

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIORAT
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Année 2019

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de MASTER

Thème :

Etude d'un hangar a quatre versants et comportant un planche mixte

Domaine : Sciences et Technique

Spécialité :

GENIE CIVIL

OPTION

CONSTRUCTIONS METALLIQUES ET MIXTES

Par

Noms, Prénoms des Etudiants (es)

Chinar basma
Bouhlassa Raja

DIRECTEUR DU MEMOIRE : M^F.Fellah Farid, GRADE, GENIE CIVIL, U B M ANNABA

DEVANT LE JURY

PRESIDENT : M^R SELIMANI

EXAMINATEURS : D^D MEZIGHECHE

Dédicaces

**Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur Qu'on dédie
du fond du cœur à tous ceux qu'on aime Et qu'on remercie en
exprimant la gratitude et la Reconnaissance durant toute notre
existence. Nous dédions avec grande joie, ce modeste travail :**

**A nos très chers parents ; qui nous 'ont soutenus et encouragés
durant toute notre vie ainsi que nos maris HAMLİ RAFİK et
ZENAKHRA DJALLEL Et a toute la famille BOUHLASSA et**

CHINAR

**A toute les personnes qui nous 'ont soutenus ; En fin à toute la
promotion 2019 A tous ceux qui nous 'aiment**

Remerciements

Nous tenons au premier lieu à témoigner toute notre gratitude à notre encadreur Monsieur FELLAH FARID pour L'aide précieuse qu'il nous a apportés par leurs conseils pour l'orientation et l'encadrement du présent mémoire et par leur disponibilité durant toute la période de préparation.

Mes vifs remerciements au membres du Jury qui ont bien acceptés d'examiner notre travail.

Nous 'adressons également nos remerciements à tous les enseignants du département de Génie civil qui nous ont enrichis de leur savoir durant notre parcours universitaire

Enfin, à tous ceux qui ont contribués de près ou de loin à la concrétisation de ce mémoire

SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation du projet

I-1- Introduction :	2
I-2-situation du projet :	2
I-3-Characteristiques :	2
3-1 Géométries de l'ouvrage :	2
I-3-2-Données concernant le site :	2
3-3-Ossature et stabilité de la structure :	3
I-3-4-Eléments structuraux :	3
I-3-5-Matériaux utilisés :	4
I-4-Règlements utilisés :	4
I-4-1- Règlements de calculs :	4
I-4-2-Logiciels utilisés :	5
I-5-Assemblages :	5

Chapitre II : Etude climatique

II-1-Introduction :	6
II-2-Action du vent :	6
II-3-Coefficients de calcul :	6
II-3-1-Effet de région :	6
II-3-2-Effet de site :	6
II-3-3-Coefficient de topographie :	7
II-3-4-Calcul de Coefficient dynamique :	7
II-4-Calcul de la pression :	7
II-4-1-Détermination de la pression dynamique pointe $qp(z_e)$:	7
II-4-2- Détermination du coefficient de rugosité C_r :	7
II-4-3- Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z_e)$:	8
II-4-4- Intensité de turbulence :	8
II-4-5- Détermination du coefficient de pression extérieure c_{pe} :	9
II-4-5-1-Vent perpendiculaire au long pan V1 :	9
II-4-5-2-Vent perpendiculaire au pignon V1 :	12
II-4-6- Détermination du coefficient de pression intérieure c_{pi} :	15
II-4-7- Détermination de la pression aérodynamique $W(z_e)$:	16
II-5-Action neige :	17
II-5-1-But :	17
II-5-2-Calcul des charges de neige :	17

II -5-3 charge de neige sur le sol :	18
II-5-4-Coefficient de forme de la toiture :	18

Chapitre III: Etude des éléments secondaires

III-1-Les pannes :	20
III-1-1-Dimensionnement des pannes :	20
III-1-2-Évaluation des charges et surcharges :	21
a)Les charges permanentes :	21
b) Surcharges d'entretien (P) :	21
c) Surcharge climatique due au vent	22
d) Surcharge climatique due à la neige :	22
e) Les charges et surcharges appliquée :	22
f) Décomposition des charges :	22
III-1-3-Combinaisons de charges :	22
III-1-3-1 Combinaison à l'État Limite Ultime :	22
III-1-3-2 Combinaisons à l'État Limite de Service :	23
III-1-4-Pré dimensionnement	23
III-1-5-Dimensionnement des pannes :	24
III-1-5-1 Condition de la flèche :	24
III-1-5-2 Condition de la résistance :	25
III.1.5-3 Vérification au cisaillement :	25
III -1-2-Vérification au déversement :	26
III -1-3-Calcul des liernes :	27
III.1.3.1 Détermination des efforts de traction :	27
III.1.3.2 Dimensionnement des liernes :	28
III-2-1- Lisses de bardage de long pan :	29
III-2-1-1-Evaluation des charges :	29
Charges permanentes G :	29
a)Charges climatique de vent (W) :	29
III-2-1-2 Combinaisons de charges :	29
III-2-1-3 Pré dimensionnement :	30
III-2-1- 4 -Vérification de la résistance de la section à « ELU » :	31
a) Détermination des sollicitations :	31
c)Détermination de la classe de la section :	31
c) Calcul plastique :	31

III-2-1-5-Vérification au déversement :	32
III.2.1.6 Calcul des suspentes :	33
a) Détermination des efforts de traction :	33
b) Dimensionnement des suspentes :	34
III-2-2-Lisses de bardage de PINGON :	34
III.2.2.1 Évaluation des charger	34
a) Charges permanentes :	34
b)Charge climatique de vent « W » :	34
III.2.2.2 Combinaisons des charges :	34
III-2-2-3-Pré-dimensionnement :	34
III-2-2- 4 -Vérification de la résistance de la section à « ELU » :	35
➤Détermination des sollicitations :	35
➤Détermination de la classe de la section :	36
➤Calcul plastique :	36
III-2-2-5-Vérification au déversement :	36
III-3-Les potelets :	38
III-3-1- Dimensionnement des potelets	38
III-3-2- Evaluation des charges et surcharges :	38
a- charges permanentes (G) : (charge concentrée)	38
III-3-3- Surcharges climatiques :	38
III-3-4- Dimensionnement du potelet :	39
III-3-4-1 Sous la condition de flèche :	39
III-3-4-2-Évaluation des charges ;	39
a) Les charges variables : (Vent)	39
b) Les charges permanentes :	39
III-4-Vérification de la flexion composée :	39
III-4-1-Vérification de l'effort tranchant :	39
III-4-2-Vérification de l'effort axial :	40
III-5-Vérification de la stabilité au flambement flexion :	40
a) Calculons la longueur de flambement :	40
b) Calcule Les Élancement :	40
c) Calcule les élancements critiques	41
d) Classe de la section :	41
e) Calcule les élancements réduits :	41
f) Calcule le coefficient de réduction :	41
g) Calcule de X_{\min} :	42

h) Calculons l'élanement réduit λ_{LT} :	42
• Calcul de coefficient k :	43
III-6- Conclusion	44

Chapitre IV : Planchers

IV.1. Introduction :	45
IV.2. Définition :	45
IV.3. Disposition des solives :	45
IV.4. Caractéristiques des éléments constructifs :	46
IV-5-Méthode de calcul :	46
IV-5-1-Phase de construction :	46
IV-5-2-Phase finale :	47
IV-6- Vérification au stade de montage :	47
IV-6-1 Evaluation des charges :	47
IV-6-2- Combinaison des charges :	47
IV-6-3- Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :	47
IV-6-4-Vérifications à la résistance :	48
IV-6-4-1- Vérification au moment fléchissant :(résistance).....	48
IV-6-4-2- Vérification au cisaillement :	48
IV-7- Vérification au stade final :(Après durcissement du béton)	48
IV-7-1-Evaluation des charges :	48
IV-7-2- Combinaisons des charges :	49
VI-7-3- Calcul de largeur efficace du béton :	49
IV-7-4- La position de l'axe neutre :	50
IV-7-5-L'inertie de l'ensemble poutre-dalle :	51
IV-8- Moment fléchissant maximal dans la section mixte :	51
IV-8- Contrainte de flexion simple :	51
IV-8-1- Contrainte dans la poutre d'acier :	51
IV-8-2- Contrainte dans la dalle en béton	51
IV-8-3- Vérification de la flèche	52
IV-8-4-Vérifications à la résistance.....	52
➤Vérification au moment fléchissant :(résistance)	52
IV-8-5-Vérification au l'effort tranchant :(cisaillement).....	52
IV-8-6- Contraintes additionnelles de retrait.....	53
IV-8-6-1- Dans l'acier :	54
IV-8-6-2-Dans le béton :	54
IV-8-7- Contraintes finales :	54

IV-8-7-1- Dans l'acier :	54
IV-8-7-2 Dans le béton.....	54
IV-9-Calcul de la poutre principale :	55
IV-9-1-Caractéristiques du plancher :	55
IV-9-2-Vérification de la flèche :	55
IV-9-3-Pré dimensionnement :	55
IV-9-4-Vérifications de la résistance :	56
IV-9-4-1- Détermination de la classe de la section :	56
IV-9-4-2- Vérification au moment de flexion :	56
IV-9-4-3- Vérification au Cisaillement :	57
IV-10-Calcul de la poutre secondaire :	58
IV-10-1-Caractéristiques de la poutre secondaire :	58
IV-9-2-Pré dimensionnement :	58
IV-10-3-Vérifications de la résistance :	58
IV-10-3-1- Détermination de la classe de la section :	58
IV-9-3-2- Vérification au moment de flexion :	59
IV-9-3-3- Vérification au Cisaillement :	60
IV-11-Calcul et dimensionnement des connecteurs :	60
IV-11-1-Nombre de connecteurs :	61
IV-11-2-Capacité de déformation des connecteurs :	61
IV-11-3-Effort de cisaillement longitudinal :	61
IV-11-3-Résistance de calcul des connecteurs :	62
IV-11-3-Calcul des goujons :	62
IV-11-3-1-Déterminer le Nombre de goujon :	62
IV-11-4-Vérification des soudures :	63
IV-12-Ferraillage de la dalle du plancher :	64
IV-12-1-Combinaisons d'actions :	64
IV-12-2-Moment en travée et en appuis :	64
IV-12-3-Calcul des armatures en travée :	65
IV-12-3-1-Les armatures de répartition sont donnée par :	65
IV-12-4-Calcul des armatures en appuis :	65
IV-12-4-Espacement des barres :	66
IV-12-5-Vérification de l'effort tranchant :	66
IV-12-6-Conclusion :	66

Chapitre V : Contreventements et stabilité

V-1-Introduction :	67
--------------------------	-----------

V-2-Etude de contreventement horizontal :	67
V-2-1-Dimensionnement de la diagonale :	67
➤ Calcul de la section brute :	68
➤ Vérification de la section nette :	68
V-2-2-Vérification des montants de la poutre au vent :	68
V-2-3-Détermination des efforts dans les montants:	68
V-2-4-Vérification de la résistance des montants :	69
V-2-5-Calcul de la poutre sablière :	70
1.Pré dimensionnement :	70
2.Vérification de la poutre sablière au flambement :	70
3.Vérification de la flexion composée :	72
V-3-Etude de contreventement vertical :	72
V-3-1-Détermination des efforts dans les barres :	72
V-3-2-Dimensionnement de la diagonale de la palée de stabilité :	72

Chapitre VI : Etude sismique

VI-1-Introduction :	74
VI-2-Différentes méthodes :	74
VI-3-Choix de la méthode dans notre cas :	74
VI-3-1-Condition d'applications : (Voir article n°4.2 Page 120 de RPA 99 / version 2003).	74
VI-3-2-Principe de la méthode statique équivalente :	74
VI-3-3-Calcul de l'effort tranchant V à la base :	74
a)Détermination du coefficient d'accélération de zone A :	75
b)Calcul du facteur d'amplification dynamique D :	75
➤ Estimation de la période fondamentale de la structure :	75
➤ Dans le sens transversal :	75
➤ Dans le sens longitudinal :	76
c)Détermination du facteur de qualité Q:	77
d) Détermination de R :	77
e) Calcul du poids actif soumis au séisme W :	77
VI-4-Distribution de la force sismique sur les étages :	80
VI-4-1- Répartition des efforts entre les portiques:	81
a) Centre de masse :	81
b) Centre de torsion:	81
c) Excentricité:	81
d) Distribution des forces par files :	82

VI-5-Conclusion :.....	84
------------------------	----

Chapitre VII: Etude de portique

VII-1- Introduction :.....	74
VII-2--Calcul de portique :.....	74
VII-2-1- Caractéristiques des Barres :.....	75
VII-2-2- Caractéristiques des Matériaux :.....	75
VII-2-3- Données des Nœuds :.....	75
VII-2-4 Données des barres :.....	76
VII-2-5-Charges sur le portique :	76
a)Charge permanent :	76
b)Présentation des charges permanentes :	77
c)Charge variable :.....	77
d)Présentation des charges variables :	78
➤Présentation des efforts sismique sur le portique	80
VII-2-6-Efforts : Extrêmes globaux :	80
VII-2-7-Déplacements : Extrêmes globaux :.....	81
VII-2-8-Réactions : Extrêmes globaux :.....	81
VII-3- Notes de calcul :	81
VII-4- Conclusion :	94

Chapitre VIII : Vérification des éléments

VIII-1-Introduction :.....	95
VIII-2-Justification des traverses (IPE400).....	95
VIII-2-1-Charges repaires sur la traverse :.....	95
VIII-2-2-Caractéristiques de la traverse :.....	96
VIII-2-3-Efforts sollicitant :	96
VIII-2-3-Classe de la section (barre 8) :.....	96
VIII-3-Condition de résistance :.....	97
a)Vérification de l'effort tranchant :.....	97
b)Vérification de l'effort normal :	97
c)Vérification de la résistance :	97
VIII-4-Vérification de l'élément aux instabilités :	97
•Flexion composée avec risque de flambement :	97
•Calcul du coefficient de réduction pour le flambement	

χ

∴.98

•Flambement par rapport à l'axe fort y-y (dans le plan du portique) :.....	98
•Flambement par rapport à l'axe faible z-z (hors plan du portique) :	98
•Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :.....	99
•Vérification au flambement :.....	100
•Vérification avec le logiciel robot :	100
VIII-5-Conclusion :	100

Chapitre IX : Etude des Assemblage

IX-1-Introduction :	Erreur ! Signet non défini.
IX-2-Assemblage de contreventement horizontal :	Erreur ! Signet non défini.
IX-2-1-Liaison diagonale-traverse :	Erreur ! Signet non défini.
➤Détermination de nombre de boulon :	Erreur ! Signet non défini.
➤ Vérification vis-à-vis de poinçonnement lors de serrage :.....	Erreur ! Signet non défini.
➤La disposition géométrique :	Erreur ! Signet non défini.
➤ Cordon de soudure (gousset traverse-poutre sablière) :.....	Erreur ! Signet non défini.
IX-2-2-Liaison deux diagonales-traverse :	Erreur ! Signet non défini.
IX-2-3-Liaison de la croix de Saint-André :	Erreur ! Signet non défini.
IX-3-Assemblage de contreventement vertical :	Erreur ! Signet non défini.
IX-3-1 Liaison diagonale-poteau :	Erreur ! Signet non défini.
➤Détermination de nombre de boulon :	Erreur ! Signet non défini.
➤ Vérification vis-à-vis de poinçonnement lors de serrage :.....	Erreur ! Signet non défini.
➤La disposition géométrique :	Erreur ! Signet non défini.
➤ Dimensionnement de cordon de soudure :	Erreur ! Signet non défini.
IX-3-2-Liaison de la croix de Saint-André :	Erreur ! Signet non défini.
IX-4-Assemblage poteau-traverse :	Erreur ! Signet non défini.
IX-4-1-La disposition constructive des boulons.....	Erreur ! Signet non défini.
IX-4-2-Détermination des efforts dans les boulons :	Erreur ! Signet non défini.
IX-4-3-Dimensionnement des boulons :.....	Erreur ! Signet non défini.
IX-4-4-Condition de résistance des boulons :.....	Erreur ! Signet non défini.
➤Entre axe des boulons :	Erreur ! Signet non défini.
➤Pince longitudinale :	Erreur ! Signet non défini.
➤Pince transversale :	Erreur ! Signet non défini.
IX-4-5-Moment résistant effectif de l'assemblage :	Erreur ! Signet non défini.
IX-4-6- Vérification :	Erreur ! Signet non défini.

➤ Résistance d'un boulon a l'interaction cisaillement-traction :	Erreur ! Signet non défini.
➤ Vérification au poinçonnement :	Erreur ! Signet non défini.
➤ Vérification a la pression diamétrale :	Erreur ! Signet non défini.
➤ Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :	Erreur ! Signet non défini.
➤ Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :	Erreur ! Signet non défini.
IX-4-7-Soudure de platine :	Erreur ! Signet non défini.
➤ Cordon de soudure :	Erreur ! Signet non défini.
IX-4-8-Soudure de la semelle tendue :	Erreur ! Signet non défini.
IX-4-9-Soudure de l'âme :	Erreur ! Signet non défini.
IX-5-Assemblage traverse-traverse :	Erreur ! Signet non défini.
IX-5-1-La disposition constructive des boulons :	Erreur ! Signet non défini.
IX-5-2-Détermination des efforts dans les boulons :	Erreur ! Signet non défini.
IX-5-3-Dimensionnement des boulons :	Erreur ! Signet non défini.
IX-5-4-Condition de résistance des boulons :	Erreur ! Signet non défini.
➤ Entre axe des boulons :	Erreur ! Signet non défini.
➤ Pince longitudinale :	Erreur ! Signet non défini.
➤ Pince transversale :	Erreur ! Signet non défini.
IX-5-5-Moment résistant effectif de l'assemblage :	Erreur ! Signet non défini.
IX-5-6- Vérification :	Erreur ! Signet non défini.
➤ Résistance d'un boulon a l'interaction cisaillement-traction :	Erreur ! Signet non défini.
➤ Vérification au poinçonnement :	Erreur ! Signet non défini.
➤ Vérification a la pression diamétrale :	Erreur ! Signet non défini.
IX-6-Assemblage des pieds de poteaux :	Erreur ! Signet non défini.
IX-6-1-Calcul des pieds de poteaux encastrés :	Erreur ! Signet non défini.
➤ On a l'effort admissible par tige :	Erreur ! Signet non défini.
➤ Les valeurs courantes sont :	Erreur ! Signet non défini.
IX-6-2-Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :	Erreur ! Signet non défini.
➤ La contrainte dans le béton :	Erreur ! Signet non défini.
➤ La contrainte dans l'acier :	Erreur ! Signet non défini.
IX-7-Calcul des assemblages avec logiciel Robot millenium :	Erreur ! Signet non défini.
➤ Assemblage poteau –poutre:	Erreur ! Signet non défini.
GENERAL	Erreur ! Signet non défini.
GEOMETRIE	Erreur ! Signet non défini.
POTEAU	Erreur ! Signet non défini.
POUTRE	Erreur ! Signet non défini.

BOULONS	Erreur ! Signet non défini.
PLATINE	Erreur ! Signet non défini.
JARRET INFERIEUR	Erreur ! Signet non défini.
RAIDISSEUR POTEAU	Erreur ! Signet non défini.
SOUDURES D'ANGLE	Erreur ! Signet non défini.
COEFFICIENTS DE MATERIAU	Erreur ! Signet non défini.
EFFORTS	Erreur ! Signet non défini.
RESULTATS	Erreur ! Signet non défini.
RESISTANCES DE LA POUTRE.....	Erreur ! Signet non défini.
RESISTANCES DU POTEAU	Erreur ! Signet non défini.
PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE	Erreur ! Signet non défini.
RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION.....	Erreur ! Signet non défini.
RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION.....	Erreur ! Signet non défini.
RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT	Erreur ! Signet non défini.
RESISTANCE DES SOUDURES.....	Erreur ! Signet non défini.
RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE	Erreur ! Signet non défini.
COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:.....	Erreur ! Signet non défini.
➤ Assemblage poutre –poutre:.....	Erreur ! Signet non défini.
GENERAL.....	Erreur ! Signet non défini.
GEOMETRIE.....	Erreur ! Signet non défini.
GAUCHE	Erreur ! Signet non défini.
POUTRE	Erreur ! Signet non défini.
DROITE	Erreur ! Signet non défini.
POUTRE	Erreur ! Signet non défini.
BOULONS	Erreur ! Signet non défini.
PLATINE	Erreur ! Signet non défini.
SOUDURES D'ANGLE	Erreur ! Signet non défini.
COEFFICIENTS DE MATERIAU	Erreur ! Signet non défini.
EFFORTS	Erreur ! Signet non défini.
RESULTATS	Erreur ! Signet non défini.
RESISTANCES DE LA POUTRE.....	Erreur ! Signet non défini.
PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE	Erreur ! Signet non défini.
RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION.....	Erreur ! Signet non défini.
RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION.....	Erreur ! Signet non défini.
RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT	Erreur ! Signet non défini.

RESISTANCE DES SOUDURES.....	Erreur ! Signet non défini.
RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE	Erreur ! Signet non défini.
COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:.....	Erreur ! Signet non défini.
➤ Assemblage pied poteau :.....	Erreur ! Signet non défini.
GENERAL.....	Erreur ! Signet non défini.
GEOMETRIE.....	Erreur ! Signet non défini.
POTEAU	Erreur ! Signet non défini.
PLATINE DE PRESCELLEMENT	Erreur ! Signet non défini.
ANCRAGE	Erreur ! Signet non défini.
BECHE	Erreur ! Signet non défini.
COEFFICIENTS DE MATERIAU	Erreur ! Signet non défini.
SEMELLE ISOLEE.....	Erreur ! Signet non défini.
SOUDURES.....	Erreur ! Signet non défini.
EFFORTS	Erreur ! Signet non défini.
RESULTATS	Erreur ! Signet non défini.
ZONE COMPRIMEE	Erreur ! Signet non défini.
ZONE TENDUE	Erreur ! Signet non défini.
CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE	Erreur ! Signet non défini.
CISAILLEMENT.....	Erreur ! Signet non défini.
SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE.....	Erreur ! Signet non défini.
RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE	Erreur ! Signet non défini.
COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:.....	Erreur ! Signet non défini.

Introduction générale

Le fer, particulièrement l'acier ne trouvera pas immédiatement ses lettres de noblesse, car ce dernier est longtemps utilisé dans la construction de manière marginale, avant les développements et progrès de la métallurgie, liés à la révolution industrielle. La construction fait alors un usage intensif des produits présents dans le catalogue des fonderies.

De là, le métal commence à être utilisé dans la construction des grands ouvrages et les bâtiments industriels de grande portée, Cela est parmi les grands avantages des constructions en acier à savoir : la fiabilité et la capacité portante assez remarquable assurée par les propriétés mécaniques homogènes de l'acier.

Le principe de ce présent travail est l'étude d'un hangar à usage d'entretien et de réparation constitué de quatre versants et contient deux ponts roulants de différentes capacités de levage.

L'étude et le pré-dimensionnement des différents éléments ont été élaborés selon les différents règlements techniques de calcul et de conception.

Le manuscrit est composé de dix chapitres, répartis en trois grands axes, le premier est le pré-dimensionnement de tous les éléments principaux et secondaires, le deuxième consiste au dimensionnement de ces derniers, alors que le dernier porte sur toutes les vérifications nécessaires de ces éléments vis-à-vis des sollicitations extérieures agissant sur la structure.

I-1- Introduction :

Dans le cadre de notre formation ; nous sommes amenés à l'issue de notre cursus à réaliser un projet de fin d'étude. Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle concrète. Notre projet consiste à dimensionner les éléments d'un hangar en charpente métallique de forme rectangulaire à versants multiples, avec un plancher mixte (acier- béton) destiné à la réalisation d'une unité de fabrication et recyclage du plastique. Dans ce chapitre, nous ferons une présentation de toutes les données relatives au projet.

I-2-situation du projet :

L'ouvrage sera implanté dès la commune d'EL-MATROHA wilaya d'EL-TARF.

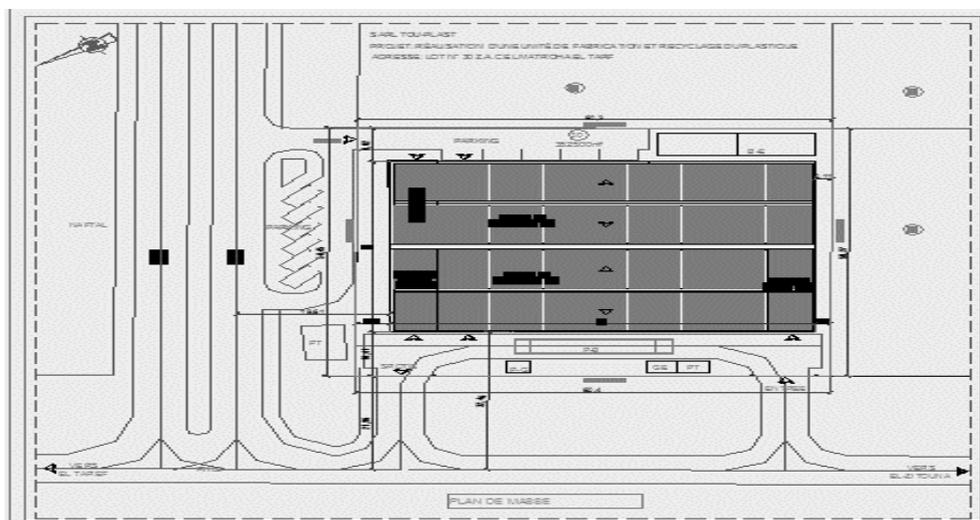


Figure -I-1 : plan de situation

I-3-Characteristiques :**3-1 Géométries de l'ouvrage :**

- ❖ Longueur de l'ouvrage (long pan) : 54m. Le long pan est constitué de 9 travées de 6m.
- ❖ Largueur de l'ouvrage (pignon) : 93,55m.
- ❖ Hauteur totale de l'ouvrage : 9,5m
- ❖ Hauteur des poteaux : 8m.
- ❖ Niveau de plancher : 3,88m.
- ❖ Toiture à quatre versants d'une pente de 15%.

I-3-2-Données concernant le site :

- ❖ Lieu de réalisation : EL-MATROHA wilaya d'EL-TARF.
- ❖ Zone de neige : B.
- ❖ Région du vent : III.
- ❖ Site : plat.
- ❖ Catégorie de terrain : II.
- ❖ Altitude géographique : 16m.

3-3-Ossature et stabilité de la structure :

La structure est constituée de 9 portiques à quatre travées. Ces portiques assurent la stabilité transversale de l'ossature, la stabilité longitudinale est assurée par les palées de stabilités.

a) Plancher :

La structure comporte un plancher mixte constitués de :

- ❖ Une dalle en béton armé.
- ❖ Armatures.
- ❖ Une tôle nervurée.
- ❖ Des solives.
- ❖ Des goujons connecteurs.

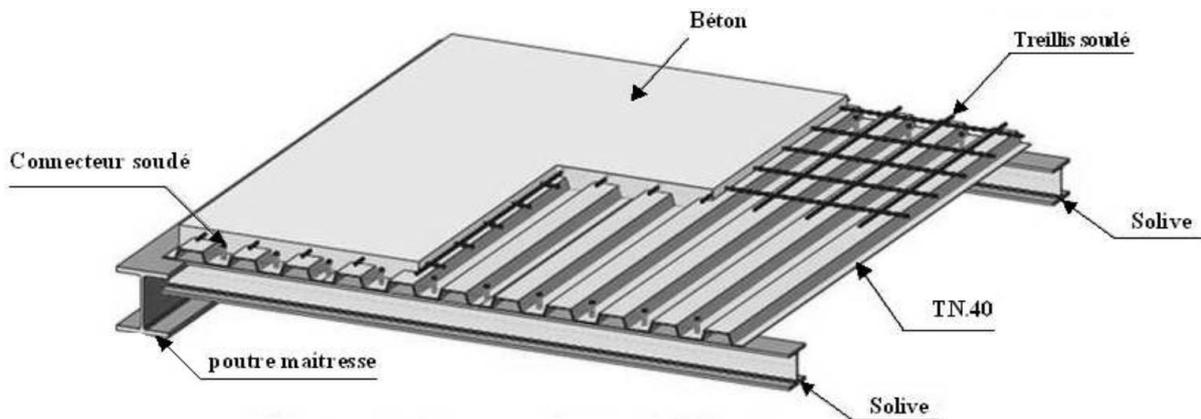


Figure-I-2 : Plancher mixte à dalle collaborant.

b) Toiture :

La toiture est charpente métallique à multiples versants. Elle est constituée de bacs de couverture en panneaux sandwichs reposant sur des pannes IPE, et des poutres au vent.

I-3-4-Eléments structuraux :

- a) Eléments principaux de la structure :
- ❖ Poteaux : IPE.
 - ❖ Fermes : IPE.
 - ❖ Stabilités horizontales : Double cornière.
 - ❖ Stabilités verticales : Double cornière.
 - ❖ Plancher mixte :
 - Solives : IPE.
 - La tôle nervurée : TN40
- b) Eléments secondaires de la structure :
- ❖ Pannes : IPE.
 - ❖ Lisses de bardage : UAP.
 - ❖ Potelets : IPE.
- c) Eléments de l'ouvrage :
- ❖ Plancher mixte une dalle collaborant d'épaisseur 8cm.
 - ❖ Escalier.

I-3-5-Matériaux utilisés :**a) Acier :**

Pour la réalisation de notre projet ; On a utilisé l'acier S235 de caractéristiques :

- ❖ Résistance limite d'élasticité : $f_y=235 \text{ N/mm}^2$.
- ❖ Module de Young : $E=210\,000 \text{ N/mm}^2$.
- ❖ Coefficient de poisson : $\nu=0,3$.
- ❖ Module de cisaillement : $G=E/2(1+\nu)=81.10^3 \text{ N/mm}^2$.
- ❖ Coefficient de dilatation thermique : $\alpha=12.10^{-6}/\text{C}^\circ$.
- ❖ Masse volumique : 7850 Kg/m^3 .

b) Béton :

Pour les planchers. On utilise un béton c20/25 dont les caractéristiques suivantes :

- ❖ Résistance à la compression : $F_{c28}= 25 \text{ MPA}$.
- ❖ Résistance à la traction : $F_{t28}= (0,6+0,06F_{c28}) =1,8 \text{ MPa}$.
- ❖ La masse volumique : $\rho = 2500 \text{ kg / m}^3$
- ❖ Armatures longitudinales de type : HA400.

I-4-Règlements utilisés :**I-4-1- Règlements de calculs :**

- Règlement parasismique Algérienne (RPA version 2003).
- Règles de conception et calcul des structures en acier (CCM97).
- Règles de neige et vent RNV-D.T. R C2-47(version 2013).
- Charge permanentes et surcharges d'exploitations (D.T.R-B.C-22).
- Euro code 3.
- Euro code 4 : Pour l'étude et la vérification des planchers mixtes.
- Règles BAEL91 (version 99).

I-4-2-Logiciels utilisés :

- Auto-CAD 2013 : pour les dessins.
- Robot 2018 : pour l'analyse de la structure.

I-5-Assemblages :

Les assemblages des éléments de notre construction sont assurés par :

- Des boulons de haute résistance HR10.9.
- Des boulons ordinaires.
- Des soudures.

II-1-Introduction :

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

II-2-Action du vent :

S'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur les parois et la toiture pour un vent perpendiculaire :

- Au long pan V1
- Au pignon V2

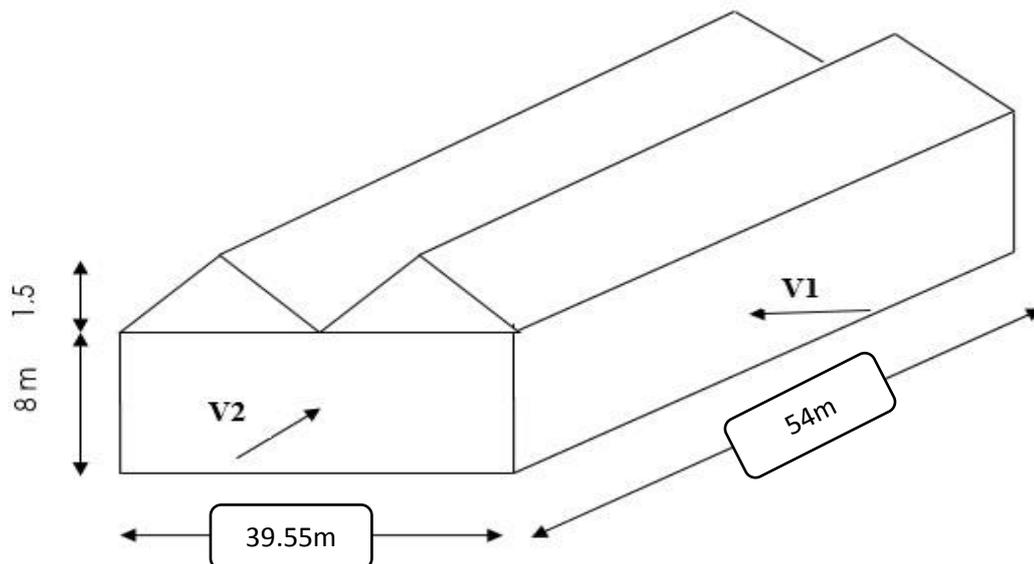


Figure-II-1 Les directions principales du vent.

