- **Suivant (z-z) :**

$$L_{iz} = L_0 = 4,53 m$$
$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_l}\right)\sqrt{\beta_w} = 1,922$$

Courbe de flambement C ;  $\chi_z = 0,21$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0,3610$$

**d. Section brute :  $A = 21,2 \text{ cm}^2$**

$$N_{crd} = 0,21 \times 1 \times 21,2 \times 10^2 \times \frac{235}{1,1} \times 10^{-3} = 95,11 \text{ kN}$$

Donc :

Pour **HEA100** → **Condition Non vérifiée**

Pour **HEA120** → **Condition Non vérifiée**

$N_{csd} = 189,69 \text{ kN} < N_{crd} = 242,165 \text{ kN}$  ; Pour **HEA140** → **Condition vérifiée**

**Donc pas de risque de flambement.**

**NB :**

Le **HEA140** ne vérifie pas la période T sur le logiciel ROBOT, On augmente la section du profilé, on choisit un **HEA160**. Ainsi que les poteaux.

- **Conclusion :**

Après les vérifications, on a adopté les sections suivantes :

<b>Élément</b>	<b>Profilé</b>
<b>Les poutres principales</b>	IPE360
<b>Les poutres secondaires étage et terrasse</b>	IPE240
<b>Les poteaux</b>	HEA260
<b>Palée de stabilité en X</b>	2CAE 120.15
<b>Palée de stabilité en V</b>	HEA160

*Tableau 9: Résultats des vérifications*



# CHAPITRE

## VI

**Étude**

**D'assemblage**

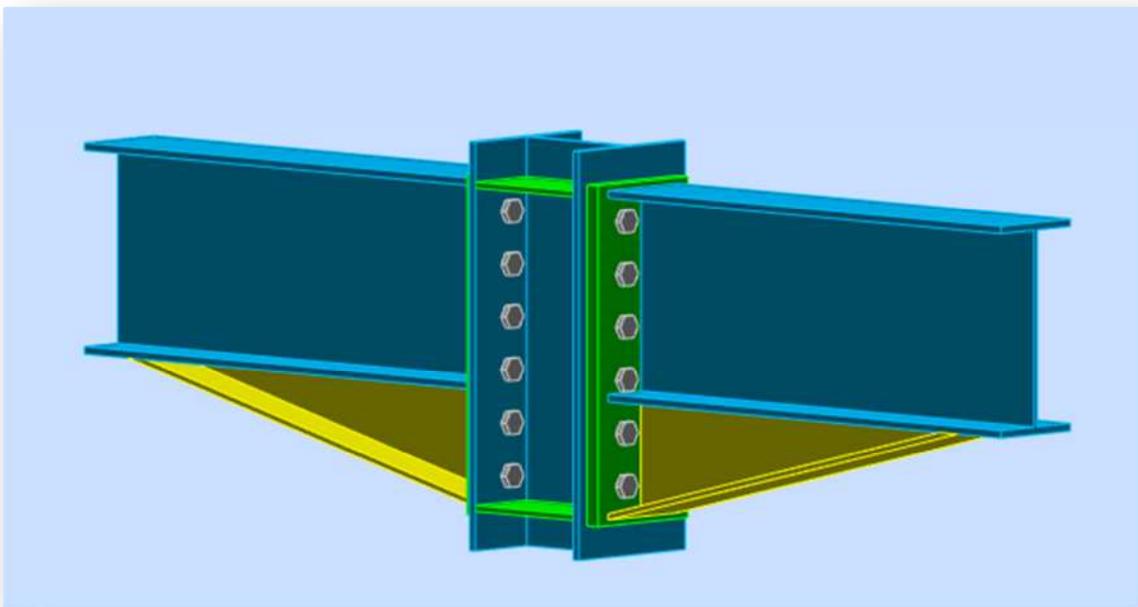
## VI-1. Introduction :

Après avoir présenté les composants métalliques dans leur conception et leur dimensionnement, nous nous intéressons ici à la liaison ou la continuité de ces composants. Pour réaliser une ossature métallique, les composants élémentaires « poutre, poteaux, barre » doivent être réalisés entre eux par des dispositifs particuliers appelés assemblages. Les assemblages sont définis en fonction du mode de liaison retenus, Il existe plusieurs modes d'assemblages fondamentales utilisés dans la construction métallique, dont les principaux modes sont :

- Le rivetage
- Le boulonnage
- Le soudage
- Le collage

De plus, le choix d'un type d'assemblage doit être en accord avec les sections des profilés composant la structure. L'interaction ossature-assemblage ne pouvant être négligée, la conception des assemblages doit donc être intégrée dans les phases préliminaires de l'élaboration du projet.

## VI-2. Assemblage poteau-poutre principale (HEA260-IPE360) :



*Figure 1: assemblage poteau-poutre (HEA260-IPE360)*

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons précontrainte sous l'effort tranchant  $V_{sd} = 147,71 \text{ kN}$  et moment fléchissant  $M = 146,94 \text{ kN.m}$  obtenue à l'ELU.

## a. Disposition des boulons

Soit les boulons : HR M22 de classe 10.9, disposés comme l'indique la figure sur une platine (580\*220\*25) mm.

$$d_0 = \Phi + 2 = 22 + 2 = 24 \text{ mm} ; t = 25 \text{ mm}$$

$$\begin{array}{lll} 1.2 d_0 \leq e_1 \leq 12t & 28,8 \leq e_1 \leq 625 & e_1 = 65 \text{ mm} \\ 1.5 d_0 \leq e_2 \leq 12t & 36 \leq e_2 \leq 300 & e_2 = 65 \text{ mm} \\ 3 d_0 \leq P_2 \leq 14t & 72 \leq P_2 \leq 350 & P_2 = 90 \text{ mm} \\ 2,2 d_0 \leq P_1 \leq 14t & 52,8 \leq P_1 \leq 350 & P_1 = 90 \text{ mm} \end{array}$$

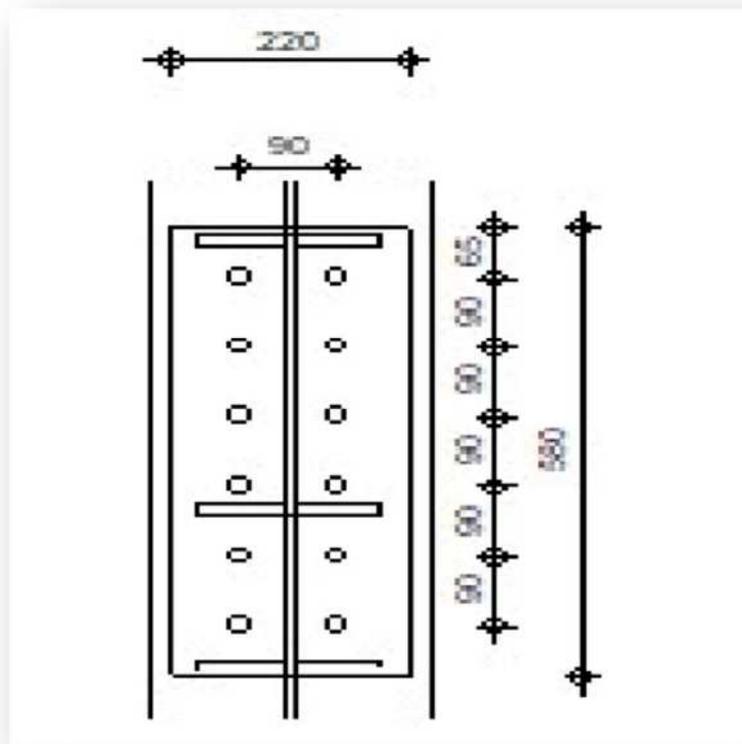


Figure 2: Disposition des boulons

## b. Détermination des efforts dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus c'est-à-dire les quatre rangées (horizontales) supérieures soit :

$$N_t = \frac{M \cdot d_i}{\sum d_i^2} ;$$

$$d_1 = 500 \text{ mm}$$

$$d_2 = 410 \text{ mm}$$

$$d_3 = 320 \text{ mm}$$

$$d_4 = 230 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \sum d_i^2 = 573400 \text{ mm}^2$$

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum d_1^2} = 128,8 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{M \cdot d_2}{\sum d_2^2} = 105,617 \text{ kN}$$

$$N_3 = \frac{M \cdot d_3}{\sum d_3^2} = 82,433 \text{ kN}$$

$$N_4 = \frac{M \cdot d_4}{\sum d_4^2} = 59,25 \text{ kN}$$

### c. Résistance des boulons à la traction

Il faut vérifier que :  $N_1 \leq n \times F_{b,Rd}$

Avec :  $F_{b,Rd} = 0,7 f_{Ub} \times A_s$

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

$f_{Ub}$  : La résistance à la traction des boulons égale à 1000 MPa pour les boulons.

$A_s$  : air de la section résistante en traction du boulon.

$n$  : Nombre de boulons par rangée.

$$F_{b,Rd} = 0,7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 303 = 212,1 \text{ kN}$$

$N_1 = 128,8 \text{ kN} < n \times F_{b,Rd} = 2 \times 212,1 = 424,2 \text{ kN} \rightarrow$  Condition vérifiée.

### d. Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_R = \frac{N_1 \cdot \sum d_i^2}{d_i}$$

Avec :  $N_1 = 0,7 f_{Ub} \times A_s = 212,1 \text{ kN}$  pour un boulon.

Soit 424,2 kN pour une rangée.

$$M_R = \frac{424,2 \times 573400 \times 10^{-6}}{0,500} = 486,472 \text{ kN.m} > M_{sd} = 146,94 \text{ kN.m} \rightarrow$$
 Condition

vérifiée.

### e. La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant

Il faut vérifier que :  $\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{v,Rd}$

$n$ : Nombre total boulons.

$$V_1 = \frac{V_{sd}}{N} = \frac{146,94}{12} = 12,245 \text{ kN}$$

L'effort résistant au cisaillement par boulon égale :

$$V_{brd} = \begin{cases} F_{srd} = \frac{K_s \times n \times \mu}{\gamma_{M_s}} \times F_{ped} \\ F_{brd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M_0}} \end{cases}$$

$$F_{ped} = 0,7 f_{ub} A_s$$

Avec :

$F_{s,Rd}$  : Résistance de calcul au glissement d'un boulon précontraint.

$F_{p,Cd}$  : Force de précontrainte dans le boulon (force de serrage).

$A_s$  : aire de la section résistante en traction du boulon.

$n$  : Nombre d'interface de frottement.

$\mu$  : Coefficient de frottement.

$K_s$  : Facteur de forme.

$$F_{p,Cd} = N_1 = 0,7 f_{ub} \times A_s = 212,1 \text{ KN}$$

$$k_s = 1 \text{ (M12 à M27)}$$

$\mu = 0,3$  (surfaces nettoyées par brossage métallique ou à la flamme)

$V_1 \leq 1 \times 1 \times 0,3 \times 212,1 = 63,63 \text{ KN} \rightarrow$  **Condition vérifiée.**

**Selon Eurocode 3 :**

Aucune vérification n'est nécessaire des lors que les raidisseurs ont une épaisseur égale à celle des semelles de poutre.

Donc :

Les raidisseurs d'épaisseur  $t = 10 \text{ mm}$

### VI-3. Assemblage platine-poutre :

Cette attache au moyen de cordons de soudure. Le dimensionnement des cordons se fait suivant l'hypothèse suivante : On supposera que le moment est repris uniquement par les cordons reliant les semelles à la platine, on supposera également que l'effort tranchant est repris uniquement par les cordons reliant l'âme à la platine. L'assemblage est soumis à l'effort suivant :

#### a. Calcul et vérification de la platine :

Pour assurer la résistance de la platine la condition suivante doit être satisfaite :

$$M_{tr,i} \leq M_{tr,pl} = 0,25 \times t_{pl}^2 \times a \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$$A = p ; c = 2m + t_{fb}$$

$$M_{tr} = \frac{p_i \times c}{8}$$

$$c = 2.10 + 12,7 = 42,7 \text{ mm}$$

$$p_1 = \sigma_{fb} \times b_{fb} \times t_{f.b}$$

$$\sigma_{fb} = \frac{M \cdot e_j}{W_{fb}} + \frac{N}{A}$$

Avec :

**A** : l'aire de la section transversale de la poutre.

**W<sub>fb</sub>**: le module d'inertie de la semelle tendue.

$$\sigma_{fb} = \frac{14694}{903,6} = 16,26 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$p_1 = 16,26 \cdot 19 \times 1,27 = 392,35 \text{ kN}$$

$$M_1 = \frac{392,35 \times 4,27}{8} = 209,42 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 = 0,5 b_{pl} = 0,5 \times 220 = 110 \text{ mm}$$

(Pour la première rangée de boulons au-dessus de la semelle tendue de la poutre)

Calculer l'épaisseur de la platine pour le tronçon au-dessus de la semelle tendue de poutre

$$t_{tpl} \geq 2 \times \sqrt{\frac{M_{tr}}{f_y} \cdot \frac{\gamma_{m0}}{a_1}} = 2 \times \sqrt{\frac{392,35}{23,5} \times \frac{1}{11}} = 2,46 \text{ cm}$$

On adopte :  $t_{tpl} = 2,5 \text{ cm}$

### b. Gorge reliant l'âme :

$$3 \text{ mm} \leq \alpha \leq 0,5 \times t_w \rightarrow 3 \text{ mm} \leq \alpha \leq 0,5 \times 7,5 \rightarrow 3 \text{ mm} \leq \alpha \leq 3,57 \text{ mm}$$

Soit  $\alpha = 3 \text{ mm}$

### c. Gorge reliant la semelle a la platine :

$$3 \text{ mm} \leq \alpha \leq 0,5 \times t_f \quad \rightarrow \quad 3 \text{ mm} \leq \alpha \leq 0,5 \times 12,5 = 6,25 \text{ mm}$$

Soit  $\alpha = 5 \text{ mm}$

### d. Distribution des efforts sur les différents cordons :

#### • Cordon âme-platine :

Chaque cordon reprend  $V/2$

$$\frac{V}{2} = \frac{(147,71)}{2} = 73,855 \text{ kN}$$

La longueur du cordon est :

$$L_w = h - t_f = 2 \times 250 - 12,5 = 487,5 \text{ mm}$$

- **Cordon semelle-platine :**

La longueur du cordon est :

$$L_f = 2b - t_w = 2 \times 260 - 7,5 = 512,5 \text{ mm}$$

- e. **Vérification :**

- **Cordon âme-platine :**

Il faut vérifiée la condition suivante :  $\frac{V}{2} \leq F_{w.Rd}$

Avec :

$F_{w.Rd}$  : Résistance d'un cordon de soudure.