II-3-Coefficients de calcul :

II-3-1-Effet de région :

Notre structure est située la zone III. (Tableau 2-2 du RNVA2013 Chapitre II).

Dont la $q_{\text{réf}} = 500 \text{ N/m}^2$.

II-3-2-Effet de site :

Catégorie de terrain est II. (Tableau 2-4 dans le RNVA2013, chapitre II).

- Le facteur de terrain : $K_T = 0,19$.

- Le paramètre de rugosité : $Z=0,05m$.
- La hauteur minimale : $Z=2m$. (Tableau 2-4, chapitre 2).
- $\varepsilon=0,52$ coefficient utilisé par le calcul de cd.

II-3-3-Coefficient de topographie :

Le site plat, le coefficient de topographie $C_t=1$ (Chapitre II RNVA2013).

II-3-4-Calcul de Coefficient dynamique :

La valeur du coefficient dynamique C_a pour les structures métalliques est donnée par le paragraphe valeur simplifiée (Chapitre III : coefficient dynamique don RNVA2013).

$C_a=1$. Batiment dont la hauteur est inférieure à 15m.

II-4- Calcule de la pression :

II-4-1-Détermination de la pression dynamique pointe $q_p(z_e)$:

La pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$ à la hauteur de référence z_e est donnée par :

$$q_p(z_e) = q_{réf} * c_e(z_e) \quad (\text{Chapitre II 2.3 p50 RNVA2013}).$$

Tel que : $q_{réf} = 500N/m^2$

$C_e(z_e)$: coefficient du d'exposition au vent.

II-4-2- Détermination du coefficient de rugosité C_r :

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il définit par la loi logarithmique (logarithme népérien). (Chapitre II 2.4.5 RNVA2013 p53).

$$C_r(z) = K_T \cdot \ln z/z_0 \quad \text{si } z_{min} \leq z \leq 200m.$$

$$C_r(z) = K_T \cdot \ln Z_{min}/z_0 \quad \text{si } Z < Z_{min}.$$

Avec :

K_T : facteur de terrain.

Z_0 : paramètre de rugosité.

Z_{min} : Hauteur minimale.

Z : hauteur considérée.

Tel que : $Z_0 = 0.05m$, $Z_{min} = 2m$

$Z = 9.5$ m dans la toiture.

$Z = 8$ m dans les parois verticales

⇒ Dans la toiture :

$$Z = 9.5 \text{ m} \Rightarrow Z_{min} = 2 \text{ m} \leq z = 9.5 \text{ m} \leq 200 \text{ m}.$$

$$C_r(z=9.5 \text{ m}) = K_T \cdot \ln z/z_0 = 0.19 * \ln 9.5/0.05 = 0.996$$

⇒ Dans la paroi verticale :

$$Z=8 \text{ m} \Rightarrow Z_{min} = 2 \text{ m} \leq z = 8 \text{ m} \leq 200 \text{ m}.$$

$$C_r(z=8 \text{ m}) = K_T \cdot \ln z/z_0 = 0.19 * \ln 8/0.05 = 0.964$$

II-4-3- Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z_e)$:

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z_e)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol, il tient compte de nature turbulente du vent.

$C_e(z_e)$ est donnée par :

$$C_e(z) = C_t^2(z) * C_r^2(z) + [1 + 7I_v(z)]$$

C_r : coefficient de topographie.

$I_v(z)$: l'intensité de la turbulence.

Z (en m) est la hauteur considérée.

II-4-4- Intensité de turbulence :

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par l'équation 2.5 et a et b.

- $I_v(z) = 1/C_t(z) * \ln(z/z_0)$ pour $Z > Z_{min}$.
- $I_v(z) = 1/C_t(z) * \ln(Z_{min}/z_0)$ pour $Z \leq Z_{min}$

⇒ **Parois vertical :**

$$Z = 8 \text{ m} > Z_{min} = 2 \text{ m}$$

$$I_v(z=8) = 1/1 * \ln(8/0.05) \Rightarrow I_v(z=8) = 0.197$$

⇒ **Toiture :**

$$Z=9.5\text{m} > Z_{\min}=2\text{m}$$

$$I_v(z=9.5) = 1/1 * \ln(9.5/0.05) \Rightarrow I_v(z=8) = 0.190$$

Donc on peut déterminer la pression d'exposition $C_e(z)$:

⇒ **Parois vertical :**

$$C_e(z) = C_t^2(z) * C_r^2(z) + [1 + 7I_v(z)]$$

$$C_e(8) = 1^2 * (0.964)^2 + [1 + 7(0.197)]$$

$$C_e(8) = 3.30$$

⇒ **Toiture :**

$$C_e(9.5) = 1^2 * (0.996)^2 + [1 + 7(0.190)]$$

$$C_e(8) = 3.32$$

$$\text{On a : } q_p(z_e) = q_{\text{réf}} * C_e(z_e)$$

On résume les résultats dans le tableau suivant :

	$C_e(z)$	$q_{\text{réf}} [\text{N/m}^2]$	$q_p [\text{N/m}^2]$
Parois vertical	3.30	500	1650
Toiture	3.32	500	1660

Tableau II.1 : valeur de $q_p, q_{\text{réf}}, C_e$

II-4-5- Détermination du coefficient de pression extérieure c_{pe} :

Les coefficients de pression extérieure c_{pe} des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de 1m^2 et 10m^2 . Auxquelles correspondent les coefficients de pression notée respectivement $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$. (Chapitre 5 : coefficient de pression page 80 RNVA2013).

- $c_{pe} = C_{pe,1}$ $S \leq 1\text{m}^2$.

- $c_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s)$ $1m^2 < S < 10m^2$.
- $c_{pe} = C_{pe10}$ $S \geq 10m^2$.

Tel que ; est la surface chargée de la paroi considérée en m².

II-4-5-1-Vent perpendiculaire au long pan V1 :

- **Parois vertical :**

Pour cette direction du vent on a : $b=54m$, $d=39.55m$, $h=9.5m$

$$e = \min [b, 2h] = \min [54, 2(9.5)] = 19m$$

=> $e = 19m$.

Et on a : $d=39.55m > e=19m$.

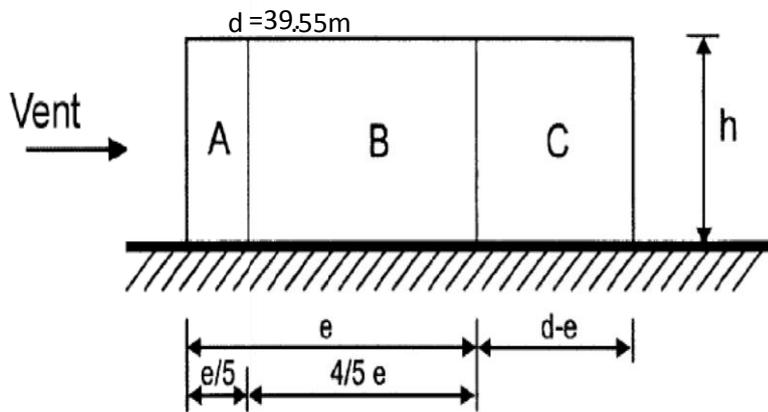


Figure II-2 : Légende pour les parois verticales.

On a : $e=19m$.

Et les coefficients de pression extérieure c_{pe} :

Zone	A	B	C	D	E
Surface m ²	30.4	121.6	164.4	432	432
c_{pe}	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

Tableau II.2 : valeurs de surface et de coefficient c_{pe} de chaque zone de parois vertical.

On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10m² donc la formule correspond est :

$$c_{pe} = c_{pe10}$$

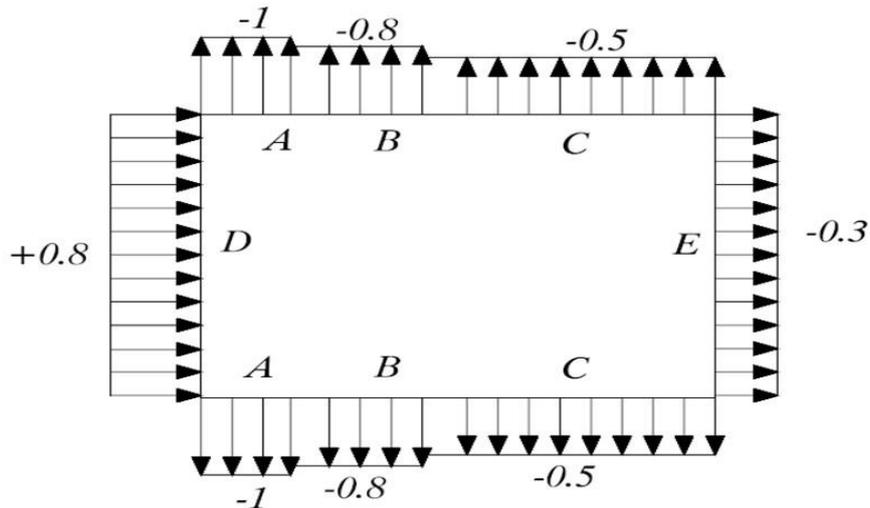


Figure II.3 : c_{pe10} correspondant à chaque zone de parois verticales sens V1.

- Toiture :**

On a une toiture à versant multiple $\alpha=15\%$

Le vent perpendiculaire à la génératrice : on prendra les valeurs c_{pe} de toiture à deux versant (RNVA 2013 5.1.8) modifié pour leur position selon la (figure 5.7) $\theta = 0^\circ$.

$$b = 54\text{m}, \quad d = 39.55\text{m}, \quad h = 9.5, \quad \alpha = 15^\circ.$$

$$e = \min [b. 2 h] = 19 \text{ m}$$

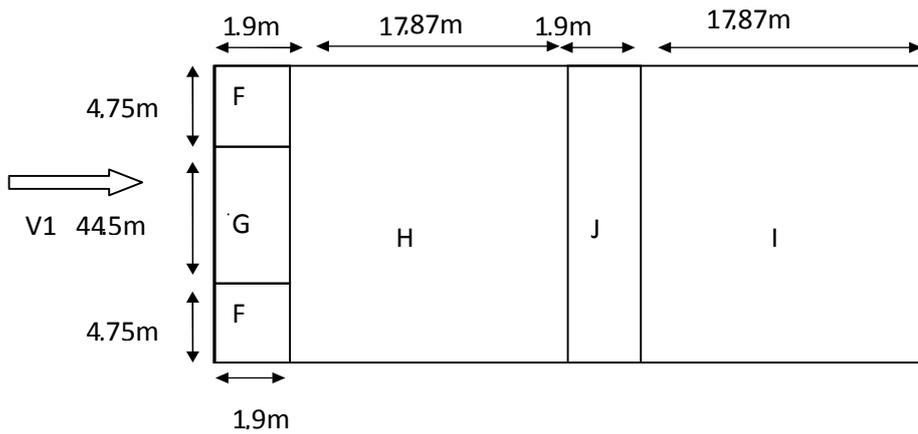


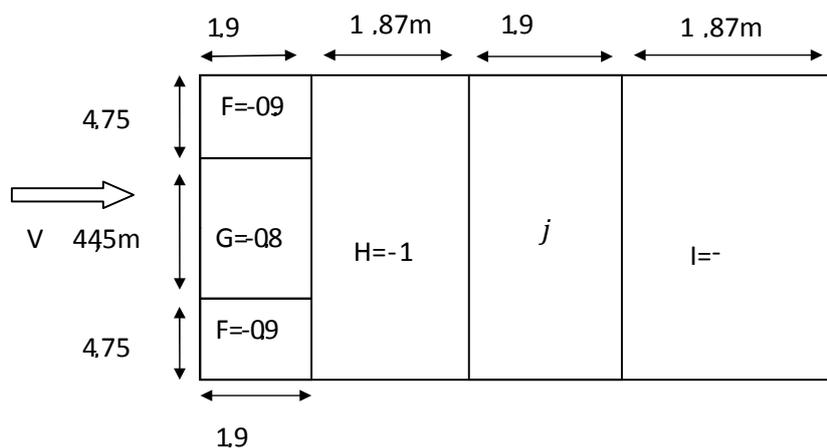
Figure II.4 : zone de pression pour la toiture.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur le tableau suivant :

Zone	F	G	H	J	I
Surface en m ²	18.5	84.55	964.98	102.6	964.98
c_{pe}	-0.9	-0.8	-0.3	-1	-0.4

Tableau II.3 : valeurs de surface et de coefficient c_{pe} de chaque zone de toiture.

Dans la figure suivante les indices I J représentent de c_{pe} indiqués dans la figure 5.7 cas b du RNV 2013. et leur surfaces représentent la surfaces de chaque versant.



FigureII.5 : valeur de c_{pe} pour la toiture à la direction du vent V1.

II-4-5-2-Vent perpendiculaire au pignon V1 :

• **Parois vertical :**

Pour cette direction du vent on a : $b=39.55m$, $d=54m$, $h=9.5m$

$$e = \min [b, 2h] = 19m \rightarrow e=19m.$$

Et on a : $d=54m > e=19m$.

Donc on utilise la légende suivant : **(5.2. Du chapitre V (RNV2013 p80)).**

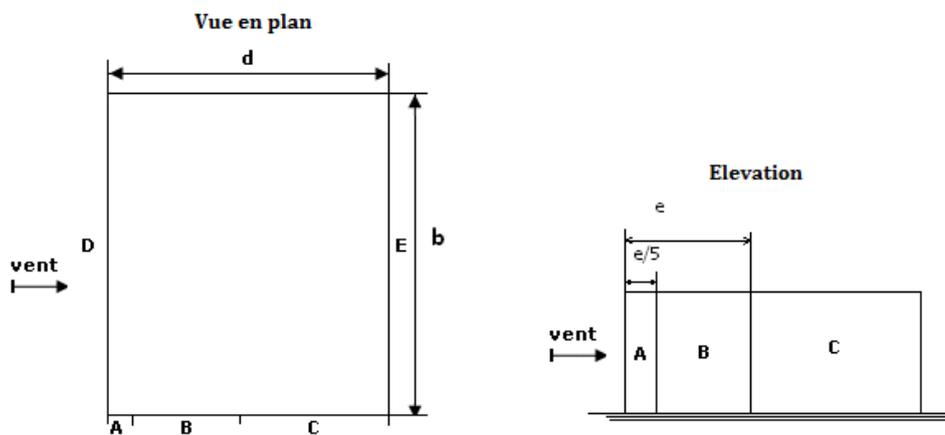


Figure II.6 : Légende pour les parois verticales.

Zone	A	B	C	D	E
Surface m ²	30.4	121.6	280	316.4	316.4
c_{pe}	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur le tableau suivant :

Tableau II.4 : valeurs de surface et de coefficient C_{pe} de chaque zone de parois vertical.

$$c_{pe} = C_{pe10} \quad S \geq 10m^2$$

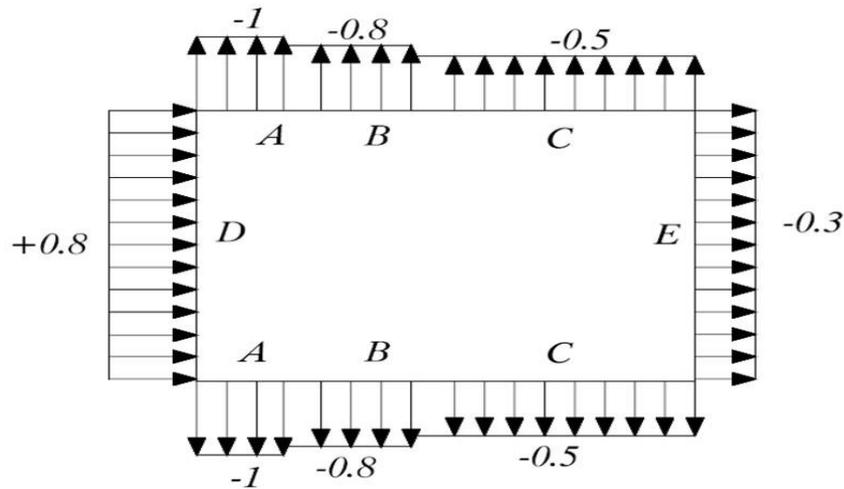


Figure II.7 : C_{pe10} correspondant à chaque zone de parois verticales sent V2.

• Toiture :

On a une toiture a versant multiple $\alpha=15^\circ$

Pour un vent dont la direction est parallèle aux génératrices, le coefficient c_{pe} s'obtient en utilisant les valeurs de toiture a un versant pour $\theta=90^\circ$ modifiées pour leur position selon la figure 5.7 (RNV 2013. 5.1.8)

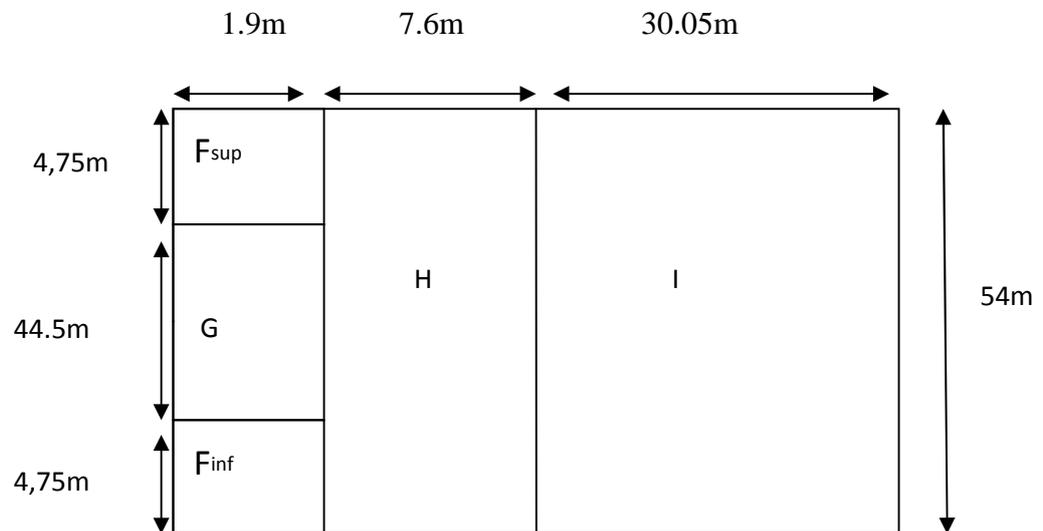


Figure II.8 : répartition des surfaces sur la toiture

c_{pe} S'obtient à partir de formule suivante :

- $c_{pe} = C_{pe10}$ si : $S \geq 10 \text{ m}^2$.
- $c_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \cdot \log 10$ si : $1\text{m}^2 \leq S \leq 10\text{m}^2$.

➤ F_{sup} :

$$c_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \cdot \log 10$$

$$= -2.9 + (-24 - (-2.9)) \cdot \log 10$$

$$c_{pe} = -2.4$$

➤ F_{inf} :

$$c_{pe} = -2.4 + (-1.6 - (-2.4)) \cdot \log 10 = -1.6$$

Zone	F_{sup}	F_{inf}	G	H	I
Surface m ²	9.025	9.025	84.55	410.4	1622.7
c_{pe}	-2.4	-1.6	-1.9	0.8	-0.7

Tableau II.5 : valeurs de surface et de coefficient c_{pe} de chaque zone de toiture.

II-4-6- Détermination du coefficient de pression intérieure c_{pi} :

La combinaison la plus défavorable de la pression extérieure et intérieure, considérées comme agissant simultanément. Doit être envisagée simultanément pour chaque combinaison potentielle d'ouvertures et autres sources de fuite d'air.

Le coefficient de pression c_{pi} est-on fonction de l'indice de perméabilité μ_p et rapport h/d (chapitre 5, fig. 5,14).

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

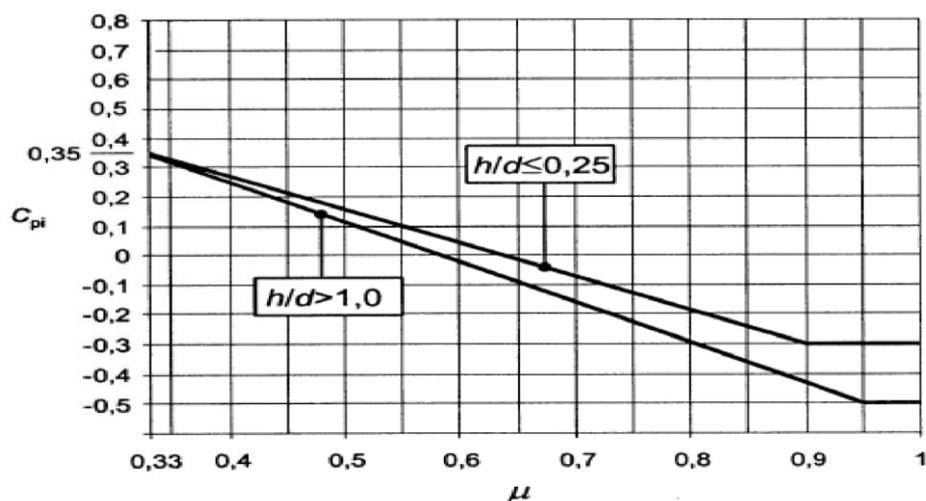


Figure II.9 : Coefficients de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante.

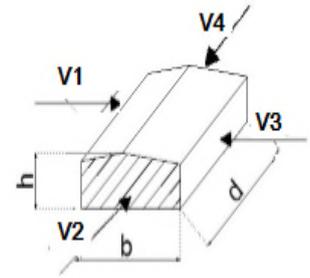
❖ Vent sur long pan (sens V1-V3) :

On a : $h=9.5m$, $d=39.55m$

$\mu_{p1}=0.52$, $\mu_{p3}=0.47$

Et le rapport $(h/d) = 0.24 < 0.25$ d'après la figure II.9.

On a : $C_{pi1}=0.14$, $C_{pi3}=0.18$.



❖ Vent sur pignon (sens V2-V4) :

On a : $h=9.5m$, $d=54m$

$\mu_{p2}=1.14$, $\mu_{p4}=0.9$

Et le rapport $(h/d) = 0.17 < 0.25$ d'après la figure II.9.

On a : $C_{pi2}=-0.3$, $C_{pi4}=-0.3$.

II-4-7- Détermination de la pression aérodynamique $W(z_e)$:

$$W(z_j) = q_p * [C_{pe} - C_{pi}]$$

❖ Vent perpendiculaire long pan :

- Paroi verticale (V1-V3) :

Zone	q_p N/m ²	C_{pe}	C_{pi} (V1)	W(z) N/m ²	C_{pi} (V3)	W(z) N/m ²
A	1650	-1	0.14	-1881	0.18	-1947
B		-0.8		-1551		-1617
C		-0.5		-1056		-1122
D		0.8		1089		1023
E		-0.3		-726		-792

Tableau II.6 : Valeurs de la pression aérodynamique du vent (V1-V3) sur long pan.

- Toiture (V1-V3) :

Zone	q_p N/m ²	C_{pe}	C_{pi} (V1)	W(z) N/m ²	C_{pi} (V3)	W(z) N/m ²
A	1660	-0.9	0.14	-1726.4	0.18	-1792.8
B		-0.8		-1560.4		-1626.8
C		-0.3		-730.4		-796.8
D		-0.6		-1228.4		-1294.8
E		-1		-1892.4		-1958.8

Tableau II.7 : Valeurs de la pression aérodynamique du vent (V1-V3) sur long pan.

❖ **Vent perpendiculaire pignon :**

- Paroi verticale (V2-V4) :

Zone	q_p N/m ²	C_{pe}	C_{pi} (V2)	W(z) N/m ²	C_{pi} (V4)	W(z) N/m ²
A	1650	-1	-0.3	-1155	-0.3	-1155
B		-0.8		-825		-825
C		-0.5		-330		-330
D		0.8		1815		1815
E		-0.3		0		0

Tableau II.8 : Valeurs de la pression aérodynamique du vent (V1-V3) sur pignon.

- Toiture (V2-V4) :

Zone	q_p N/m ²	C_{pe}	C_{pi} (V2)	W(z) N/m ²	C_{pi} (V4)	W(z) N/m ²
A	1660	-2.4	-0.3	-3486	-0.3	-3486
B		-1.6		-2158		-2158
C		-1.9		-2656		-2656
D		-0.8		-830		-830
E		-0.7		-664		-664

Tableau II.9 : Valeurs de la pression aérodynamique du vent (V2-V4) sur pignon.

II-5-Action neige :**II-5-1-But :**

Le but de cette étude c'est de définir les valeurs représentatives de la charge statique de la neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de neige et notamment sur la toiture.

II-5-2-Calcul des charges de neige :

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture s'obtient par la formule suivante

$$S = \mu * S_k \text{ KN/m}^2$$

[RNV 2013, P :18 ; paragraphe 3.1.1]

Avec :

S_k : charge de neige sur le sol, elle est en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

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

II -5-3 charge de neige sur le sol :

Notre projet est implanté à el-Matroha wilaya de Taraf qui est classé en zone B selon la classification de RNVA 2013 avec une altitude d'environ 16m. Donc S_k est donnée par la formule

$$S_k = \frac{0.04 * h + 10}{100} \quad [\text{RNV2013, P : 21 ; PARAGRAPH 4}]$$

$$S_k = \frac{0.04 * 16 + 10}{100} = 0.106 \text{ KN/m}^2$$

II-5-4-Coefficient de forme de la toiture :

Dans le cas de toiture à versants multiples ; des valeurs de μ sont données en fonction de l'angle α .

$$\alpha = 15^\circ \alpha \in (0^\circ ; 30^\circ). \quad (\text{RNVA2013, P : 25, Tableau 3}).$$

$$\text{Donc } \mu_1 = 0.8 \quad \text{et} \quad \mu_2 = 0.8 + 0.8 \left(\frac{\alpha}{30}\right) = 1.2$$

Les dispositions de charge à considérer correspondent à :

*Cas (i) : sans accumulation de neige.

*Cas (ii) : avec accumulation de neige. (RNVA2013, P : 27 ; fige 9).

- Pour le cas (i) : $\alpha_1 = \alpha_2$

La charge de neige est alors :

$$S = \mu_1 (\alpha_1) * S_K$$

$$S = 0.8 * 0.106 = 0.085 \text{ KN/m}^2$$

- Pour le cas (ii) : $\alpha_1 = \alpha_2$

La charge de neige est :

$$S = \mu_1 (\alpha_1) * S_K$$

$$S = 0.8 * 0.106 = 0.085 \text{ KN/m}^2$$

Ou bien :

$$S = \mu_2 (\alpha_1) * S_K$$

$$S = 1.2 * 0.106 = 0.128 \text{ KN/m}^2$$

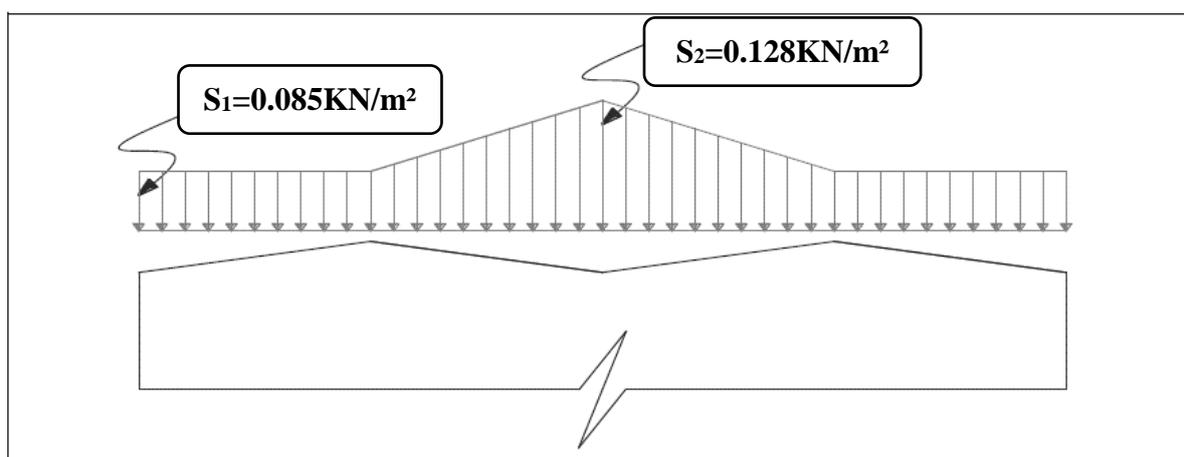


Figure-II-10- Répartition des charges de la neige sur la toiture

III-1-Les pannes :

Les pannes sont des éléments réalisées soit en profilé formé à chaud en (I), ou bien en (U), soit en profilé formée à froid en (Z) ou (Σ) qui ont pour rôle de prendre le poids de la couverture ainsi que les surcharges climatique, elles sont disposées Parallèlement à la ligne du faitage dans le plan de versant, et elles sont calculées en flexion déviée pour pouvoir résister au poids propre de la couverture, leurs poids propres, surcharge d'exploitation ainsi les surcharges climatique.

On utilisera des profilés en (I) laminés à chaud Principe de calcule :

- Les charges permanentes et le charge de la neige sont appliquées dans le sens de gravitation.
- Le vent agit perpendiculairement à la face des éléments (axe de grande inertie).

On prend la combinaison la plus défavorable.

III-1-1-Dimensionnement des pannes :

- Chaque panne repose sur 2 appuis de distance $L=6m$, et avec des liernes À mi portée selon l'axe y-y
- La portée entre axe des pannes $d=1.50 m$ (espace entre 2 panne).
- On dispose de 7 lignes de pannes sur chaque versant de toiture.
- La pente de chaque versant est $\alpha=15^\circ$.
- Les pannes sont en acier S235.

$F_y = 23,5 \text{ dan/mm}^2$ (la limite élasticité d'acier).

$E = 21000 \text{ dan/mm}^2$ (le module d'élasticité longitudinale de l'acier).

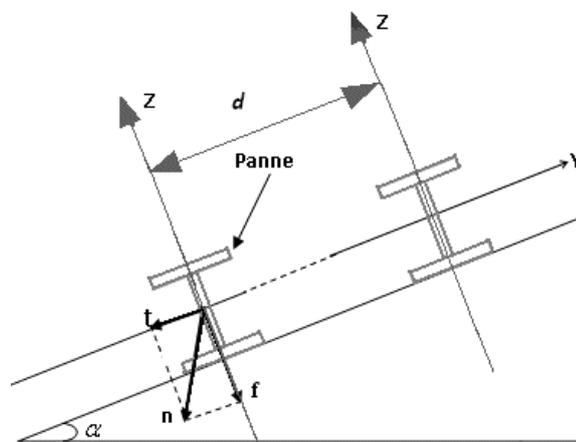


Figure-III-1 : Disposition des pannes sur la toiture.

III-1-2-Évaluation des charges et surcharges :

a) Les charges permanentes :

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs).....25Kg /m².
- Poids propre de (TN40).....10Kg/m².
- Poids propre de la panne(IPE160).....15.8Kg/m².
- Poids propre d'accessoire.....2Kg/m².

$$G = [(P_{couverture} + P_{accessoire}) * d] + P_{panne}$$

- $G_{max} = [(25+2) * 1.5] + 15.8 = 56.3 \text{ Kg/ml}$
 $G_{max} = 0.563 \text{ KN/ml}$
- $G_{min} = [(10+2) * 1.5] + 15.8 = 33.8 \text{ Kg/ml}$
 $G_{min} = 0.338 \text{ KN/ml}$

b) Surcharges d'entretien (P) :

Dans le cas des toitures inaccessibles en considèrent uniquement dans les calculs, une charge d'entretien qui est égales aux poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100Kg chacune situées à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

La charge uniformément répartie P due aux surcharges d'entretien est obtenue en Égalisant les deux moments maximaux dus à P et aux charges ponctuelles P' :

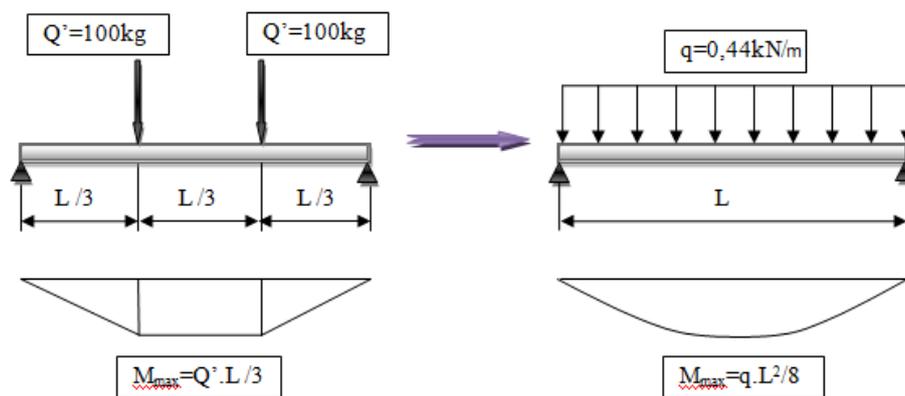


Figure III-2 : Schéma statique des surcharges d'entretien P sur les pannes

$$M_{max} = \frac{Q' \times L}{3} = \frac{q \times L^2}{8} \Rightarrow q = \frac{8 \times Q'}{3 \times L} = \frac{8 \times 1}{3 \times 6} = 44,44 \text{ daN / m}$$

On pose P=Q

c) Surcharge climatique due au vent

Les pannes plus sollicitée sont celles exposée au vent sur les façades latérale gauche et droit avec $C_{pi} = -0.3$ chargée les on zone A

$$W = -3.486 \text{ KN/m}^2$$

$$W = w * d$$

$$W = -3.486 * 1.5 = -5.229 \text{ KN/ml}$$

d) Surcharge climatique due à la neige :

La surcharge de neige est en fonction de site d'implantation de la construction (région, altitude) et de la forme de toiture.

$$S = 0.128 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0.128 * 1.5 = 0.192 \text{ KN/ml}$$

e) Les charges et surcharges appliquée :

- $G_{max} = 0.563 \text{ KN/ml}$
- $G_{min} = 0.338 \text{ KN/ml}$
- $Q = 0.444 \text{ KN/ml}$
- $W = -5.229 \text{ KN/ml}$
- $S = 0.192 \text{ KN/ml}$

f) Décomposition des charges :**❖ Suivant l'axe Z-Z :**

- $G_{maxzz} = G_{max} * \cos \alpha = 0.563 * \cos 15^\circ = 0.54 \text{ KN/ml}$
- $G_{minzz} = G_{min} * \cos \alpha = 0.338 * \cos 15^\circ = 0.33 \text{ KN/ml}$
- $Q_z = Q * \cos \alpha = 0.444 * \cos 15^\circ = 0.43 \text{ KN/ml}$
- $W_{zz} = -5.229 \text{ KN/ml}$
- $Z_{zz} = S * \cos \alpha = 0.192 * \cos 15^\circ = 0.19 \text{ KN/ml}$

❖ Suivant l'axe Y-Y :

- $G_{maxyy} = G_{max} * \sin \alpha = 0.563 * \sin 15^\circ = 0.15 \text{ KN/ml}$
- $G_{miny} = G_{min} * \sin \alpha = 0.338 * \sin 15^\circ = 0.09 \text{ KN/ml}$
- $Q_{yy} = Q * \sin \alpha = 0.444 * \sin 15^\circ = 0.11 \text{ KN/ml}$
- $W_{yy} = 0 \text{ KN/ml}$
- $S_{yy} = S * \sin \alpha = 0.192 * \sin 15^\circ = 0.05 \text{ KN/ml}$

III-1-3-Combinaisons de charges :**III-1-3-1 Combinaison à l'État Limite Ultime :**

❖ Suivant l'axe Z-Z :

- $1.35G_{maxz} + 1.5 Q_z = 1.37 \text{ KN/ml}$
- $1.35G_{maxz} + 1.5 S_z = 1.01 \text{ KN/ml}$
- $G_{minz} + 1.5 w_z = -7.51 \text{ KN/ml}$
- $G_{minz} + (1.5 \cdot 0.9) \cdot (s_z + w_z) = -6.47 \text{ KN/ml}$

❖ Suivant l'axe Y-Y :

- $1.35G_{maxy} = 0.20 \text{ KN/ml}$
 - $1.35G_{maxy} + 1.5 q_y = 0.37 \text{ KN/ml}$
 - $1.35G_{maxy} + 1.5 S_y = 0.28 \text{ KN/ml}$
- Les combinaisons les plus défavorables :
- (z-z) : $q_{uz} = G_{minz} + 1.5 W_z = -7.51 \text{ KN/ml}$
 - (y-y) : $q_{uy} = 1.35G_{maxy} + 1.5 q_y = 0.37 \text{ KN/ml}$

III-1-3-2 Combinaisons à l'État Limite de Service :

❖ Suivant l'axe Z-Z :

- $G_{maxz} + q_z = 0.97 \text{ KN/ml}$
- $G_{maxz} + S_z = 0.73 \text{ KN/ml}$
- $G_{minz} + W_z = -4.90 \text{ KN/ml}$
- $G_{minz} + S_z + W_z = -4.70 \text{ KN/ml}$

❖ Suivant l'axe Y-Y :

- $G_{maxy} + q_y = 0.26 \text{ KN/ml}$
 - $G_{maxy} + S_y = 0.20 \text{ KN/ml}$
 - $G_{miny} + W_y = 0.09 \text{ KN/ml}$
 - $G_{miny} + S_y + W_y = 0.14 \text{ KN/ml}$
- Les combinaisons les plus défavorables :
- (z-z) : $G_{minz} + W_z = -4.90 \text{ KN/ml}$
 - (y-y) : $G_{maxy} + q_y = 0.26 \text{ KN/ml}$

III-1-4-Pré dimensionnement

Le pré dimensionnement se fait pas la condition de la flèche

❖ Suivant Z-Z :

$$f \leq f_{adm}$$

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_z \times l^3 \times 200}{384 \times E} = \frac{5 \times 4.9 \times 10^{-2} \times 600^3 \times 200}{384 \times 21000} = 1312.5 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 1312.5 \text{ cm}^4$$

D'après le catalogue des profilés ; On adopte **IPE180** $I_y=1317 \text{ cm}^4$, $I_z=101 \text{ cm}^4$

- On recalcule la condition de la flèche avec le poids réel

Le poids propre réel G devient :

$$G = [(P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}}) \cdot d] + P_{\text{panne}}$$

- $G_{\text{max}} = [(25+2) \cdot 1.5] + 18.8 = 59 \text{ kg/ml}$

$$G = 0.59 \text{ KN/ml}$$

- $G_{\text{min}} = [(10+2) \cdot 1.5] + 18.8 = 37 \text{ kg/ml}$

$$G = 0.37 \text{ KN/ml}$$

➤ La combinaison la plus défavorable à L'ELU et L'ELS deviennent :

❖ **L'État Limite Ultime :**

- (z-z) : $G_{\text{minz}} + 1.5w_z = -7.48 \text{ KN/ml}$
- (y-y) : $1.35G_{\text{maxy}} + 1.5Q_y = 0.36 \text{ KN/ml}$

❖ **L'État Limite de Service :**

- (z-z) : $G_{\text{minz}} + w_z = -4.87 \text{ KN/ml}$
- (y-y) $G_{\text{maxy}} + Q_y = 0.26 \text{ KN/ml}$

III-1-5-Dimensionnement des pannes :

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de la flèche.
- Condition de résistance.

III-1-5-1 Condition de la flèche :

a) Vérification de la flèche suivant l'axe Z-Z :

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 4.87 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 1317} = 2.97 \text{ cm}$$

b) Vérification de la flèche suivant l'axe Y-Y :

$$f_y = \frac{5 \times q_y \times l^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 0.26 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 101} = 2.06 \text{ cm}$$

$$f_{\text{totale}} = \sqrt{f_y^2 + f_z^2} = \sqrt{(2.97)^2 + (2.06)^2} = 3.61 \text{ cm}$$

- La condition selon Y-Y n'est pas vérifiée donc on met en place des liernes
Pour diminuer la flèche

$$f_y = \frac{5 \times 0.26 \times 10^{-2} \times 300^4}{384 \times 21000 \times 101} = 0.12 \text{ cm}$$

$$f_{\text{totale}} = \sqrt{f_y^2 + f_z^2} = \sqrt{(2.97)^2 + (0.12)^2} = 2.97 \text{ cm} < \frac{l}{200} = 3 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée

III-1-5-2 Condition de la résistance :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\left[\frac{M_{y\text{sd}}}{M_{p\text{lyrd}}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z\text{sd}}}{M_{p\text{lzrd}}} \right]^\beta \leq 1 \quad \dots\dots\dots [\text{EC03 5.4.8.1 (11)}]$$

Avec : $\alpha=2, \beta=1$... pour les profile en I, en absence de l'effort normal.

➤ Le moment fléchissant sur l'axe ZZ' :

$$M_{y\text{sd}} = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{7.48 \times 6^2}{8} = 33.66 \text{ KN.m}$$

➤ Le moment fléchissant sur l'axe YY' :

$$M_{z\text{sd}} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{0.36 \times 6^2}{8} = 1.62 \text{ KN.m}$$

Et pour déterminer γ_{m0} on doit déterminer la classe du profilé

➤ **Détermination de la classe du profilé**

• **Âme :**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{146}{5.3} = 27.54 \leq 72\varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

→ **Âme de classe 1**

• **Semelle :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{45.5}{8} = 5.68 \leq 10\varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

→ **Semelle de classe 1**

Donc la section est de : **classe 1** → $\gamma_{m0} = 1$

$$\bullet \quad M_{p\text{lyrd}} = \frac{W_{p\text{ly}} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 39.01 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \quad M_{p\text{lzrd}} = \frac{W_{p\text{lz}} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{34.6 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 8.13 \text{ KN.m}$$

Et la condition sera :

$$\left[\frac{33.66}{39.01} \right]^2 + \left[\frac{1.62}{8.13} \right]^1 = 0.94 \leq 1$$

Donc la panne IPE180 est vérifiée à la flexion bi axiale

III.1.1.3 Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par la formule suivante :

- $V_{zsd} = \frac{qz \times l}{2} = \frac{7.48 \times 6}{2} = 22.44 \text{KN}$

- $V_{plzrd} = \frac{Av \times fy}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{11.3 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 153.31 \text{KN}$

$$V_{zsd} = 22.044 \text{KN} < V_{plzrd} = 135.31 \text{KN}$$

Et $V_{zsd} = 22.044 \text{KN} < 1/2 V_{plzrd} = 76.65 \text{KN}$

- $V_{ysd} = \frac{qy \times l}{2} = \frac{0.36 \times 6}{2} = 1.08 \text{KN}$

- $V_{plyrd} = \frac{Av \times fy}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{12.6 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 170.95 \text{KN}$

$$A_{vy} = A - A_v = 12.6 \text{cm}^4$$

$$V_{zsd} = 1.08 \text{KN} < V_{plyrd} = 170.95 \text{KN}$$

Et $V_{zsd} = 1.08 \text{KN} < 1/2 V_{plyrd} = 85.475 \text{KN}$

Donc la résistance des pannes au cisaillement est vérifiée

III -1-2-Vérification au déversement :

D'après l'Euro code 3, la résistance au déversement du profilé est vérifiée si la condition suivante est satisfaite :

$$M_{ysd} < M_{brd}$$

$$M_{brd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

Pour le calcul de χ_{lt} on a la formule :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2}}$$

- $M_{ysd} = \frac{qz \times l^2}{8} = 8.41 \text{KN.m}$

$$\beta_w = 1 \quad \text{classe 1} \quad \text{et} \quad \gamma_{m0} = 1$$

χ_{LT} : coefficient de réduction en fonction de $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\bar{\lambda}_{LT} : \text{C'est l'élanement de divergence} \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_w}$$

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

$$\text{Et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad \text{D'où } \lambda_1 = 93.9$$

Pour les poutres à section constante et doublement symétrique on peut utiliser la formule approximative ci-après qui place en sécurité

Et

$$\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{\sqrt{c_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}} \quad [\text{Annexe F EC03 partie 1 - 1}]$$

L : longueur de maintien latéral (distance entre le lierne et le portique = $L/2=3\text{m}$).

$$\lambda_{LT} = \frac{300/2.05}{\sqrt{1.132 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{300/2.05}{18/0.8} \right)^2 \right]^{0.25}}} = 104.53$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{104.53}{93.9} = 1.11 > 0.4 \quad \text{il y'a risque de déversement}$$

- $\phi_{LT} = 0.5 \times \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$
 $\phi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.2(1.11 - 0.2) + 1.11^2]$
 $\phi_{LT} = 1.21$

- $X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - (\bar{\lambda}_{LT}^2)]^{0.5}}$
 $X_{LT} = \frac{1}{1.21 + [(1.21^2) - (1.11^2)]^{0.5}}$
 $X_{LT} = 0.59$

- $M_{brd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta W \times M_{plrd}}{\gamma_{m0}}$
 $M_{brd} = \frac{0.59 \times 1 \times 39.01}{1} = 23.02 \text{KN.m}$
 $M_{sdy} = 8.41 \text{KN.m} < M_{brd} = 23.02 \text{KN.m}$

Donc la stabilité au déversement de la panne est vérifiée, on augmente le profilé à un IPE 180

III -1-3-Calcul des liernes :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes.

$$q_{y1} = \left[1.35 \left(G \cdot \frac{e}{2} + G_{IPE180} \right) + 1.5 \left(Q \cdot \frac{e}{2} \right) \right] 1.25 \sin \alpha$$

$$q_{y1} = \left[1.35 \left(27 \cdot \frac{1.5}{2} + 18.8 \right) + 1.5 \left(44.4 \cdot \frac{1.5}{2} \right) \right] 1.25 \sin(15) = 33.2 \text{dan/ml}$$

$$q_{y1} = 0.3322 \text{KN/ml}$$

$$q_{y1} = [1.35(27 * 1.5 + 18.8) + 1.5(44.4 * 1.5)] 1.25 \sin(15) = 124.57 \text{dan/ml}$$

$$q_{y1} = 1.245 \text{KN/ml}$$

III.1.3.1 Détermination des efforts de traction :

- Effort de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la panne sablière :

$$T_1 = 1.25 \times q_{y1} \times \frac{L}{2} = 1.25 \times 0.3322 \times 3 = 1.245KN$$

- Effort dans le tronçon L2 :

$$T_2 = 1.25 \times q_{y2} \times \frac{L}{2} + T_1 = 3.429KN$$

- Effort dans le tronçon L3 :

$$T_3 = 1.25 \times q_{y2} \times \frac{L}{2} + T_2 = 5.612KN$$

- Effort dans le tronçon L4 :

$$T_4 = 1.25 \times q_{y2} \times \frac{L}{2} + T_3 = 7.795KN$$

- Effort dans le tronçon L5 :

$$T_5 = 1.25 \times q_{y2} \times \frac{L}{2} + T_4 = 9.978KN$$

- Effort dans les diagonales L6 :

$$2T_6 \sin\theta = 1.25 \times q_{y2} \times \frac{l}{2} + T_5$$

Avec :

$$\text{Donc : } T_6 = \frac{1.25 \times q_{y2} \times \frac{l}{2} + T_5}{2 \sin\theta} = 13.595KN$$

III.1.3.2 Dimensionnement des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L6 où l'effort exercé est $N_{tsd} = 13.595$ KN La condition de

Résistance plastique de la section brute impose que :

$$N_{tsd} \leq N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\text{D'où : } A \geq \frac{N_{tsd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{13.595 \times 1.1}{23.5}$$

$$A \geq 0.64cm$$

$$A = \frac{\pi \times \emptyset^2}{4} \geq 0.64 \rightarrow \emptyset \geq \sqrt{\left(\frac{0.64 \times 4}{\pi}\right)}$$

$$\emptyset \geq 0.81cm = 8.1mm$$

Donc on adopte une tige $\emptyset = 10cm$.

III-2- Dimensionnement des lisses de bardages :

Les lisses sont des éléments de profilé laminé qui sont constituées de poutrelle en U, elles sont disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux de portique ou éventuellement sur des potelets intermédiaires, elles sont destinées à reprendre les efforts du vent sur les bardages et elles sont calculées pour pouvoir résister au poids du bardage, leur poids propre et les surcharges climatiques(vent). Dans notre projet :

Chaque lisse repose sur 2 appuis de distance :

- $L=6\text{m}$ sur le long pan.
- $L=4.592\text{m}$ sur le pignon.

*Le porté entre axe des lisses $e=1.5$ (espace entre 2 lisses).

*On dispose de de 5 lignes de lisses sur chaque paroi.

*Les lisses sont en S235.

III-2-1- Lisses de bardage de long pan :

III-2-1-1-Evaluation des charges :

a) Charges permanentes G :

- Poids de TN40 ($e_p=1\text{mm}$) $G=10\text{Kg}/\text{m}^2$.
- Poids propre de la lisse (dans notre cas le poids propre est inconnu).

b) Charges climatique de vent (W) :

$$W=-1.947 * 1.5 = -2.921\text{KN/m}$$

III-2-1-2 Combinaisons de charges :

a) L'état limite ultime « ELU » :

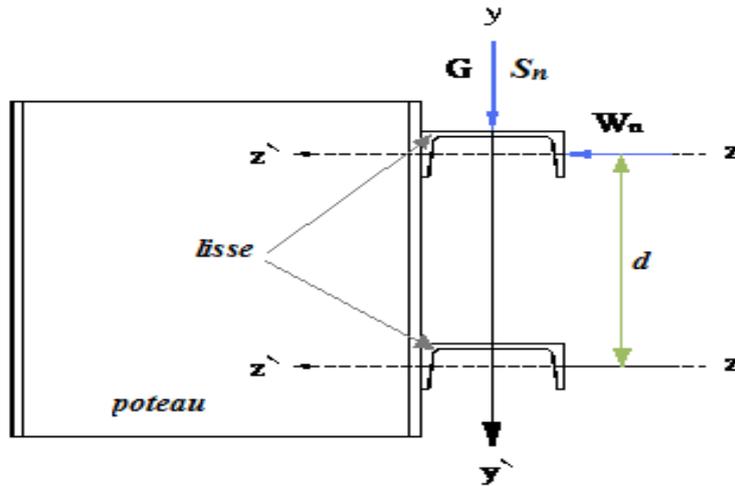
$$\text{Sur l'axe z-z : } q_{uz} = 1.5*(2.921)=4.381\text{KN/ml.}$$

$$\text{Sur l'axe y-y : } q_{uy} = 1.35*10=13.5\text{kg /ml} =0.135\text{KN/ml.}$$

b) L'état limite de service « ELS » :

$$\text{Sur l'axe z-z : } w = -2.921 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Sur l'axe y-y : } G=0.10\text{KN/ml.}$$



.Figure- III-3- : Disposition de la lisse sur le poteau

III-2-1-3 Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement ce fait par la condition de fléché à l'ELS :

- Axez-z :

$$fz = \frac{5 \times qz \times l^4}{384 \times E \times Iy}$$

- Sous l'effet de vent normal (w) :

$$fz = \frac{5 \times qz \times l^4}{384 \times E \times Iy} \leq fadm = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3cm$$

$$Iy \geq \frac{5 \times qz \times l^4}{384 \times E \times 3} = \frac{5 \times 2.921 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 3} = 782.411cm^4$$

$$Iy \geq 782.411cm^4$$

D'après le tableau des profils des UAP on adopte un UAP 150 avec $Iy=796.1 \text{ cm}^4$

Et le poids propre=17.9 Kg/m et $Iz=93.25 \text{ cm}^4$

- **Axe Y-Y**

Sous l'effet de poids propre « G » :

$$G = [G1 \text{ poids de bardage}] + [G2 \text{ poids de lisse}]$$

$$G = [10 \times 1.5] + 17.9$$

$$G = 32.9 \text{ Kg/m}$$

$$fy = \frac{2.05 \times G \times (L/2)^4}{384 \times E \times Iy} \leq fadm = \frac{300}{200} = 1.5cm$$

$$f_y = \frac{2.05 \times (0.329 \times 10^{-2}) \times (300)^4}{384 \times 21000 \times 93.25} = 0.073 \text{ cm}$$

$$f_y = 0.073 \text{ cm} \leq f_{adm} = 1.5 \text{ cm}$$

D'où UAP 150 est vérifié

III-2-1- 4 -Vérification de la résistance de la section à « ELU » :

a) Détermination des sollicitations :

- **Moments :**

Axe Z-Z :

$$m_{y\text{sd}} = \frac{q_{uz} \times l^2}{8} = \frac{4.381 \times 6^2}{8} = 19.71 \text{ KN.m} \quad (\text{Lisse isostatique sans liernes}).$$

Axe Y-Y :

$$m_{z\text{sd}} = \frac{q_u \times (l/2)^2}{8} = \frac{0.135 \times 3^2}{8} = 0.152 \text{ KN.m} \quad (\text{Lisse hyperstatique avec liernes}).$$

c) Détermination de la classe de la section :

Classe de la semelle (semelle comprimé) :

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

→ Semelle de classe 1

Classe de l'âme (âme fléchie) :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{109}{7} = 15.57 \leq 72\varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

→ Âme de classe 1

Donc la section est de : **classe 1** $\gamma_{M0} = 1$

c) Calcul plastique :

D'après l'EuroCode03, la résistance à la flexion bi axiale du profilé est vérifiée si la condition suivante est satisfaite :

$$\left[\frac{M_{y\text{sd}}}{M_{ply\text{rd}}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z\text{sd}}}{M_{plz\text{rd}}} \right]^\beta \leq 1 \quad \dots\dots\dots [\text{EC03 5.4.8.1 (11)}]$$

Avec : $\alpha=2, \beta=1$... pour les profile en I, en absence de l'effort normal.

- $m_{ply\text{rd}} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{125.3 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 29.55 \text{ KN.m}$
- $m_{plz\text{rd}} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{38.78 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 9.113 \text{ KN.m}$

Et la condition sera :

$$\left[\frac{19.71}{29.55}\right]^2 + \left[\frac{0.152}{9.113}\right]^1 = 0.445 + 0.016 = 0.461 \leq 1$$

Donc la résistance du moment est vérifiée

III-2-1-5-Vérification au déversement :

D'après l'Euro code *Tapez une equation ici*. 3, la résistance au déversement du profilé est vérifiée si la condition suivante est satisfaite :

$$M_{ysd} < M_{brd}$$

$$M_{brd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

Pour le calcul de χ_{lt} on a la formule :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^{-2}}}$$

- $M_{ysd} = \frac{qz \times l^2}{8} = \frac{2.9.21 \times 6^2}{8} = 13.14 \text{KN.m}$

$$\beta_w = 1 \quad \text{classe 1} \quad \text{et} \quad \gamma_{m0} = 1$$

χ_{LT} : coefficient de réduction en fonction de $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\bar{\lambda}_{LT} : C'est l'élancement de divergence => \bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta_w}$$

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

$$\text{Et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad \text{D'où } \lambda_1 = 93.9$$

Pour les poutres à section constante et doublement symétrique on peut utiliser la formule approximative ci-après qui place en sécurité

Et

$$\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{\sqrt{c1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f}\right)^2\right]^{0.25}}} \quad [\text{Annexe F EC03 partie 1 - 1}]$$

$$\lambda_{LT} = \frac{93.25/2.02}{\sqrt{1.132 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{93.25/2.02}{15/1.025}\right)^2\right]^{0.25}}} = 20.54$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{20.54}{93.9} = 0.21 < 0.4 \quad \text{il ne y'a pas risque de déversement}$$

- $\phi_{LT} = 0.5 \times \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2\right]$

$$\phi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21(0.21 - 0.2) + 0.21^2]$$

$$\phi_{LT} = 0.505$$

- $$X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [(\phi_{LT}^2) - (\lambda_{LT}^2)]^{0.5}}$$

$$X_{LT} = \frac{1}{0.505 + [(0.505^2) - (0.21^2)]^{0.5}}$$

$$X_{LT} = 0.950 \leq 1$$

- $$M_{brd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_W \times W_{PLY} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{brd} = \frac{0.869 \times 1 \times 125.3 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1} = 27.97 \text{ KN.m}$$

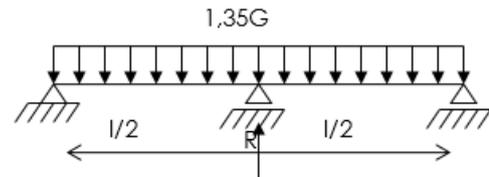
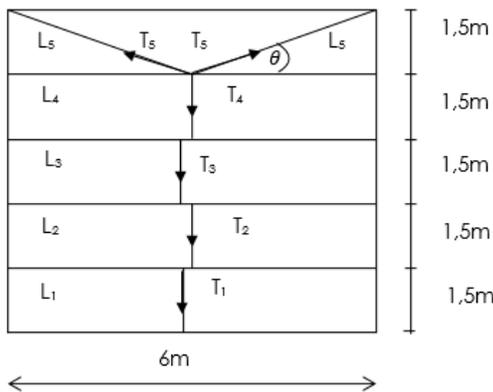
$$M_{sdy} = 13.14 \text{ KN.m} < M_{brd} = 27.97 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : On adopte des profilés UAP150 pour les lisses

III.2.1.6 Calcul des suspentes :

Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes :

$$R = 1.25 \times 1.35G \times \frac{l}{2} = 1.25 \times 1.35(0.329) \times \frac{6}{2} = 1.665 \text{ KN}$$



a) Détermination des efforts de traction :

- Effort dans L₁ :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{1.665}{2} = 0.832 \text{ KN}$$

- Effort dans L₂ :

$$T_2 = R + T_1 = 1.665 + 0.832 = 2.497 \text{ KN}$$

- Effort dans L₃ :

$$T_3 = R + T_2 = 0.832 + 2.497 = 3.329 \text{ KN}$$

- Effort dans L₄ :

$$T_4 = R + T_3 = 0.832 + 3.329 = 4.161 \text{ KN}$$

- Effort dans L_5 :

$$2T_5 \cdot \sin \theta = T_4 \Rightarrow T_5 = \frac{T_4}{2 \sin \theta} = \frac{4.161}{2 \sin(26.56)} = 4.652 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } \arctg \frac{1.5}{3} = 26.56^\circ \Rightarrow T_5 = 4.652 \text{ KN}$$

b) Dimensionnement des suspentes :

Le tronçon le plus chargé est L5

$$N = 4.652 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N \leq N_{pl} \\ N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \end{array} \right\} \Rightarrow A \geq \frac{N \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{4.652 \times 1}{23.5} = 0.197 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \cdot \varphi^2}{4} \geq 0.197 \text{ cm}^2 \Rightarrow \varphi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.197}{3.14}}$$

$$\varphi \geq 0.501 \text{ cm}$$

On prend une barre de diamètre $\varphi 10$

III-2-2-Lisses de bardage de PINGON :

III.2.2.1 Évaluation des charges

a) Charges permanentes :

- Poids de TN40 : $G = 10 \text{ Kg/m}^2$
- Poids propre de la lisse (dans notre cas le poids propre est inconnu)

c) Charge climatique de vent « W » :

$$W = 1.815 \text{ KN/m}^2$$

$$W = 1.815 \times 1.5 = 2.7225 \text{ KN/m}$$

III.2.2.2 Combinaisons des charges :

a) A L'ELU

- Sur l'axe zz' : $q_{uz} = 1.5 \times 2.7225 = 4.083 \text{ KN/m}$
- Sur l'axe yy' : $q_{uy} = 1.35 \times 0.10 = 0.135 \text{ KN/m}$

b) A L'ELS :

- Sur l'axe zz' : $q_{uz} = W = 2.7225 \text{ KN/m}$

- Sur l'axe yy' : $q_{yy}=G= 0.10 \text{ KN/m}$

III-2-2-3-Pré-dimensionnement :

Le pré dimensionnement ce fait par la condition de flèche à L'ELS :

- Axe y-y :

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

- Sous l'effet de vent normal (w) :

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{459.2}{200} = 2.296 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times 2.296} = \frac{5 \times 24.083 \times 10^{-2} \times 459.2^4}{384 \times 21000 \times 2.296} = 490.269 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 490.269 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau des profils des UAP on adopte un UAP 150 avec $I_y=796.1 \text{ cm}^4$ et le poids propre=17.9 Kg/m et $I_z=93.25 \text{ cm}^4$

- **Vérification :**

La flèche horizontale suivant z-z :

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{459.2}{200} = 2.296 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5 \times 2.77225 \times 10^{-2} \times 459.2^4}{384 \times 21000 \times 796.1} = 0.942 \text{ cm} \leq 2.296 \text{ cm}$$

- **Axe z-z**

Sous l'effet de poids propre « G » :

$$G = [G1 \text{ poids de bardage}] + [G2 \text{ poids de lisse}]$$

$$G = [10 \times 1.5] + 17.9$$

$$G = 32.9 \text{ Kg/m}$$

$$f_y = \frac{2.05 \times G \times (l)^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{459.2}{200} = 2.296 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.05 \times (0.329 \times 10^{-2}) \times (459.2)^4}{384 \times 21000 \times 93.25} = 0.972 \text{ cm}$$

$$f_y = 0.972 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2.296 \text{ cm}$$

Vérifiera la flexion verticale

III-2-2- 4 -Vérification de la résistance de la section à « ELU » :

➤ Détermination des sollicitations :

• Moments :

Axe Z-Z :

$$M_{ysd} = \frac{quz \times l^2}{8} = \frac{4.083 \times 4.592^2}{8} = 10.796 \text{KN.m} \quad (\text{Lisse isostatique sans liernes}).$$

Axe Y-Y :

$$M_{zsd} = \frac{qu \times (l)^2}{8} = \frac{0.135 \times 4.592^2}{8} = 0.355 \text{KN.m}$$

➤ Détermination de la classe de la section :

Classe de la semelle (semelle comprimé) :

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

→ Semelle de classe 1

Classe de l'âme (âme fléchie) :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{190}{7} = 15.57 \leq 72\varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

→ Âme de classe 1

Donc la section est de : **classe 1** → $\gamma_{m0} = 1$

➤ Calcul plastique :

D'après l'EuroCode03, la résistance à la flexion bi axiale du profilé est vérifiée si la condition suivante est satisfaite :

$$\left[\frac{M_{ysd}}{M_{plyrd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{zsd}}{M_{plzrd}} \right]^\beta \leq 1 \quad \dots\dots\dots [\text{EC03 5.4.8.1 (11)}]$$

Avec : $\alpha=2, \beta=1$... pour les profile en I, en absence de l'effort normal.

- $M_{plyrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{125.3 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 29.55 \text{KN.m}$
- $M_{plzrd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{38.78 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 9.113 \text{KN.m}$

Et la condition sera :

$$\left[\frac{10.762}{29.55} \right]^2 + \left[\frac{0.355}{9.113} \right]^1 = 0.132 + 0.038 = 0.171 \leq 1$$

Donc la résistance du moment est vérifiée

III-2-2-5-Vérification au déversement :

D'après l'Euro code 3, la résistance au déversement du profilé est vérifiée si la condition suivante est satisfaite :

$$M_{ysd} < M_{brd}$$

Avec :

$$M_{brd} = \frac{\chi_{it} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Pour le calcul de χ_{it} on a la formule :

$$\chi_{it} = \frac{1}{\phi_{it} + \sqrt{\phi_{it}^2 - \lambda_{it}^2}}$$

- $M_{ysd} = \frac{qz \times l^2}{8} = \frac{2.7225 \times 4.592^2}{8} = 7.175 \text{KN.m}$

$\beta_w=1$ classe1 et $\gamma_{m0}=1$

χ_{LT} : coefficient de réduction en fonction de $\bar{\lambda}_{LT}$

$\bar{\lambda}_{LT}$: C'est l'élancement de divergence $\Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta W}$

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

et $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$ D'où $\lambda_1 = 93.9$

Pour les poutres à section constante et doublement symétrique on peut utiliser la formule approximative ci-après qui place en sécurité

et

$$\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{\sqrt{C1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f}\right)^2\right]^{0.25}}} \text{ [Annexe F EC03 partie 1 - 1]}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{93.25/2.02}{\sqrt{1.132 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{93.25/2.02}{15/1.025}\right)^2\right]^{0.25}}} = 20.54$$

$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{20.54}{93.9} = 0.21 < 0.4$ il ne y'a pas risque de déversement

- $\phi_{LT} = 0.5 \times \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2\right]$

$\phi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21(0.21 - 0.2) + 0.21^2]$

$\phi_{LT} = 0.505$

- $X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [(\phi_{LT}^2) - (\lambda_{LT}^2)]^{0.5}}$

$X_{LT} = \frac{1}{0.505 + [(0.505^2) - (0.21^2)]^{0.5}}$

$X_{LT} = 0.950 \leq 1$

- $M_{brd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta W \times WPLY \times f_y}{\gamma m_0}$

$$M_{brd} = \frac{0.869 \times 1 \times 125.3 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1} = 27.97 \text{KN.m}$$

$$M_{sdy} = 7.175 \text{KN.m} < M_{brd} = 27.97 \text{KN.m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : On adopte des profilés UAP150 pour les lisses

III-3-Les potelets :

Les potelets sont des éléments de profile laminé, qui ont pour rôle de transmettre les différents efforts horizontaux à la poutre au vent et les efforts verticaux vers le sol.