$A = a \times L_w$ : la section de cordon

$$F_{w.Rd} = A \times \frac{F_u}{\beta_w \gamma_{Mw} \sqrt{3}} \quad \text{CCM97 art6.6.5.3}$$

On a:

$$S235 \begin{cases} F_u = 360 \text{ MPa} \\ \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{Mw} = 1,25 \end{cases}$$

$$F_{w.Rd} = 3 \times 487,5 \times \frac{360}{0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 303,975 \text{ kN}$$

$$\frac{V}{2} = 73,855 \text{ kN}$$

$$F_{w.Rd} = 303,975 \text{ kN} > \frac{V}{2} = 73,855 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Cordon semelle-platine :**

Il faut vérifiée la condition suivante :  $F \leq F_{w.Rd}$

$$F = \frac{M_{sd}}{h - tf} = 480,034 \text{ kN}$$

$$F_{w.Rd} = 7 \times 452,34 \frac{360}{0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 698,36 \text{ kN}$$

$$698,36 \text{ kN} > 480,034 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## VI-4. Assemblage des éléments de contreventement :

### VI-4-1. Assemblage du contreventement en croix de Saint-André-portique :

Les diagonales fixées à un gousset au moyen des boulons, les goussets sont soudés aux éléments porteurs. La section transversale de la diagonale est de type cornière **2CAE 120 × 15**.

L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction  $N_t = 167,95 \text{ kN}$ .

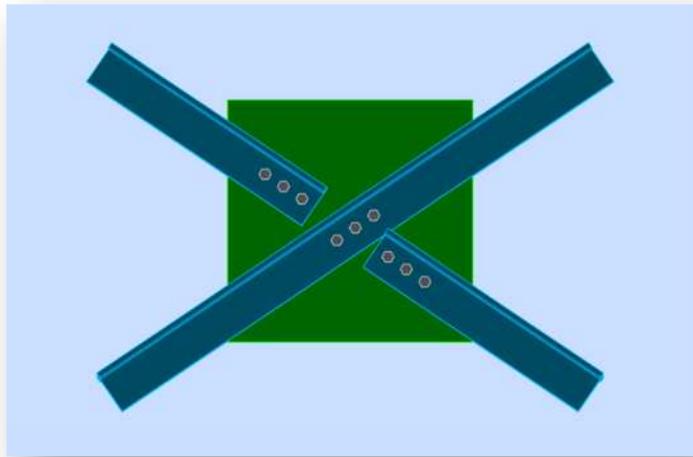


Figure 3: Assemblage en X

**a. Pré-dimensionnement du gousset :**

L'épaisseur du gousset dépend de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

F(KN)	200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

Tableau 1: épaisseur de gousset en fonction de l'effort appliqué

$N_t = 167,95 \text{ kN}$ , on prend :  $e = 10 \text{ mm}$ .

**b. Pré-dimensionnement de la gorge de soudure :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.5 t_{max}$$

$t_{max}$  : Épaisseur maximale des pièces assemblées.

$$t_{max} = t_{IPE360} = 12,7 \text{ mm} \rightarrow \text{donc } a = 5\text{mm}$$

La longueur du cordon de soudure est donnée par :

$$L \geq \frac{\frac{N}{2} \times \gamma_{Mw} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{a \times F_u} \quad (1)$$

$$S235 \rightarrow \begin{cases} F_u = 360\text{MPa} \\ \gamma_{Mw} = 1.25 \\ \beta_w = 0.8 \end{cases}$$

Il faut décomposer l'effort en deux composantes ( $F_x$  et  $F_y$ ).

$$\tan \alpha = \frac{3,4}{5} \rightarrow \alpha = 34,22^\circ$$

Alors :

$$F_y = N \cos \alpha = 138,875 \text{ kN}$$

$$F_x = N \sin \alpha = 94,45 \text{ kN}$$

A partir de l'équation (1) on trouve :

$$L_y = 7 \text{ cm}$$

$$L_x = 5 \text{ cm}$$

### c. Assemblage des diagonales sur le gousset :

Pour ce type d'assemblage, on choisit des boulons ordinaires de classe 8.8 et on dispose trois boulons.

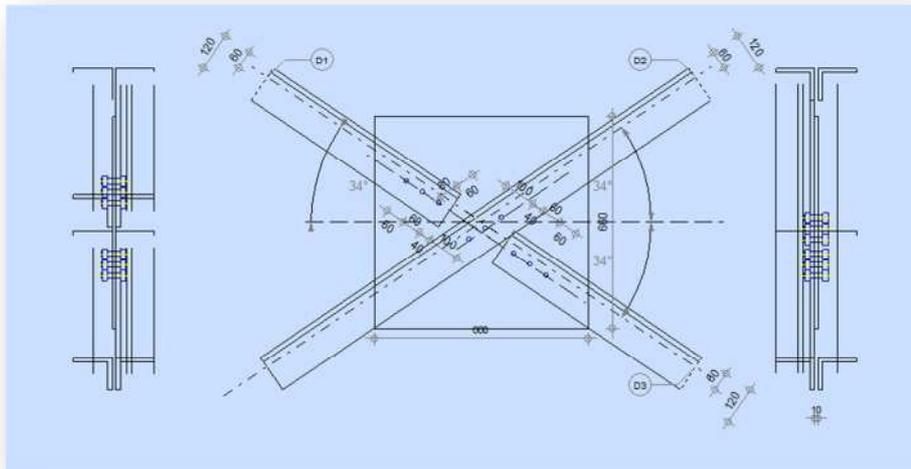


Figure 4: assemblage des diagonales sur gousset

Distribution de l'effort normal sur les boulons :

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{n \times p}$$

Avec

- **p** : nombre de plan de cisaillement.

- **n** : nombre de boulons.

$$F_{v.sd} = \frac{167,95}{3 \times 2} = 27,992 \text{ kN}$$

#### • Dimensionnement des boulons

$$F_{v.sd} \leq F_{v.rd} = \frac{0.6 \times A_s F_{ub}}{\gamma M_b}$$

$$A_s \geq \frac{F_{v.sd} \times \gamma M_b}{0.6 F_{ub}} = \frac{27,992 \times 1.25 \times 10^3}{0,6 \times 800} = 72,895 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons de type **M16**  $A_s = 157 \text{ mm}^2$

- **Disposition constructive**

La disposition des boulons dans une pièce est réglementée par l'*Eurocode 3 (Tableau 3.3)*, suivant la nature de l'effort appliqué et la disposition des trous.

$$\begin{aligned} 3d_0 &\leq P_2 \leq \min(14t; 200 \text{ mm}). & P_2 &= 60 \text{ mm} \\ 1.2d_0 &\leq e_1 \leq \min(12t; 150 \text{ mm}). & \rightarrow & e_1 = 60 \text{ mm} \\ 1.5d_0 &\leq e_2 \leq \min(12t; 150 \text{ mm}). & & e_2 = 40 \text{ mm} \end{aligned}$$

- **Condition de diamétrale :**

Les pièces assemblées impriment une contrainte de cisaillement aux boulons. Le boulon jouant le rôle de butée produit, par réaction, une contrainte normale sur la surface des trous dans les pièces avec lesquelles ils sont en contact.

La vérification réglementaire est la suivante :

$$F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$$

- **Gousset**

$$F_{v,sd} = 27,992 \text{ kN}$$

$$F_{b,d} = 2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t_p / \gamma_{Mb}$$

Et :

$\gamma_{Mb} = 1.5$  → Résistance des boulons sollicités à la traction.

$\gamma_{Mb} = 1.25$  → Résistance des boulons sollicités autre qu'à la traction.

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) \rightarrow \alpha = 1$$

Ce qui donne :  $F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 360 \times 18 \times 12 \times 10^{-3}}{1,25} = 143,07 \text{ kN}$

$F_{b,Rd} = 143,07 \text{ kN} > F_{v,sd} = 27,992 \text{ kN} \rightarrow$  **Condition vérifiée**

- **La cornière**

$$F_{v,Rd} = 27,992 \text{ kN}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,92 \times 360 \times 18 \times 10 \times 10^{-3}}{1,25} = 129,6 \text{ kN}$$

$F_{b,Rd} = 119,23 \text{ kN} > F_{v,Rd} = 27,992 \text{ kN} \rightarrow$  **Condition vérifiée**

- **Vérification de la section nette de la cornière**

$$F_{t,sd} \leq F_{t,Rd} = 0,9 \times A_{net} \times f_{ub} / \gamma_{Mb}$$

Avec :

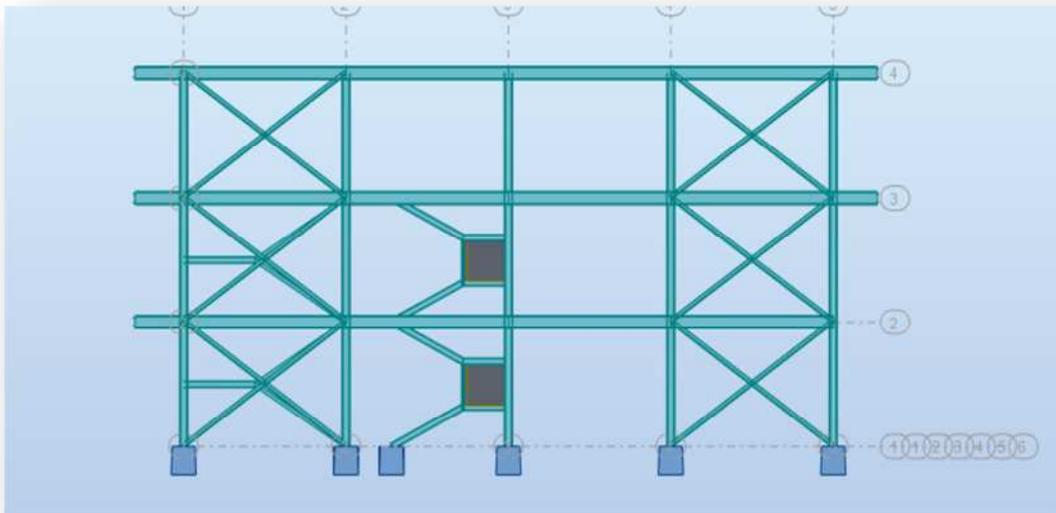
$$A_{net} = e \times \left( b - n_i \phi + \frac{\sum l_i^2}{4t_i} \right)$$

$$A_{net} = 10 \times (120 - 1 \times 16) = 1040 \text{ mm}^2$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times 1040 \times 800 \times 10^{-3}}{1,5} = 499,2 \text{ kN}$$

$$F_{t,sd} = \frac{N_{sd}}{n} = \frac{167,95}{3} = 55,983 \text{ kN}$$

$F_{t,sd} = 55,983 \text{ kN} < F_{t,Rd} = 499,2 \text{ kN} \rightarrow$  **Condition vérifiée**



*Figure 5: vue d'assemblage des éléments de contreventement*

## VI-5. Calcul des pieds de poteaux :

### a. Introduction :

Pour maintenir sans danger le pied du poteau au sol, ce dernier est solidement encasté à la semelle par utilisation d'un ensemble d'éléments : une plaque d'assise, un scellement rempli de mortier de calage, des boulons d'ancrage, une fondation en béton, une bêche de cisaillement en I, une plaque de positionnement/nivellement en acier, une cavité à remplir de mortier après avoir positionné le poteau, une armature de fondation. Ce dispositif permet de contrebalancer l'effort vertical de compression et de soulèvement induit par la détermination de toutes les combinaisons possibles de cas de charges et de déterminer avec précision le moment fléchissant et de choisir l'option la plus défavorable.

### b. Dimensionnement de la plaque d'assise :

Constituée d'un plat rectangulaire en acier, la plaque d'assise est destinée à maintenir solidement le poteau à l'armature de fondation. Pour ce faire, elle est soudée par le biais d'un cordon de soudure à la base du poteau sur tout le contour de la section transversale du profilé.

- **Cordon de soudure :**

**Semelle HEA 260 :**

$$a_s = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 12,5 = 8,75 \text{ mm}$$

$$a_s = 10 \text{ mm}$$

**Âme HEA 260:**

$$a_a = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 7,5 = 5,25 \text{ mm}$$

$$a_a = 10 \text{ mm}$$

- **Surface de la platine :**

$$a \geq h_a + (2 \times a_s) \Rightarrow a \geq 270 + 2(10) = 290 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend } a = 460 \text{ mm}$$

$$b \geq h_s + (2 \times a_s) \Rightarrow a \geq 260 + 2(10) = 380 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend } a = 480 \text{ mm}$$

- **Epaisseur de la platine :**

L'épaisseur de la platine est définie par la formule suivante :

$$t \geq U\sqrt{3\sigma/\sigma_e}$$

$$U = 105$$

$$\sigma = \frac{N}{a \times b} = \frac{1108,09}{0,46 \times 0,48} = 5018,52 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$t \geq 105\sqrt{3 \times 5018,52 \times 10^{-4}/235} =$$

$$t \geq 8,4 \text{ mm} ; \text{ Soit : } t = 30 \text{ mm}$$

U : Largeur en l'extrémité de la platine et le poteau.

**Vérification de la contrainte de compression sur la semelle :**

On doit vérifier que :

$$\sigma = 0,5 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_b = 0,8 \text{ kN/cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**c. Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux :**

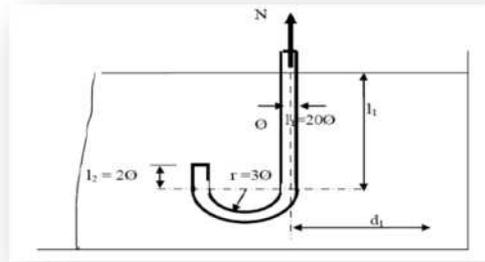


Figure 6: Dimensions de la tige d'ancrage

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable, avec :

$$M = 69,62 \text{ kN.m}$$

$$N = 290,38 \text{ kN}$$

On a :  $b' = h + 2 \times c$

- **h** : la hauteur de la section HEA 260 avec :

$$h = 250 \text{ mm}$$

$$b = 260 \text{ mm}$$

- **c** : le débord, donné par :  $c = (100 \text{ ou } 150) \text{ mm}$ , on prend :

$$c = 100 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow P = 250 + 2 \times 100$$

$$P = 450 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow a = h + 2 \times c = 450 \text{ mm}$$

$$b = b + 2 \times c = 460 \text{ mm}$$

Les tiges d'ancrages sont dimensionnées à la traction simple, sous un effort de traction  $N_{st}$ .

$$N_{st} = F = \frac{N_t}{n} + \frac{M_y}{3P} = \frac{290,38}{8} + \frac{69,62 \times 10^3}{3 \times 450}$$

$$F = 87,87 \text{ kN}$$

**n** : L'encrage est réalisé par 8 tiges.

**N<sub>t</sub>** : Effort sollicitant de traction.

$$F \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4F}{\pi \cdot f_y}}$$

$$\phi \geq 29,91 \text{ mm}$$

Soit :  $\phi = 30 \text{ mm}$

**d. Vérification de la tige d'ancrage :**

$$N_a = 0,1 \times \left(1 + \frac{7 \times g_c}{1000}\right) \times \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} \times (l_1 + 6,4r + 3,5l_2)$$

$$l_1 = 20 \times \phi = 600 \text{ mm}$$

$$l_2 = 2 \times \phi = 60 \text{ mm}$$

$$r = 3 \times \phi = 90 \text{ mm}$$

$$d_1 = 5 \times \phi = 150 \text{ mm}$$

**g<sub>c</sub> :** Dosage en ciment a 350 kg/m<sup>3</sup>

$$\Rightarrow N_a = 99,61 \text{ kN}$$

$$N_a = 99,61 \text{ kN} > N_{st} = 87,87 \text{ kN} \quad \rightarrow$$

**Condition vérifiée**

**e. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{69,62}{290,38} = 240 \text{ mm}$$

$$h = 250 \text{ mm}$$

$$\frac{h}{6} = 41,67 \text{ mm}$$

$$e > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{L'effort normal à l'extérieur du noyau}$$

central, donc la section est partiellement comprimée.