Et sont des profils disposés verticalement sur le pignon, comme indiqué sur la figure ci-dessous, et sont soumis à la flexion composée dont des efforts lesquels :

- Effort normal produit par le poids propre du potelet et lisses de bardage.
- Effort de flexion produit par l'action du vent sur le pignon.

III-3-1- Dimensionnement des potelets

- - Chaque pignon possède 4 potelets de longueur L=8.70m, L=8.12m.
- - Entre axe des potelets d=3m.

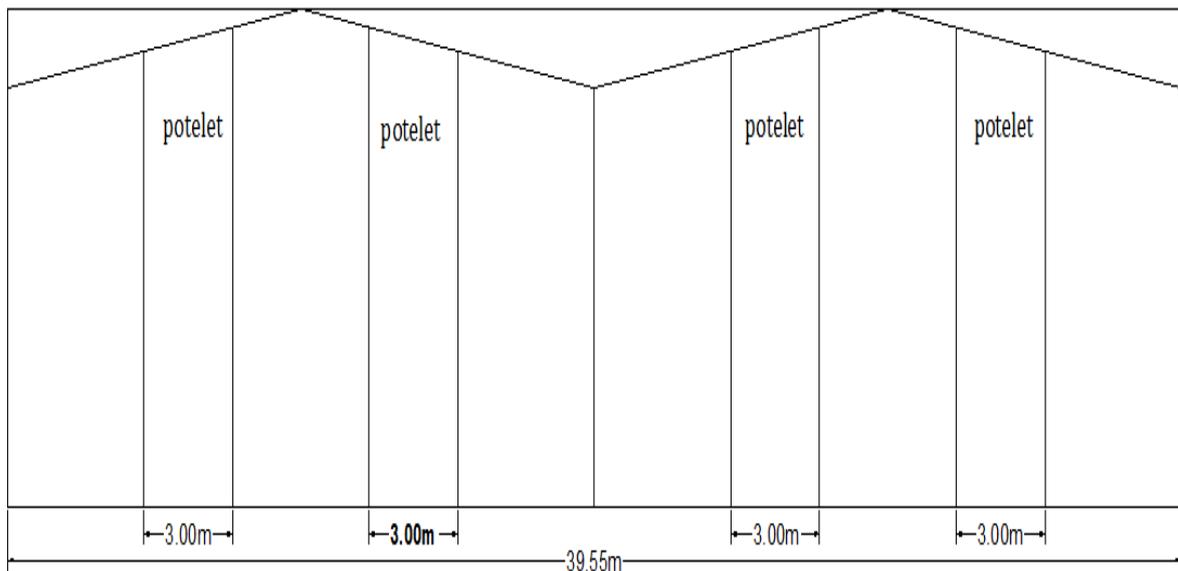


Figure –III-4-: disposition des potelets

III-3-2- Evaluation des charges et surcharges :

a- charges permanentes (G) : (charge concentrée)

- Poids propres des lisses UAP 150.....10,4kg/ml
- Poids propre du bardage (TN 40).....10Kg/m2
- Accessoire de pose.....5kg/m2

➤ Poids propre du potelet : (à déterminer)

G = poids propre du potelet + poids propres des lisses + poids propre du bardage.

III-3-3- Surcharges climatiques :

La charges du vent la plus défavorable le pignon est : $w=1.815 \text{ KN/m}^2$

$$W=1.815 \times 3=5.445 \text{ KN/ml}$$

Avec 3m : l'entre axe des potelets

III-3-4- Dimensionnement du potelet :

III-3-4-1 Sous la condition de flèche :

La vérification de la flèche se fait sous le vent normal (non pondéré).

$$f_z = \frac{5 \cdot q_u \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq f_{adm}$$

Et la flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{870}{200} = 4.35 \text{ cm}$$

L = 8.70m : longueur du potelet le plus chargé (potelet du milieu).

$$f_z = \frac{5 \times 5.445 \times 10^{-2} \times 870^4}{384 \times 21000 \times I_y} \leq f_{adm} = 4.35 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 5.445 \times 10^{-2} \times 870^4}{384 \times 21000 \times 4.35} = 4446.365 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un IPE270 dont $I_y=5790 \text{ cm}^4$ et le poids =36.1Kg/m.

III-3-4-2-Évaluation des charges ;

a) Les charges variables : (Vent)

$$q_w = 5.445 \text{ KN/m}$$

b) Les charges permanentes :

Poids de bardageG1=10Kg/m²

Poids du lisseG2=5×17.9=89.5Kg/m

Poids propre de l'IPE270.....G3=36.1Kg/m

$$G = [(G1 \cdot d \cdot L) + (G2 \cdot d) + G3 \cdot L]$$

$$G = [(10 \times 3 \times 8.70) + (89.5 \times 3) + 36.1 \times 8.70] = 843.57 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Donc } \rightarrow G = 8.435 \text{ KN}$$

III-4-Vérification de la flexion composée :

III-4-1-Vérification de l'effort tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq \frac{1}{2} V_{pl.rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_s \cdot l}{2} = \frac{8.167 \times 8.70}{2} = 35.528KN$$

$$A_{vz} = 22.14cm^2 [\text{tab de profilé en I}]$$

$$V_{sd} = 35.528KN \leq \frac{1}{2} V_{pl.rd} = 150.194KN$$

Donc la condition est vérifiée

III-4-2-Vérification de l'effort axial :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$N_{csd} = 1.5 \cdot G = 1.5 \times 8.435 = 12.652KN$$

$$N_{pl.rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{46 \times 23.5}{1} = 108.1KN$$

$$0.25 \cdot N_{pl.rd} = 0.25 \times 108.1 = 27.025KN$$

$$\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{(A - 2 \cdot b \cdot t_f) \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{(46 - 2 \times 13.5 \times 1.02) \times 23.5}{1} = 433.81KN$$

$$0.5A_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 216.905KN$$

$$N_{ysd} = 12.652KN \leq \min \left(0.25 \cdot N_{pl.rd} = 27.025; 0.5A_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 216.905KN \right)$$

→ Donc la condition est vérifiée

III-5-Vérification de la stabilité au flambement flexion :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z \times M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Avec :

- $M_{ysd} = 1.5 \cdot G = 1.5 \times 8.435 = 12.652KN$
- $M_{sdy} = 1.5 \cdot \frac{q_w \cdot l^2}{8} = 1.5 \times \frac{5.445 \times 8.70^2}{8} = 51.516KN \cdot m$
- $M_{sdz} = 0$

a) Calculons la longueur de flambement :

Autour de l'axe faible y'y (dans le plan de l'âme) : le potelet risque de flamber sur toute sa hauteur

- Donc la longueur de flambement $l_{ky} = 8.70m$

Autour de l'axe faible z'z (dans le plan perpendiculaire de l'âme), le poteau est empêché de flamber sur toute sa hauteur par les lisses de bardage.

- Donc la longueur de flambement $l_{ky} = 1.5m$
- Pour l'IPE 270, les rayons de giration sont : * $i_y = 12.23cm$
* $i_z = 3.02cm$

b) Calcule Les Élanement :

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{870}{11.23} = 77.47$$

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{150}{3.02} = 49.66$$

c) Calcule les élanements critiques

Acier S235

$$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5}$$

Donc $\lambda_{cr} = 93.9\varepsilon = 93.9 * 1 = 93.9$

d) Classe de la section :

➤ **Classe de la semelle : (comprimée)**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \rightarrow \frac{135/2}{8} = 6.61 \leq 10\varepsilon$$

Avec : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \Rightarrow$ Semelle de classe 1

➤ **Classe de l'âme : (Flexion composée)**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \rightarrow \frac{219.6}{6.6} = 33.272 \leq 72\varepsilon$$

\Rightarrow Ame de classe 1

Donc IPE270 est classe 1

e) Calcule les élanements réduits :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{77.47}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.82 > 0.2 \quad \text{il y a un risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{49.66}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.52 > 0.2 \quad \text{il y a un risque de flambement}$$

Avec : $\sqrt{\beta_w} = 1$ L'IPE 270 est de classe 1

f) Calcule le coefficient de réduction :

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

Choix de la courbe de flambement d'après le tableau 5. 5. 3 Euro code 3 :

Pour L'IPE270 : h = 270 mm, b = 135mm, t_f= 10.2mm.

Donc : $\frac{h}{b} = \frac{270}{135} = 2 > 1.2$ et $t_f = 10.2 \leq 40mm$

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur de d'imperfection α
y-y'	A	$\alpha_y = 0.21$
z-z'	B	$\alpha_z = 0.34$

Tableau III- : Coefficients de flambement correspondant à la section IPE 270

g) Calcul de χ_{min} :

- $$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}}$$

Avec : $\chi_y \leq 1$

$$\varphi_y = 0.5 \left[1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0.5 [1 + 0.21 \cdot (0.82 - 0.2) + 0.82^2] = 0.90$$

$$\Rightarrow \chi_y = 0.78$$

- $$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}}$$

Avec : $\chi_z \leq 1$

$$\varphi_z = 0.5 \left[1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0.5 [1 + 0.34 \cdot (0.52 - 0.2) + 0.52^2] = 0.68$$

$$\Rightarrow \chi_z = 0.89$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y = 0.78, \chi_z = 0.89)$$

Donc : $\chi_{min} = 0.78$

h) Calculons l'élanement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:

$\beta_w = 1 \rightarrow$ Section classe 1

χ_{lt} : Coefficient de réduction en fonction de $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0.5}$$

M_{cr} : Est le moment critique de déversement

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E \times I_z}{(kl)^2} \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kl)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z} + (C_2 Z_g)^2 \right]^{0.5} - C_2 Z_g \right\}$$

D'après les tableaux F.1.2 de l'EC3

Notre potelet considéré comme bi articules a ses extrémités on a :

C1, C2, facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$$C1 = 1.132 \quad C2 = 0.459$$

K et K_W : les facteurs de longueur effective avec : K=1 appui simple $K_W=1$

$Z_a = -\frac{h}{2} = -\frac{27}{2} = -13.5cm$ Sous le vent(-) puisque l'orientation de repart est vers la semelle comprimé

$Z_0 = 0$ Section doublement symétrique EC3 figure F.1.1

$$Z_g = Z_a - Z_s = -13.5cm$$

$$I_T = 15.94cm^4 \quad L = 8.70m$$

$$I_W = 79580cm^6 \quad I_z = 420cm^4 \quad G = 0.4E$$

Donc :

$$M_{cr} = \left(1.132 \frac{\pi^2 \times 21000 \times 420}{(1 \times 870)^2} \right) \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \times \frac{79580}{420} + \frac{(1 \times 870)^2 \times 0.4 \times 15.94}{\pi^2 \times 420} \right. \right. \\ \left. \left. + (0.459 \times 13.5)^2 \right] + (-0.459) \times (-13.5) \right\}$$

$$M_{cr} = 4870.12KN.m$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1 \times 484 \times 10^3 \times 235}{4870.122 \times 10^6}} = 0.15 < 0.4$$

→Donc pas de risque de diversement

• **Calcul de coefficient k :**

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot F_y} \text{ et } K_y \leq 1.5$$

$$\beta_{MLT} = 1.3$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \cdot \beta_{MLT} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_y = 0.82 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{484 - 428.9}{428.9} = -1.02$$

$$K_y = 1 - \frac{(-1.02) \times 12.652}{0.78 \times 46 \times 23.5} = 1.02 < 1.5$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{484 \times 23.5}{1} = 11374 \text{ KN.m}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{ply}} + \frac{M_{ysd} \cdot K_y}{M_{ply}} = \frac{12.652}{0.78 \times 11374} + \frac{1.02 \times 12.52}{51.516} = 0.24 < 1$$

Donc la stabilité de ce potelet au flambement flexion est vérifiée

L'IPE270 convient comme potelet.

III-6- Conclusion

L'étude que nous avons menée nous a permis de déterminer la nature des profilés des éléments secondaires, qui devront résister aux différentes sollicitations et voici Les profilés qui ont été retenus après les vérifications pour différents éléments :

- Les pannes : **IPE 180**
- Les lisses de bardages : **UAP 150.**
- Les potelets : **IPE 270.**

IV.1. Introduction :

L'étude du plancher mixte (acier-béton) qui est constitué d'un plan horizontal rigide a pour but de supporter les charges verticales qui sont produites par le poids propre des différents composants ainsi que la surcharge d'exploitation et de les transmettre aux poteaux et aux palées de stabilité

IV.2. Définition :

Un plancher mixte est composé d'une couche en béton armé ou précontrainte connecté aux semelles supérieures des solives par des éléments de liaison appelés connecteurs dont le rôle est de rendre solidaire les solives en acier de la dalle de béton en évitant tout glissement relatif. Une telle dalle est dite collaborant, elle participe à l'inertie globale du plancher. Etant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement.

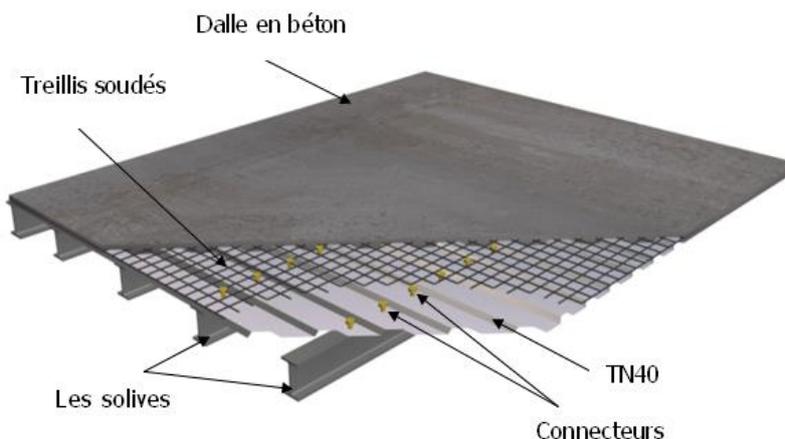


Figure IV-1 : Eléments constructifs du plancher

IV.3. Disposition des solives :

Pour tous les planchers de notre ouvrage, les poutrelles sont disposées dans chaque trame de 2 poutrelles (solives) avec :

- la distance entre les solives est $d=2\text{m}$.
- la longueur de solives est $l= 4.592 \text{ m}$.

IV.4. Caractéristiques des éléments constructifs :➤ **l'acier :**

On utilise des poutres en IPE, comme solives qui ont les caractéristiques suivantes :

- Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal) → $E_a = 21.10^4 \text{ MPA}$
- La limite élastique de traction → $f_y = 275 \text{ MPA}$
- La limite élastique de cisaillement → $\tau_e = 0,58 f_y = 159.5 \text{ MPA}$

➤ **le béton :**

Pour les planchers, on utilise un béton **C20/25** d'épaisseur **e=10cm** qui ont les caractéristiques suivantes :

- La résistance caractéristique à la compression → $f_{c28} = 20 \text{ MPA}$
- La masse volumique → $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3 = 25 \text{ KN/m}^3$
- Le module d'élasticité longitudinale → $E_b = 14000 \text{ MPA}$.
- le coefficient de retrait du béton → $\epsilon = 2.10^{-4}$
- le coefficient d'équivalence acier/béton :

$$n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{210000}{14000} = 15 \quad \rightarrow n=15$$

IV-5-Méthode de calcul :

Le calcul de plancher mixte se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

IV-5-1-Phase de construction :

Le profilé d'acier travail seul et les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du profilé
- Poids propre de la tôle
- Poids propre du béton frais
- Surcharge de construction (ouvrier)

IV-5-2-Phase finale :

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble. On doit tenir compte des charges suivantes :

- Poids propre du profilé.
- Poids propre de la tôle.
- Poids propre du béton (sec) et revêtement.
- Surcharge d'exploitation finition.

IV-6- Vérification au stade de montage :**IV-6-1 Evaluation des charges :**➤ **Les charges permanentes G :**

- Poids de la dalle en béton : $G_1 = \rho \cdot e = 2500 \times 0,1 \dots\dots\dots G_1 = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- Poids de la tôle (TN40) + accessoire $\dots\dots\dots G_2 = 0.14 \text{ KN/m}^2$
- Poids du treillis soudé $\dots\dots\dots G_3 = 0.01 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_C = 1 \text{ KN/m}^2$

IV-6-2- Combinaison des charges :➤ **à l'ELS**

$$G = (G_1 + G_2 + G_3 + Q) \times d = (2.5 + 0.14 + 0.01 + 1) \times 2 = 7.3 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 7.3 \text{ KN/m}$$

➤ **à l'ELU**

$$G = [1.35 (G_1 + G_2 + G_3) + 1.5Q] \times d = [1.35 (2.5 + 0.14 + 0.01) + 1.5(1)] \times 2 = 10.155 \text{ kN/m}$$

$$q_u = 10.155 \text{ kN/m}$$

IV-6-3- Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$f_z = \frac{5 \times qz \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm}$$

$$\text{Avec : } f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{459.2}{200} = 2.296 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5 \times qz \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{L}{200} = 2.296 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times 2.296} = \frac{5 \times 7.3 \times 10^{-2} \times 459.2^4}{384 \times 21000 \times 2.296} = 876.552 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 876.552 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau des profilés on adopte IPE 180.

IV-6-4-Vérifications à la résistance :

IV-6-4-1- Vérification au moment fléchissant :(résistance)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{plz.rd}$$

- $M_{sd} = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{10.155 \times 4.592^2}{8} = 26.766 \text{ KN.m}$
- $M_{plz.rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166.4 \times 23.5}{1} = 3910.4 \text{ KN.cm} = 39.104 \text{ KN.m}$

$$M_{sd} = 26.766 \text{ KN.m} \leq M_{plz.rd} = 39.104 \text{ KN.m}$$

Donc la condition est vérifiée

IV-6-4-2- Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$V_{zsd} \leq 1/2 V_{plz.rd}$$

- $V_{zsd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{10.155 \times 4.592}{2} = 23.31 \text{ KN}$
- $V_{plzrd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{1125 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 152.636 \text{ KN}$

$$V_{zsd} = 23.31 \text{ KN} \leq 1/2 V_{plz.rd} = 76.318 \text{ KN}$$

Donc la condition $V_{zsd} \leq V_{plz.rd} / 2$ est vérifiée

Remarque : toutes les conditions sont vérifiées .Donc on n'a pas besoin d'étayement pour la phase de construction.

IV-7- Vérification au stade final :(Après durcissement du béton)

IV-7-1-Evaluation des charges :

➤ **Les charges permanentes G :**

- Poids de la dalle en béton : $G_1 = \rho .e = 2500 \times 0,1 \dots \dots \dots G_1 = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- Poids de la tôle (TN40) +accessoire. $G_2 = 0,14 \text{ kN/m}^2$

- Poids de solive IPE180..... $G_3 = 0,188 \text{ kN/m}$
- Poids de revêtement de carrelage et mortier de pose..... $G_4 = 1,2 \text{ kN/m}^2$
- Poids de cloison $G_5 = 1 \text{ kN/m}^2$
- Poids de l'enduit en mortier..... $G_6 = 0,1 \text{ kN/m}^2$

$$G = (G_1 + G_2 + G_4 + G_5 + G_6) \times 2 + G_3$$

$$= (2,5 + 0,14 + 0,95 + G_1 + 0,1) \times 2 + 0,188 \quad \rightarrow G = 9,568 \text{ KN/m}$$

➤ **Les charges variables Q :**

- Surcharge d'exploitation : $P = 2,5 \text{ KN/m}^2$

$$Q = P \times d = 2,5 \times 2 = 5 \text{ kN/m}$$

$$Q = 5 \text{ KN/m}$$

IV-7-2- Combinaisons des charges :

➤ **à l'ELS**

$$\Sigma G + Q = 9,568 + 5 = 14,568 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 14,568 \text{ KN/m}$$

➤ **à l'ELU**

$$\Sigma \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q = (1,35 \times 9,568) + (1,5 \times 5) = 20,416 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 20,416 \text{ KN/m}$$

Après le durcissement du béton, l'inertie de la dalle I_B participe avec l'inertie des solives I_A , ce qui donne une inertie équivalente I_A .

VI-7-3- Calcul de largeur efficace du béton :

La largeur efficace du béton qui participe à l'inertie équivalente I , de la section mixte notée par B_{eff} est donnée par :

$$B_{eff} = \min\left(2 \frac{l_0}{8}, b\right), \text{ avec } l_0 = 4,592 \text{ m et } b = 2 \text{ m,}$$

$$B_{eff} = \min\left(2 \cdot \frac{4,592}{2}, 2\right) = (1,15, 2) = 1,15 \text{ m}$$

$$\text{Donc } B_{eff} = 1,15 \text{ m}$$

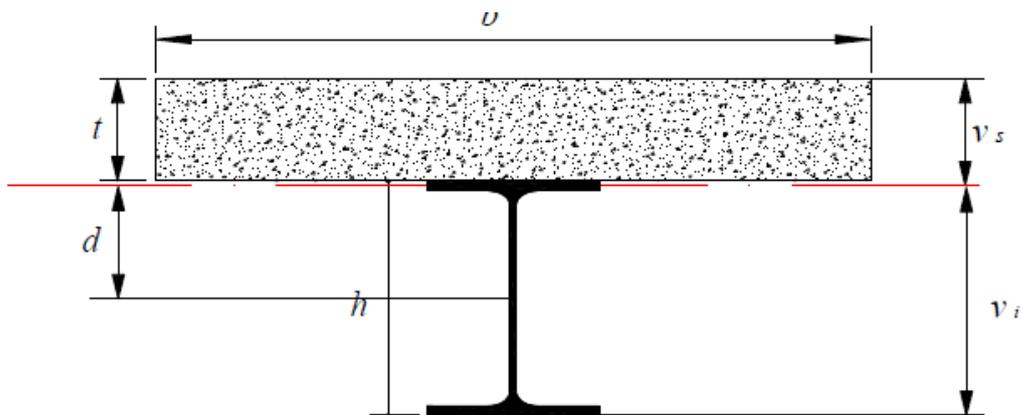


Figure IV-2- : Largeur de la dalle effective

IV-7-4- La position de l'axe neutre :

La position de l'axe neutre (Δ) de la section mixte par rapport à l'axe neutre de solive est donnée par la formule suivante :

$$d = \frac{B_{eff} \times t}{n} \times \frac{t+h}{2s} \quad \text{avec : } n=15, t=e=10\text{cm} , B_{eff}=1.15\text{m}$$

$$S = A + \frac{B}{n} \quad \text{avec : } B=b \times t$$

$$S = 24 + \frac{115 \times 10}{15} = 100.66\text{cm}^2$$

$$d = \frac{155 \times 10}{15} \times \frac{10+18}{2 \times 100.66} = 10.66\text{cm} \quad d = 10.66\text{cm} > \frac{h}{2} = \frac{18}{2} = 9\text{cm}$$

IV-7-5-Position de l'axe neutre plastique :

Z_{anp} : Position de l'axe neutre plastique à partir de la fibre supérieure du béton.

L'axe neutre plastique c'est un axe qui divise la section de deux aires égales.

$$F_a = A \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 24 \frac{23.5}{1} = 564\text{KN} \Rightarrow F_a = 564\text{KN}$$

$$F_c = b_{eff} \times h_c \times \left(\frac{0.85 \times f_c}{\gamma_c} \right) = 115 \times 10 \times \left(\frac{0.85 \times 20}{1.5} \right) = 13033.33\text{KN}$$

$$F_c = 13033.33\text{KN}$$

$F_c > F_a \Rightarrow$ l'axe neutre plastique passe dans la dalle

$$Z_{anp} = \frac{Fa}{b_{eff} \times (0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_c})} = \frac{564}{115 \times (0.85 \times \frac{2}{1.5})} = 4.33 \text{ cm}$$

$$Z_{anp} = 4.33 \text{ cm}$$

IV-7-5-L'inertie de l'ensemble poutre-dalle :

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre (Δ) est :

$$I_{\Delta} = I_A + A \cdot d^2 + \frac{I_B}{n} + \frac{b_{eff}}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

$$I_{\Delta} = 1317 + 24 \cdot (10.66)^2 + \left(\frac{115 \times 10^3}{12 \times 15} \right) + \left(\frac{115 \times 10}{15} \right) + \left(\frac{10+18}{2} - 10.66 \right)^2$$

$$= 1317 + 2727.2 + 638.88 + 855.26 \quad \rightarrow \mathbf{I = 5528.39 \text{ cm}^4}$$

IV-8- Moment fléchissant maximal dans la section mixte :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{20.416 \times 4.592^2}{8} = 53.81 \text{ KN.m}$$

IV-8- Contrainte de flexion simple :

IV-8-1- Contrainte dans la poutre d'acier :

➤ **Semelle inférieure :**

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{max}}{I} V_i \quad \text{Avec : } V_i = \frac{h}{2} + d = \frac{18}{2} + 10.66 = 19.66 \text{ cm}$$

$$\sigma_{ai} = \frac{53.81 \times 10^3}{5528.39 \times 10^4} \times 196.6 = 0.191 \text{ KN/mm}^2$$

$$\sigma_{ai} = \mathbf{0.191 \text{ KN/mm}^2}$$

➤ **semelle supérieure :**

$$\sigma_{as} = \frac{M_{max}}{I} (V_s - t) \quad \text{Avec : } V_s = \frac{h}{2} + t - d = \frac{18}{2} + 10 - 10.66 = 8.34 \text{ cm}$$

$$\sigma_{as} = \frac{53.81 \times 10^3}{5528.39 \times 10^4} (83.4 - 10) = 0.07 \text{ KN/mm}^2$$

$$\sigma_{as} = \mathbf{0.07 \text{ KN/mm}^2}$$

IV-8-2- Contrainte dans la dalle en béton

➤ **Fibre supérieure : (Compression)**

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{max}}{n.I} \cdot V_s$$

$$\sigma_{bs} = \frac{53.81 \times 10^3}{15 \times 5528.39 \times 10^4} (83.4) = 5.41 \times 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

$$\sigma_{bs} = 5.41 \times 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

➤ **Fibre inférieure :**

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{max}}{n.I} (V_i - t)$$

$$\sigma_{bi} = \frac{53.81 \times 10^3}{15 \times 5528.39 \times 10^4} (196.6 - 100) = 6.26 \times 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

$$\sigma_{bi} = 6.26 \times 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

IV-8-3- Vérification de la flèche

On vérifié la condition suivante :

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

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 14.568 \times 10^{-2} \times 459.2^4}{384 \times 21000 \times 5528.39} = 0.72 \text{ cm} \leq \frac{L}{200} = 2.296 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 0.72 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2.296 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée

IV-8-4-Vérifications à la résistance

➤ **Vérification au moment fléchissant :(résistance)**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pi.rd}$$

$$M_{pi.rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - z_{anp} \right)$$

$$M_{pi.rd} = 564 \left(\frac{0.18}{2} + 0.04 + 0.06 - \frac{0.0433}{2} \right)$$

$$M_{pi.rd} = 94.94949 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 53.81 \text{ KN.m} \leq M_{pi.rd} = 94.949 \text{ KN.m}$$

Donc la condition est vérifiée

IV-8-5-Vérification au l'effort tranchant :(cisaillement)

On doit vérifier que :

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} \leq 0.58f_y$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{20.416 \times 4.592}{2} = 46.87KN$$

$$\tau = \frac{V_{sd}}{h_1 \cdot t_w} = \frac{46.87}{164 \times 5.3} = 0.053KN/mm^2$$

Donc : $\tau=0.053KN/mm^2 \leq 0.58f_y$ la condition vérifiée

IV-8-6- Contraintes additionnelles de retrait

Après coulage de la dalle, le béton, en durcissant, devrait s'accompagner d'un retrait (raccourcissement ϵ). Mais la dalle étant solidarisée avec les poutres en acier, ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle, à l'interface acier/béton.

L'effet du retrait peut, en outre, se cumuler avec l'effet d'un abaissement de température (gradient thermique).

Ces effets provoquent :

- un raccourcissement ϵ_a de la poutre acier,
- un allongement ϵ_b de la dalle béton (par rapport à sa position d'équilibre, car ne pouvant librement se rétracter, le béton se tend, en fait, ce qui équivaut à un allongement).

Et on calcul :

- $\beta = \frac{h+t}{2} = \frac{18+10}{2} = 14cm \quad \rightarrow \beta=0.14cm$
- $\alpha = \frac{I_a}{A_a \times \beta} = \frac{1317}{24 \times 14} = 3.31cm \quad \rightarrow \alpha = 3.91cm$
- $K = \frac{A_C \times E \times \epsilon \times \beta \times A_a}{n \times I \times A_a + A_C \times I_a + A_C \times A_a \times \beta^2} \quad \text{Avec : } A_C = B_{eff} \times t$

$$K = \frac{(115 \times 10) \times 2.1 \times 10^6 \times 2 \times 10^{-4} \times 14 \times 24}{(15 \times 1317 \times 24) + (115 \times 10 \times 1317) + (115 \times 10 \times 24 \times 24^2)}$$

$$K = 0.219KN/cm^3$$

Z_1 : Distance entre l'interface et l'axe neutre de la section homogène

$$\bullet \quad Z_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{18}{2} + 3.91 = 12.91 \text{ cm}$$

Z_2 : Distance entre la fibre supérieure du béton et l'axe neutre de la section homogène.

$$\bullet \quad Z_2 = Z_1 + t = 12.91 + 10 = 22.91 \text{ cm}$$

$$\bullet \quad E_a \cdot \varepsilon = 2.1 \times 10^4 \times 2 \times 10^{-4}$$

D'où les valeurs des contraintes

IV-8-6-1- Dans l'acier :

➤ Semelle inférieure (Traction)

$$\sigma_{ai} = K(h - Z_1) = 0.219 \times (18 - 12.91) = 11.147 \text{ N/mm}^2 \quad \rightarrow \sigma_{ai} = -11.147 \cdot 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

➤ Semelle supérieure (Compression)

$$\sigma_{as} = K \times Z_1 = 0.219 \times 12.91 = 28.272 \text{ N/mm}^2 \quad \rightarrow \sigma_{as} = 28.272 \cdot 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

IV-8-6-2- Dans le béton :

➤ Fibre inférieure

$$\sigma_{bi} = \frac{1}{n} (E_a \times \varepsilon - K \times Z_2) = \frac{1}{15} (42 - 28.27) = 0.915 \cdot 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

➤ Fibre supérieure

$$\sigma_{bs} = \frac{1}{n} (E_a \times \varepsilon - K \times Z_2) = \frac{1}{15} (42 - (0.219 \times 22.91)) = 0.246 \cdot 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

IV-8-7- Contraintes finales :

IV-8-7-1- Dans l'acier :

➤ Semelle inférieure (Traction)

$$\sigma_{ai} = -191 - 11.147 = 202.147 \text{ Mpa} < 235 \text{ Mpa}$$

➤ Semelle supérieure (Compression)

$$\sigma_{as} = -7 + 28.27 = 21.24 \text{ Mpa} < 235 \text{ Mpa}$$

IV-8-7-2 Dans le béton

➤ Fibre inférieure

$$\sigma_{bi} = -0.0626 - 0.915 = +0.85 \text{ Mpa} < 0.6 + 0.06 f_{c28} = 1.8 \text{ Mpa}$$

➤ **Fibre supérieure (Compression)**

$$\sigma_{bi} = 5.41 - 0.246 = 5.164 \text{Mpa} < 20 \text{Mpa}$$

IV-9-Calcul de la poutre principale :

Les poutres porteuses sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

Dans notre cas on va s'intéresser pour le cas le plus défavorable.

IV-9-1-Caractéristiques du plancher :

- Portée du sommier : $L=6\text{m}$
- Entre axe des sommiers : $d_{\text{sommier}}= 4.592\text{m}$
- Entre axe des solives : $d_{\text{solives}}=2\text{m}$
- Charges permanentes du plancher : $G = 4.59\text{KN/m}^2$
- Surcharges d'exploitation : $Q = 2,5\text{KN/m}^2$
- Poids de la solive : $G_{\text{solives}} = 0,188\text{KN/m}$
- Les solives exercent des charges concentrées sur le sommier avec :

$$P_{\text{solives}} = G_{\text{solive}} \times e_{\text{sommier}} = 0,188 \times 4.592 = 0,863 \text{KN}$$

IV-9-2-Vérification de la flèche :

On considère le sommier soumis à une charge répartie P_s sur sa longueur.

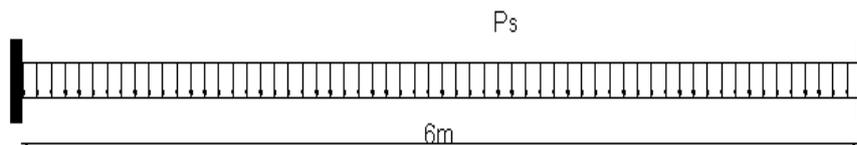


Figure IV-3-: Sommier sous charge équivalente.

IV-9-3-Pré dimensionnement :

$$P_s = [G + Q] \times d_{\text{sommier}} + [(5 \times P_{\text{solive}})/L]$$

$$P_s = [4.59 + 2.5] \times 4.592 + [(5 \times 0.863)/6]$$

$$P_s = 33.27 \text{KN/m}$$

Il faut vérifier que :

$$f_z = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times 2.4} = \frac{5 \times 33.27 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 2.4} = 1113.95 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 1113.95 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau des profilés on adopte IPE 180.

- **Vérification de la flèche en tenant compte du poids du profilé**

$$P'_s = P_s + G_{\text{profilé}} = 33.27 + 0.188 = 33.458 \text{ KN/m}$$

$$f_z = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 33.27 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 1317} = 2.02 \text{ cm}$$

$$f_z = 2.02 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2.4 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée

IV-9-4-Vérifications de la résistance :

IV-9-4-1- Détermination de la classe de la section :

- **Classe de la semelle (semelle comprimé)**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \rightarrow \frac{91/2}{8} = 5.68 \leq 10\varepsilon$$

$$\text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \Rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

- **Classe de l'âme (âme fléchie)**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \rightarrow \frac{146}{5.3} = 27.54 \leq 72\varepsilon$$

$$\Rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

Donc IPEV180 est classe 1

IV-9-4-2- Vérification au moment de flexion :

- $P_u = 1.35[(G \times d_{\text{sommier}}) + 5(G_{\text{solive}} \times d_{\text{sommier}})/L] + 1.5 \times (Q \times d_{\text{sommier}})$
 $P_u = 1.35[(4.59 \times 4.592) + 5(0.188 \times 4.592)/6] + 1.5 \times (2.5 \times 4.592)$

$$P_u = 46.535 \text{ KN/m}$$

$$\bullet M_{sd} = \frac{P_U \times l^2}{12} = \frac{46.535 \times 6^2}{12} = 139.605 \text{KN.m}$$

$$\mathbf{M_{sd} = 139.605 \text{KN.m}}$$

$$\bullet M_{pl.rd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166.4 \times 23.5}{1} = 3910.4 \text{KN.cm} = 39.104 \text{KN.m}$$

$$\mathbf{M_{pl.rd} = 39.104 \text{KN.m}}$$

$$M_{sd} > M_{pl.rd} \Rightarrow \text{Non vérifiée}$$

Condition de résistance non vérifiée on augmente le profilé

$$M_{pl.rd} \geq M_{sd} \Rightarrow \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq M_{sd}$$

$$w_{pl} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{13960.5 \times 1}{23.5} = 594.06 \text{cm}^3$$

On adopte un profilé IPE300.

D'où :

$$\bullet P_u = 1.35[(G \times d_{\text{sommier}}) + 5(G_{\text{solive}} \times d_{\text{sommier}})/L] + 1.5 \times (Q \times d_{\text{sommier}})$$

$$P_u = 1.35[(4.59 \times 4.592) + 5(0.422 \times 4.592)/6] + 1.5 \times (2.5 \times 4.592)$$

$$\mathbf{P_u = 47.852 \text{KN/m}}$$

$$\bullet M_{sd} = \frac{P_U \times l^2}{12} = \frac{47.852 \times 6^2}{12} = 143.556 \text{KN.m}$$

$$\mathbf{M_{sd} = 143.556 \text{KN.m}}$$

$$\bullet M_{pl.rd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{628.4 \times 23.5}{1} = 14767.4 \text{KN.cm} = 147.674 \text{KN.m}$$

$$\mathbf{M_{pl.rd} = 147.674 \text{KN.m}}$$

$$M_{sd} = 143.556 \text{KN.m} \leq M_{pl.rd} = 147.674 \text{KN.m}$$

La condition de résistance est vérifiée

IV-9-4-3- Vérification au Cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{P_u \times l + 5(G_{\text{porfile}} \times d_{\text{sommier}})}{2}$$

$$V_{sd} = \frac{47.852 \times 6 + 5(0.422 \times 4.592)}{2}$$

$$V_{sd} = 148.40KN$$

$$V_{pl.rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{25.68 \times (23.5/\sqrt{3})}{1} = 348.419KN$$

$$V_{sd} = 148.40KN < V_{pl.rd} = 348.419KN \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte **IPE300** pour la poutre principale de plancher.

IV-10-Calcul de la poutre secondaire :

IV-10-1-Caractéristiques de la poutre secondaire :

- Portée de la poutre : $L=4.592m$
- Entre axe de la poutre : $d_{poutres} = 2m$
- Charges permanentes du plancher : $G = 4.59KN/m^2$
- Surcharges d'exploitation : $Q = 2,5KN/m^2$

IV-9-2-Pré dimensionnement :

$$P_s = [G + Q] \times d_{poutre}$$

$$P_s = [4.59 + 2.5] \times 2 = 14.18KN/m \quad \mathbf{P_s = 14.18KN/m}$$

Il faut vérifier que :

$$f_z = \frac{qs \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{459.2}{250} = 1.84cm$$

$$I_y \geq \frac{qs \times l^4}{384 \times E \times 1.84} = \frac{14.18 \times 10^{-2} \times 459.2^4}{384 \times 21000 \times 1.84} = 424.92cm^4$$

$$I_y \geq 424.92cm^4$$

D'après le tableau des profilés on adopte IPE 140.

➤ Vérification de la flèche en tenant compte du poids du profilé :

$$P_s = [G + Q] \times d_{poutre} + G_{poutre}$$

$$P_s = [4.59 + 2.5] \times 2 + 0.129 = 14.309KN/m \quad \mathbf{P_s = 14.309KN/m}$$

$$f_z = \frac{qs \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{14.309 \times 10^{-2} \times 459.2^4}{384 \times 21000 \times 541.2} = 1.45cm \leq f_{adm} = 1.84cm$$

$$fz = 1.45\text{cm} \leq fadm = 1.84\text{cm} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

IV-10-3-Vérifications de la résistance :

IV-10-3-1- Détermination de la classe de la section :

- **Classe de la semelle (semelle comprimé)**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \rightarrow \frac{73/2}{6.9} = 5.28 \leq 10\varepsilon$$

$$\text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad \Rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

- **Classe de l'âme (âme fléchie)**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \rightarrow \frac{112.2}{4.7} = 23.87 \leq 72\varepsilon$$

$$\Rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

Donc IPEV140 est classe 1

IV-9-3-2- Vérification au moment de flexion :

- $P_u = 1.35[(G \times d_{\text{poutre}}) + G_{\text{profile}}] + 1.5 \times (Q \times d_{\text{poutre}})$

$$P_u = 1.35[(4.59 \times 2) + 0.129] + 1.5 \times (2.5 \times 2)$$

$$P_u = 20.06\text{KN/m}$$

- $M_{sd} = \frac{P_u \times l^2}{12} = \frac{20.06 \times 4.592^2}{12} = 35.24\text{KN.m}$

$$M_{sd} = 35.24\text{KN.m}$$

- $M_{pl,rd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{88.34 \times 23.5}{1} = 2075.99\text{KN.cm} = 20.75\text{KN.m}$

$$M_{pl,rd} = 20.75\text{KN.m}$$

$$M_{sd} > M_{pl,rd} \quad \Rightarrow \text{Non vérifiée}$$

Condition de résistance non vérifiée on augmente a un profilé IPE 180

D'où :

- $P_u = 1.35[(G \times d_{\text{poutre}}) + G_{\text{profile}}] + 1.5 \times (Q \times d_{\text{poutre}})$

$$P_u = 1.35[(4.59 \times 2) + 0.188] + 1.5 \times (2.5 \times 2)$$

$$P_u = 20.14\text{KN/m}$$

$$\bullet \quad M_{sd} = \frac{P_U \times l^2}{12} = \frac{20.14 \times 4.592^2}{12} = 35.40 \text{KN.m}$$

$$\mathbf{M_{sd} = 35.40 \text{KN.m}}$$

$$\bullet \quad M_{pl,rd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166.4 \times 23.5}{1} = 3910.4 \text{KN.cm} = 39.104 \text{KN.m}$$

$$\mathbf{M_{pl,rd} = 39.104 \text{KN.m}}$$

$$M_{sd} = 35.40 \text{KN.m} \leq M_{pl,rd} = 39.104 \text{KN.m}$$

La condition de résistance est vérifiée

IV-9-3-3- Vérification au Cisaillement :

$$\bullet \quad V_{sd} = \frac{P_U \times l}{2} = \frac{20.14 \times 4.592}{2} = 46.24 \text{KN.m}$$

$$\bullet \quad V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{11.25 \times (23.5 / \sqrt{3})}{1} = 152.63 \text{KN}$$

$$V_{sd} = 46.24 \text{KN} < V_{pl,rd} = 152.63 \text{KN} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte **IPE180** pour la poutre secondaire.

IV-11-Calcul et dimensionnement des connecteurs :

Lorsque la poutre mixte est soumise aux actions extérieures. Un glissement apparait entre le béton et l'acier. Pour éviter cela et rendre solidaire le béton et l'acier on utilise des connecteurs.

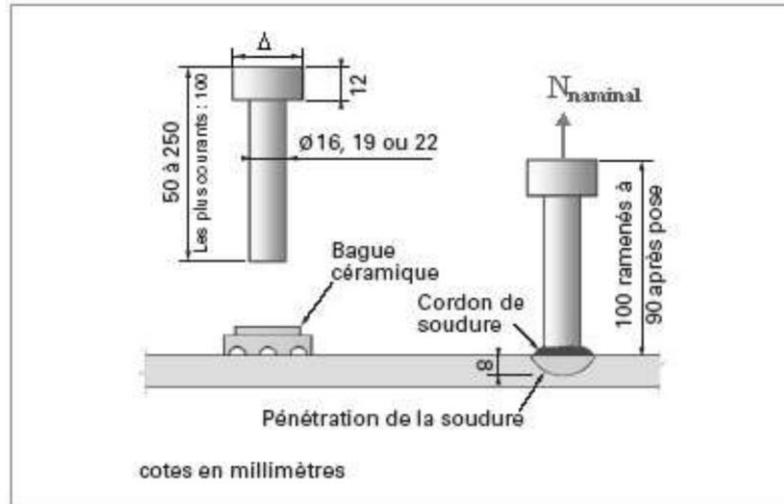


Figure IV-3- : Caractéristique des connecteurs

IV-11-1-Nombre de connecteurs :

Doit être égal au moins à l'effort de cisaillement de calcul déterminé de calcul déterminer (section 6.2 EC.4), divisé par la résistance de calcul d'un connecteur P_{rd} section (6.3 Ou 6.5 EC4) :

$$N \geq \frac{V_{lf}}{P_{rd}}$$

IV-11-2-Capacité de déformation des connecteurs :

On appelle connecteurs ductiles ceux qui offrent une capacité de déformation suffisante pour justifier l'hypothèse d'un comportement plastique idéal de la connections au sein de la structure considérée.

$$10 \leq L \leq 25 \quad \text{Et} \quad \frac{N}{N_f} \geq 0.04L$$

Avec :

- L : portée en mètre.
- N_f : le nombre de connecteurs déterminé pour la longueur de la poutre
- N : nombre de connecteurs présents à l'intérieur de la même longueur de poutre.

IV-11-3-Effort de cisaillement longitudinal :

Connections complète :

$$V_{lf} = \min \left\{ \frac{A_a \times f_y}{\gamma_{m1}}; \frac{0.85 \times h_c \times f_{c28}}{\gamma_c} \right\} \dots \dots \dots [\text{EC04 art (6.2.1.1)}]$$

Avec :

- A_a : Aire de l'élément structural
- f_{c28} : La résistance caractéristique sur cylindre du béton, à l'âge considérée.
- γ_{m1} : Coefficient de sécurité pour l'acier.
- γ_c : Coefficient de sécurité pour le béton
- h_c : Hauteur de la dalle

IV-11-3-Résistance de calcul des connecteurs :

- Goujons à tête utilisée avec des tôles profilées en acier.
- Tôles dont les nervures sont perpendiculaires aux poutres porteuses.

$$P_{rd} = \min \{ P_{rd1}; P_{rd2} \} \dots \dots \dots [\text{EC04 art (6.3.2.1)}]$$

- $P_{rd1} = 0.8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \frac{1}{\gamma_v}$
- $P_{rd2} = 0.29 \times \alpha \times d^2 \sqrt{f_{ck} \times E_{cm} \times \frac{1}{\gamma_v}}$

Avec :

- d : Le diamètre du fut du goujon.
- f_u : Résistance en traction spécifique du matériau du goujon, sans dépasser
- f_{ck} : La résistance caractéristique sur cylindre du béton, à l'âge considérée.
- E_{cm} : La valeur moyenne du module sécant du béton.
- γ_v Coefficient partiel de sécurité pris égal à 1.25 à l'état limite ultime.
- α : Facteur de correction.

$$\text{Et } \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1 \text{ Pour } \frac{h}{2} > 4 \\ \alpha = 0.2 \times \left[\frac{h}{d} + 1 \right] \text{ Pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \end{array} \right\}$$

Avec :

h : la hauteur hors tout du goujon.

IV-11-3-Calcul des goujons :

$b_0 = 300\text{mm}, h_p = 40\text{mm}, h = 80\text{mm}, d = 19\text{mm}.$

$$\frac{h}{d} = \frac{80}{19} = 4.2 > 4 \Rightarrow \alpha = 1$$

IV-11-3-1-Déterminer le Nombre de goujon :

➤ Calcule V_{lf} :

$$A_a = 24 \text{ cm}^2 (\text{IPE180}), f_y = 23.5 \text{ KN/cm}^2 (\text{S235}) \text{ Et } f_{ck} = 2 \text{ KN/cm}^2 (\text{C20/25})$$

$$\gamma_c = 1.5, \gamma_{m1} = 1 \quad A_c = b_{eff} \times t = 115 \times 10 = 1150 \text{ cm}^2$$

$$V_{lf} = \min \left\{ \frac{24 \times 23.5}{1}; \frac{0.85 \times 1150 \times 2}{1.5} \right\}$$

$$V_{lf} = \min\{564 \text{ KN}; 1303.33 \text{ KN}\}$$

$$V_{lf} = 564 \text{ KN}$$

➤ Calcule P_{rd} :

$$f_u = 40 \text{ KN/cm}^2 \quad f_{ck} = 2 \text{ KN/cm}^2 \quad E_{cm} = 30.5 \times 10^2$$

• D'après (1) : $P_{rd1} = 0.8 \times 40 \times \frac{3.14 \times 1.9^2}{4} \times \frac{1}{1.25}$

$$P_{rd1} = 72.55 \text{ KN}$$

• D'après (2) $P_{rd2} = 0.29 \times 1 \times 1.9^2 \sqrt{2 \times 30.5 \times 10^2 \times \frac{1}{1.25}}$

$$P_{rd2} = 73.13 \text{ KN}$$

$$\text{Alor : } P_{rd} = \min\{72.55, 73.13\} = 72.55 \text{ KN}$$

D'où :

$$N \geq \frac{V_{lf}}{P_{rd}} = \frac{564}{72.55} = 7.77 \approx 8$$

⇒ N= 8 goujons

Soit N = 8 goujons sur la demi-longueur de la poutre, c'est-à-dire 15 goujons sur la longueur totale de la poutre.

Il est permis d'espacer les goujons uniformément sur la longueur d'interface, car ici toutes les sections critiques considérées sont de classe 1. La distance entre goujons est de :

$$S = \frac{L_{cr}}{N} \quad \text{Avec: } L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{459.2}{2} = 229.6 \text{ cm}$$

$$S = \frac{229.6}{8} = 28.7 \text{ cm}$$

→ Donc chaque 28.7 cm on a un goujon.

$$D'o\grave{u} : \frac{N}{N_f} = \frac{8}{7.77} = 1.03 > 0.04L = 0.18 \Rightarrow \text{V\acute{e}rifi\acute{e}e}$$

IV-11-4-V\acute{e}rification des soudures :

a : la gorge

$$a < \min(d \times t_f) = \min(19 \times 8) = 8mm$$

L : longer de cordon de soudure circulaire

$$L = \pi \times d = 3.14 \times 19 = 59.66mm$$

$$\text{Acier 235} \left\{ \begin{array}{l} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \\ f_u = 360Mpa \end{array} \right\}$$

L'effort r\acute{e}sistant au cisaillement vaut

$$F_{wrd} = a.l. \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{mw} \cdot \sqrt{3}}$$

$$F_{wrd} = 8 \times 59.66 \times \frac{360 \times 10^{-3}}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}}$$

$$F_{wrd} = 99.20KN$$

L'effort sollicitant est donn\ee par :

$$F_{sd} = \frac{V_{lf}}{N} = \frac{564}{8} = 70.5KN$$

$$F_{sd} = 70.5KN < F_{wrd} = 99.20KN \Rightarrow \text{V\acute{e}rifi\acute{e}e}$$

IV-12-Ferraillage de la dalle du plancher :

IV-12-1-Combinaisons d'actions :

➤ Etat Limite Ultime :

$$P_s = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.59 + 1.5 \times 2.5 = 9.946KN/m^2$$

➤ Etat Limite de Service :

$$P_s = G + Q = 4.59 + 2.5 = 7.09KN/m$$

IV-12-2-Moment en trav\ee et en appuis :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2}{6} = 0.33 \leq 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens } l_x$$

$$M_0 = \frac{q_u \times l_x^2}{8} = \frac{9.946 \times 2^2}{8} = 4.973 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée $M_t = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 4.973 = 4.22 \text{ KN.m}$
- Moment sur appuis : $M_a = 0,4 \times M_0 = 0,4 \times 4.973 = 1.989 \text{ KN.m}$

IV-12-3-Calcul des armatures en travée :

- $b = 2\text{m}$
- $h = 100 - 40 = 6\text{cm} = 0.06\text{m}$
- $d = 0.9h = 0.054\text{m}$

$$M_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4.22}{2 \times 0.054^2 \times 11.4 \times 10^{-2}} = 0.63$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.61$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.054(1 - 0.4 \times 0.61) = 0.041\text{m} = 4.1\text{m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \cdot f_{st}} = \frac{4.9 \times 10^6}{41 \times 384} = 3.11 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec **7Ø8** = 3.52 cm^2

IV-12-3-1-Les armatures de répartition sont donnée par :

$$A_r = \frac{5.5}{4} = 1.375 \text{ cm}^2$$

On choisit **7Ø8** = 3.52 cm^2

IV-12-3-1- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot \frac{b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times \frac{200 \times 0.054 \times 10^2 \times 2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2 < 5.5 \rightarrow \text{Vérifier}$$

IV-12-4-Calcul des armatures en appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.989}{2 \times 0.054^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.29 < 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.43$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.054(1 - 0.4 \times 0.43) = 0.044m = 4.4m$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \cdot f_{st}} = \frac{1.989 \times 10^6}{44 \times 384} = 1.29cm^2$$

Donc on ferraille avec **7Ø8=3.52cm²**

IV-12-4-Espacement des barres :

$$S_{t/x} = \min[(3 \cdot h_c); 33] \rightarrow S_{t/x} = 18cm$$

La condition à satisfaire est :

$$S_{t/x} = \frac{100}{7} = 15cm \leq 18cm \rightarrow ok$$

$$S_{t/x} = \min[(4 \cdot h_c); 45] \rightarrow S_{t/x} = 24cm$$

La condition à satisfaire :

$$S_{t/x} = \frac{100}{7} = 15cm \leq 24cm \rightarrow ok$$

Donc on va poser un treillis a soudée **Ø8** espacer de 15 cm

IV-12-5-Vérification de l'effort tranchant :

- $V = \frac{P_U \times l}{2} = \frac{9.946 \times 2}{2} = 9.946KN.m$

$$\tau = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{9.946 \times 10^3}{20^3 \times 0.054 \times 10^3} = 0.02Mpa$$

$$\bar{\tau} = 0.05 \cdot f_{c28} = 1Mpa$$

$$\bar{\tau} = 1Mpa \geq \tau = 0.02Mpa \rightarrow ok$$

IV-12-5-Conclusion :

À travers cette étude nous avons montrés que le plancher mixte réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur 10 cm posé sur des solives IPE180

La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de diamètre 19mm, espacées de 28.7 cm entre eux.

V-1-Introduction :

Les contreventements sont des éléments qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales telles que le vent, le freinage des ponts roulants, l'action sismique...etc. Ils sont destinés pour garantir le bon cheminement des efforts horizontaux vers les fondations. Ils sont disposés en toiture dans le plan des versants : poutre au vent "contreventement horizontal" et en façades : palée de stabilité "contreventement vertical", et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur le pignon que sur les long-pans.

V-2-Etude de contreventement horizontal :

La poutre au vent sera calculée comme une poutre en treillis sur deux appuis chargée par des Forces F1, F2, F3, F4 qui sont des efforts dues aux réactions horizontales des potelets.

$$\text{On :} \quad F_i = 1.5 \left[(W \times S_i) + \frac{F_r}{n} \right]$$

Avec :

W : Charge de vent sur le pignon pour avec : $W = 3.486 \text{ KN/m}^2$

Ffr : Force de frottement avec : $F_{fr} = 0 \text{ KN}$

n : Nombre de noeud

Si : Surface d'application des efforts horizontaux

Les résultats de Fi sont résumés dans le tableau ci-dessous :

	1	2	3	4
Si (m^2)	9.25	15.60	19.05	18.50
Fi (KN)	48.37	81.57	99.61	96.74

Tableau1. Les valeurs des forces horizontales

Et :

$$\alpha = 52.58^\circ \quad \beta = 63.43^\circ \quad \gamma = 69.07^\circ$$

Les réactions d'appuis :

$$R = R_A = R_B = \sum \frac{F_i}{2} = F_1 + 2F_2 + 2F_3 + \frac{1}{2}F_4 = 459,1 \text{ KN}$$

V-2-1-Dimensionnement de la diagonale :

Dans ce genre de système, seules les diagonales tendues sont prise en compte dans le calcul. Il suffit d'étudier la diagonale la plus sollicitée en traction, celle proche à l'appui. Le calcul des diagonales comprimées est négligé, d'où on aura à étudier le schéma statique représenté dans la figure suivante :

- Par la méthode d'isolation des nœuds on aura :

$$F_1 - R + N_{tsd} \times \sin \alpha = 0 \quad \rightarrow \quad N_{tsd} = \frac{R - F_1}{\sin \alpha} = 517.16 \text{ K}$$

➤ **Calcul de la section brute :**

La section brute doit vérifier la résistance suivante :

$$N_{tsd} \leq N_{pl rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \quad \rightarrow \quad A \geq \frac{N_{tsd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = 24.2 \text{ cm}^2$$

Donc on opte double cornière **2CAE (90×90×9)** avec A = 15.5 cm² avec des boulons M20 et de classe 6.8 donc d0=22mm

➤ **Vérification de la section nette :**

La vérification à faire est comme suite :

$$N_{tsd} \leq N_{trd} = \min (N_{pl rd}, N_{net rd}, N_{u rd})$$

$$" A_{net} = A - (e \times d_0) = 1550 - (9 \times 22) \rightarrow A_{net} = 13,52 \text{ cm}^2 "$$

$$\rightarrow N_{pl rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1550 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 331.14 \text{ KN}$$

$$\rightarrow N_{net rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1352 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 288.8 \text{ KN}$$

$$\rightarrow N_{u rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{m0}} = \frac{0,9 \times 1352 \times 360 \times 10^{-3}}{1,25} = 349.92 \text{ KN}$$

Donc :

$$\frac{N_{tsd}}{2} = 229.55 \text{ KN} < N_{trd} = N_{net} = 288.84 \text{ KN} \quad (\text{vérifiée})$$

V-2-2-Vérification des montants de la poutre au vent :

Les pannes (IPE180) sont dimensionnées en flexion déviée seule, elles assurent aussi la fonction de montant de la poutre au vent, donc on doit les vérifier à la flexion bi axiale sous l'effort de soulèvement, plus l'effort normal de compression due aux forces d'entraînement, par contre la poutre sablière ne reçoit pas des charges verticales et assure aussi la fonction de montant, on doit la vérifier au flambement simple sous un effort de compression

V-2-3-Détermination des efforts dans les montants:

- Par la méthode d'isolation des nœuds on aura :

Efforts _(nœuds)	$N_{2;1}$	$N_{4;3}$	$N_{6;5}$
Valeurs (KN)	459,1	410,7	329,13

Tableau2 : Les efforts dans les montants

$$N_{sd} = \text{Max} (N_{4;3}, N_{6;5}) = 410,7 \text{ KN}$$

V-2-4-Vérification de la résistance des montants :

Les montants sont soumis à la flexion bi-axiale plus un effort normal donc la vérification à faire est comme suit :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{ply}} + \frac{K_{LT} \times M_{sdy}}{\chi_{LT} \times M_{ply}} + \frac{K_z \times M_{sdz}}{M_{plz}} \leq 1$$

D'après le chapitre précédent on a :

$$M_{sd.y} = 33.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd.z} = 1.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.y} = 39.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.z} = 8.13 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl.y} = 510.59 \text{ KN}$$

$$\chi_{LT} = 0.59$$

- On calcule les élancements réduits puis on détermine χ_{min} :

L: Est la longueur de flambement des montants

selon l'axe z'z : $L_z = 3\text{m}$, et selon l'axe y'y : $L_y = 6\text{m}$

$$\{\lambda_y\} = L_y / i_y = 600 / 7.42 = 80.86 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0.86$$

$$\{\lambda_z\} = L_z / i_z = 300 / 2.05 = 146.34 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 1.55$$

Détermination de la courbe de flambement de profilé :

$$h/b = 1.97 > 1.2$$

$$t_f = 8 < 40$$

Donc :

Flambement / y'y : courbe (a) et $\bar{\lambda}_y = 0.86 \Rightarrow \chi_y = 0.77$

Flambement / z'z : courbe (b) et $\bar{\lambda}_z = 1.55 \Rightarrow \chi_z = 0.32$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = (0.77; 0.32) = 0.32$$

Calcul de K_{LT} :

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times F_y} \quad \text{Mais } K_{LT} \leq 1.0$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \beta_{MLT} \times \bar{\lambda}_{LT} - 0.15 \quad \text{Mais } \mu_{LT} \leq 0.9$$

β_{MLT} : Facteur de moment uniforme équivalent $\beta_{MLT} = 1.3$

$$\mu_{LT} = 0.0665 \leq 0.9 \Rightarrow K_{LT} = 0.87 \leq 1.0$$

Calcul de K_z :

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times F_y} \quad \text{Mais } K_z \leq 1.5$$

$$\mu_z = (2 \times \beta_{Mz} - 4) \times \frac{W_{plz}}{W_{elz}} - 1 = -1.61 \quad \text{Mais } \mu_z \leq 0.9$$

β_{MZ} : Facteur de moment uniforme équivalent $\beta_{MZ} = 1.3$

$\mu_z = -1.61 < 0.9 \Rightarrow K_z = 4.06 > 1.5$ donc en prendre $K_z = 1.5$

• **Application de la vérification :**

$$\frac{410.7}{0.32 \times 510.59} + \frac{06}{0.59 \times 39.01} + \frac{1.5 \times 1.62}{8.13} = 3.65 > 1 \quad (\text{n'est pas vérifiée})$$

Donc on doit augmenter la section des montants. Pour avoir une bonne fixation de la couverture sur les pannes en opte sur un profilé de même hauteur que les pannes courantes $h=180$ mm, pour cela en opte sur un HEB180 pour les montants de la poutre au vent et on aura :

M_{sdy} (KN.m)	M_{sdz} (KN.m)	$M_{PL.Y}$ (KN.m)	$M_{PL.Z}$ (KN.m)	N_{PL} (KN)	χ_{LT}	χ_{min}	K_{LT}	K_Z
32.31	2.16	102.84	49.35	1395.05	0.93	0.78	0.76	1.5

Tableau3. Les sollicitations et les coefficients de calcul pour un HEB180

$$\frac{410.7}{0.87 \times 1395.05} + \frac{0.76 \times 32.31}{0.93 \times 102.84} + \frac{1.5 \times 2.16}{49.35} = 0.7 \leq 1 \quad (\text{vérifiée})$$

On voit bien que la condition de résistance est vérifiée donc on opte sur un HEB180 pour les montants de la poutre au vent.

V-2-5-Calcul de la poutre sablière :

La poutre sablière est considérée comme une barre de contreventement verticale, donc elle est soumise à un effort horizontal et son poids propre, d'où la vérification se fera en flexion composée.

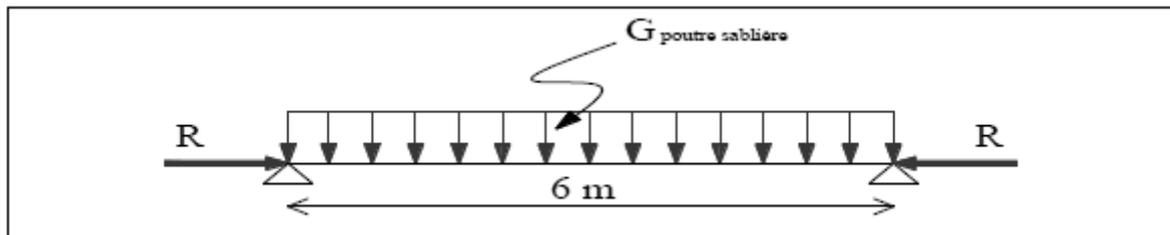


Figure-V-Schéma statique de la poutre sablière

La poutre sablière de portique longitudinal intermédiaire reçoit deux réactions de la poutre au vent de pignon calculées précédemment qui sont considérer comme un effort de compression avec :

$$N_{tsd} = R = 459.1 \text{ KN}$$

1. Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement se fait en compression simple :

$$N_{tsd} \leq N_{PL Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{tsd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{459,1 \times 1,1}{23,5} = 21,5 \text{ cm}^2$$

On opte sur un IPE180 avec $A = 23,9 \text{ cm}^2$ et $G = 18,8 \text{ Kg/ml}$

2. Vérification de la poutre sablière au flambement :

Si $\bar{\lambda}_{max} \geq 0,2$ en doit tenir compte le risque de flambement, et la vérification à faire est comme suit :

$$N_{tsd} \leq \chi_{lt} \times \beta_A \times A \times \frac{F_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$$\bar{\lambda}_{max} = \max(\bar{\lambda}_y ; \bar{\lambda}_z)$$

$\beta_A = 1$ Section de classe I

L_K : Est la longueur de flambement de la poutre sablière avec $L_K = 6\text{m}$

$$\lambda_y = (L_{Ky} / i_y) = \frac{600}{7,42} = 80,86$$

$$\lambda_z = (L_{Kz} / i_z) = \frac{300}{2,05} = 146,34$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \bar{\lambda}_y = 0,86 \\ \bar{\lambda}_z = 1,15 \end{cases}$$

$\bar{\lambda}_{max} = \max(0,86 ; 1,15) = 1,15 > 0,2$ Donc il y a le risque de flambement Calcul de χ_{lt} :

χ_{lt} : Coefficient de réduction en fonction de $\bar{\lambda}_{lt}$

$\bar{\lambda}_{lt}$: Est l'élanement réduit vis-à-vis du déversement

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left(\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{lt} = \frac{l_{iz}}{\sqrt{C_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_{iz}}{h_{tf}} \right)^2 \right]^{0,25}}}$$

$$C_1 = 1,132$$

$\beta_w = 1$ pour les sections de classe I

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + [\phi_{lt}^2 + \bar{\lambda}_{lt}^2]^{0,5}}$$

Ou : $\phi_{lt} = 0,5 [1 + \alpha_{lt} (\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2]$

$\alpha_{lt} = 0,21$ (profilés laminés)

Donc :

$$\lambda_{lt} = 104,53 \Rightarrow \bar{\lambda}_{lt} = 1,11 \Rightarrow \phi_{lt} = 1,21 \Rightarrow \chi_{lt} = 0,590$$

Finalement :

$$N_{tsd} = 459.1 \geq 0.590 \times 1 \times 21.5 \times \frac{23.5}{1.1} = 301.25 \text{ KN} \quad \text{n'est pas vérifiée}$$

Donc on doit augmenter la section de la poutre sablière à un HEB180 par la méthode de tâtonnement on aura :

$$\Rightarrow \chi_{lt} = 0.93$$

$$N_{tsd} = 459.1 \text{ KN} < \left(0.93 \times 1 \times 65.3 \times \frac{23.5}{1.1} \right) = 1297.39 \text{ KN} \quad \text{1 (vérifiée)}$$

3. Vérification de la flexion composée :

La Vérification à faire est comme suit :

$$\frac{N_{sd}}{N_{pl}} + \frac{M_{sdy}}{M_{PLY}} \leq 1$$

$$\text{A.N : } \frac{459.1}{1395.05} + \frac{32.31}{102.84} = 0.64 < 1 \quad \text{(vérifiée)}$$

On voit bien que la condition est vérifiée donc on opte sur un HEB180 pour la poutre sablière

V-3-Etude de contreventement vertical :

Le contreventement vertical a pour rôle de transmettre les efforts horizontaux longitudinaux dus à la réaction de la poutre au vent du pignon et les réactions dues au freinage du pont roulant, vers les fondations.