• **La position de l'axe neutre élastique :**

$$h'^3 + 3(l-h)h'^2 + \frac{6 \times A \times n \times l \times h'}{b} - \frac{6 \times A \times n \times l \times h}{b} = 0$$

Avec :

$$A = 21,21 \text{ cm}^2 \text{ (A : aire de la section de 3 tiges à gauche du poteau)}$$

$$l = 41,5 \text{ cm}$$

$$h = 47,5 \text{ cm}$$

$$b = 55 \text{ cm}$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

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

$$\Rightarrow h' = 34,26 \text{ cm}$$

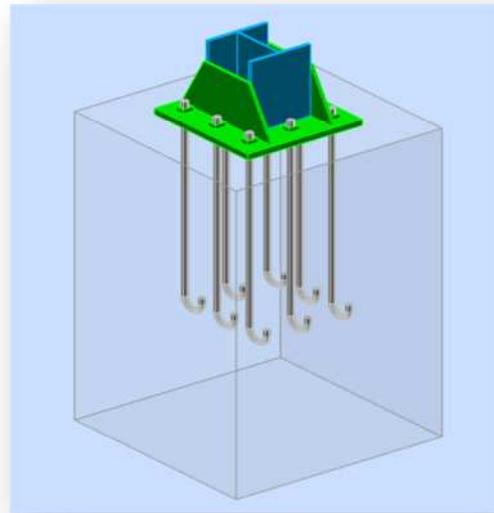


Figure 7: Pied de poteau (ROBOT)

- **Vérification vis-à-vis du risque de l'écrasement du béton :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\sigma_b \leq f_{bc}$$

Avec :

$$f_{bc} = 14.2 \text{ MPa (Béton de classe 25/30)}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times N_{sd} \times l}{h' \left( h - \frac{h'}{3} \right) b} = \frac{2 \times 290,38 \times 41,5}{34,26 \left( 47,5 - \frac{34,26}{3} \right) 55}$$

$$\sigma_b = 3,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3,54 \text{ MPa} < f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte d'acier :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\sigma_a \leq 235 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \times \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{\left( h - \frac{h'}{3} \right)} = \frac{290,38 \times 10^3}{21.21 \times 10^2} \times \frac{415 - 475 + \frac{342,6}{3}}{\left( 475 - \frac{342,6}{3} \right)}$$

$$\sigma_a = 20,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a = 20,56 \text{ MPa} < 204.34 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

f. **Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :**

- **Vérification de la section 1-1 :**

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal de contraintes situées à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

Les moments correspondants, pour une bande de largeur unité (1 cm) et d'épaisseur t,

sont :

$$M_1 = 20,56 \times 10 \times \frac{10}{2} \times 10^{-3} \rightarrow M_1 = 1,028 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = \left( 10 \times \frac{3,54}{2} \right) \frac{2 \times 10}{3} \times 10^{-3} \rightarrow M_2 = 0,118 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow M = M_1 - M_2 = 0,91 \text{ kN.m}$$

**Le module d'inertie de la platine (Pour b = 1cm) :**

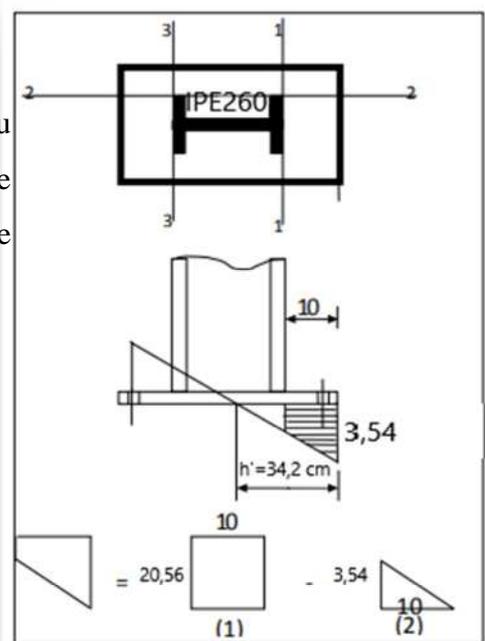


Figure 8: Vérification de la section 1-1

$$\frac{I}{V} = \frac{\left(\frac{b \times t^3}{12}\right)}{\frac{t}{2}} = \frac{b \times t^2}{6}$$

La contrainte de flexion :

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{0,118 \times 6}{10^{-2} \times 23.5}} = 1,73 \text{ cm}$$

- **Vérification de la section 2-2 :**

Par le même raisonnement, on aura le moment maximal :

$$M = M_1 = 1,028 \text{ kN.m}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{1,028 \times 6}{10^{-2} \times 23.5}} = 2,09 \text{ cm}$$

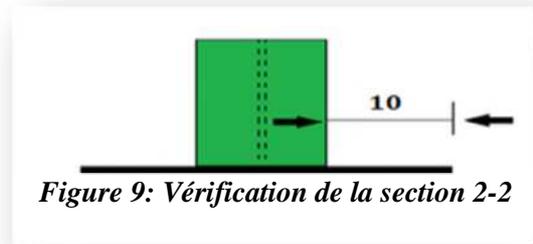


Figure 9: Vérification de la section 2-2

- **Vérification de la section 3-3 :**

Du côté tendu, la platine est soumise à un moment :  $M = 0.1T$

$$T = A \cdot \sigma_a = 21.21 \times 20,56 \times 10^{-1} = 40,6 \text{ KN}$$

$$M = 40,6 \times 0.1 = 4,06 \text{ kN.m}$$

$$W_{el} = \frac{50 \cdot t^2}{6}$$

Il faut donc vérifier que :  $\frac{4,06 \times 6}{50 \cdot t^2} \leq f_y \rightarrow t \geq \sqrt{\frac{4,06 \times 6}{50 \times 23.5}} = 0,144 \text{ cm}$

→ Donc  $t \geq 0,144 \text{ cm}$  → Soit  $t = 2 \text{ cm} = 20 \text{ mm}$

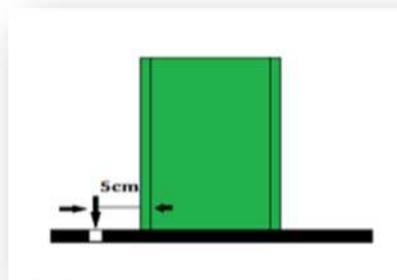


Figure 10: Vérification de la section 3-3

- ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE- POTEAU :



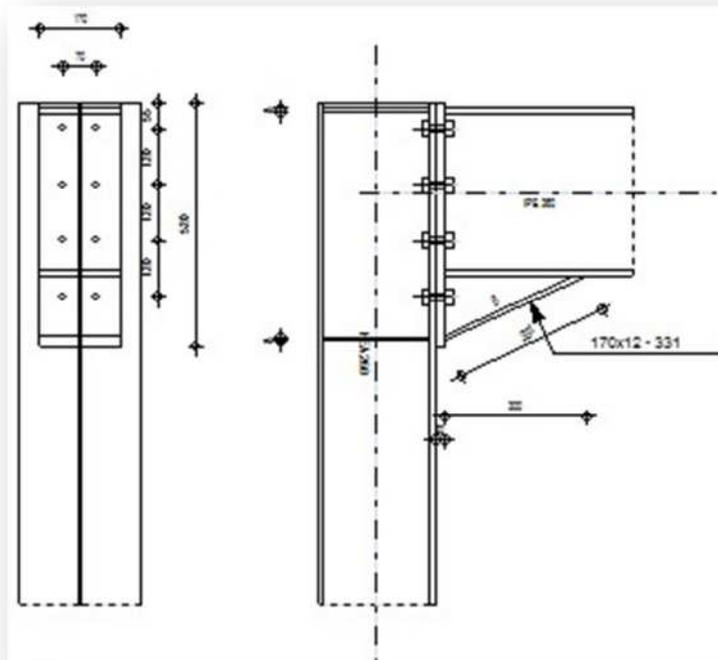
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017

## Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

ENV 1993-1-1:1992



Ratio  
**0,58**



### GENERAL

Assemblage N°: 1  
 Nom de l'assemblage : Angle de portique  
 Noeud de la structure: 62  
 Barres de la structure: 32, 94

### GEOMETRIE

#### POTEAU

Profilé: HEA 260  
 Barre N°: 32  
 $\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 250$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 260$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 8$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

Profilé: HEA 260  
 $t_{fc} = 13$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 24$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 86,82$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{xc} = 10455,00$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
Matériau: ACIER E24  
 $f_{yc} = 235,00$  [MPa] Résistance

## POUTRE

Profilé: IPE 360  
Barre N°: 94  
 $\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_b = 360$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_f = 170$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wb} = 8$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fb} = 13$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_b = 18$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $r_b = 18$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_b = 72,73$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{xb} = 16265,60$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
Matériau: ACIER E24  
 $f_{yb} = 235,00$  [MPa] Résistance

## BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 16$  [mm] Diamètre du boulon  
Classe = 10.9 Classe du boulon  
 $F_{tRd} = 113,04$  [kN] Résistance du boulon à la traction  
 $n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_v = 4$  Nombre de rangées des boulons  
 $h_1 = 55$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about  
Ecartement  $e_i = 70$  [mm]  
Entraxe  $p_i = 120; 120; 120$  [mm]

## PLATINE

$h_p = 520$  [mm] Hauteur de la platine  
 $b_p = 170$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_p = 20$  [mm] Epaisseur de la platine  
Matériau: ACIER  
 $f_{yp} = 235,00$  [MPa] Résistance

## JARRET INFERIEUR

$w_d = 170$  [mm] Largeur de la platine

## JARRET INFERIEUR

$w_d =$	170	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	140	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	300	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	25,0	[Deg]	Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER

$f_{ybu} =$  235,00 [MPa] Résistance

## RAIDISSEUR POTEAU

### Supérieur

$h_{su} =$	225	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	126	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$f_{ysu} =$  235,00 [MPa] Résistance

### Inférieur

$h_{sd} =$	225	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	126	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$f_{ysu} =$  235,00 [MPa] Résistance

## SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	6	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	9	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	6	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

## EFFORTS

Cas: 8: ELU (1+2)\*1.35+3\*1.50

$M_y =$  52,38 [kN\*m] Moment fléchissant

$F_z =$  50,17 [kN] Effort tranchant

$F_x =$  14,16 [kN] Effort axial

## RESULTATS

### EFFORTS PAR BOULON

Nr	$d_i$	$F_{tRd}$	$F_{tfc}$	$F_{twc}$	$F_{tep}$	$B_{tRd}$
1	449	118,35	189,37	118,35	226,08	113,04
2	329	112,78	193,75	118,35	226,08	113,04

Nr	$d_i$	$F_{tRd}$	$F_{tfc}$	$F_{twc}$	$F_{tep}$	$B_{tRd}$
3	209	0,00	193,75	118,35	226,08	113,04
4	89	0,00	0,00	0,00	0,00	113,04

$d_i$  – Distance du bouton de l'axe de rotation

$F_{tRd}$  – résistance d'une rangée de boulons

$F_{tfc}$  – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{twc}$  – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{tep}$  – résistance de la platine fléchie à la flexion

$B_{tRd} = 113,04$  [kN] Résistance du boulon à la traction dans l'assemblage de type poutre-poutre [J.3.2.1(6)]

## VERIFICATION DE LA RESISTANCE

Moment admissible [J.3.6.2.1 ENV 1993-1-1/pr A2]

$M_y \leq M_{Rd}$  52,38 < 90,17 **vérifié** (0,58)

Effort tranchant admissible [J.3.1.2 ENV 1993-1-1/pr A2]

$F_y \leq F_{Rd}$  50,17 < 681,56 **vérifié** (0,07)

Effort axial admissible [5.4.3, 5.4.4, 6.5.5, J.3.3]

$F_x \leq N_{Rd}$  14,16 < 860,35 **vérifié** (0,02)

## RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w = 138,88$  [cm<sup>2</sup>] Aire de toutes les soudures

$A_{wy} = 85,68$  [cm<sup>2</sup>] Aire des soudures horizontales

$A_{wz} = 53,20$  [cm<sup>2</sup>] Aire des soudures verticales

$I_{wy} = 46806,82$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.

$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} = 22,44$  [MPa] Contrainte normale dans la soudure

$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 22,44$  [MPa] Contraintes dans la soudure verticale

$\tau_{\parallel} = 9,43$  [MPa] Contrainte tangentielle

$\beta_w = 0,80$  Coefficient de corrélation

$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3^*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{Mw})$  44,88 < 365,00 **vérifié** (0,12)

$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{Mw})$  43,98 < 365,00 **vérifié** (0,12)

$\sigma_{\perp} \leq f_u / \gamma_{Mw}$  22,44 < 292,00 **vérifié** (0,08)

## RESISTANCE DE LA ZONE EN CISAILLEMENT

$V_{pIRd} = 354,70$  [kN] Résistance plastique pour le cisaillement [J.3.6]

## RESISTANCE DE LA ZONE COMPRIMEE

$F_{cRd} = 626,91$  [kN] Résistance de calc. pour l'écrasement [J.3.5.1.1]

$F_{bRd} = 0,00$  [kN] Résistance plastique pour le cisaillement [J.3.5.1.3]

$F_{cwc} = 330,10$  [kN] Compression de l'âme du poteau [J.3.5.3 ENV 1993-1-1:1992/pr A2]

$F_{twc} = 626,91$  [kN] Traction de l'âme du poteau [J.3.5.6 ENV 1993-1-1:1992/pr A2]

$V_{wpRd} = 231,13$  [kN] Cisaillement de l'âme du poteau [J.3.5.2 ENV 1993-1-1:1992/pr A2]

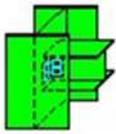
## REMARQUES

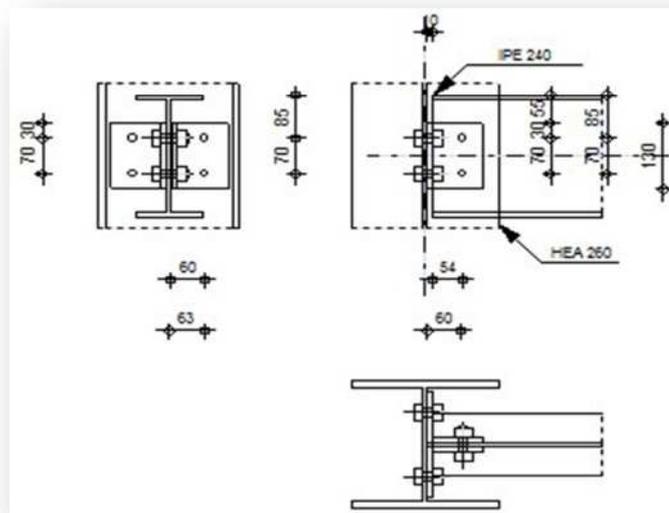
Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre 12 [mm] < 13 [mm]