Le dimensionnement s'effectue en négligeant les diagonales comprimées en admettant qu'elles flambent, dans ce cas tous les efforts sont repris par les diagonales tendues. On doit supposer que la résultante totale possède une excentricité de e qui provoque en plus de la translation une rotation avec :

$$e = \frac{b}{10} \rightarrow \text{Est la longueur de la poutre au vent} \quad b = 39.55 \text{ m}$$

V-3-1-Détermination des efforts dans les barres :

R_p : est la réaction transmise par la poutre au vent vers la palée de stabilité avec :

$$R_p = R_{translation} + R_{rotation}$$

$$R_{translation} = R = 459.1 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_{rotation} = 2 \times R \times e \times b = 34.82 \text{ KN}$$

Donc :

$$R_p = 459.1 + 34.826 = 493.92 \text{ KN}$$

Avec :

$$\alpha_1 = \arctan \frac{4.12}{6} = 34.48^\circ \quad \alpha_2 = \arctan \frac{3.88}{6} = 32.89^\circ$$

Par la méthode d'isolation des nœuds on va déterminer N_{tsd}

$$\text{avec } N_{tsd} = \max(N_1 ; N_2)$$

Le tableau suivant donne les efforts dans les barres tendues :

Efforts (KN)	N1	N2
Valeurs	588.2	599.18

Tableau.4. Les efforts dans les barres tendues

Donc : $N_{tsd} = 599.18 \text{ KN}$

V-3-2-Dimensionnement de la diagonale de la palée de stabilité :

_Calcul de la section brute :

La section brute doit vérifier la résistance suivante :

$$N_{tsd} \leq N_{PL Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{tsd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{599.18 \times 1.1}{23.5} = 28.05 \text{ cm}^2$$

Donc on opte deux cornière **2CAE (100×100×10)** avec $A = 2 \times 19.2 = 38.4 \text{ cm}^2$ avec des boulons M22 et de classe 10.9 donc $d_0 = 24 \text{ mm}$

Vérification de la section nette :

La vérification à faire est comme suite :

$$N_{tsd} \leq N_{trd} = \min(N_{pl rd}, N_{net rd}, N_{u rd})$$

$$" A_{net} = A - (e \times d_0) = 1920 - (10 \times 24) \rightarrow A_{net} = 16.80 \text{ cm}^2 "$$

$$\rightarrow N_{pl rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1920 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 410.18 \text{ KN}$$

$$\rightarrow N_{net rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1680 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 358.9 \text{ KN}$$

$$\rightarrow N_{u rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{m0}} = \frac{0.9 \times 1680 \times 360 \times 10^{-3}}{1.25} = 435.46 \text{ KN}$$

Donc :

$$\frac{N_{tsd}}{2} = 299.59 \text{ KN} < N_{trd} = N_{net} = 358.9 \text{ KN} \quad (\text{vérifiée})$$

VI-1-Introduction :

L'évolution de l'action sismique est basée sur la nouvelle version **RPA99/versions 2003**. Ce document propose des méthodes de calcul, et des recommandations parasismiques. L'expérimentation de ce règlement dans la construction métallique est l'un des objectifs Essentiels de notre projet de fin d'étude.

VI-2-Différentes méthodes :

Le RPA 99 propose trois méthodes de calcul

- 1 – méthode statique équivalente
- 2 – méthode d'analyse modèle spectrale
- 3 – méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

VI-3-Choix de la méthode dans notre cas :

Les deux dernières méthodes sont utilisés dans tous les cas, mais la première méthode, Nommé méthode statique équivalente, pour qu'elle soit appliqué, il faut que la structure Vérifie Un certain nombre de conditions

VI-3-1-Condition d'applications : (Voir article n°4.2 Page 120 de RPA 99 / version 2003).

Notre bâtiment satisfait aux conditions de régulation en plan et en élévation, il est situé Dans la zone sismique IIa : (EL TARF). Et il a une hauteur de 9.50 m inférieur 30m. Dans notre étude on opte pour la méthode statique équivalente.

VI-3-2-Principe de la méthode statique équivalente :

Le principe de la méthode est de remplacer les efforts (Effort tranchant) dus à l'action Sismique par des forces statiques fictives équivalentes.

VI-3-3-Calcul de l'effort tranchant V à la base :

L'effort sismique totale applique à la base de la structure est donné par la formule suivant : (Voir RPA 4.2.3 Page 37)

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

Avec :

V : effort tranchant totale agissant à la base de la structure dans les deux directions Horizontale est orthogonale (longitudinale V_x , transversale V_y).

A : Coefficient d'accélération des zones.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

W : poids actif de la structure.

R : coefficient de comportement global de la structure.

a) Détermination du coefficient d'accélération de zone A :

(Voir RPA 99 / version 2003 tab 4.1 Page 38).

Le hangar (ouvrage de faible importance) est classé dans le groupe 3 et il est situé en zone Sismique IIa.

A=0.10

b) Calcul du facteur d'amplification dynamique D :

Le facteur d'amplification dynamique moyen est donné par la formule suivante :
(Voir RPA 99 / version 2003 formule 4.2 Page 38).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(3.0)^{2/3} \times (3.0/T)^{5/3} & \text{Si } T \geq 3.0s \end{cases}$$

T₂ : période caractéristique associé à la catégorie du site.

(Voir RPA 99 /version 2003 tab 4.7 Page 49).

Site : **S3** : site meuble (voir RPA 99 /version 2003 tab 3.2 Page 26).

D'où : **T₂ = 0.50s**

ξ (%) : Le pourcentage d'amortissement critique (Voir RPA 99 / V 2003 tab 4.2 Page 38).

- Remplissages dense
 - Portique en acier
- } ε = 5%

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule.

(Voir RPA 99 / V 2003 formule 4.3 Page 38).

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \geq 0.7$$

Puisque : ε = 4% η = 1.08

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La période fondamentale de la structure est donnée par la formule empirique
Suivante :

➤ **Dans le sens transversal :**

Le système de contreventement dans la sens transversale et de type portique auto stable
en acier avec remplissage en maçonnerie C_T = 0.085

$$\text{Avec : } T = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} \\ C_T \cdot (h_n)^{3/4} \end{array} \right. \quad \left(\text{ Voir RPA 99 / V 2003 Page 45 et 46.} \right)$$

h_n : hauteur mesurée en mètre à partir de la base jusqu'au dernier niveau

Dans notre cas $h_n = 9.5m$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et de type de remplissage (tab 4.6 Page 45).

$D = 39.55m$: est la dimension du hangar mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Donc:

$$\text{Avec : } T = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.05 \times (9.5)^{3/4} = 0.27s \\ 0.09 \frac{9.5}{\sqrt{39.55}} = 0.135s \end{array} \right.$$

Donc : $T_x = 0.135s$

➤ **Dans le sens longitudinal :**

Le système de contreventement dans le sens longitudinal et de type palées triangulées (x) en acier $C_T = 0.05$

$$\text{Avec : } T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T \cdot (h_n)^{3/4} \\ 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} \end{array} \right.$$

$D = 54 m$: est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Donc:

$$\text{Avec : } T = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.05 \times (9.5)^{3/4} = 0.27s \\ 0.09 \frac{9.5}{\sqrt{54}} = 0.116s \end{array} \right.$$

Donc : $T_y = 0.116s$

On est dans le cas où $0 \leq T \leq T_2$ et d'après la formule (4.2) de RPA / V 2003 on aura :

D=2.7

c) Détermination du facteur de qualité Q:

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \text{ (Voir RPA 99 / V 2003 formule 4.4 Page 43).}$$

Critère	P _q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0
2. Redondance en plant	0
3. Régularité en plant	0
4. Régularité en élévation	0
5. Control de la qualité des matériaux	0.05
6. Control de la qualité de l'exécution	0

Tableau-VI-1-: Facteur de qualité

$$Q_x=Q_y=1.05$$

d) Détermination de R :

On prend la valeur de R..... (voir tableau (4.3) (p42))

On a :

Catégorie : B (acier)

Sens transversale : portique auto stable ordinaire : **RX = 4**

Sens longitudinale : ossature contreventé par palées triangulées en x: **RY = 4**

e) Calcul du poids actif soumis au séisme W :

Le poids actif de la structure soumis au séisme est donné par la formule (4.5) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W : Poids du au charges permanents.

W_{Qi} : Poids du au charges d'exploitation.

β : coefficient de pondération tableau 4.5

Donc : $\beta = 0.4$ (RPA table 4.5.p 45)

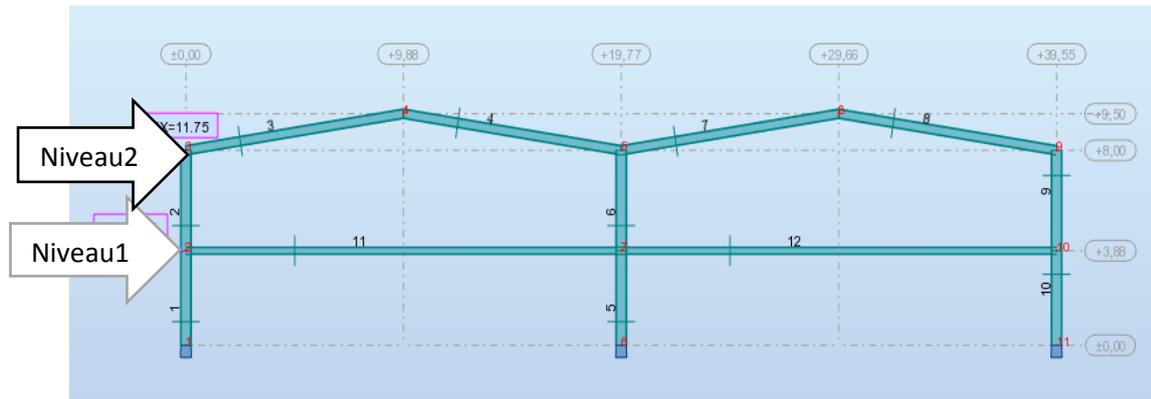


Fig-VI-1- Répartition par niveau

➤ Niveau 1 :

élément	section	Masse(KN/m)	Hauteur(m)	Masse/élément(KN)	Nombre	Poids total(KN)	
Poteau	IPE500	0.907	3.88	3.52	30	105.6	
Potelet	IPE270	0.361	3.88	1.40	8	11.20	
Lisse	UAP150	0.179	6	1.074	36	38.66	71.55
			4.592	0.821	40	32.84	
Bardage	TN40	0.10KN/m ²	1122.6m ²	/	/	11.226	
Palée de stabilité	2L100*100*10	0.30	7.15	2.145	8	17.16	34.63
			7.28	2.184	8	17.47	
Solive	IPE180	0.188	4.592	0.863	32	27.61	
Poutre maitresse (planche)	IPE300	0.422	6	2.532	20	50.64	
Plancher	/	4.59 KN/m ²	474.6m ²	/	/	2178.414	
Poutre secondaire	IPE180	0.188	4.592	0.863	10	8.63	
Poteau de plancher	IPE450	0.776	3.88	3.01	8	24.08	
						2523.53	

Tableau-VI-2-: Les charges permanentes pour niveau 1

➤ Niveau 2 :

élément	section	Masse(KN/m)	Hauteur(m)	Masse/élément(KN)	Nombre	Poids total(KN)	
Panne	IPE180	0.188	6	1.128	252	284.256	
Sablière	HEB	0.512	6	3.07	27	82.89	
Couverture	Panneaux sandwiches	0.25KN/m ²	770.85m ²	/	/	192.71	
Poteau	IPE500	0.907	4.12	3.73	30	112.71	
Potelet	IPE 270	0.361	7.80	2.81	8	21.91	42.47
			7.12	2.57		20.56	
Lisse	UAP 150	0.179	6	1.074	54	57.99	107.25
			4.592	0.821	60	49.26	
Traverse	IPE400	0.663	9.99	6.62	40	264.93	
Poutre a vent	2L90*90*9	0.244	7.55	1.84	48	88.32	
Palée de stabilité	2L100*100*10	0.30	7.15	2.145	24	51.48	103.89
			7.28	2.184	24	52.41	
						1278.816	

Tableau-VI-3-: Les charges permanentes pour niveau 2

➤ Charge d'exploitation :

$$W_{Q1} = 2.5 \times 200 = 500KN$$

$$W_{Q2} = 0KN$$

Etage	W _{gi} (KN)	W _{Qi} (KN)	0.5W _{Qi} (KN)	W _i (KN)
Niveau 1	2523.53	500	250	2773.53
Niveau 2	1278.816	0	0	1278.816
Total				4052.346

Tableau-VI-4-: Poids total de la structure

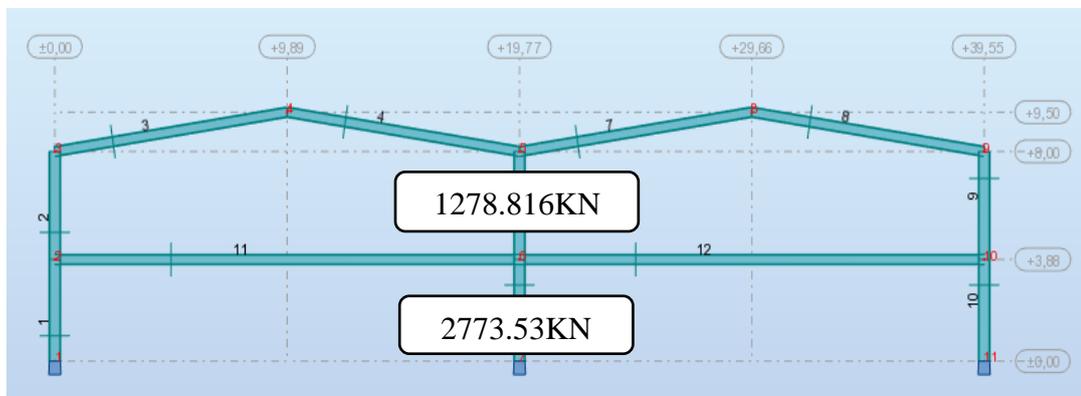


Figure-VI-2-: Poids des étages

Résumé des résultats obtenus par la méthode équivalente.

➤ Sens longitudinal :

$$V = \frac{0.10 \times 2.7 \times 1.05}{4} \times 4052.34 = 287.20 \text{KN}$$

➤ Sens transversal :

$$V = \frac{0.10 \times 2.7 \times 1.05}{4} \times 4052.34 = 287.20 \text{KN}$$

D’où l’effort sismique globale agissant à la base

V=287.20KN

VI-4-Distribution de la force sismique sur les étages :

La résultante des efforts sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la Structure

Selon les formules suivantes : (voir la formule (4-10) (p46)).

$$V = F_t + \sum F_i F_t \quad : \text{ Force concentrée au sommet de la structure.}$$

$F_t = 0$: Puisque la période fondamentale de notre structure est inférieure 0.7s

$$T_x \text{ et } T_y < 0.7s \text{ donc } F_t = 0$$

$$F_i = \frac{(V - F_t) \cdot W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \dots\dots \text{ (RPA formule (4-11) p47)}$$

$$F_1 = \frac{V \cdot W_1 h_1}{(W_1 h_1) + (W_2 h_2)}$$

$$F_2 = \frac{V \cdot W_2 h_2}{(W_1 h_1) + (W_2 h_2)}$$

Les résultants de la distribution de la force sismique globale **V** est résumées dans le tableau

Suivante :

➤ Sens transversal :

Niveau	V	$W_i = W_j$	$h_i = h_j$	$W_i \cdot h_j$	$F_i(t)$
1	287.20	2773.53	3.88	10761.29	192.80
2	287.20	1278.816	4.12	5268.72	94.39
				16030.01	

➤ Sens longitudinal :

Niveau	V	$W_i = W_j$	$h_i = h_j$	$W_i \cdot h_j$	$F_i(t)$
1	287.20	2773.53	3.88	10761.29	192.80
2	287.20	1278.816	4.12	5268.72	94.39
				16030.01	

VI-4-1- Répartition des efforts entre les portiques:

Cette répartition dépend essentiellement de la rigidité et de l'excentricité.

Notre bâtiment possède une symétrie en plan et en régularité en inertie de la on peut déduire (Sans faire de calcul) le centre de masse et le centre de torsion.

a) Centre de masse :

Les coordonnées du centre de masse Cg (X_g, Y_g) sont données par la formule suivante :

$$\left. \begin{matrix} X_g = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i} \\ \text{Et} \\ Y_g = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i} \end{matrix} \right\} \text{ Pour notre structure on a : } \left. \begin{matrix} X_g = 19.775m \\ Y_g = 27m \end{matrix} \right\}$$

b) Centre de torsion:

Les cordonnées du centre de torsion Ct (X_t, Y_t) sont données par la formule suivante:

$$\left. \begin{matrix} X_i = \frac{\sum I_{xi} x_i}{\sum m_i} \\ \text{Et} \\ Y_g = \frac{\sum I_{yi} y_i}{\sum I_{yi}} \end{matrix} \right\} \text{ pour notre structure on a : } \left. \begin{matrix} X_i = 19.775m \\ Y_i = 27m \end{matrix} \right\}$$

c) Excentricité:

➤ Excentricité réel :

$$e_x = X_g - X_t \qquad e_x = 0$$

$$e_y = Y_g - Y_t \qquad e_y = 0$$

➤ Excentricité théorique :

Le RPA99 limite l'excentricité accidentelle à une valeur maximale de 5% de la plus grande dimension de la structure, donc on va prendre comme excentricité accidentelle la valeur maximale des deux valeurs calculées et 5% de la plus grande dimension.

$$e = ex = ey = MAX \left\{ \begin{array}{l} MAX \begin{cases} ex = 0 \\ ey = 0 \end{cases} \\ 5\%[54] = 2.7 \end{array} \right\} \quad \begin{cases} ex = 2.7m \\ ey = 2.7m \end{cases}$$

La force sismique appliquée au niveau de chaque étage, suivant les directions *OX* et *OY*, se répartie sur le système de contreventement et sur les portiques auto stable respectivement.

Cette répartition est basée sur le principe suivant:

- l'élément le plus rigide et le plus loin du centre de torsion prend le pourcentage le plus grand de l'effort sismique. La distribution des forces sismiques se faite a l'aide de la formule

Suivante :

$$F_i^k = F_k \times \left[\left(\frac{I_i}{\sum I_i} \right) + \left(\frac{e \times I_i \times d_i}{\sum I_i \times d_i^2} \right) \right]$$

* F_i^k : La force sismique qui revient à la file *i* du niveau *k*

* $F_k \frac{I_i}{\sum I_i}$: Contribution due à la translation.

* d_i : la distance entre la file *i* et le centre de torsion suivant la direction *XX* ou *YY*.

d) Distribution des forces par files :

➤ Sens transversal :

* $e_y = 2.7m$.

* $I_{y(IP E500)} = 48198.50cm^4$

	F_{iT}	$\frac{I_y}{\sum I_y}$	e_x	$I_{yi} \cdot d_i$		$\sum I_{yi} \cdot d_i$	$F_i^j (KN)$	
Niveau 1	192.80	$\frac{3I}{30I} = 0.1$	2.7	1	3I*27	8910I	1	24.01
				2	3I*21		2	22.96
				3	3I*15		3	21.90
				4	3I*9		4	20.85
				5	3I*3		5	19.80
				6	3I*3		6	19.80
				7	3I*9		7	20.85
				8	3I*15		8	21.90
				9	3I*21		9	22.96
				10	3I*27		10	24.01

Niveau 2	94.39	$\frac{3I}{30I} = 0.1$	2.7	1	3I*27	8910I	1	11.75
				2	3I*21		2	11.24
				3	3I*15		3	10.72
				4	3I*9		4	10.21
				5	3I*3		5	9.69
				6	3I*3		6	9.69
				7	3I*9		7	10.21
				8	3I*15		8	10.72
				9	3I*21		9	11.24
				10	3I*27		10	11.75

Tableau-VI-5-: Distribution des forces sismique par portiques (sens transversal)

➤ Sens longitudinal :

On a : $e_y = 2.7m$

$$I_{Z(1PE500)} = 2141.69cm^4$$

	F_{iT}	$\frac{I_z}{\sum I_z}$	e_y	$I_{zi} \cdot d_i$		$\sum I_{zi} \cdot d_i$	$F_i^j (KN)$	
Niveau 1	192.80	$\frac{10I}{30I} = 0.33$	2.7	A	10I*19.775	7821.01I	A	76.78
				B	10I*0		B	63.62
				C	10I*19.775		C	76.78
Niveau 2	94.39	$\frac{10I}{30I} = 0.33$	2.7	A	10I*19.775	7821.01I	A	37.59
				B	10I*0		B	31.14
				C	10I*19.775		C	37.59

Tableau-VI-6-: Distribution des forces sismique par files (sens longitudinale)

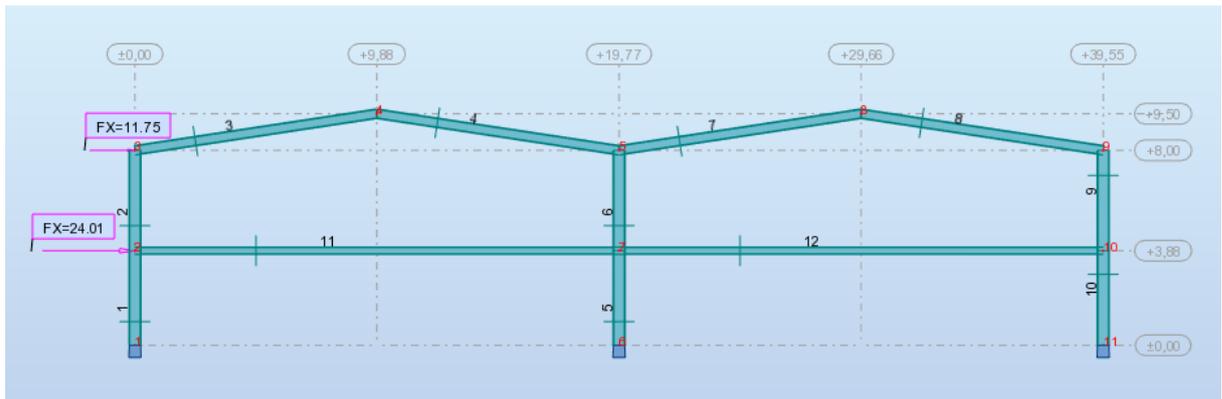


Figure-VI-3-Distribution des forces sismique par portique mixte (Sens transversal)

VI-5-Conclusion :

Le long de ce chapitre, nous avons évalué les efforts sismiques qui influents sur notre hangar qui seront pris en considération lors des calculs de dimensionnement des portiques dans le chapitre suivant.

VII-1- Introduction :

Le but de tous calculs de structures est de vérifier tous les éléments aux sollicitations afin d'assurer la stabilité globale de l'ossature ; la stabilité transversale est assurée par le portique.

L'étude des portiques nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, sismiques et climatiques) qui lui sollicitent. Son calcul est fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles il pourrait être soumis durant toute la période d'exploitation de l'ouvrage.

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, traverses, fermes) ; elles servent également au calcul des assemblages. Ainsi qu'à celui de l'infrastructure.

Le calcul est effectué par le logiciel **ROBOT millenium version 2018-2-**, les notes de calcul sont données par familles. En s'intéressant, pour chaque famille, à l'élément le plus sollicité.

VII-2--Calcul de portique :

Le calcul est effectué par le logiciel ROBOT millenium, les notes de calcul sont données par famille on s'intéressant, pour chaque famille, à l'élément le plus sollicité.

Nous avons exposé dans ce chapitre, ce que nous avons jugé le plus important.

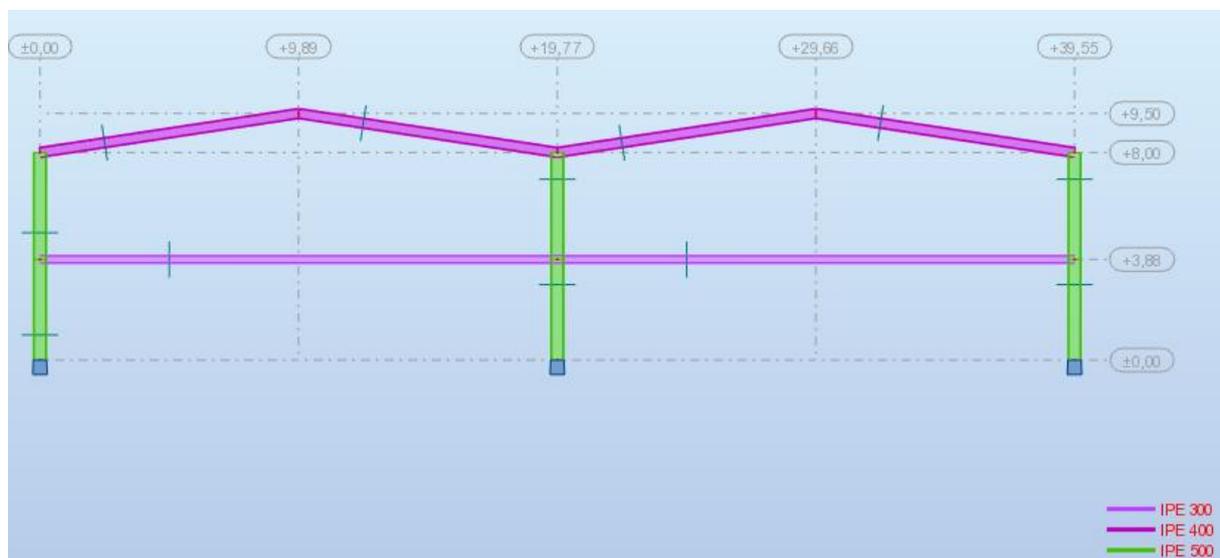


Figure-VII-1 : Vue de portique.

VII-2-1- Caractéristiques des Barres :

	Nom de la section	Liste des barres	AX [cm ²]	AY [cm ²]	AZ [cm ²]	IX [cm ⁴]	IY [cm ⁴]	IZ [cm ⁴]
	IPE 300	11 12	53,81	33,67	25,68	20,21	8356,11	603,78
	IPE 400	3 4 7 8	84,46	51,15	42,69	51,33	23128,40	1317,82
	IPE 500	1 2 5 6 9 10	115,52	67,18	59,87	89,66	48198,50	2141,69

Tableau -VII-1 : Caractéristiques des Barres de portique

VII-2-2- Caractéristiques des Matériaux :

	Matériau	E [kPa]	G [kPa]	NU	LX [1/°C]	RO [kN/m ³]	Re [kPa]
1	ACIER E24	21000000	80800000	0,3	0,00	77,01	235000,00

Tableau VII-2 : Caractéristiques d'acier



Fig. VII-2 : Portique ferme avec repérage des nœuds.

VII-2-3- Données des Nœuds :

Noeud	X [m]	Z [m]	Appui
1	0,0	0,0	Encastrement
2	0,0	3,88	
3	0,0	8,00	
4	9,89	9,50	
5	19,78	8,00	
6	19,78	3,88	
7	19,78	0,0	Encastrement
8	29,66	9,50	
9	39,55	8,00	
10	39,55	3,88	
11	39,55	0,0	Encastrement
*			

Tableau VII-3- : Coordonner des nœuds dans le portique

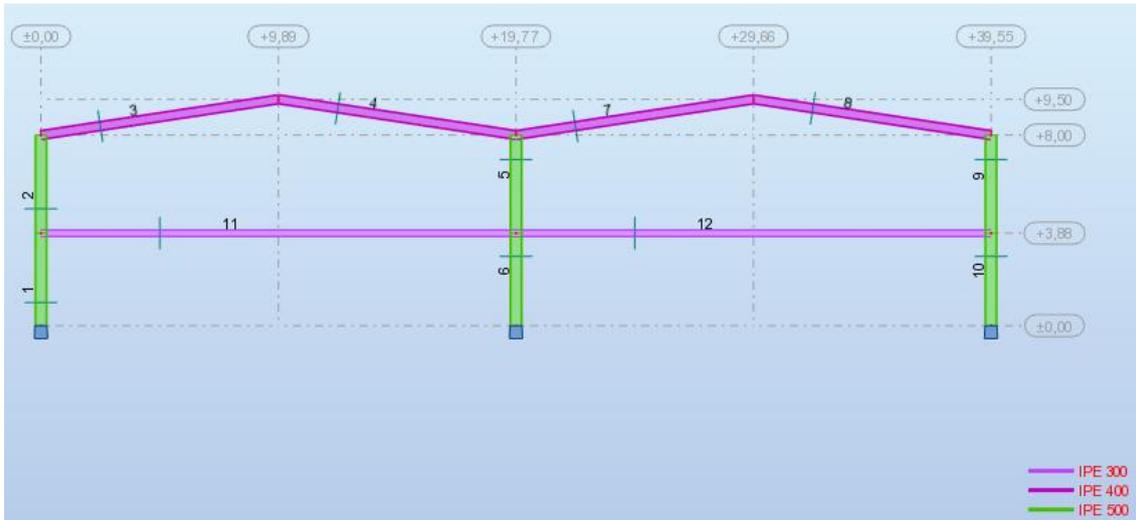


Fig. VII-3- : Portique ferme avec repérage des barres.