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,58

- **ASSEMBLAGE POTEAU – POUTRE SECONDAIRE :**

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017	
	<b>Calcul de l'assemblage par cornières</b> ENV 1993-1-1:1992	



## GENERAL

Assemblage N°: 5  
 Nom de l'assemblage : Par cornières: poutre-poteau (âme)  
 Noeud de la structure: 84  
 Barres de la structure: 54, 132

## GEOMETRIE

### POTEAU

Profilé: HEA 260  
 Barre N°: 54  
 $\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 250$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 260$  [mm] Largeur de la section du poteau

Profilé:	HEA 260
$t_{wc} =$	8 [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	13 [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	24 [mm] Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	86,82 [cm <sup>2</sup> ] Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	10455,00 [cm <sup>4</sup> ] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	ACIER E24
$f_{yc} =$	235,00 [MPa] Résistance

## POUTRE PORTEE

Profilé:	IPE 240
Barre N°:	132
$\alpha =$	0,0 [Deg] Angle d'inclinaison
$h_b =$	240 [mm] Hauteur de la section de la poutre
$b_{fb} =$	120 [mm] Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	6 [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	10 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	15 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	39,12 [cm <sup>2</sup> ] Aire de la section de la poutre
$I_{yb} =$	3891,63 [cm <sup>4</sup> ] Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E24
$f_{yb} =$	235,00 [MPa] Résistance

## CORNIERE

Profilé:	CAE 100x10
$\alpha =$	0,0 [Deg] Angle d'inclinaison
$h_a =$	100 [mm] Hauteur de la section de la cornière
$b_a =$	100 [mm] Largeur de la section de la cornière
$t_f =$	10 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_a =$	12 [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$l_a =$	130 [mm] Longueur de la cornière
Matériau:	ACIER E24
$f_y =$	235,00 [MPa] Résistance

## BOULONS

### **BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.8	Classe du boulon
$d =$	16 [mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	1,57 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,01 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$f_y =$	280,00 [MPa]	Limite de plasticité
$f_u =$	400,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction

Classe =	4.8	Classe du boulon
n =	2,00	Nombre de rangées des boulons
h <sub>1</sub> =	30 [mm]	Niveau du premier boulon
p <sub>1</sub> =	70 [mm]	Entraxe

## BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.8	Classe du boulon
d =	16 [mm]	Diamètre du boulon
A <sub>s</sub> =	1,57 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
A <sub>v</sub> =	2,01 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
f <sub>y</sub> =	280,00 [MPa]	Limite de plasticité
f <sub>u</sub> =	400,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	2,00	Nombre de rangées des boulons
h <sub>1</sub> =	30 [mm]	Niveau du premier boulon
p <sub>1</sub> =	70 [mm]	Entraxe

## EFFORTS

Cas: 8: ELU (1+2)\*1.35+3\*1.50

N =	0,71 [kN]	Effort axial
T =	30,45 [kN]	Effort tranchant

## RESULTATS

### BOULONS

Cisaillement ( <i>Côté de la poutre portée</i> )			[6.5.5]
$F_{Sd,s} \leq F_{VRd,s}$	30,52 < 50,24	vérifié	(0,61)
Cisaillement ( <i>Côté de la poutre porteuse</i> )			[6.5.5]
$F_{Sd,b} \leq F_{VRd,b}$	7,61 < 25,12	vérifié	(0,30)
Traction ( <i>Côté de la poutre porteuse</i> )			[6.5.5]
$F_{tSd,b} \leq F_{tRd,b}$	0,18 < 45,22	vérifié	(0,00)
Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon ( <i>Côté de la poutre porteuse</i> )			[6.5.5]
$F_{Sd,b}/F_{VRd,b} + F_{tSd,b}/(1.4 \cdot F_{tRd,b}) \leq 1$	0,31 < 1,00	vérifié	(0,31)

### PROFILES

Pression diamétrale ( <i>Côté de la poutre portée</i> )			[6.5.5]
$F_{Sd,s} \leq F_{bRd,s}$	30,52 < 67,05	vérifié	(0,46)
Pression diamétrale ( <i>Côté de la poutre porteuse</i> )			[6.5.5]
$F_{Sd,b} \leq F_{bRd,b}$	7,61 < 87,60	vérifié	(0,09)
Cisaillement de bloc ( <i>Côté de la poutre portée</i> )			[6.5.2.2]
$ F_z  \leq V_{effRd}$	30,45  < 179,74	vérifié	(0,17)
Cisaillement ( <i>Côté de la poutre portée</i> )			[5.4.6]
$ F_z  \leq V_{pIRd}$	30,45  < 192,42	vérifié	(0,17)

### CORNIERE

Pression diamétrale ( <i>Côté de la poutre portée</i> )			[6.5.5]
$F_{Sd,s} \leq F_{bRd,s}$	15,26 < 64,89	vérifié	(0,24)
Pression diamétrale ( <i>Côté de la poutre porteuse</i> )			[6.5.5]
$F_{Sd,b} \leq F_{bRd,b}$	7,61 < 64,89	vérifié	(0,12)

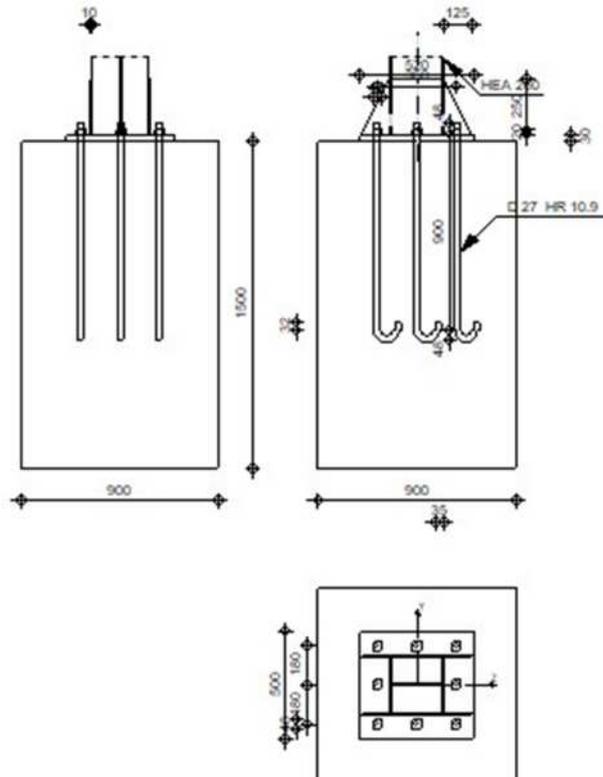
Cisaillement (Côté de la poutre portée)	[5.4.6]
$ F_z/2  \leq V_{plRd}$	$ 15,22  < 160,35$ <b>vérifié</b> (0,09)
Cisaillement (Côté de la poutre porteuse)	[5.4.6]
$ F_z/2  \leq V_{plRd}$	$ 15,22  < 160,35$ <b>vérifié</b> (0,09)

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,61

- **ASSEMBLAGE DU PIED DE POTEAU ENCASTRE :**

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 <b>Calcul du Pied de Poteau encastré</b> ENV 1993-1-1:1992	
		Ratio <b>0,93</b>



## GENERAL

Assemblage N°: 23  
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré  
 Noeud de la structure: 17

Assemblage N°: 23

Barres de la structure: 9

## **GEOMETRIE**

### **POTEAU**

Profilé: HEA 260

Barre N°: 9

$\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 250$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 260$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 8$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 13$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 24$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 86,82$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{yc} = 10455,00$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
Matériau: ACIER E24  
 $f_{yc} = 235,00$  [MPa] Résistance

### **PLAQUE PRINCIPALE DU PIED DE POTEAU**

$l_{pd} = 520$  [mm] Longueur  
 $b_{pd} = 500$  [mm] Largeur  
 $t_{pd} = 30$  [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER E24

$f_y = 235,00$  [MPa] Résistance

### **ANCRAGE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe de tiges d'ancrage  
 $d = 27$  [mm] Diamètre du boulon  
 $d_0 = 27$  [mm] Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage  
 $n_H = 3$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_V = 3$  Nombre de rangées des boulons  
Ecartement  $e_{Hi} = 180$  [mm]  
Entraxe  $e_{Vi} = 180$  [mm]

### **Dimensions des tiges d'ancrage**

$L_1 = 48$  [mm]  
 $L_2 = 900$  [mm]  
 $L_3 = 96$  [mm]  
 $L_4 = 32$  [mm]

### **Platine**

$l_{wd} = 40$  [mm] Longueur  
 $b_{wd} = 48$  [mm] Largeur  
 $t_{wd} = 20$  [mm] Epaisseur

### **RAIDISSEUR**

$l_s = 500$  [mm] Longueur  
 $h_s = 250$  [mm] Hauteur  
 $t_s = 10$  [mm] Epaisseur

### **SEMELLE ISOLEE**

$L = 900$  [mm] Longueur de la semelle  
 $B = 900$  [mm] Largeur de la semelle  
 $H = 1500$  [mm] Hauteur de la semelle

### **BETON**

$f_{c28} =$	25,00	[MPa]	Résistance
$\sigma =$	14,17	[MPa]	Résistance
$n =$	7,00		ratio Acier/Béton

### SOUDURES

$a_p =$	9	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_s =$	15	[mm]	Raidisseurs

### EFFORTS

Cas: 8: ELU (1+2) \* 1.35 + 3 \* 1.50

$N =$	-1107,72	[kN]	Effort axial
$Q_y =$	-1,15	[kN]	Effort tranchant
$Q_z =$	-0,71	[kN]	Effort tranchant
$M_y =$	0,80	[kN*m]	Moment fléchissant

### RESULTATS

#### PLATINE

$F_{tRd} =$	939,41	[kN]	Résistance de la semelle
$M_{pl1Rd} =$	11,04	[kN*m]	Résistance de la platine à la flexion
$A_{eff} =$	1043,83	[cm <sup>2</sup> ]	Section efficace

$ N  \leq N_{Rd}$	$ -1107,72  < 1187,25$	vérifié	(0,93)
$ M_y  \leq M_{Rd}$	$ 0,80  < 604,66$	vérifié	(0,00)

#### BETON

$f_j =$	19,61	[MPa]	Contrainte maxi dans le béton
$y_0 =$	-61	[mm]	Zone comprimée

#### ANCRAGE

$N_t =$	-122,34	[kN]	Effort de traction dans la tige d'ancrage
---------	---------	------	---

Adhérence

$ N_t  \leq \pi * d * t_b * (l_2 + 10 * r - 5 * d)$	$ -122,34  < 133,06$	vérifié	(0,92)
---	----------------------	---------	--------

Section

$ N_t  \leq 0.9 * f_{ub} * A_s / 1.25$	$ -122,34  < 396,58$	vérifié	(0,31)
--	----------------------	---------	--------

Section

$ T_z  \leq (f_y * A_b) / 1.730000 + 0.3 * N$	$ -0,12  < 261,16$	vérifié	(0,00)
$ T_y  \leq (f_y * A_b) / 1.730000 + 0.3 * N$	$ -0,19  < 261,16$	vérifié	(0,00)

### REMARQUES

Rayon de la crosse trop faible.	48 [mm] < 81 [mm]
Longueur L4 trop faible.	32 [mm] < 41 [mm]
Pince transversale boulon-aile du poteau trop faible.	55 [mm] < 56 [mm]

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,93
--	-------	------

- ASSEMBLAGE DE CONTREVENTEMENT EN V INVERSÉ :



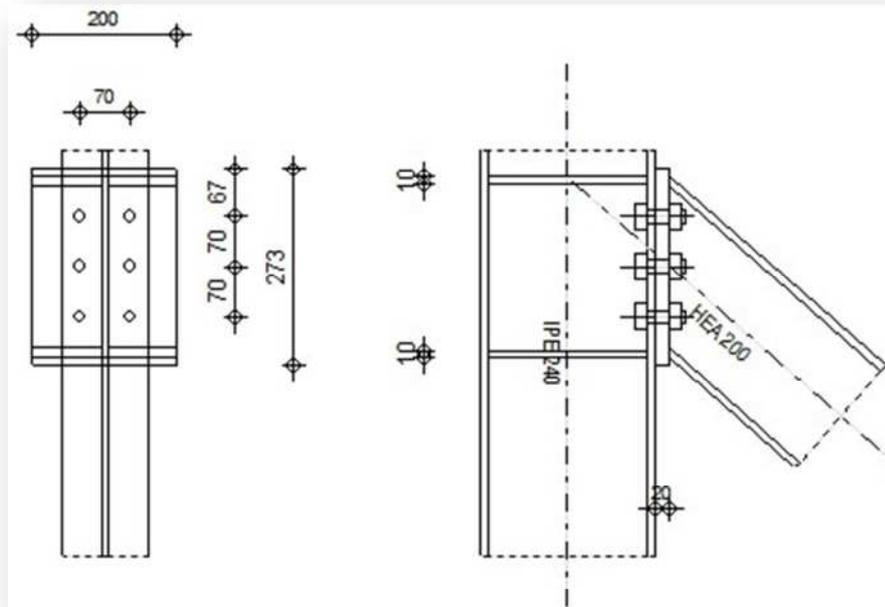
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017



## Calcul de l'Encastrement Contreventement - Poutres Secondaire

ENV 1993-1-1:1992

Ratio  
0,55



### GENERAL

Assemblage N°: 57  
 Nom de l'assemblage : Poutre - poteau  
 Noeud de la structure: 541  
 Barres de la structure: 139, 548

### GEOMETRIE

#### POUTRE

Profilé: IPE 240  
 Barre N°: 139  
 $\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 240$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 120$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 6$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 10$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 15$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 39,12$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{xc} = 3891,63$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
 Matériau: ACIER E24

$f_{yc} = 235,00$  [MPa] Résistance

## **POUTRE CONTREVENTEMENT EN V INVERSEE**

Profilé: HEA 200

Barre N°: 548

$\alpha = -41,4$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_b = 190$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_f = 200$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wb} = 7$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fb} = 10$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_b = 18$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $r_b = 18$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_b = 53,83$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{xb} = 3692,16$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E24

$f_{yb} = 235,00$  [MPa] Résistance

## **BOULONS**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 18$  [mm] Diamètre du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon

$F_{tRd} = 165,89$  [kN] Résistance du boulon à la traction

$n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 3$  Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 67$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement  $e_i = 70$  [mm]

Entraxe  $p_i = 70 ; 70$  [mm]

## **PLATINE**

$h_p = 273$  [mm] Hauteur de la platine

$b_p = 200$  [mm] Largeur de la platine

$t_p = 20$  [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER E24

$f_{yp} = 235,00$  [MPa] Résistance

## **RAIDISSEUR POTEAU**

### **Supérieur**

$h_{su} = 220$  [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{su} = 57$  [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hu} = 10$  [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E24

$f_{ysu} = 235,00$  [MPa] Résistance

### **Inférieur**

$h_{sd} = 220$  [mm] Hauteur du raidisseur  
 $b_{sd} = 57$  [mm] Largeur du raidisseur  
 $t_{hd} = 10$  [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E24

$f_{ysu} = 235,00$  [MPa] Résistance

## SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 5$  [mm] Soudure âme  
 $a_f = 7$  [mm] Soudure semelle  
 $a_s = 5$  [mm] Soudure du raidisseur

## EFFORTS

Cas: 6: G+Q+Ex (1+2+3+5)\*1.00

$M_y = 1,33$  [kN\*m] Moment fléchissant

$F_z = -127,08$  [kN] Effort tranchant

$F_x = -145,66$  [kN] Effort axial

## RESULTATS

### EFFORTS PAR BOULON

Nr	$d_i$	$F_{tRd}$	$F_{tfc}$	$F_{twc}$	$F_{tep}$	$B_{tRd}$
1	190	116,77	116,77	138,40	279,77	165,89
2	120	51,11	114,29	135,89	275,75	165,89
3	50	15,54	0,00	0,00	0,00	165,89

$d_i$  – Distance du bouton de l'axe de rotation

$F_{tRd}$  – résistance d'une rangée de boulons

$F_{tfc}$  – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{twc}$  – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{tep}$  – résistance de la platine fléchie à la flexion

$B_{tRd} = 165,89$  [kN] Résistance du boulon à la traction dans l'assemblage de type poutre-poutre [J.3.2.1(6)]

### VERIFICATION DE LA RESISTANCE

Moment admissible [J.3.6.2.1 ENV 1993-1-1/pr A2]

$M_y \leq M_{Rd}$  1,33 < 28,32 **vérifié** (0,05)

Effort tranchant admissible [J.3.1.2 ENV 1993-1-1/pr A2]

$F_y \leq F_{Rd}$  127,08 < 232,24 **vérifié** (0,55)

Effort axial admissible [5.4.3, 5.4.4, 6.5.5, J.3.3]

$F_x \leq N_{Rd}$  145,66 < 1150,00 **vérifié** (0,13)

### RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w = 72,84$  [cm<sup>2</sup>] Aire de toutes les soudures

$A_{wy} = 52,57$  [cm<sup>2</sup>] Aire des soudures horizontales

$A_{wz} = 20,27$  [cm<sup>2</sup>] Aire des soudures verticales

$A_w =$	72,84	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de toutes les soudures		
$I_{wy} =$	8407,72	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.		
$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} =$	-21,45	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure		
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	-21,45	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale		
$\tau_{\parallel} =$	-62,69	[MPa]	Contrainte tangentielle		
$\beta_w =$	0,80		Coefficient de corrélation		
$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3^*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{Mw})$	42,91	<	365,00	<b>vérifié</b>	(0,12)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{Mw})$	116,51	<	365,00	<b>vérifié</b>	(0,32)
$\sigma_{\perp} \leq f_u / \gamma_{Mw}$	21,45	<	292,00	<b>vérifié</b>	(0,07)

### RESISTANCE DE LA ZONE EN CISAILLEMENT

$V_{pIRd} = 236,17$  [kN] Résistance plastique pour le cisaillement [J.3.6]

### RESISTANCE DE LA ZONE COMPRIMEE

$F_{cRd} = 382,22$  [kN] Résistance de calc. pour l'écrasement [J.3.5.1.1]

$F_{bRd} = 0,00$  [kN] Résistance plastique pour le cisaillement [J.3.5.1.3]

$F_{cwc} = 208,76$  [kN] Compression de l'âme du poteau [J.3.5.3 ENV 1993-1-1:1992/pr A2]

$F_{twc} = 382,22$  [kN] Traction de l'âme du poteau [J.3.5.6 ENV 1993-1-1:1992/pr A2]

$V_{wpRd} = 183,42$  [kN] Cisaillement de l'âme du poteau [J.3.5.2 ENV 1993-1-1:1992/pr A2]

### REMARQUES

Pince du boulon trop faible. 25 [mm] < 27 [mm]

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,55

- **ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE- SOLIVE D'ETAGE :**



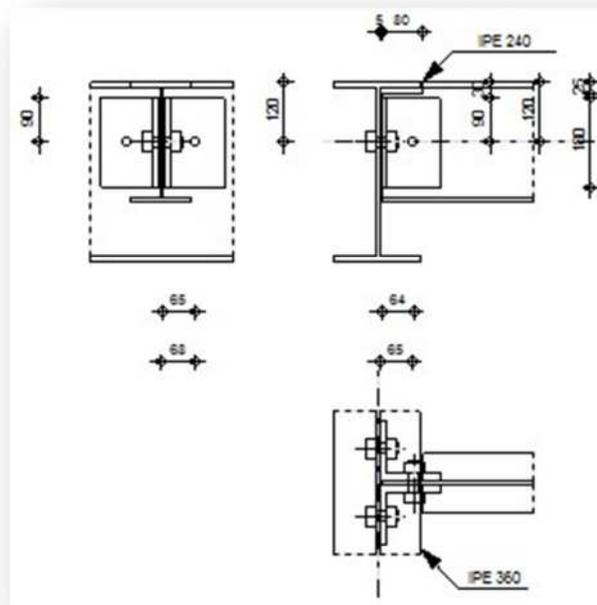
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017

## Calcul de l'assemblage Solive-Poutre Principale par cornières en étage

ENV 1993-1-1:1992



Ratio  
0,15



## GENERAL

Assemblage N°: 4  
 Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)  
 Noeud de la structure: 297  
 Barres de la structure: 177, 384

## GEOMETRIE

### POUTRE PORTEUSE

Profilé: IPE 360  
 Barre N°: 177  
 $\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h = 360$  [mm] Hauteur de la section poutre principale  
 $b = 170$  [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale  
 $t_w = 8$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale  
 $t_f = 13$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale  
 $r = 18$  [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale  
 $A = 72,73$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre principale  
 $I_y = 16265,60$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section de la poutre principale  
 Matériau: ACIER E24

$f_y = 235,00$  [MPa] Résistance

## POUTRE PORTEE

Profilé: IPE 240

Barre N°: 384

$\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b = 240$  [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_{fb} = 120$  [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 6$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 10$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 15$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b = 39,12$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre

$I_{yb} = 3891,63$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E24

$f_{yb} = 235,00$  [MPa] Résistance

## ENCOCHE DE LA POUTRE PORTEE

$h_1 = 25$  [mm] Encoche supérieur

$h_2 = 0$  [mm] Encoche inférieure

$l = 80$  [mm] Longueur de l'encoche

## CORNIERE

Profilé: CAE 120x15

$\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

$h_a = 120$  [mm] Hauteur de la section de la cornière

$b_a = 120$  [mm] Largeur de la section de la cornière

$t_f = 15$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière

$r_a = 13$  [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière

$l_a = 180$  [mm] Longueur de la cornière

Matériau: ACIER E24

$f_y = 235,00$  [MPa] Résistance

## BOULONS

### **BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PORTEUSE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9                      Classe du boulon

$d = 20$  [mm] Diamètre du boulon

$A_s = 2,45$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 3,14$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon

$f_y = 900,00$  [MPa] Limite de plasticité

$f_u = 1200,00$  [MPa] Résistance du boulon à la traction

$n = 1,00$                       Nombre de rangées des boulons

Classe = HR 10.9                      Classe du boulon  
 $h_1 = 90$  [mm] Niveau du premier boulon  
 $p_1 = 60$  [mm] Entraxe

## BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PORTEE

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9                      Classe du boulon  
 $d = 20$  [mm] Diamètre du boulon  
 $A_s = 2,45$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon  
 $A_v = 3,14$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon  
 $f_y = 900,00$  [MPa] Limite de plasticité  
 $f_u = 1200,00$  [MPa] Résistance du boulon à la traction  
 $n = 1,00$  Nombre de rangées des boulons  
 $h_1 = 90$  [mm] Niveau du premier boulon  
 $p_1 = 60$  [mm] Entraxe

## EFFORTS

Cas: 8: ELU (1+2)\*1.35+3\*1.50  
 $N = -0,31$  [kN] Effort axial  
 $T = 20,52$  [kN] Effort tranchant

## RESULTATS

### BOULONS

Cisaillement (Côté de la poutre portée) [6.5.5]  
 $F_{Sd,s} \leq F_{vRd,s}$  -nan(ind) = 282,24 **vérifié** (0,00)  
 Cisaillement (Côté de la poutre porteuse) [6.5.5]  
 $F_{Sd,b} \leq F_{vRd,b}$  10,26 < 141,12 **vérifié** (0,07)

### PROFILES

Pression diamétrale (Côté de la poutre portée) [6.5.5]  
 $F_{Sd,s} \leq F_{bRd,s}$  -nan(ind) = 82,29 **vérifié** (0,00)  
 Pression diamétrale (Côté de la poutre porteuse) [6.5.5]  
 $F_{Sd,b} \leq F_{bRd,b}$  10,26 < 116,80 **vérifié** (0,09)  
 Cisaillement de bloc (Côté de la poutre portée) [6.5.2.2]  
 $|F_z| \leq V_{effRd}$  |20,52| < 141,54 **vérifié** (0,14)  
 Cisaillement (Côté de la poutre portée) [5.4.6]  
 $|F_z| \leq V_{pIRd}$  |20,52| < 137,03 **vérifié** (0,14)

### CORNIERE

Pression diamétrale (Côté de la poutre portée) [6.5.5]  
 $F_{Sd,s} \leq F_{bRd,s}$  -nan(ind) = 215,68 **vérifié** (0,00)  
 Pression diamétrale (Côté de la poutre porteuse) [6.5.5]

$F_{Sd,b} \leq F_{bRd,b}$	$10,26 < 182,50$	vérifié	(0,06)
Cisaillement (Côté de la poutre portée)			[5.4.6]
$ F_z/2  \leq V_{plRd}$	$ 10,26  < 333,03$	vérifié	(0,03)
Cisaillement (Côté de la poutre porteuse)			[5.4.6]
$ F_z/2  \leq V_{plRd}$	$ 10,26  < 333,03$	vérifié	(0,03)

### REMARQUES

Boulon sur porteur insuffisant ou unique.	$1 < 2$
Boulon sur porté insuffisant ou unique.	$1 < 2$
Pince boulon-extrémité équerre sur porteur trop grande.	$90 \text{ [mm]} > 55 \text{ [mm]}$
Pince boulon-extrémité équerre sur porté trop grande.	$90 \text{ [mm]} > 55 \text{ [mm]}$

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,15**

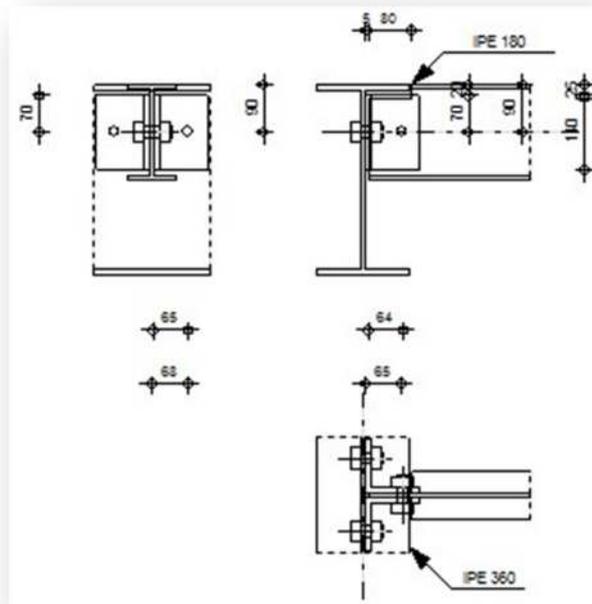
### - ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE- SOLIVE DE LA TERRASSE :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017	
---	--	---

**Calcul de l'assemblage Solive-Poutre Principale  
par cornières en terrasse inaccessible**

ENV 1993-1-1:1992

Ratio  
0,13



**GENERAL**

Assemblage N°: 13

Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)

Noeud de la structure: 375

Barres de la structure: 227, 449

**GEOMETRIE**

**POUTRE PORTEUSE**

Profilé: IPE 360

Barre N°: 227

$\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

$h = 360$  [mm] Hauteur de la section poutre principale

$b = 170$  [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale

$t_w = 8$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale

$t_f = 13$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale

$r = 18$  [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale

$A = 72,73$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre principale

$I_y = 16265,60$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section de la poutre principale

Matériau: ACIER E24

$f_y = 235,00$  [MPa] Résistance

## POUTRE PORTEE

Profilé:	IPÉ 180
Barre N°:	449
$\alpha =$	0,0 [Deg] Angle d'inclinaison
$h_b =$	180 [mm] Hauteur de la section de la poutre
$b_{fb} =$	91 [mm] Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	5 [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	8 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	9 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	23,95 [cm <sup>2</sup> ] Aire de la section de la poutre
$I_{yb} =$	1316,96 [cm <sup>4</sup> ] Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E24
$f_{yb} =$	235,00 [MPa] Résistance

## ENCOCHE DE LA POUTRE PORTEE

$h_1 =$	25 [mm] Encoche supérieur
$h_2 =$	0 [mm] Encoche inférieure
$l =$	80 [mm] Longueur de l'encoche

## CORNIERE

Profilé:	CAE 100x10
$\alpha =$	0,0 [Deg] Angle d'inclinaison
$h_a =$	100 [mm] Hauteur de la section de la cornière
$b_a =$	100 [mm] Largeur de la section de la cornière
$t_f =$	10 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_a =$	12 [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$l_a =$	140 [mm] Longueur de la cornière
Matériau:	ACIER E24
$f_y =$	235,00 [MPa] Résistance

## BOULONS

### **BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PORTEUSE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9	Classe du boulon
$d =$	20 [mm] Diamètre du boulon
$A_s =$	2,45 [cm <sup>2</sup> ] Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	3,14 [cm <sup>2</sup> ] Aire de la section du boulon
$f_y =$	900,00 [MPa] Limite de plasticité
$f_u =$	1200,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
$n =$	1,00 Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	70 [mm] Niveau du premier boulon

Classe = HR 10.9                      Classe du boulon

$p_1 = 60$  [mm]    Entraxe

### BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PORTEE

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9                      Classe du boulon

$d = 20$  [mm]    Diamètre du boulon

$A_s = 2,45$  [cm<sup>2</sup>]    Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 3,14$  [cm<sup>2</sup>]    Aire de la section du boulon

$f_y = 900,00$  [MPa]    Limite de plasticité

$f_u = 1200,00$  [MPa]    Résistance du boulon à la traction

$n = 1,00$                       Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 70$  [mm]    Niveau du premier boulon

$p_1 = 60$  [mm]    Entraxe

### EFFORTS

Cas:                      8: ELU (1+2)\*1.35+3\*1.50

$N = -0,39$  [kN]    Effort axial

$T = 10,59$  [kN]    Effort tranchant

### RESULTATS

#### BOULONS

Cisaillement (Côté de la poutre portée) [6.5.5]

$F_{Sd,s} \leq F_{vRd,s}$                       -nan(ind) = 282,24    vérifié                      (0,00)

Cisaillement (Côté de la poutre porteuse) [6.5.5]

$F_{Sd,b} \leq F_{vRd,b}$                       5,29 < 141,12    vérifié                      (0,04)

#### PROFILES

Pression diamétrale (Côté de la poutre portée) [6.5.5]

$F_{Sd,s} \leq F_{bRd,s}$                       -nan(ind) = 70,35    vérifié                      (0,00)

Pression diamétrale (Côté de la poutre porteuse) [6.5.5]

$F_{Sd,b} \leq F_{bRd,b}$                       5,29 < 116,80    vérifié                      (0,05)

Cisaillement de bloc (Côté de la poutre portée) [6.5.2.2]

$|F_z| \leq V_{effRd}$                       |10,59| < 100,67    vérifié                      (0,11)

Cisaillement (Côté de la poutre portée) [5.4.6]

$|F_z| \leq V_{pIRd}$                       |10,59| < 81,71    vérifié                      (0,11)

#### CORNIERE

Pression diamétrale (Côté de la poutre portée) [6.5.5]

$F_{Sd,s} \leq F_{bRd,s}$                       -nan(ind) = 143,79    vérifié                      (0,00)

Pression diamétrale (Côté de la poutre porteuse) [6.5.5]

$F_{Sd,b} \leq F_{bRd,b}$                       5,29 < 77,42    vérifié                      (0,07)

Cisaillement (Côté de la poutre portée)				[5.4.6]
$ F_z/2  \leq V_{plRd}$	$ 5,29  < 172,68$	vérifié		(0,03)
Cisaillement (Côté de la poutre porteuse)				[5.4.6]
$ F_z/2  \leq V_{plRd}$	$ 5,29  < 172,68$	vérifié		(0,03)

### REMARQUES

---

Boulon sur porteur insuffisant ou unique.	$1 < 2$
Boulon sur porté insuffisant ou unique.	$1 < 2$
Pince boulon-extrémité équerre sur porteur trop grande.	$70 \text{ [mm]} > 55 \text{ [mm]}$
Pince boulon-extrémité équerre sur porté trop grande.	$70 \text{ [mm]} > 55 \text{ [mm]}$

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,13



# CHAPITRE

# VII

## **Étude De L'infrastructure**

## VII-1. Introduction :

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, Palée...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assuré par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation se fait en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques ou mécaniques des sols.