VII-2-4 Données des barres :

Barre	Noeud 1	Noeud 2	Section	Matériau	Gamma [Deg]	Type de barre	Élément de construction
1	1	2	IPE 500	ACIER E24	0,0	Poteau	Barre
2	2	3	IPE 500	ACIER E24	0,0	Poteau	Barre
3	3	4	IPE 400	ACIER E24	0,0	Poutre	Barre
4	4	5	IPE 400	ACIER E24	0,0	Poutre	Barre
5	5	6	IPE 500	ACIER E24	0,0	Poteau	Barre
6	6	7	IPE 500	ACIER E24	0,0	Poteau	Barre
7	5	8	IPE 400	ACIER E24	0,0	Poutre	Barre
8	8	9	IPE 400	ACIER E24	0,0	Poutre	Barre
9	9	10	IPE 500	ACIER E24	0,0	Poteau	Barre
10	10	11	IPE 500	ACIER E24	0,0	Poteau	Barre
11	2	6	IPE 300	ACIER E24	0,0	Poutre	Barre
12	6	10	IPE 300	ACIER E24	0,0	Poutre	Barre
*							

Tableau VII-4 : Coordonner des Barres dans le portique

VII-2-5-Charges sur le portique :

a) Charge permanent :

	Profile	type	Poids total
Sur la poutre	Solive	IPE180	9.36KN/m
	Toile+dalle	/	
Sur la Ferme	Toiture	TN40	0.60KN/m
	panne	IPE180	1.128KN
Sur le poteau	lisse	UAP150	1.674KN

Tableau VII- 5 : Les charges permanentes dans portique

b) Présentation des charges permanentes :

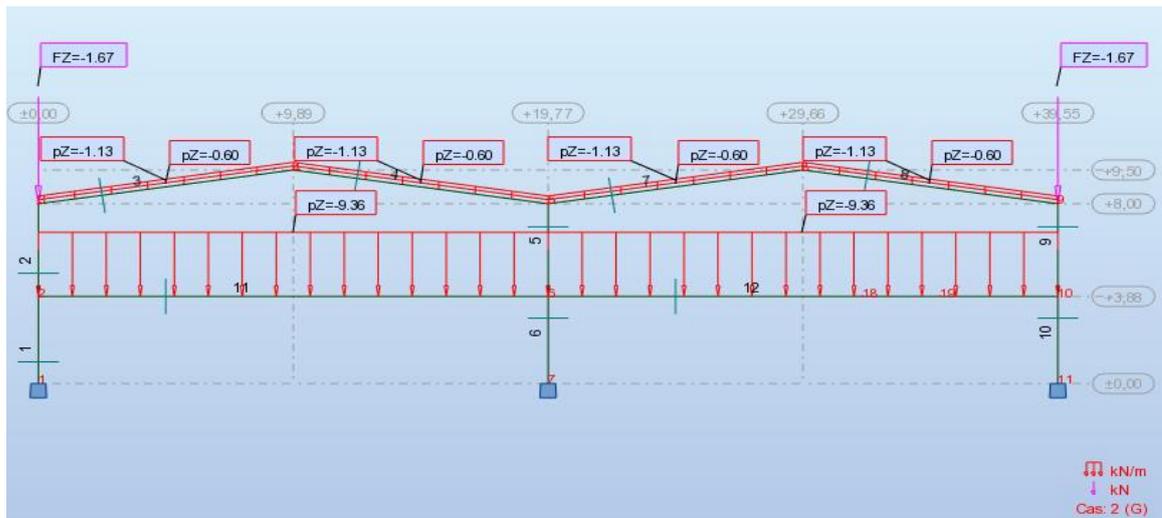
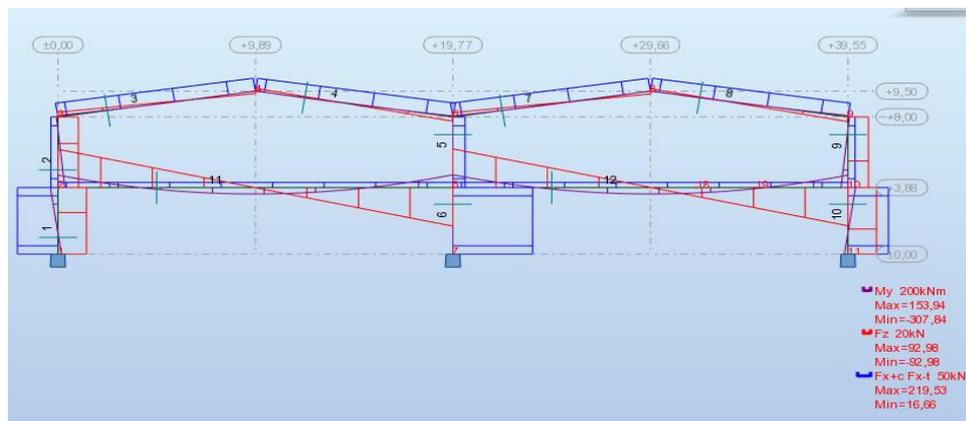


Figure-VII- 4: Présentation de la charge permanent (hangar)



Figur-VII-5: Présentation des diagrammes du Moment de la charge permanente

c) Charge variable :

	type	Poids total			
Sur la poutre	Charge exploitation	7.50KN/m			
Sur la Ferme	Neige	0.51KN/m			
		0.748KN/m			
	vent	V1	V2	V3	V4
Sur le poteau	Sismique	11.75KN			
		24.01KN			
	Vent	V1	V2	V3	V4

Tableau-VII- 6 : Les charges variables dans portique

d) Présentation des charges variables :

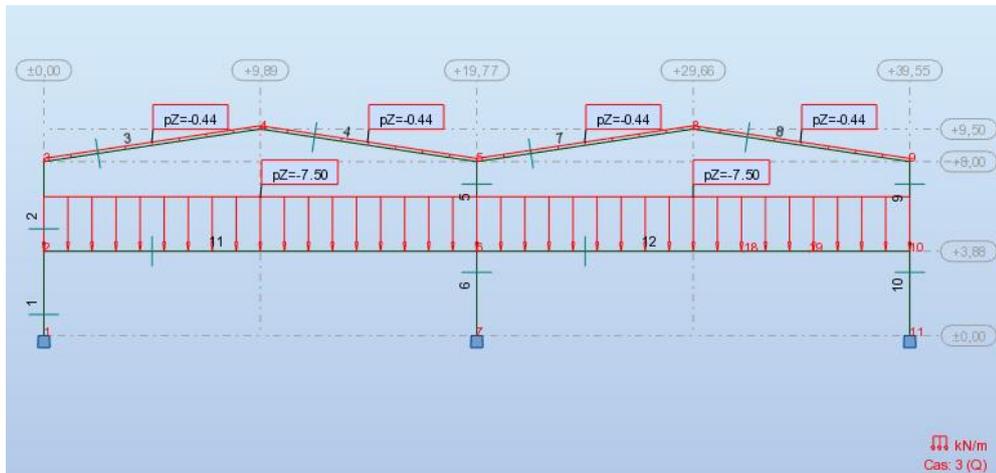


Figure VII-6: Présentation des charges variables

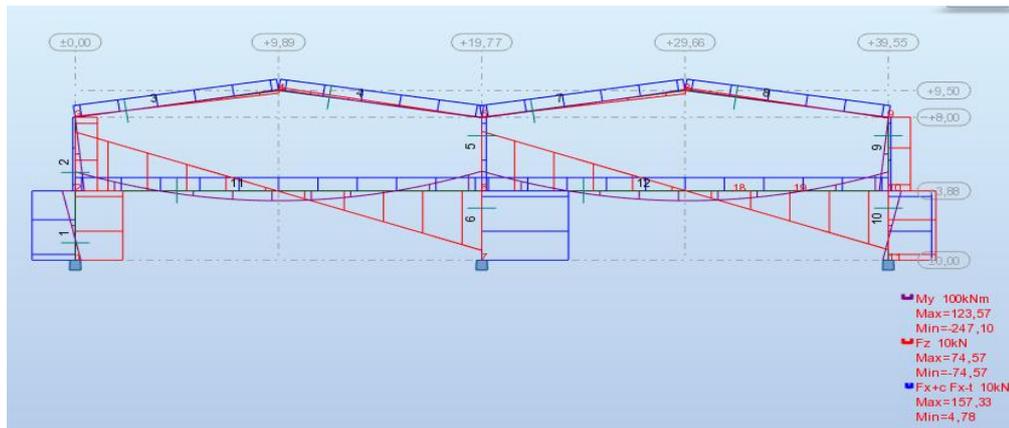


Figure –VII-7: Présentation des diagrammes du Moment de la charge D’exploitation

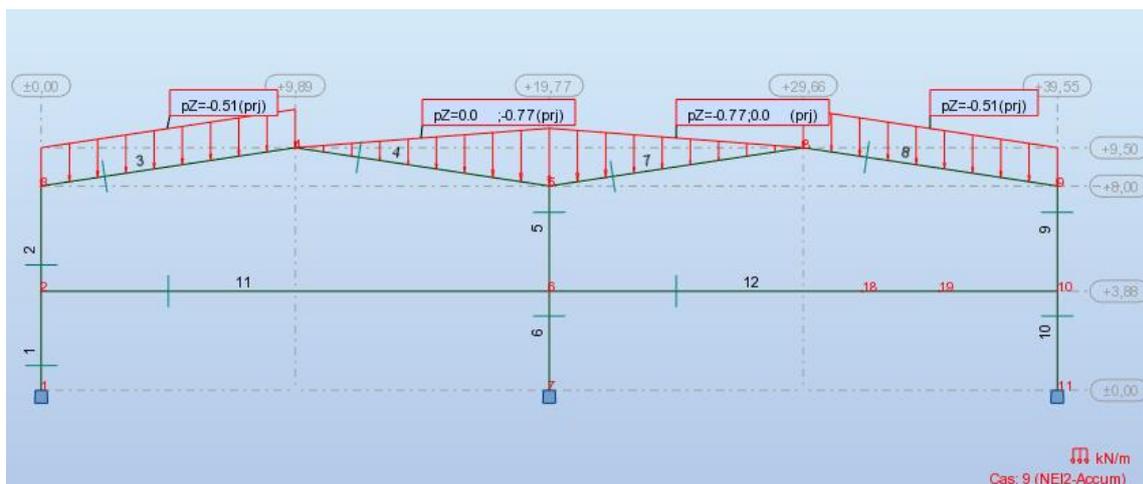


Figure VII-8: Présentation de la charge de neige.

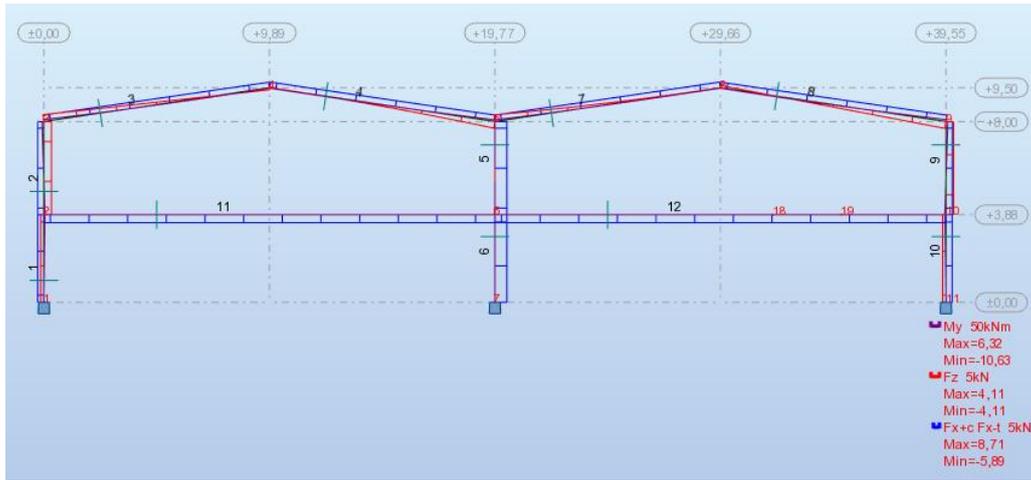


Figure VII-9: Présentation de diagramme du Moment et de charge neige



Figure-VII-10: Présentation de la charge de vent 4 sur le portique

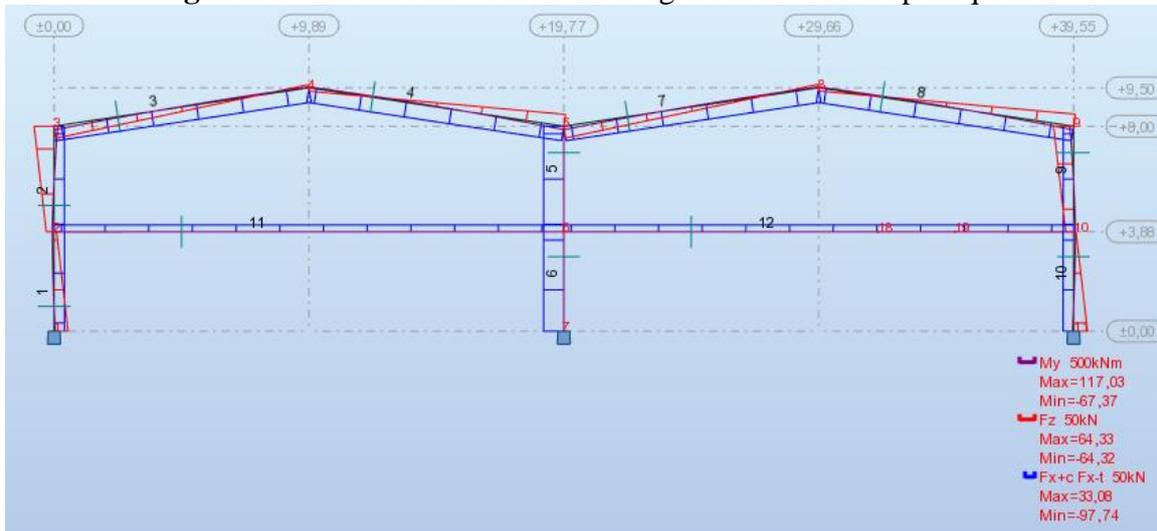


Figure VII-11: Présentation de diagramme du Moment et de charge vent 4

➤ Présentation des efforts sismique sur le portique

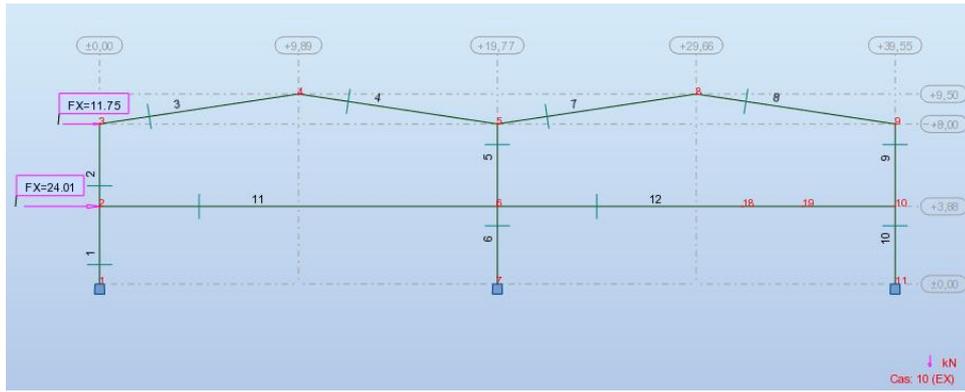


Figure -VII-12: Présentation de la charge sismique sur le portique

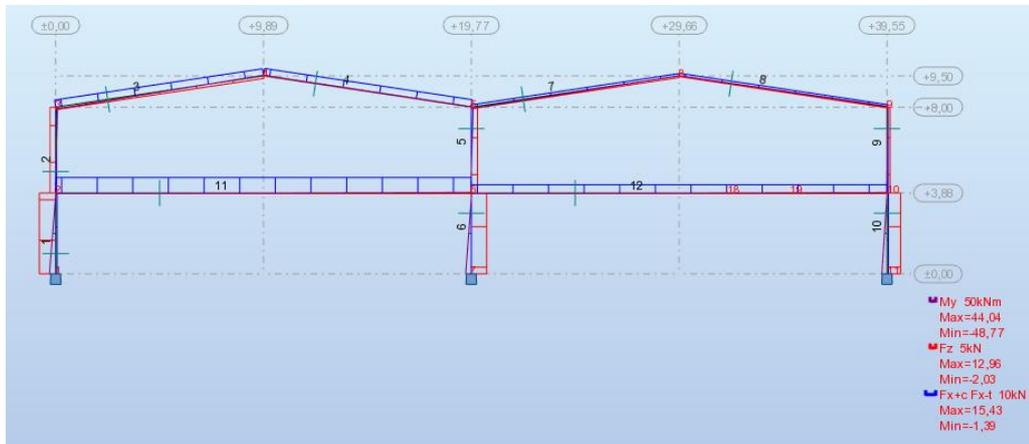


Figure VII-13: Présentation de diagramme du Moment et de charge sismique sur le portique

VII-2-6-Efforts : Extrêmes globaux :

	FX [kN]	FZ [kN]	MY [kNm]
MAX	547,30	238,57	353,25
Barre	6	12	2
Noeud	6	6	2
Cas	23 (C)	21 (C)	23 (C)
MIN	-101,43	-238,51	-797,22
Barre	5	11	12
Noeud	5	6	6
Cas	14 (C)	19 (C)	21 (C)

Tableau-VII-7: Les efforts défavorables dans portique

VII-2-7-Déplacements : Extrêmes globaux :

	UX [cm]	UZ [cm]	RY [Rad]
MAX	3,4	3,8	0,008
Noeud	3	8	2
Cas	13 (C)	15 (C)	13 (C)
MIN	-3,6	-0,8	-0,008
Noeud	9	8	10
Cas	15 (C)	11 (C)	15 (C)

Tableau VII- 8 : Les déplacements défavorables dans portique

VII-2-8-Réactions : Extrêmes globaux :

	FX [kN]	FZ [kN]	MY [kNm]
MAX	213,08	547,30	350,55
Noeud	1	7	1
Cas	21 (C)	23 (C)	15 (C)
MIN	-210,16	-97,25	-339,59
Noeud	11	7	11
Cas	19 (C)	5	13 (C)

Tableau VII- 10 : Les réactions défavorables dans portique

VII-3- Notes de calcul :

Poteau-1

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*
 TYPE D'ANALYSE: *Dimensionnement des familles*

FAMILLE: **1 Poteau-1**

PIECE: **1 Poteau_1**

POINT: **7**

COORDONNEE: **x = 1.00**

L = 3.88 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: **19 ELU-9 2*1.35+3*1.50+4*0.70**

MATERIAU:ACIER E24 $f_y = 235000.00$ kPa**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 500**

$h=50.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=20.0$ cm	$A_y=72.07$ cm ²	$A_z=59.87$ cm ²	$A_x=115.52$ cm ²
$tw=1.0$ cm	$I_y=48198.50$ cm ⁴	$I_z=2141.69$ cm ⁴	$I_x=89.66$ cm ⁴
$tf=1.6$ cm	$W_{ply}=2194.12$ cm ³	$W_{plz}=335.88$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N,Ed = 234.93$ kN	$M_y,Ed = -474.83$ kN*m	
$N_c,Rd = 2714.72$ kN	$M_y,Ed,max = -474.83$ kN*m	
$N_b,Rd = 2424.44$ kN	$M_{y,c,Rd} = 515.62$ kN*m	$V_z,Ed = -158.55$ kN
	$M_{N,y,Rd} = 515.62$ kN*m	$V_{z,c,Rd} = 812.33$ kN
	$M_b,Rd = 507.68$ kN*m	

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

$z = 0.00$	$M_{cr} = 1690.13$ kN*m	Courbe,LT -	$X_{LT} = 0.86$
$L_{cr,low} = 3.88$ m	$Lam_{LT} = 0.55$	$fi,LT = 0.71$	$X_{LT,mod} = 0.98$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:

$L_y = 3.88$ m	$Lam_y = 0.10$
$L_{cr,y} = 1.94$ m	$X_y = 1.00$
$Lam_y = 9.50$	$k_{yy} = 0.93$



en z:

$L_z = 3.88$ m	$Lam_z = 0.48$
$L_{cr,z} = 1.94$ m	$X_z = 0.89$
$Lam_z = 45.06$	$k_{zy} = 0.49$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$N,Ed/N_c,Rd = 0.09 < 1.00$ (6.2.4.(1))
$M_y,Ed/M_{y,c,Rd} = 0.92 < 1.00$ (6.2.5.(1))
$V_z,Ed/V_{z,c,Rd} = 0.20 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$Lambda,y = 9.50 < Lambda,max = 210.00$	$Lambda,z = 45.06 < Lambda,max = 210.00$
---	--

STABLE

$M_y,Ed,max/M_b,Rd = 0.94 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
$N,Ed/(X_y*N,Rk/gM1) + k_{yy}*M_y,Ed,max/(X_{LT}*M_y,Rk/gM1) = 0.96 < 1.00$ (6.3.3.(4))
$N,Ed/(X_z*N,Rk/gM1) + k_{zy}*M_y,Ed,max/(X_{LT}*M_y,Rk/gM1) = 0.56 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct !!!**Poteau-2**

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*
 TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 2 Poteau-2

PIECE: 2 Poteau_2

POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.00$

$L = 0.00$ m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 23 ELU-13 $2*1.35+(3+8)*1.50$

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235000.00$ kPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 450

$h=45.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=19.0$ cm	$A_y=63.21$ cm ²	$A_z=50.84$ cm ²	$A_x=98.82$ cm ²
$tw=0.9$ cm	$I_y=33742.90$ cm ⁴	$I_z=1675.86$ cm ⁴	$I_x=67.18$ cm ⁴
$tf=1.5$ cm	$W_{ply}=1701.79$ cm ³	$W_{plz}=276.38$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 41.03$ kN	$M_{y,Ed} = 353.25$ kN*m	
$N_{c,Rd} = 2322.27$ kN	$M_{y,Ed,max} = 353.25$ kN*m	
$N_{b,Rd} = 2019.12$ kN	$M_{y,c,Rd} = 399.92$ kN*m	$V_{z,Ed} = -101.23$ kN
	$M_{N,y,Rd} = 399.92$ kN*m	$V_{z,c,Rd} = 689.84$ kN
	$M_{b,Rd} = 385.31$ kN*m	

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 0.00$	$M_{cr} = 1097.75$ kN*m	Courbe,LT -	$X_{LT} = 0.84$
$L_{cr,upp}=4.12$ m	$Lam_{LT} = 0.60$	$\phi_{i,LT} = 0.75$	$X_{LT,mod} = 0.96$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 4.12$ m	$Lam_y = 0.12$
$L_{cr,y} = 2.06$ m	$X_y = 1.00$
$Lam_y = 11.15$	$k_{yy} = 0.97$



en z:

$L_z = 4.12$ m	$Lam_z = 0.53$
$L_{cr,z} = 2.06$ m	$X_z = 0.87$
$Lam_z = 50.02$	$k_{zy} = 0.51$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.88 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.15 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{b,y} = 11.15 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \lambda_{b,z} = 50.02 < \lambda_{b,max} = 210.00$$

STABLE

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.92 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.91 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.48 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!**Trave-3**

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.***TYPE D'ANALYSE:** Dimensionnement des familles**FAMILLE:** 3 Trave-3**PIECE:** 3 Trave_3**POINT:** 1**COORDONNEE:** x = 0.00

L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 13 ELU-3 2*1.35+4*1.50

MATERIAU:ACIER E24 $f_y = 235000.00$ kPa**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400**

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=55.99 cm ²	Az=42.69 cm ²	Ax=84.46 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=23128.40 cm ⁴	Iz=1317.82 cm ⁴	Ix=51.33 cm ⁴
tf=1.4 cm	Wply=1307.15 cm ³	Wplz=229.00 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = -6.21 kN	M _{y,Ed} = 170.34 kN*m	
N _{t,Rd} = 1984.81 kN	M _{y,pl,Rd} = 307.18 kN*m	
	M _{y,c,Rd} = 307.18 kN*m	V _{z,Ed} = -44.86 kN
	M _{N,y,Rd} = 307.18 kN*m	V _{z,c,Rd} = 579.22 kN
	M _{b,Rd} = 203.99 kN*m	

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

$z = 0.00$ $M_{cr} = 265.49 \text{ kN}\cdot\text{m}$ Courbe,LT - $X_{LT} = 0.58$
 $L_{cr,upp} = 10.00 \text{ m}$ $Lam_{LT} = 1.08$ $f_{i,LT} = 1.20$ $X_{LT,mod} = 0.66$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:** $N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.3.(1)) $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.55 < 1.00$ (6.2.5.(1)) $V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.08 < 1.00$ (6.2.6.(1))**Contrôle de la stabilité globale de la barre:** $M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.84 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))**Profil correct !!!****Trave-4****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.***TYPE D'ANALYSE:** Dimensionnement des familles**FAMILLE:** 4 Trave-4**PIECE:** 4 Trave_4**POINT:** 7**COORDONNEE:** x = 1.00

L = 10.00 m

CHARGEMENTS:*Cas de charge décisif:* 15 ELU-5 2*1.35+6*1.50**MATERIAU:**ACIER E24 $f_y = 235000.00 \text{ kPa}$ **PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400**

$h = 40.0 \text{ cm}$ $g_{M0} = 1.00$ $g_{M1} = 1.00$
 $b = 18.0 \text{ cm}$ $A_y = 55.99 \text{ cm}^2$ $A_z = 42.69 \text{ cm}^2$ $A_x = 84.46 \text{ cm}^2$
 $tw = 0.9 \text{ cm}$ $I_y = 23128.40 \text{ cm}^4$ $I_z = 1317.82 \text{ cm}^4$ $I_x = 51.33 \text{ cm}^4$
 $tf = 1.4 \text{ cm}$ $W_{ply} = 1307.15 \text{ cm}^3$ $W_{plz} = 229.00 \text{ cm}^3$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = -33.39 \text{ kN}$ $M_{y,Ed} = 177.39 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 $N_{t,Rd} = 1984.81 \text{ kN}$ $M_{y,pl,Rd} = 307.18 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 $M_{y,c,Rd} = 307.18 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{z,Ed} = 47.52 \text{ kN}$
 $M_{N,y,Rd} = 307.18 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{z,c,Rd} = 579.22 \text{ kN}$
 $M_{b,Rd} = 197.13 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

$z = 0.00$ $M_{cr} = 253.98 \text{ kN}\cdot\text{m}$ Courbe,LT - $X_{LT} = 0.56$
 $L_{cr,upp} = 10.00 \text{ m}$ $\lambda_{m,LT} = 1.10$ $\eta_{LT} = 1.23$ $X_{LT,mod} = 0.64$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:** $N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.3.(1)) $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.58 < 1.00$ (6.2.5.(1)) $V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.08 < 1.00$ (6.2.6.(1))**Contrôle de la stabilité globale de la barre:** $M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.90 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))**Profil correct !!!****Poteau-5**

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.***TYPE D'ANALYSE:** Dimensionnement des familles**FAMILLE:** 5 Poteau-5**PIECE:** 5 Poteau_5**POINT:** 1**COORDONNEE:** x = 0.00

L = 0.00 m

CHARGEMENTS:*Cas de charge décisif:* 15 ELU-5 2*1.35+6*1.50**MATERIAU:**

ACIER E24 $f_y = 235000.00$ kPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 240

$h=24.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=12.0$ cm	$A_y=27.32$ cm ²	$A_z=19.15$ cm ²	$A_x=39.12$ cm ²
$t_w=0.6$ cm	$I_y=3891.63$ cm ⁴	$I_z=283.63$ cm ⁴	$I_x=12.95$ cm ⁴
$t_f=1.0$ cm	$W_{ply}=366.65$ cm ³	$W_{plz}=73.92$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = -95.70$ kN	$M_{y,Ed} = 66.06$ kN*m		
$N_{t,Rd} = 919.32$ kN	$M_{y,pl,Rd} = 86.16$ kN*m		
	$M_{y,c,Rd} = 86.16$ kN*m		$V_{z,Ed} = -20.81$ kN
	$M_{N,y,Rd} = 86.16$ kN*m		$V_{z,c,Rd} = 259.79$ kN
	$M_{b,Rd} = 77.78$ kN*m		

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 0.00$	$M_{cr} = 153.44$ kN*m	Courbe,LT -	$X_{LT} = 0.77$
$L_{cr,upp}=4.12$ m	$Lam_{LT} = 0.75$	$f_{i,LT} = 0.87$	$X_{LT,mod} = 0.90$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.77 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.08 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.85 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil correct !!!

Poteau-6

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 6 Poteau-6

PIECE: 6 Poteau_6
L = 3.88 m

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 15 ELU-5 2*1.35+6*1.50

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235000.00$ kPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 360

h=36.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=17.0 cm	Ay=48.84 cm ²	Az=35.14 cm ²	Ax=72.73 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=16265.60 cm ⁴	Iz=1043.45 cm ⁴	Ix=37.49 cm ⁴
tf=1.3 cm	Wply=1019.15 cm ³	Wplz=191.10 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 156.30 kN	My,Ed = -216.06 kN*m	
Nc,Rd = 1709.16 kN	My,Ed,max = -216.06 kN*m	
Nb,Rd = 1475.94 kN	My,c,Rd = 239.50 kN*m	Vz,Ed = -61.12 kN
	MN,y,Rd = 239.50 kN*m	Vz,c,Rd = 476.74 kN
	Mb,Rd = 227.15 kN*m	

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 0.00	Mcr = 607.86 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.83
Lcr,low=3.88 m	Lam_LT = 0.63	fi,LT = 0.77	XLT,mod = 0.95

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

L _y = 3.88 m	Lam _y = 0.14
L _{cr,y} = 1.94 m	X _y = 1.00
Lam _y = 12.97	k _{yy} = 0.94



en z:

L _z = 3.88 m	Lam _z = 0.55
L _{cr,z} = 1.94 m	X _z = 0.86
Lam _z = 51.22	k _{zy} = 0.49

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N,Ed/Nc,Rd = 0.09 < 1.00 (6.2.4.(1))
 My,Ed/My,c,Rd = 0.90 < 1.00 (6.2.5.(1))
 Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.13 < 1.00 (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

Lam_{bda,y} = 12.97 < Lam_{bda,max} = 210.00 Lam_{bda,z} = 51.22 < Lam_{bda,max} = 210.00
 STABLE

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.95 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.98 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.57 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

Trave-7

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 7 Trave-7

PIECE: 7 trave_7

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00

L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 13 ELU-3 2*1.35+4*1.50

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235000.00$ kPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	A _y =55.99 cm ²	A _z =42.69 cm ²	A _x =84.46 cm ²
tw=0.9 cm	I _y =23128.40 cm ⁴	I _z =1317.82 cm ⁴	I _x =51.33 cm ⁴
tf=1.4 cm	W _{ply} =1307.15 cm ³	W _{plz} =229.00 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = -26.05 kN	M _{y,Ed} = 161.51 kN*m	
N _{t,Rd} = 1984.81 kN	M _{y,pl,Rd} = 307.18 kN*m	
	M _{y,c,Rd} = 307.18 kN*m	V _{z,Ed} = -42.49 kN
	M _{N,y,Rd} = 307.18 kN*m	V _{z,c,Rd} = 579.22 kN
	M _{b,Rd} = 197.48 kN*m	

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 0.00	M _{cr} = 254.57 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.56
L _{cr,upp} =10.00 m	Lam _{LT} = 1.10	fi,LT = 1.23	XLT,mod = 0.64

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:


en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:
Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.53 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.82 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil correct !!!**Trave-8**

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 8 Trave-8
PIECE: 8 Trave_8**POINT:** 7**COORDONNEE:** x = 1.00

L = 10.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 15 ELU-5 2*1.35+6*1.50

MATERIAU:
ACIER E24 $f_y = 235000.00$ kPa**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400**

h=40.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=18.0 cm

Ay=55.99 cm²Az=42.69 cm²Ax=84.46 cm²

tw=0.9 cm

Iy=23128.40 cm⁴Iz=1317.82 cm⁴Ix=51.33 cm⁴

tf=1.4 cm

Wply=1307.15 cm³Wplz=229.00 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:
N_{Ed} = -12.72 kNM_{y,Ed} = 187.49 kN*m

$N_{t,Rd} = 1984.81 \text{ kN}$ $M_{y,pl,Rd} = 307.18 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 $M_{y,c,Rd} = 307.18 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{z,Ed} = 50.07 \text{ kN}$
 $M_{N,y,Rd} = 307.18 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{z,c,Rd} = 579.22 \text{ kN}$
 $M_{b,Rd} = 203.19 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 0.00$ $M_{cr} = 264.12 \text{ kN}\cdot\text{m}$ Courbe,LT - $X_{LT} = 0.57$
 $L_{cr,upp} = 10.00 \text{ m}$ $\lambda_{m,LT} = 1.08$ $\eta_{i,LT} = 1.20$ $X_{LT,mod} = 0.66$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.3.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.61 < 1.00$ (6.2.5.(1))
 $V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.09 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.92 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

Profil correct !!!