Les questions abordées dans ce chapitre concernent la détermination des dimensions et le ferrailage des éléments de fondations en tant qu'éléments en béton armé.

Dans le cas le plus général, un élément de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale) :

- Un effort normal.
- Une force horizontale, résultant par exemple de l'action d'un séisme.
- Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

## VII-2. Détermination des sollicitations :

Pour le dimensionnement des fondations superficielles, les sollicitations sont déterminées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q + E$
- $0.8G + Q$

**RPA99/V2003 (Art.10.1.4.1)**

Ainsi que les combinaisons citées par le **BAEL91** :

- $ELU : 1.35G + 1.5Q$
- $ELS : G + Q$

## VII-3. Choix du type de fondation :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- La distance entre axes des poteaux.
- Les charges transmises au sol.
- La profondeur du bon sol.

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne conviennent pas, on passe au radier général.

## Remarque :

L'étude de l'infrastructure se fait après la modalise avec l'élément adopté aux vérifications.

### VII-4. Vérification des semelles isolées :

**N.B :** pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

#### a. Dimensionnement :

Combinaison :  $G + Q$

La plus grande valeur de charge apportée par le poteau égale à  $N = 797,79 \text{ kN}$

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

Surface de la semelle  $\sigma = \frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

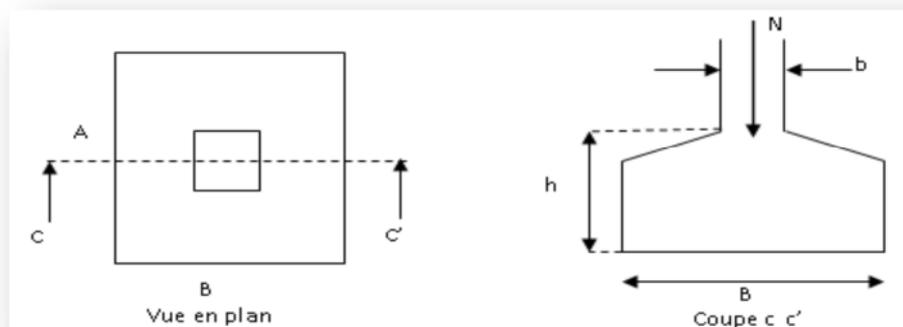


Figure 1: Semelle isolée

Avec :

**N :** effort transmis de la superstructure jusqu'à la base.

**S :** Surface d'appui sur le sol

$\sigma_{sol}$ : La capacité portante du sol.

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$$

$$S = A \times B = A^2$$

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{797,79 \times 10^2}{1,5} = 53186 \text{ cm}^2 \rightarrow B \geq 2,306 \text{ m}$$

Soit une semelle :  $A = B = 2,40 \text{ m}$

#### b. Hauteur totale de la semelle :

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5 = h \geq \frac{240-90}{4} + 5 = 42,5 \text{ cm}$$

$$\rightarrow h = 45 \text{ cm}$$

#### c. Vérification de la stabilité :

Combinaison :  $0,8G + Q$

Pour que la semelle reste stable doit vérifier :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \quad \text{RPA2003(art 10.1.5)}$$

**d. Poids de la semelle :**

$$P_s = A \times B \times h \times \gamma \rightarrow P_s = 2,40 \times 2,40 \times 0,45 \times 25 = 64,8 \text{ kN}$$

**e. Effort normal total :**

$$N_t = N + P_s$$

$$N_t = 797,79 + 64,8 \rightarrow N_t = 862,59 \text{ kN}$$

$$E = \frac{M}{N_t} = \frac{24,34}{869,79} = 0,028 \text{ m} < \frac{B}{4} = 0,6$$

**f. Vérification des contraintes :**

Combinaison :  $G + Q + E$

$$N_t = 869,79 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{3e}{B}\right) \times \frac{862,59 \times 10^3}{240 \times 240} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,028}{240}\right) = 1,49 \text{ bars} \leq \sigma_{sol} = 1,5 \text{ bars} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**g. Calcul du ferrailage : (ELU)**

$$N = 1107,72 \text{ KN}$$

$$d_b = \frac{B - b}{4} = \frac{240 - 90}{4} = 37,5 \text{ cm}$$

$$d_a = \frac{A - a}{4} = \frac{240 - 90}{4} = 37,5 \text{ cm}$$

$$A_b = N \times \left(\frac{B-b}{8 \times d_b \times \sigma_s}\right) = 15,915 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } \mathbf{8HA16} = \mathbf{16,08 \text{ cm}^2} \rightarrow e = 12 \text{ cm}$$

$$A_a = N \times \left(\frac{A-a}{8 \times d_a \times f_{st}}\right) = 15,915 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } \mathbf{8HA16} = \mathbf{16,08 \text{ cm}^2} \rightarrow e = 12 \text{ cm}$$

**h. Schéma de ferrailage :**

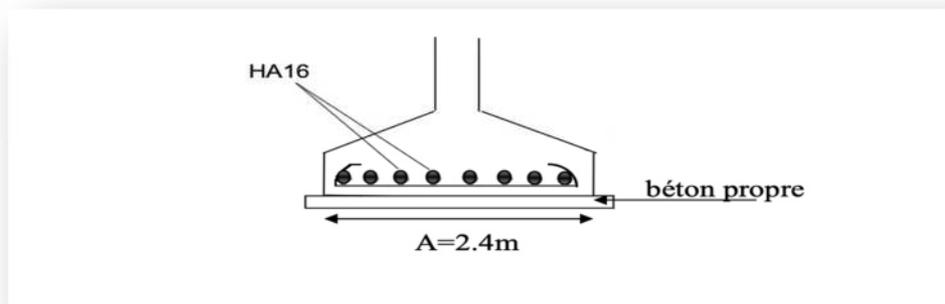


Figure 2: ferrailage de la semelle

## VII-5. Étude des longrines :

### a. Définition :

Les longrines sont des poutres de chaînage horizontal servant à s'opposer au tassement différentiel et aux déplacements relatifs horizontaux des fonctions lors d'un séisme, elles permettent la bonne répartition et la transmission des efforts.

Les longrines doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale

$$\text{à : } N = \frac{N_{ax}}{15}$$

$N_{ax}$  : La force axiale du poteau considéré

$$N_{ax} = 1107,72 \text{ KN}$$

### b. Calcul du ferrailage :

$$N = \frac{N_{ax}}{15} = \frac{1107,72}{15} = 73,848 \text{ KN}$$

#### • Calcul les armatures longitudinales :

$$A = \frac{N_{max}}{\sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{73,848 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 2,122 \text{ cm}^2$$

#### • Armatures minimales :

D'après **RPA2003**, le ferrailage doit être de la section totale.

$$A_{min} = 0,6 \% \times (b \times a); \text{ On prend: } S = (30 \times 40) \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 7,2 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{min}; A) = 7,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5 T_{14} = 9,23 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales : On prend des cadres  $\emptyset 6$

Espacement :

$$S_t \leq \text{Min} (20 \text{ cm}, 15\emptyset)$$

$$S_t \leq \text{Min} (20 \text{ cm}, 21 \text{ cm})$$

On prend :  $S_t = 20 \text{ cm}$

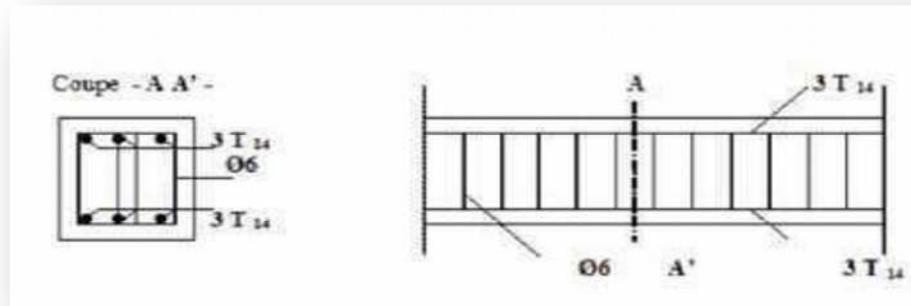


Figure 3: Schéma de ferrailage des Longrines

**VII-6. Ferrailage du fût :**

Les fondations sont ancrées à  $D = 2,4$  m, l'assemblage platine massif doit être au-dessus du sol. Donc on prévoit un poteau en B. A (fut) de dimension  $(90 \times 90)$  cm<sup>2</sup>. Le fût est soumis à un effort normal et un effort tranchant plus un moment .il est sollicité en flexion composée. Le fût est soumis à des sollicitations suivantes : (ELU)

$$M_u = 34,11 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 1107,72 \text{ kN}$$

$$V = 147,68 \text{ kN}$$

**a. Ferrailage :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{34,11}{1107,72} \times 100 = 3,08 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0,9}{6} \times 100 = 15 \text{ cm}$$

$\frac{h}{6} > e \rightarrow N_u$  (compression) et C en dehors de la section

$\rightarrow$  Section partiellement comprimée.

Donc ; le calcul se fera par assimilation à la flexion simple avec  $M_{ua}$ .

• **Calcul de  $M_{ua}$ :**

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 34,11 + 1107,72 \times \left(1,9 - \frac{0,9}{2}\right) = 1695,69 \text{ KN.m}$$

• **Calcul de  $\mu_{bu}$ :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \rightarrow \mu_{bu} = \frac{1695,69}{900 \times 1950^2 \times 14,2} \times 10^6 = 0,035$$

$$\mu_{bu} = 0,035 < \mu_l = 0,39 \rightarrow A' = 0$$

• **Calcul de  $A_1$ :**

$$A_1 = \frac{M_u}{z \times f_{st}}$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \quad \text{Avec : } \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,044$$

$$z = 1,9 \times (1 - 0,4 \times 0,073) = 1866,14 \text{ mm}$$

$$A_1 = \frac{34,11 \times 10^6}{1866,14 \times 348} = 52,52 \text{ mm}^2$$

- **Calcul de A:**

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 52,52 - \frac{1107,72 \times 10^3}{348} = -31,30 \text{ cm}^2$$

- **Calcul de  $A_{min}$ :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 900 \times 1950 \times \frac{2,1}{400} = 21,2 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec  $A_{min}$ , le choix de la section est :  $A_{s,min} = \mathbf{24HA12} = 24,13 \text{ cm}^2/ml$

- **Armatures transversales :**

Soit trois cadres  $\Phi 10$  et des épingles de diamètre  $\Phi 8$  dont l'espacement max est donné par le RPA

- **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

- **Dans la zone courante :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\varphi_1\right) = 16 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 12 \text{ cm}$$

- **Schéma de ferrailage :**

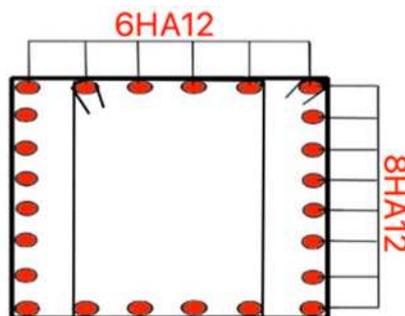


Figure 4: Ferrailage du fût

## VII-7. Vérification de la stabilité d'ensemble :

Après avoir et vérifié les éléments de la structure à la résistance, et à la stabilité, on doit aussi s'assurer de la stabilité d'ensemble.

La stabilité de la structure est assurée si le rapport suivant est vérifié :

$$\frac{M_{st}}{M_r} \geq 1$$

Avec :  $M_{st}$  : Moment stabilisateur

$M_r$  : Moment de renversement

### a. Déterminations des forces renversantes :

#### 1. Cas du vent :

##### 1-1. Vent perpendiculaire à la façade principale (sens V1) :

Les valeurs des forces renversantes ainsi que les moments de renversements sur chaque niveau sont données dans les tableaux suivants : (voir l'étude climatique).

- Pour un  $C_{pi} = -0,26$  : (RDC)

Zone	D	E
$\sum (q_{i \times s_i})(kN)$	34,46	-1,30
$Z_{J(m)}$	3,4	3,4
$M_{RZ_{J(m)}}(kN.m)$	117,16	-4,42

Tableau 1: Sollicitations sous  $C_{pi} = -0,26$

La somme des moments renversants pour  $C_{pi} = -0,26$  est :  $\sum M_{Ri} = 112,74 \text{ kN.m}$

- Pour un  $C_{pi} = -0,21$  : (1<sup>er</sup> Etage)

Zone	D	E	A,B,C
$\sum (q_{i \times s_i})(kN)$	37,4	-3,332	0
$Z_{J(m)}$	6,8	6,8	0
$M_R(kN.m)$	254,32	-22,6576	0

Tableau 2: Sollicitations sous  $C_{pi} = -0,21$

La somme des moments renversants  $C_{pi} = -0,21$  est :  $\sum M_{Ri} = 231,66 \text{ kN.m}$

- Pour un  $C_{pi} = -0,21$  : (2<sup>eme</sup> Étage)

Zone	D	E	A,B,C
$\sum (q_{i \times s_i})(kN)$	43,18	-4,964	0
$Z_{J(m)}$	10,2	10,2	0
$M_R(kN.m)$	440,436	-50,632	0

Tableau 3: Tableau 2: Sollicitations sous  $C_{pi} = -0,21$

La somme des moments renversants  $C_{pi} = -0,21$  est :  $\sum M_{Ri} = 389,804 \text{ kN.m}$

La somme des moments renversant sous V1 :  $M_{R1} = 734,204 \text{ KN.m}$

### 1-2. Vent parallèle à la façade principale (sens V2) :

- Pour  $C_{pi} = 0,03$  : (RDC)

Zone	D	E	A,B,C
$\sum (q_{i \times S_i})(\text{kN})$	37,55	-16,11	0
$Z_{J(m)}$	3,4	3,4	0
$M_{RZ_{J(m)}}(\text{kN.m})$	127,67	-54,79	0

Tableau 4: Sollicitations sous  $C_{pi} = +0,03$

La somme des moments renversants  $C_{pi} = 0,03$  est :  $\sum M_{Ri} = 72,88 \text{ kN.m}$

- Pour  $C_{pi} = -0,131$  : (1<sup>er</sup> étage)

Zone	D	E	A,B,C
$\sum (q_{i \times S_i})(\text{kN})$	51,778	-9,384	0
$Z_{J(m)}$	6,8	6,8	0
$M_{RZ_{J(m)}}(\text{kN.m})$	87,89	-63,81	0

Tableau 5: Sollicitations sous  $C_{pi} = -0,131$

La somme des moments renversants  $C_{pi} = -0,131$  est :  $\sum M_{Ri} = 24,08 \text{ kN.m}$

- Pour  $C_{pi} = -0,779$ : (2<sup>eme</sup> étage)

Zone	D	E	A,B,C
$\sum (q_{i \times S_i})(\text{kN})$	103,53	31,42	0
$Z_{J(m)}$	10,2	10,2	0
$M_{RZ_{J(m)}}(\text{kN.m})$	1056,006	320,5	0

Tableau 6: Sollicitations sous  $C_{pi} = -0,779$

La somme des moments renversants  $C_{pi} = -0,779$  est :  $\sum M_{Ri} = 1376,506 \text{ kN.m}$

La somme des moments renversant dans V2 :  $M_{R2} = 1473,466 \text{ KN.m}$

### 1-3. Vent parallèle à la façade principale (sens V3) :

- Pour  $C_{pi} = -0,08$  : (RDC)

Zone	D	E	A,B,C
$\sum (q_{i \times S_i})(\text{kN})$	28,611	-7,15	0
$Z_{J(m)}$	3,4	3,4	0
$M_{RZ_{J(m)}}(\text{KN.m})$	97,277	-24,32	0

Tableau 7: Sollicitations sous  $C_{pi} = -0,08$

La somme des moments renversants  $C_{pi} = -0,08$  est :  $\sum M_{Ri} = 72,957 \text{ kN.m}$

- Pour  $C_{pi} = -0,3$  : (1<sup>er</sup> étage)

Zone	D	E	A,B,C
$\sum (q_{i \times s_i})(kN)$	40,8	0	0
$Z_{J(m)}$	6,8	6,8	0
$M_{RZ_{J(m)}}(kN.m)$	277,44	0	0

**Tableau 8: Sollicitations sous  $C_{pi} = -0,3$**

La somme des moments renversants  $C_{pi} = -0,3$  est :  $\sum M_{Ri} = 277,44 \text{ kN.m}$

- Pour  $C_{pi} = -0,324$  (2<sup>eme</sup> étage) :

Zone	D	E	A,B,C
$\sum (q_{i \times s_i})(kN)$	149,15	1,02	0
$Z_{J(m)}$	10,2	10,2	0
$M_{RZ_{J(m)}}(KN.m)$	1521,33	10,404	0

**Tableau 9: Sollicitations sous  $C_{pi} = -0,324$**

La somme des moments renversants  $C_{pi} = -0,324$  est :  $\sum M_{Ri} = 1531,734 \text{ kN.m}$

La somme des moments renversant sous **V3** :  $M_{R3} = 1882,131 \text{ KN.m}$

#### 1-4. Vent parallèle à la façade principale (sens V4) :

- Pour  $C_{pi} = 0,025$  : (RDC)

Zone	D	E	A, B,C
$\sum (q_{i \times s_i})(kN)$	37,8	-15,81	0
$Z_{J(m)}$	3,4	3,4	0
$M_{RZ_{J(m)}}(KN.m)$	128,52	-53,754	0

**Tableau 10: Sollicitations sous  $C_{pi} = -0,08$**

La somme des moments renversants  $C_{pi} = 0,025$  est :  $\sum M_{Ri} = 74,766 \text{ kN.m}$

- Pour  $C_{pi} = -0,0752$  : (1<sup>er</sup> étage)

Zone	D	E	A, B,C
$\sum (q_{i \times s_i})(kN)$	48,654	-12,54	0
$Z_{J(m)}$	6,8	6,8	0
$M_{RZ_{J(m)}}(KN.m)$	277,44	-85,31	0

**Tableau 11: Sollicitations sous  $C_{pi} = -0,0752$**

La somme des moments renversants  $C_{pi} = -0,0752$  est :  $\sum M_{Ri} = 245,544 \text{ kN.m}$

- Pour  $C_{pi} = +0,0526$  (2<sup>ème</sup> étage) :

Zone	D	E	A, B, C
$\sum (q_i \times S_i) (kN)$	48,96	-23,123	0
$Z_{J(m)}$	10,2	10,2	0
$M_{RZ_{J(m)}} (KN.m)$	499,392	235,859	0

Tableau 12: Sollicitations sous  $C_{pi} = - 0,324$

La somme des moments renversants  $C_{pi} = 0,0526$  est :  $\sum M_{Ri} = 263,533 \text{ kN.m}$

La somme des moments renversant sous **V4** :  $M_{R4} = 583,843 \text{ KN.m}$

## 2. Cas de séisme

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau sol-fondation. Les valeurs suivantes sont tirées à partir du **Robot**.

$F_z (kN)$	$M_x (kN.m)$	$M_y (kN.m)$
32,22	10615,56	8626,92

Tableau 13: Sollicitations sous **E**

$$M_{R/x-x} = M_x + F_z \times Y_G = 10615,56 + 32,2215 = 11098,86 \text{ kN.m}$$

$$M_{R/y-y} = M_y + F_z \times Y_x = 8626,92 + 32,22 * 10 = 8949,12 \text{ kN.m}$$

### 2-1. Détermination des forces stabilisatrices:

$P_{structure} (kN)$	$M_x (kN.m)$	$M_y (kN.m)$
14058,15	210872,25	140581,5

Tableau 14: Sollicitations sous **G+Q+E**

$$P_{(total)} = P_{semelle} + P_{dallage} + P_{structure} = 67,2 + 1800 + 1219,95 = 14058,15 \text{ kN}$$

$$M_{st/x-x} = P_{(total)} \times Y_G = 210872,25 \text{ kN.m}$$

$$M_{st/y-y} = P_{(total)} \times X_G = 140581,5 \text{ kN.m}$$

2-2. Comparaison entre les moments renversants et les moments stabilisateurs :

	Direction du vent	$M_{st/x-x}/M_{R/xx}$	$M_{st/y-y}/M_{R/yy}$
Cas du vent	Vent sur la façade principale (V1)	Vérifié	Vérifié
	Vent sur la façade secondaire (V2)	Vérifié	Vérifié
	Vent sur la façade secondaire (V3)	Vérifié	Vérifié
	Vent sur la façade secondaire (V4)	Vérifié	Vérifié
Cas du séisme		Vérifié	Vérifié

Tableau 15: Rapport  $M_{st}/M_R$

- Conclusion :

D'après les résultats du tableau ci-dessus, on remarque que le rapport  $M_{st}/M_R > 1$ .

Donc la structure est stable vis-à-vis de l'action sismique et du vent.



# Conclusion Générale

## **Conclusion Générale**

Notre mémoire consiste à étudier un bloc administratif en charpente métallique de R+2 à usage bureautique.

On ne saurait prétendre que cette étude nous a met hors de portée de toutes difficultés de la construction métallique, mais il n'en demeure pas moins qu'elle nous a permis d'élargir le champ de nos connaissances et nous encouragent à entamer ce vaste domaine

Le bâtiment est un R+2, ses dimensions l'exposent face à différents phénomènes. Une vérification de la neige et du vent est donc établie. Un effet vibratoire produit par le vent combiné aux actions sismiques peut s'avérer catastrophique pour une structure, de ce fait on a vérifié la résistance de la structure à tous ces phénomènes.

En génie civil, un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions, il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement). On a dû augmenter les sections des profilés des contreventement en V inversé pour avoir un très bon comportement et pour satisfaire les conditions du RPA.

Les vérifications des assemblages, ainsi que le calcul des fondations nous ont permis de mieux s'intégrer dans le domaine du génie civil. On a choisi des semelles isolées pour les poteaux de notre structure de  $(2,4 \times 2,4) \text{ m}^2$ ,

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel « ROBOT ».

# ***BIBLIOGRAPHIE***

---

## **OUVRAGES**

- J. BROZETTI, « EUROCODE 3 CALCUL DE STRUCTURE EN ACIER », PARTIE 1-1 REGLES GENERALES ET REGLES POUR LES BATIMENTS, ÉDITIONS EYROLLES, PARIS, 1996.
- J. BROZETTI, « EUROCODE 4 CALCUL DES STRUCTURES MIXTES ACIER-BETON », PARTIE 1-1 REGLES GENERALES ET REGLES POUR LES BATIMENTS, ÉDITIONS EYROLLES, PARIS, 1999.
- J. MOREL, « CALCUL DES STRUCTURES METALLIQUES SELON EUROCODE 3 », ÉDITIONS - EYROLLES, PARIS, QUATRIEME TIRAGE, 1999.
- J. MOREL, « DTR REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99 », ÉDITIONS ISBN, ALGER, 2000.
- J. MOREL, « DTR REGLEMENT PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 », ÉDITIONS ISBN, ALGER, 2004.
- J. MOREL, « REGLES DEFINISSANT LES EFFETS DE LA NEIGE ET DU VENT SUR LES CONSTRUCTIONS », ÉDITIONS EYROLLES, PARIS, 1990.

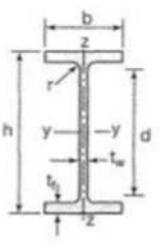
## **LOGICIELS**

- ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2016



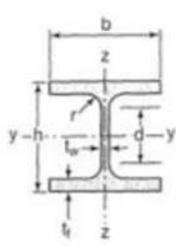
# ANNEXES

# ANNEXES

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
IPE		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h <sub>1</sub>	P	A
		h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>
	IPE 80	80,0	46	3,8	5,2	5	59,6	6,0	7,6
	IPE 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3
	IPE 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2
	IPE 140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4
	IPE 160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1
	IPE 180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,8	23,9
	IPE 200	200,0	100	5,6	8,5	12	159,0	22,4	28,5
	IPE 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4
	IPE 240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1
	IPE 270	270,0	135	6,6	10,2	15	219,6	36,1	45,9
	IPE 300	300,0	150	7,1	10,7	15	248,6	42,2	53,8
	IPE 330	330,0	160	7,5	11,5	18	271,0	49,1	62,6
	IPE 360	360,0	170	8,0	12,7	18	298,6	57,1	72,7
IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331,0	66,3	84,5	
IPE 450	450,0	190	9,4	14,6	21	378,8	77,6	98,8	
IPE 500	500,0	200	10,2	16,0	21	426,0	90,7	115,5	
IPE 550	550,0	210	11,1	17,2	24	467,6	105,5	134,4	
IPE 600	600,0	220	12,0	19,0	24	514,0	122,4	156,0	



# ANNEXES

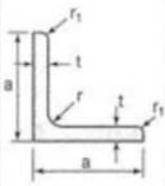
Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
HEA		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h <sub>f</sub>	P	A
		h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>
HEA 100	96	100	5,0	8	12	56	16,7	21,2	
HEA 120	114	120	5,0	8	12	74	19,9	25,3	
HEA 140	133	140	5,5	8,5	12	92	24,7	31,4	
HEA 160	152	160	6,0	9	15	104	30,4	38,8	
HEA 180	171	180	6,0	9,5	15	122	35,5	45,3	
HEA 200	190	200	6,5	10	18	134	42,3	53,8	
HEA 220	210	220	7,0	11	18	152	50,5	64,3	
HEA 240	230	240	7,5	12	21	164	60,3	76,8	
HEA 260	250	260	7,5	12,5	24	177	68,2	86,8	
HEA 280	270	280	8,0	13	24	196	76,4	97,3	
HEA 300	290	300	8,5	14	27	208	88,3	112,5	
HEA 320	310	300	9,0	15,5	27	225	97,6	124,4	
HEA 340	330	300	9,5	16,5	27	243	104,8	133,5	
HEA 360	350	300	10,0	17,5	27	261	112,1	142,8	
HEA 400	390	300	11,0	19	27	298	124,8	159,0	
HEA 450	440	300	11,5	21	27	344	139,8	178,0	
HEA 500	490	300	12,0	23	27	390	155,1	197,5	
HEA 550	540	300	12,5	24	27	438	166,2	211,8	
HEA 600	590	300	13,0	25	27	486	177,8	226,5	
HEA 650	640	300	13,5	26	27	534	189,7	241,6	
HEA 700	690	300	14,5	27	27	582	204,5	260,5	
HEA 800	790	300	15,0	28	30	674	224,4	285,8	
HEA 900	890	300	16	30	30	770	251,6	320,5	
HEA 1000	990	300	16,5	31	30	868	272,3	346,8	

# ANNEXES

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034											
HEA (suite)		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
		$I_x$	$I_x/V_x$	$i_x$	-	-	$I_y$	$I_y/V_y$	$i_y$	-	-	J
		$I_y$	$W_{el,y}$	$i_y$	$W_{pl,y}$	$A_{vz}$	$I_z$	$W_{el,z}$	$i_z$	$W_{pl,z}$	$A_{vy}$	$I_t$
		cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>
HEA 100	349,2	72,8	4,06	83,0	7,6	133,8	26,8	2,51	41,1	16,9	5,24	
HEA 120	606,2	106,3	4,89	119,5	8,5	230,9	38,5	3,02	58,9	20,1	5,99	
HEA 140	1033,1	155,4	5,73	173,5	10,1	389,3	55,6	3,52	84,8	24,8	8,13	
HEA 160	1673,0	220,1	6,57	245,1	13,2	615,5	76,9	3,98	117,6	30,1	12,19	
HEA 180	2510,3	293,6	7,45	324,9	14,5	924,6	102,7	4,52	156,5	35,5	14,80	
HEA 200	3692,2	388,6	8,28	429,5	18,1	1335,6	133,6	4,98	203,8	41,6	20,98	
HEA 220	5409,7	515,2	9,17	568,5	20,7	1954,5	177,7	5,51	270,6	50,2	28,46	
HEA 240	7763,2	675,1	10,05	744,6	25,2	2768,9	230,7	6,00	351,7	59,7	41,55	
HEA 260	10455,0	836,4	10,97	919,8	28,8	3668,2	282,2	6,50	430,2	67,4	52,37	
HEA 280	13673,3	1012,8	11,86	1112,2	31,7	4763,0	340,2	7,00	518,1	75,4	62,10	
HEA 300	18263,5	1259,63	12,74	1383,3	37,3	6310,5	420,7	7,49	641,2	87,0	85,17	
HEA 320	22928,6	1479,3	13,58	1628,1	41,1	6985,8	465,7	7,49	709,7	96,2	107,97	
HEA 340	27693,1	1678,4	14,40	1850,5	45,0	7436,3	495,8	7,46	755,9	102,5	127,20	
HEA 360	33089,8	1890,8	15,22	2088,5	49,0	7886,8	525,8	7,43	802,3	108,7	148,82	
HEA 400	45069,4	2311,3	16,84	2561,8	57,3	8563,1	570,9	7,34	872,9	118,2	189,04	
HEA 450	63721,6	2896,4	18,92	3215,9	65,8	9464,2	630,9	7,29	965,5	130,4	243,76	
HEA 500	86974,8	3550,0	20,98	3948,9	74,7	10365,6	691,0	7,24	1058,5	142,7	309,27	
HEA 550	111932,2	4145,6	22,99	4621,8	83,7	10817,2	721,1	7,15	1106,9	148,9	351,54	
HEA 600	141208,1	4786,7	24,97	5350,4	93,2	11269,1	751,3	7,05	1155,7	155,2	397,81	
HEA 650	175178,2	5474,3	26,93	6136,3	103,2	11721,3	781,4	6,96	1204,8	161,5	448,30	
HEA 700	215301,4	6240,6	28,75	7031,8	117,0	12175,5	811,7	6,84	1256,7	168,0	513,89	
HEA 800	303442,6	7682,1	32,58	8699,5	138,8	12634,7	842,3	6,65	1312,3	174,8	596,87	
HEA 900	422075,0	9484,8	36,29	10811,0	163,3	13542,4	902,8	6,50	1414,5	187,4	736,77	
HEA 1000	553846,2	11188,8	39,96	12824,4	184,6	13998,9	933,3	6,35	1469,7	193,7	822,41	

# ANNEXES

## 7.4 LAMINÉES MARCHANDS USUELS d'après doc. OTUA

MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
CORNIÈRES À AILES ÉGALES		Dimensions					Masse par mètre P	Aire de la section A	Caractéristiques de calcul			
						Axe yy = Axe zz						
		a	a	e	r	r <sub>1</sub>	P	A	d	I <sub>x</sub> = I <sub>y</sub>	I <sub>x</sub> /d <sub>x</sub> = I <sub>y</sub> /d <sub>y</sub>	i <sub>x</sub> = i <sub>y</sub>
		a	a	t	r	r <sub>1</sub>	P	A	d	I <sub>y</sub> = I <sub>z</sub>	W <sub>el,y</sub> = W <sub>el,z</sub>	i <sub>y</sub> = i <sub>z</sub>
		mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	
L 20 x 20 x 3	20	20	3	4	2	0,88	1,13	0,60	0,39	0,28	0,59	
L 25 x 25 x 3	25	25	3	4	2	1,12	1,43	0,72	0,80	0,45	0,75	
L 25 x 25 x 4	25	25	4	4	2	1,46	1,86	0,76	1,01	0,58	0,74	
L 25 x 25 x 5	25	25	5	5	2,5	1,79	2,28	0,79	1,19	0,70	0,72	
L 30 x 30 x 3	30	30	3	5	2,5	1,36	1,74	0,84	1,40	0,65	0,90	
L 30 x 30 x 3,5	30	30	3,5	5	2,5	1,57	2,00	0,86	1,61	0,75	0,90	
L 30 x 30 x 4	30	30	4	5	2,5	1,78	2,27	0,88	1,80	0,85	0,89	
L 30 x 30 x 5	30	30	5	5	2,5	2,18	2,78	0,92	2,16	1,04	0,88	
L 35 x 35 x 3,5	35	35	3,5	4	2	1,84	2,34	0,99	2,66	1,06	1,06	
L 35 x 35 x 4	35	35	4	5	2,5	2,09	2,67	1,00	2,95	1,18	1,05	
L 35 x 35 x 5	35	35	5	5	2,5	2,57	3,28	1,04	3,56	1,45	1,04	
L 40 x 40 x 3	40	40	3	5	2,5	1,83	2,34	1,08	3,49	1,20	1,22	
L 40 x 40 x 4	40	40	4	6	3	2,42	3,08	1,12	4,47	1,55	1,21	
L 40 x 40 x 5	40	40	5	6	3	2,97	3,79	1,16	5,43	1,91	1,20	
L 40 x 40 x 6	40	40	6	6	3	3,52	4,48	1,20	6,31	2,26	1,19	
L 45 x 45 x 3	45	45	3	5	2,5	2,07	2,64	1,21	5,05	1,53	1,38	
L 45 x 45 x 4	45	45	4	5	2,5	2,72	3,47	1,25	6,55	2,02	1,37	
L 45 x 45 x 4,5	45	45	4,5	7	3,5	3,06	3,90	1,26	7,15	2,20	1,35	
L 45 x 45 x 5	45	45	5	7	3,5	3,38	4,30	1,28	7,84	2,43	1,35	
L 45 x 45 x 6	45	45	6	7	3,5	4,00	5,09	1,32	9,16	2,88	1,34	
L 50 x 50 x 3	50	50	3	5	2,5	2,31	2,94	1,33	7,01	1,91	1,54	
L 50 x 50 x 4	50	50	4	5	2,5	3,04	3,87	1,38	9,12	2,52	1,54	
L 50 x 50 x 5	50	50	5	7	3,5	3,77	4,80	1,40	10,96	3,05	1,51	
L 50 x 50 x 6	50	50	6	7	3,5	4,47	5,69	1,45	12,84	3,61	1,50	
L 50 x 50 x 7	50	50	7	7	3,5	5,15	6,56	1,49	14,61	4,16	1,49	
L 50 x 50 x 8	50	50	8	7	3,5	5,82	7,41	1,52	16,28	4,68	1,48	
L 55 x 55 x 6	55	55	6	7	3,5	4,94	6,29	1,57	17,40	4,43	1,66	

# ANNEXES

Laminées marchands usuels												
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
		Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul			
		a	a	e	r	r <sub>1</sub>			P	A	d	Axe yy = Axe zz
		a	a	t	r	r <sub>1</sub>	P	A	d	I <sub>x</sub> = I <sub>y</sub>	I <sub>x</sub> /d <sub>x</sub> = I <sub>y</sub> /d <sub>y</sub>	i <sub>x</sub> = i <sub>y</sub>
		mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm
L 60 x 60 x 4	60	60	4	5	2,5	3,66	4,67	1,63	16,11	3,68	1,86	
L 60 x 60 x 5	60	60	5	6	3	4,54	5,79	1,66	19,61	4,52	1,84	
L 60 x 60 x 6	60	60	6	8	4	5,42	6,91	1,69	22,79	5,29	1,82	
L 60 x 60 x 7	60	60	7	8	4	6,26	7,98	1,73	26,05	6,10	1,81	
L 60 x 60 x 8	60	60	8	8	4	7,09	9,03	1,77	29,15	6,89	1,80	
L x 60 x 10	60	60	10	12	6	8,76	11,15	1,83	34,26	8,21	1,75	
L 65 x 65 x 5	65	65	5	7	3,5	4,95	6,30	1,78	25,07	5,31	1,99	
L 65 x 65 x 6	65	65	6	8	4	5,89	7,51	1,81	29,36	6,26	1,98	
L 65 x 65 x 7	65	65	7	8	4	6,81	8,68	1,85	33,60	7,23	1,97	
L 65 x 65 x 8	65	65	8	8	4	7,72	9,83	1,89	37,66	8,18	1,96	
L 65 x 65 x 9	65	65	9	9	4,5	8,62	10,98	1,93	41,37	9,05	1,94	
L 70 x 70 x 5	70	70	5	6	3	5,33	6,79	1,91	31,76	6,24	2,16	
L 70 x 70 x 6	70	70	6	9	4,5	6,38	8,13	1,93	36,88	7,27	2,13	
L 70 x 70 x 7	70	70	7	9	4,5	7,38	9,40	1,97	42,30	8,41	2,12	
L 70 x 70 x 9	70	70	9	9	4,5	9,32	11,88	2,05	52,47	10,60	2,10	
L 75 x 75 x 5	75	75	5	6	3	5,72	7,29	2,04	39,37	7,20	2,32	
L 75 x 75 x 6	75	75	6	9	4,5	6,85	8,73	2,05	45,83	8,41	2,29	
L 75 x 75 x 7	75	75	7	9	4,5	7,93	10,10	2,10	52,61	9,74	2,28	
L 75 x 75 x 8	75	75	8	9	4,5	8,99	11,45	2,14	59,13	11,03	2,27	
L 75 x 75 x 10	75	75	10	10	5	11,07	14,11	2,21	71,17	13,46	2,25	
L 80 x 80 x 5	80	80	5	6	3	6,11	7,79	2,16	48,11	8,24	2,49	
L 80 x 80 x 5,5	80	80	5,5	10	5	6,75	8,60	2,14	51,52	8,80	2,45	
L 80 x 80 x 6	80	80	6	10	5	7,34	9,35	2,17	55,82	9,57	2,44	
L 80 x 80 x 6,5	80	80	6,5	10	5	7,92	10,08	2,19	60,04	10,34	2,44	
L 80 x 80 x 8	80	80	8	10	5	9,63	12,27	2,26	72,25	12,58	2,43	
L 80 x 80 x 10	80	80	10	10	5	11,86	15,11	2,34	87,50	15,45	2,41	
L 90 x 90 x 6	90	90	6	11	5,5	8,30	10,57	2,41	80,31	12,18	2,76	
L 90 x 90 x 7	90	90	7	11	5,5	9,61	12,24	2,45	92,55	14,13	2,75	
L 90 x 90 x 8	90	90	8	11	5,5	10,90	13,89	2,50	104,38	16,05	2,74	
L 90 x 90 x 9	90	90	9	11	5,5	12,18	15,52	2,54	115,83	17,93	2,73	
L 90 x 90 x 10	90	90	10	11	5,5	13,45	17,13	2,58	126,91	19,77	2,72	
L 90 x 90 x 11	90	90	11	11	5,5	14,70	18,72	2,62	137,64	21,57	2,71	
L 90 x 90 x 12	90	90	12	11	5,5	15,93	20,29	2,66	148,03	23,34	2,70	

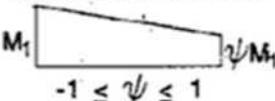
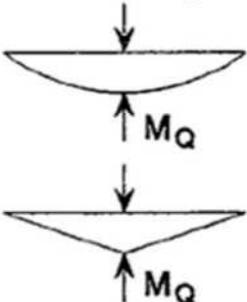
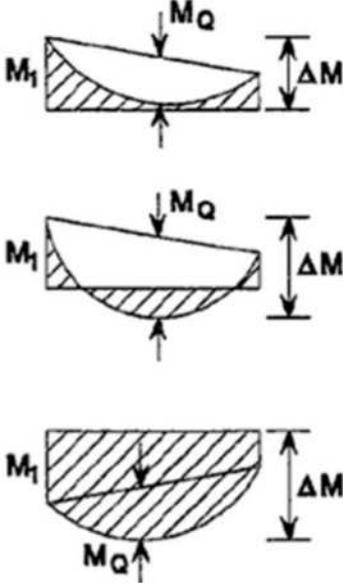
**CORNIÈRES  
À AILES  
ÉGALES  
(suite)**

## ANNEXES

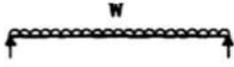
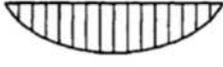
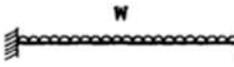
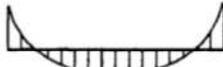
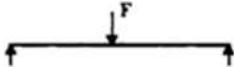
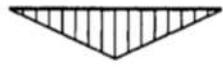
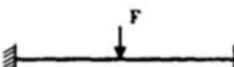
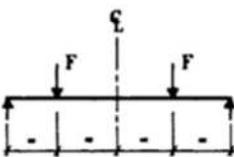
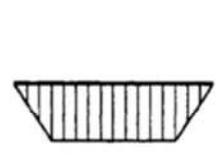
Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de $\chi$ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

# ANNEXES

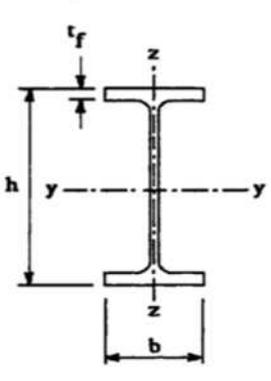
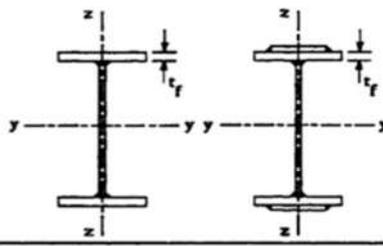
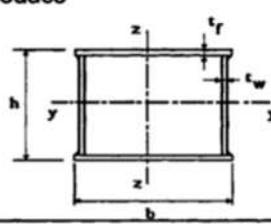
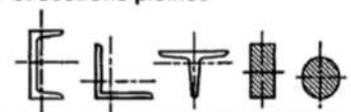
## Facteurs de moment uniforme équivalent $\beta_M$

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent $\beta_M$
<p>Moments d'extrémité</p>  <p style="text-align: center;"><math>-1 \leq \psi \leq 1</math></p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$  $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p> 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$  $M_Q =  \text{Max}M  \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$  $\Delta M = \begin{cases}  \max M  & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\  \max M  +  \min M  & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

# ANNEXES

Tableau F.1.2 Coefficients $C_1$ , $C_2$ et $C_3$ , pour différentes valeurs de $k$ , dans le cas de charges transversales					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de $k$	Coefficients		
			$C_1$	$C_2$	$C_3$
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

# ANNEXES

<b>Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section</b>			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
<b>Sections en I laminées</b> 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$  $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z  y - y z - z	b c  d d
<b>Sections en I soudées</b> 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$  $t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z  y - y z - z	b c  c d
<b>Sections creuses</b> 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant $f_{yb}$ *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant $f_{ya}$ *)	quel qu'il soit	c
<b>Caissons soudés</b> 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et  $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
<b>Sections en U, L, T et sections pleines</b> 		quel qu'il soit	c

\*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

## ANNEXES

<b>Φ (mm)</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
<b>2</b>	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
<b>3</b>	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
<b>4</b>	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
<b>5</b>	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
<b>6</b>	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
<b>7</b>	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
<b>8</b>	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
<b>9</b>	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
<b>10</b>	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
<b>11</b>	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
<b>12</b>	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
<b>13</b>	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
<b>14</b>	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
<b>15</b>	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
<b>16</b>	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
<b>17</b>	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
<b>18</b>	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
<b>19</b>	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
<b>20</b>	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33