Poteau-9

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 9 Poteau-9

PIECE: 9 Poteau_9

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00

L = 4.12 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 23 ELU-13 2*1.35+(3+8)*1.50

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235000.00 \text{ kPa}$

**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 450**

h=45.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=19.0 cm	Ay=63.21 cm ²	Az=50.84 cm ²	Ax=98.82 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=33742.90 cm ⁴	Iz=1675.86 cm ⁴	Ix=67.18 cm ⁴
tf=1.5 cm	Wply=1701.79 cm ³	Wplz=276.38 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 41.03 kN	My,Ed = 353.23 kN*m	
Nc,Rd = 2322.27 kN	My,Ed,max = 353.23 kN*m	
Nb,Rd = 2019.12 kN	My,c,Rd = 399.92 kN*m	Vz,Ed = 101.23 kN
	MN, y,Rd = 399.92 kN*m	Vz,c,Rd = 689.84 kN
	Mb,Rd = 385.31 kN*m	

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 0.00	Mcr = 1097.78 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.84
Lcr,upp=4.12 m	Lam_LT = 0.60	fi,LT = 0.75	XLT,mod = 0.96

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:

L _y = 4.12 m	Lam _y = 0.12
Lcr,y = 2.06 m	X _y = 1.00
Lam _y = 11.15	k _{yy} = 0.97



en z:

L _z = 4.12 m	Lam _z = 0.53
Lcr,z = 2.06 m	X _z = 0.87
Lam _z = 50.02	k _{zy} = 0.51

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00$	(6.2.4.(1))
$My,Ed/My,c,Rd = 0.88 < 1.00$	(6.2.5.(1))
$Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.15 < 1.00$	(6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\Lambda_{y} = 11.15 < \Lambda_{y,max} = 210.00$	$\Lambda_{z} = 50.02 < \Lambda_{z,max} = 210.00$
--	--

STABLE

$My,Ed,max/Mb,Rd = 0.92 < 1.00$	(6.3.2.1.(1))
$N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.91 < 1.00$	(6.3.3.(4))
$N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.48 < 1.00$	(6.3.3.(4))

Profil correct !!!**Poteau-10**

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 10 Poteau-10

PIECE: 10 Poteau_10

POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.00$

$L = 0.00$ m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 21 ELU-11 $2*1.35+3*1.50+6*0.70$

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235000.00$ kPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 500

$h=50.0$ cm

$gM0=1.00$

$gM1=1.00$

$b=20.0$ cm

$A_y=72.07$ cm²

$A_z=59.87$ cm²

$A_x=115.52$ cm²

$tw=1.0$ cm

$I_y=48198.50$ cm⁴

$I_z=2141.69$ cm⁴

$I_x=89.66$ cm⁴

$tf=1.6$ cm

$W_{ply}=2194.12$ cm³

$W_{plz}=335.88$ cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 232.01$ kN

$M_{y,Ed} = -479.40$ kN*m

$N_{c,Rd} = 2714.72$ kN

$M_{y,Ed,max} = -479.40$ kN*m

$N_{b,Rd} = 2424.44$ kN

$M_{y,c,Rd} = 515.62$ kN*m

$V_{z,Ed} = 159.30$ kN

$MN_{,y,Rd} = 515.62$ kN*m

$V_{z,c,Rd} = 812.33$ kN

$Mb,Rd = 506.92$ kN*m

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 0.00$

$M_{cr} = 1679.77$ kN*m Courbe,LT -

$XLT = 0.86$

$L_{cr,low} = 3.88$ m

$Lam_{LT} = 0.55$

$f_{i,LT} = 0.71$

$XLT,mod = 0.98$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 3.88$ m

$Lam_y = 0.10$

$L_{cr,y} = 1.94$ m

$X_y = 1.00$

$Lam_y = 9.50$

$k_{yy} = 0.93$



en z:

$L_z = 3.88$ m

$Lam_z = 0.48$

$L_{cr,z} = 1.94$ m

$X_z = 0.89$

$Lam_z = 45.06$

$k_{zy} = 0.49$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.09 < 1.00$ (6.2.4.(1))

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.93 < 1.00$ (6.2.5.(1))

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.20 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\Lambda_{y} = 9.50 < \Lambda_{y,max} = 210.00 \quad \Lambda_{z} = 45.06 < \Lambda_{z,max} = 210.00$$

STABLE

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.95 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) = 0.97 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z * N_{Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) = 0.56 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct!!!

Remarque:

L'acrotère est un élément secondaire dui ce calcul comme une console sous la Charge du vent.

VII-3- Conclusion :

L'étude que nous avons effectuée dans ce chapitre nous a permis de déterminer les types de profilés des éléments principaux (poteaux et poutres) qui sont capables de résister à leurs poids propres respectifs et à tous les efforts extrêmes auxquels ils sont soumis sous les combinaisons les plus défavorables.

VIII-1-Introduction :

Le calcul d'une structure exige que sous toutes les combinaisons d'actions possibles définies règlementairement, la stabilité statique soit assurée, tant globalement, au niveau de la structure, qu'individuellement au niveau de chaque élément.

Les actions développent diverses sollicitations, qui génèrent des contraintes au sein du matériau et des déformations des éléments. Il s'agit donc, afin de garantir le degré de sécurité souhaité et de vérifier que les contraintes et les déformations restent en deçà des limites admissibles.

Le calcul des différents éléments structuraux est fait selon le règlement "NF-EN1993-1 ;2005/NA ;2007/AC :2009" et à l'aide du logiciel ROBOT qui détermine la réaction d'appuis pour chaque cas de charge ; on passe à la vérification des cas les plus défavorables.

VIII-2-Justification des traverses (IPE400)

La vérification se fait pour la traverse la plus sollicitée ; dans notre cas ; la traverse la plus sollicitée est le N°8 de longueur L=9.99m ; comme illustré en rouge sur la figure suivante :

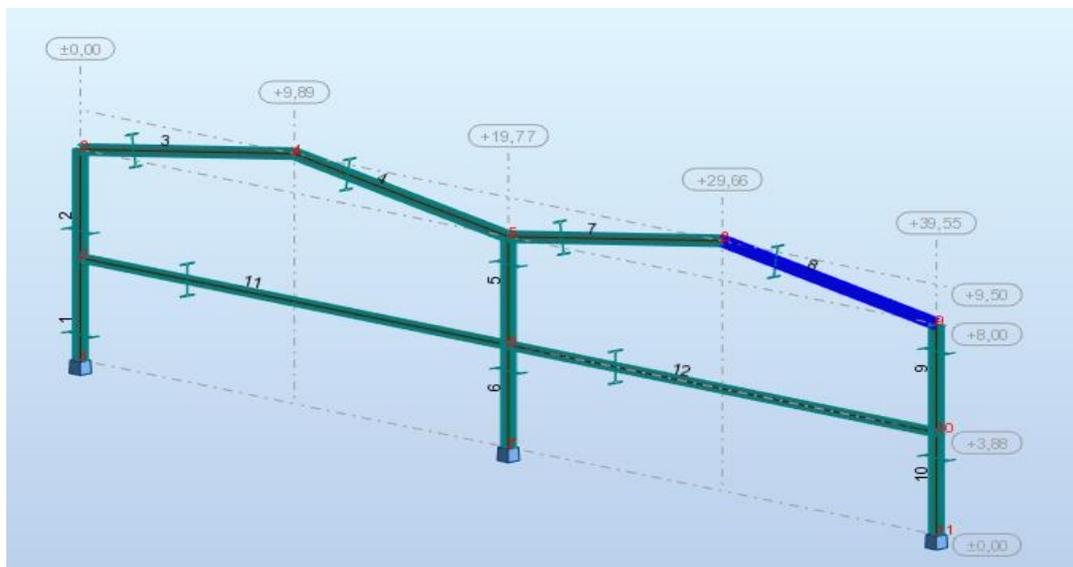


Figure VIII-1: les traverses les plus sollicitées

VIII-2-1-Charges reprises sur la traverse :

- Poids du TN40
- Poids des pannes
- Poids propre de la traverse
- Charge d'entretien

VIII-2-2Caractéristiques de la traverse :

	h (mm)	b(mm)	tw(mm)	tf(mm)	R(mm)
IPE400	400	160	8.6	13.5	21
	A(cm ²)	Iy(cm ⁴)	Iz(cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)
	84.5	23130	1318	1307	229

Tableau VII-1-: Caractéristiques du profile IPE400

VIII-2-3-Efforts sollicitant :

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculées par le logiciel robot sont :

Barre	Combinaison	Ned(KN)	V _z (KN)	M _y (KN.m)
8	1.354+1.5 V ₃	12.72	50.07	187.49

VIII-2-3-Classe de la section (barre 8) :

- **Classe de l'âme :** (flexion composée)

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1$$

$$d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{12.72}{0.86 \times 23.5} = 0.62$$

$$\alpha = \frac{1}{33.1} \left(\frac{33.1 + 0.62}{2} \right) = 0.51 \leq 1$$

Pour la section de classe01 :

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{33.10}{0.86} = 38.48$$

et

$$\frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{396 \times 1}{(13 \times 0.51 - 1)} = 70.33$$

Donc :

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)}$$

⇒Âme de classe 01

- **Classe de la semelle :** (comprimée)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b_f}{2t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{180}{2 \times 13.5} = 6.66 \leq 10 \times 1$$

⇒Semelle de classe 01

Donc La section **IPE400** est de classe 1.

VIII-3-Condition de résistance :

a) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$V_{zsd} \leq 0.5V_{pl.rd}$$

$$V_{zsd} = 50.07KN$$

$$V_{pl.rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = \frac{42.69 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 579.21KN$$

$$\frac{V_{zsd}}{V_{pl.rd}} = \frac{50.07}{579.21} = 0.08 \leq 0.5$$

Alors, l'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut-être négligée.

b) Vérification de l'effort normal :

Si
$$N_{sd} < \min(0.25N_{pl.rd}, 0.5A_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}})$$

$$N_{sd} = 12.72 KN$$

$$N_{pl.rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{84.5 \times 23.5}{1} = 1985.75KN$$

$$\Rightarrow 0.25 \times N_{pl.rd} = 496.43KN$$

$$A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f = 84.5 - (2 \times 18 \times 1.35) = 35.9cm^2$$

$$\Rightarrow 0.5 \times A_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 421.82KN$$

$$N_{sd} < \min(496.43KN, 421.82KN)$$

$$N_{sd} = 12.72 KN < 421.82KN \quad \text{vérifier}$$

Alors, l'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut-être négligée.

c) Vérification de la résistance :

$$M_{ply.rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1307 \times 23.5}{1} \times 10^{-2} = 307.14KN.m$$

$$M_{sd} = 187.49KN.m < M_{ply.rd} = 307.14KN.m$$

\Rightarrow La résistance de la section transversale est vérifiée.

VIII-4-Vérification de l'élément aux instabilités :

- **Flexion composée avec risque de flambement :**

On doit vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.rd}} + \frac{K_y \cdot M_{sd}}{M_{ply.rd}} \leq 1$$

- **Flexion composée avec risque de déversement :**

On doit vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_Z \cdot N_{pl.rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{ysd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.rd}} \leq 1$$

- **Calcul du coefficient de réduction pour le flambement**

χ_{min} :

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

- **Flambement par rapport à l'axe fort y-y (dans le plan du portique) :**

Longueur de flambement :

$$L_y = 9.99m \text{ (Longueur total de la traverse)}$$

L'élancement :

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{999}{16.55} = 64.24$$

L'élancement réduit :

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) \cdot [\beta_A]^{0.5} \quad \text{Avec : } \beta_A = 1 \text{ pour les sections de classe 1,2 et 3}$$

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{64.24}{93.9}\right) = 0.68 > 0.2 \Rightarrow \quad \text{Il y a de risque de flambement}$$

$$\text{Courbe de flambement } \frac{h}{b} = \frac{40}{18} = 2.22 > 1.2$$

Axe de flambement y-y \Rightarrow courbe de flambement a $\alpha_y = 0.21$

$$\phi_y = 0.5 \times \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0.78$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 + \bar{\lambda}_y^2}} = 0.49$$

- **Flambement par rapport à l'axe faible z-z (hors plan du portique) :**

Longueur de flambement :

- Autour de l'axe faible z'z (dans le plan perpendiculaire de l'âme), le traverse est empêché de flamber sur toute sa longueur par les pannes.

Donc la longueur de flambement : $L_{kz} = 1.5m$

L'élancement :

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{150}{3.95} = 37.97$$

L'élancement réduit :

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{37.97}{93.9}\right) = 0.95 > 0.2 \Rightarrow \quad \text{Il y a de risque de flambement}$$

$$\text{Courbe de flambement } \frac{h}{b} = \frac{40}{18} = 2.22 > 1.2$$

Axe de flambement y-y \Rightarrow courbe de flambement a $\alpha_z = 0.34$

$$\phi_y = 0.5 \times [1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = 1.07$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 + \bar{\lambda}_y^2}} = 0.39$$

Donc :

$$\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(0.49, 0.39) = 0.39$$

- **Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 + \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1$$

$$\phi_y = 0.5 \times [1 + \alpha(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

Avec :

α_{LT} : Facteur d'imperfection pour le déversement.

$\alpha_{LT}=0,21$ pour les sections laminées. (C'est notre cas)

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

$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right) \cdot [\beta_w]^{0.5}$: L'élancement réduit pour le déversement

$$\text{Avec : } \lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y}\right]^{0.5} = 93.9$$

$\bar{\lambda}_{LT}$: Élancement de l'élément vis-à-vis du déversement

Pour les profilés laminés en I ou en H :

IPE400 : $i_z = 3.95\text{cm}$, $h = 40\text{cm}$, $t_f = 1.35\text{cm}$

$$\Rightarrow C_1 = 1.132$$

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

$$\lambda_{LT} = \frac{150/3.95}{\sqrt{1.132 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{150/3.95}{40/1.35}\right)^2\right]^{0.25}}} = 34.99$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{34.99}{93.9}\right) = 0.36 < 0.4 \quad \text{Il n'y pas risque de déversement}$$

- **Calcul de coefficient k :**

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot F_y} \text{ et } K_y \leq 1.5$$

$$\beta_{MLT} = 1.3$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \cdot \beta_{MLT} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_y = 0.82 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{1307 - 1156}{1156} = -1.19 < 0.9$$

$$K_y = 1 - \frac{(-1.19) \times 12.72}{0.49 \times 84.5 \times 23.5} = 1.01 < 1.5$$

- **Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{ply}} + \frac{M_{ysd} \cdot K_y}{M_{ply}} = \frac{12.72}{0.39 \times 1985.75} + \frac{1.01 \times 187.49}{307.14} = 0.62 < 1$$

- **Vérification au déversement**

Déversement = Flambement latéral de la partie comprimée + Rotation de la section transversale.

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{ply}} + \frac{M_{ysd} \cdot K_{LT}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,rd}} < 1$$

$$\Rightarrow 0.77 < 1$$

- **Vérification avec le logiciel robot :**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
8 Trave_8	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 400	ACIER E24	30.22	126.62	0.92	15 ELU-5

Conclusion :

Le profilé choisi **IPE400** est adéquat comme traverse.

IX-1-Introduction :

Il existe plusieurs modes d'assemblages fondamentales des éléments utilisés dans la construction métallique, dont les principaux modes sont :

- Le boulonnage
- Le soudage

Les liaisons entre les différents éléments représentent ce qu'on appelle communément les Assemblages. Ces derniers constituent des composants spécifiques à la construction métallique, ils jouent un rôle très important, on peut les définir comme organes de liaison qui permettent de réunir et de solidariser plusieurs éléments entre eux, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les éléments assemblés, sans générer d'efforts parasites. Un assemblage mal conçu, mal calculé ou mal réalisé peut conduire à l'effondrement de la structure.

De ce fait la conception et le calcul des assemblages est d'une importance capitale. Pour cela, dans ce chapitre on va s'intéresser au dimensionnement des différents assemblages des éléments de la structure.

IX-2-Assemblage de contreventement horizontal :**IX-2-1 Liaison diagonale-traverse :****➤ Détermination de nombre de boulon :**

La détermination de nombre de boulons précontrainte M20 de classe 6.8 se fait par la Vérification de la condition de résistance au glissement suivant :

$$F_{Vsd} \leq F_{Srd} \quad \text{avec : } F_{Vsd} = \frac{N_{tsd}}{n.p}$$

$$F_{Srd} = K_S \cdot P \cdot \mu \cdot \frac{F_P}{\gamma_{ms}}$$

L'effort sollicitant de traction maximal dans la diagonale est :

$$N_{tsd} = 517.16 \text{ KN} \quad (\text{Chapitre 4})$$

Où :

$$\gamma_{ms} = 1.25 \text{ (cisaillement)}$$

n: Nombre de boulon

$K_S = 1$ (Des trous nominaux)

$\mu = 0.3$ (Surface brossée)

$P = 1$ (Nombre de plans de contact)

$F_P = 0.7 \cdot A_s \cdot F_{ub}$ (Force de serrage) avec :

$F_{ub} = 600 \text{ Mpa}$ (Contrainte limite de rupture)

$$A_s = 2.45 \text{ cm}^2 \text{ (Boulon M20)}$$

$$\Rightarrow F_p = 0.7 \times 2.45 \times 60 = 102.9 \text{ KN}$$

$$F_{srd} = 1 \times 2 \times 0.3 \times \frac{102.9}{1.25} = 49.4 \text{ KN}$$

$$F_{Vsd} = \frac{N_{tsd}}{n \cdot p} \Rightarrow n \geq \frac{N_{tsd}}{F_{Vsd} \cdot p} = 5.23 \quad \Rightarrow \mathbf{n = 6 \text{ boulons}}$$

➤ **Vérification vis-à-vis de poinçonnement lors de serrage :**

On doit vérifier que :

$$F_p \leq B_{PRd}$$

Avec :

$$F_p = 102.9 \text{ KN}$$

$$B_{PRd} = 0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_y}{\gamma_{mb}}$$

Où :

$$f_u = 360 \text{ Mpa}$$

$$d_m = 2.91 \text{ cm}$$

$$t_p = 0.8 + t_{gousset}$$

$$F_p \leq 0.6 \times \pi \times d_m \times (0.8 + t_{gousset}) \times \frac{f_y}{\gamma_{mb}} \quad \Rightarrow t_{gousset} \geq 0.148 \text{ cm}$$

On prend : **t_{gousset} = 10 mm**

➤ **La disposition géométrique :**

On a :

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \inf(12t, 150 \text{ mm})$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \inf(14t, 200 \text{ mm})$$

On a opté sur un gousset de 10 mm, et des boulons M20 avec $d_0 = 22 \text{ mm}$

$$12t = 120 \text{ mm} ; 14t = 140 \text{ mm}$$

$$1.2d_0 = 26.4 \text{ mm} ; 2.2d_0 = 48.4 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} e_1 = 60 \text{ mm} \\ e_2 = 40 \text{ mm} \\ p_1 = 60 \text{ mm} \end{cases}$$

➤ **Cordon de soudure (gousset traverse-poutre sablière) :**

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, qui est donnée par la condition suivante :

$$a_{min} \leq a \leq a_{max}$$

Avec :

$$a_{min} = 3 \text{ mm}$$

$$a_{max} = 0.5t \text{ Avec "t" est la plus petite épaisseur de tôle à souder}$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times 10 = 5 \text{ mm}$$

Soit : $a = 4 \text{ mm}$ gorge de cordon de soudure

La longueur de cordon de soudure est donnée par la formule suivant :

$$L \geq \frac{N \cdot \gamma_{Mw} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u}$$

Avec :

$$N = N_{tsd}/2 = 258.58 \text{ KN}$$

Pour un acier de nuance S235 on a :

$$\gamma_{mw} = 1.25 \quad \beta_w = 0.8$$

Donc :

$$L \geq \frac{258.58 \times 1.25 \times 0.8 \sqrt{3}}{0.4 \times 36}$$

$$L \geq 31.1 \text{ cm}$$

On prend $L = 33 \text{ cm}$

IX-2-2-Liaison deux diagonales-traverse :

Puis que on a le même effort, alors le nombre et le diamètre des boulons est (6 boulons de M20 pour chaque diagonale), on va déterminer seulement la longueur de cordon de soudure.

La longueur de cordon de soudure est donnée par la formule suivant :

$$L \geq \frac{N \cdot \gamma_{Mw} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u}$$

Avec :

$$N = N_{tsd} = 517.16 \text{ KN}$$

Donc :

$$L \geq \frac{517.16 \times 1.25 \times 0.8 \sqrt{3}}{0.4 \times 36}$$

$$L \geq 62.2 \text{ cm}$$

On prend $L = 64 \text{ cm}$

IX-2-3-Liaison de la croix de Saint-André :

Puis que on a le même effort, alors le nombre et le diamètre des boulons est (6 boulons de M20 pour chaque diagonale), on va déterminer seulement l'épaisseur de gousset par la vérification vis-à-vis du poinçonnement lors de serrage :

$$F_P \leq B_{PRd}$$

Avec :

$$F_p = 102.9 \text{ KN}$$

$$B_{PRd} = 0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_y}{\gamma_{mb}}$$

Où :

$$f_u = 360 \text{ Mpa}$$

$$d_m = 2.91 \text{ cm}$$

$$t_p = 0.8 + t_{\text{gousset}}$$

$$F_p \leq 0.6 \times \pi \times 2.91 \times (0.8 + t_{\text{gousset}}) \times \frac{36}{1.25} \quad \Rightarrow t_{\text{gousset}} \geq 0.148 \text{ cm}$$

On prend : $t_{\text{gousset}} = 10 \text{ mm}$

IX-3-Assemblage de contreventement vertical :

IX-3-1 Liaison diagonale-poteau :

➤ Détermination de nombre de boulon :

La détermination de nombre de boulons précontrainte M22 de classe 10.9 se fait par la vérification de la condition de résistance au glissement suivant :

$$F_{Vsd} \leq F_{Srd} \quad \text{avec :} \quad F_{Vsd} = \frac{N_{tsd}}{n \cdot p}$$

$$F_{Srd} = K_S \cdot P \cdot \mu \cdot \frac{F_P}{\gamma_{ms}}$$

L'effort sollicitant de traction maximal dans la diagonale est :

$$N_{tsd} = 588.2 \text{ KN} \quad (\text{Chapitre 4})$$

$$P = 2 \text{ (Nombre de plans de contact)}$$

$$\Rightarrow F_p = 0.7 \times 3.03 \times 100 = 212.9 \text{ KN}$$

$$F_{Srd} = 1 \times 2 \times 0.3 \times \frac{212.9}{1.25} = 102.19 \text{ KN}$$

$$F_{Vsd} = \frac{N_{tsd}}{n \cdot p} \Rightarrow n \geq \frac{N_{tsd}}{F_{Vsd} \cdot P} = 2.87 \quad \Rightarrow n = 3 \text{ boulons}$$

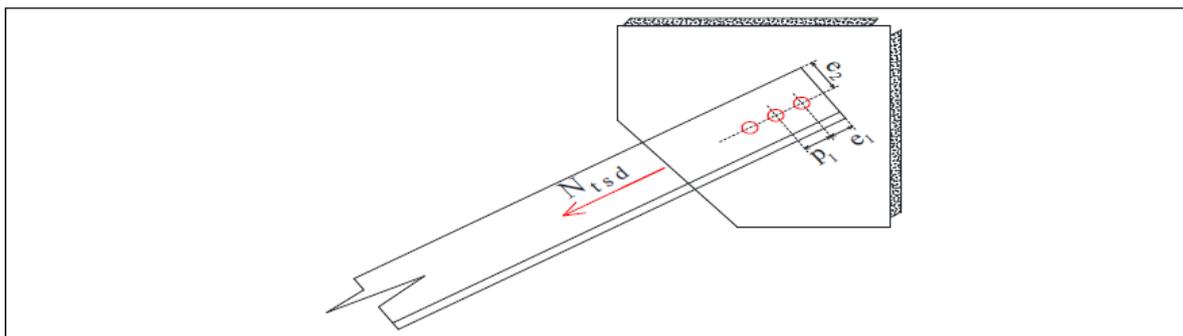


Figure-IX-1- Assemblage gousset diagonale (palée de stabilité)

➤ Vérification vis-à-vis de poinçonnement lors de serrage :

On doit vérifier que :

$$F_p \leq B_{PRd}$$

Avec :

$$F_p = 102.9 \text{ KN}$$

$$B_{PRd} = 0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_y}{\gamma_{mb}}$$

Où :

$$f_u = 360 \text{ Mpa}$$

$$d_m = 3.45 \text{ cm}$$

$$t_p = t_{corniere} \times 2 + t_{gousset} = 3 \text{ cm} \quad \text{avec } t_{corniere} = t_{gousset} = 10 \text{ mm}$$

$$F_p \leq 0.6 \times \pi \times 3.45 \times 3 \times \frac{36}{1.25}$$

$$F_p = 212.9 \text{ KN} \leq B_{PRd} = 561.58 \text{ KN} \quad \text{Vérfiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement lors de serrage

➤ **La disposition géométrique :**

On a la même épaisseur pour les goussets de la poutre au vent et la palée de stabilité donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} e1 = 60 \text{ mm} \\ e2 = 40 \text{ mm} \\ P1 = 80 \text{ mm} \end{array} \right.$$

➤ **Dimensionnement de cordon de soudure :**

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en oeuvre, elle est donnée par la condition suivante:

$$a_{min} \leq a \leq a_{max}$$

Avec :

$$a_{min} = 3 \text{ mm}$$

$$a_{max} = 0.5t \quad \text{Avec "t" est la plus petite épaisseur de tôle à souder}$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times 10 = 5 \text{ mm}$$

Soit : **a = 4 mm** gorge de cordon de soudure

La longueur de cordon de soudure est donnée par la formule suivant :

$$L \geq \frac{N \cdot \gamma_{Mw} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u}$$

Avec :

$$N = N_{tsd}/2 = 294.1 \text{ KN}$$

Pour un acier de nuance S235 on a :

$$\gamma_{mw} = 1.25 \quad \beta_w = 0.8$$

Donc :

$$L \geq \frac{294.1 \times 1.25 \times 0.8\sqrt{3}}{0.4 \times 36}$$

$$L \geq 35.37 \text{ cm}$$

On prend **L = 36 cm**

IX-3-2-Liaison de la croix de Saint-André :

Puis que on a le même effort, alors le nombre et le diamètre des boulons est (3 boulons de M22 pour chaque diagonale), on va déterminer seulement l'épaisseur de gousset par la vérification vis-à-vis du poinçonnement lors de serrage :

$$F_P \leq B_{PRd}$$

Avec :

$$F_p = 212.9 \text{ KN}$$

$$B_{PRd} = 0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_y}{\gamma_{mb}}$$

Où :

$$f_u = 360 \text{ Mpa}$$

$$d_m = 3.45 \text{ cm}$$

$$t_p = 0.8 + t_{gousset}$$

$$F_p \leq 0.6 \times \pi \times d_m \times (0.8 + t_{gousset}) \times \frac{f_y}{\gamma_{mb}} \quad \Rightarrow t_{gousset} \geq 0.337 \text{ cm}$$

On prend : **t_{gousset} = 10 mm**

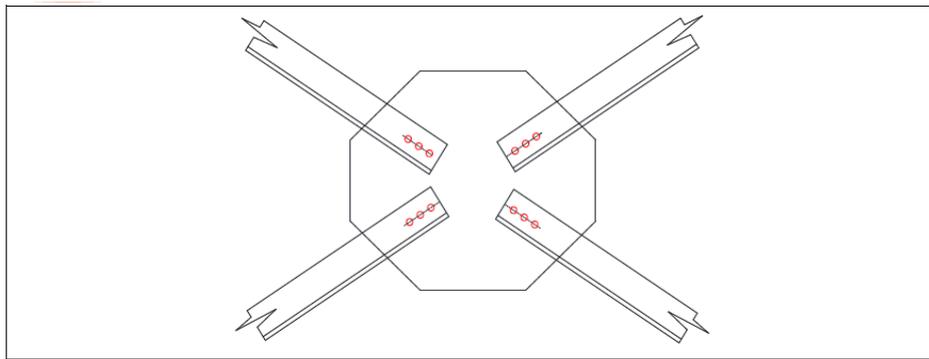


Figure-IX-2- Assemblage de la croix de Saint-André (palée de stabilité)

IX-4-Assemblage poteau-traverse :

L'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.

L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

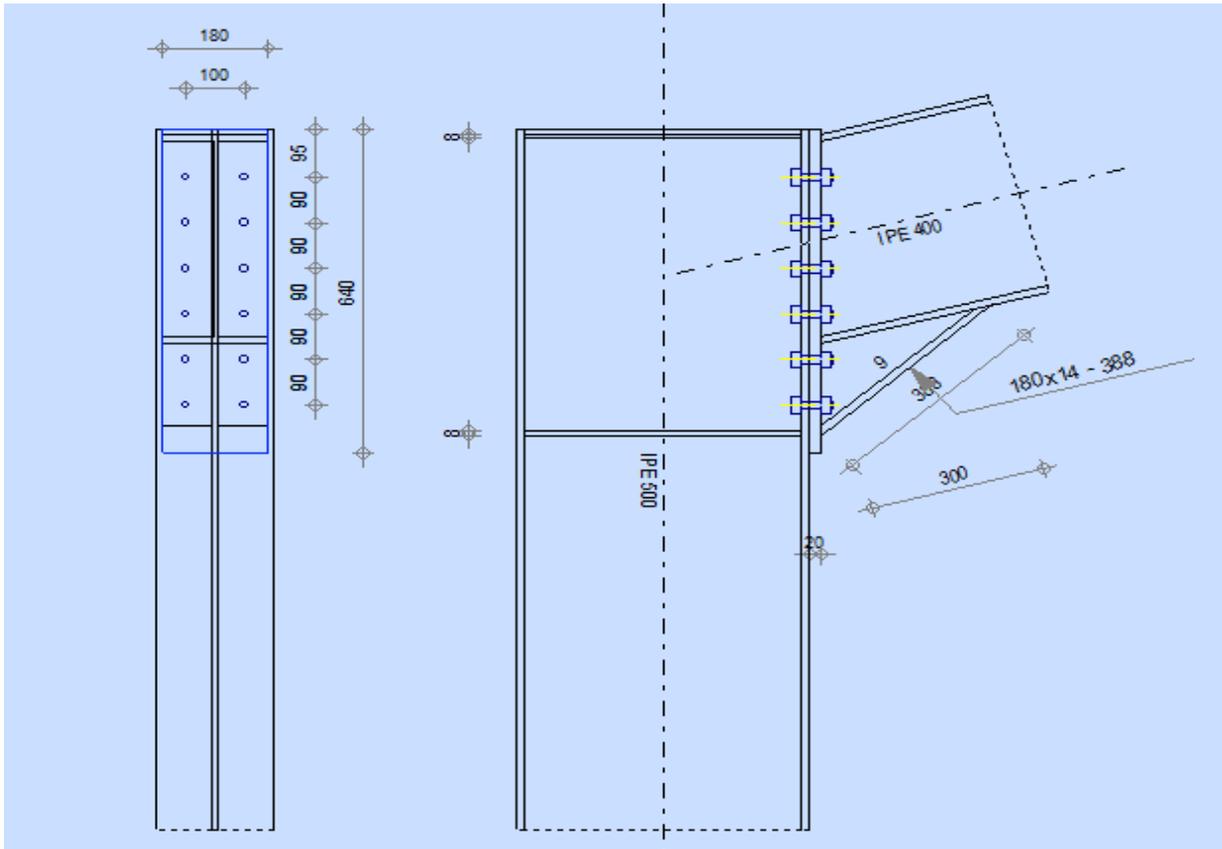


Figure IX-1: Représentation de l'assemblage Poteau –Traverse.

IX-4-1-La disposition constructive des boulons

On choisit des boulons de classe 10.9

Nombre de boulons =12

Nombre de files : n= 2

Poteau : IPE500

Traverse : IPE400

$M_{max} = 170.34 \text{ KN.m.}$

$N_{max} = -6.21 \text{ KN.}$

$V_{sdmax} = -44.86 \text{ KN.}$

IX-4-2-Détermination des efforts dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire les trois rangées supérieures des boulons.

$d_1 = 450\text{mm.}$

$d_2 = 360\text{mm.}$

$d_3 = 270\text{mm.}$

$$\sum d_i^2 = (450)^2 + (360)^2 + (270)^2 = 0.405 \text{ m}^2$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{170.34 \times 0.45}{0.405} = 189.27 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{170.34 \times 0.36}{0.405} = 151.41 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{170.34 \times 0.27}{0.405} = 113.56 \text{ KN}$$

IX-4-3-Dimensionnement des boulons :

Il faut vérifier que : $N_1 \leq n \times F_p$ avec : $F_p = 0.7 \times f_{ub} \times$

A_s

$$A_s \geq \frac{N_1}{F_p \times n} = \frac{189.27 \times 10^3}{0.7 \times 1000 \times 2} = 135.19 \text{ mm}^2$$

Donc on choisit des boulons M20 de diamètre $d_0 = 22 \text{ mm}$; de classe 6.8

$$A_s = 245 \text{ mm}^2$$

IX-4-4-Condition de résistance des boulons :

➤ Entre axe des boulons :

$$P_1 \geq 2.2 d_0 \rightarrow P_1 = 90 \text{ mm}$$

$$P_2 \geq 3 d_0 \rightarrow P_2 = 100 \text{ mm}$$

➤ Pince longitudinale :

$$e_1 \geq 1.5 d_0 \rightarrow e_1 = 95 \text{ mm}$$

➤ Pince transversale :

$$e_2 \geq 1.5 d_0 \rightarrow e_2 = 40 \text{ mm}$$

IX-4-5-Moment résistant effectif de l'assemblage :

Il faut vérifier que :

$$M_{sd} < M_{rd} = \frac{F_p \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 102.9 \text{ KN (par boulon)}$$

Soit $102.9 \times 2 = 205.8 \text{ KN}$ (pour les deux premiers boulons)

$$M_{sd} = 170.34 \text{ KN} < M_{rd} = \frac{205.8 \times 0.405}{0.45} = 185.22 \text{ KN (Condition vérifiée)}$$

IX-4-6- Vérification :

➤ Résistance d'un boulon à l'interaction cisaillement-traction :

Il faut vérifier que :

$$V_{sd} < V_{rd} = \frac{K_S \times \mu \times n \times (F_p - 0.8 F_{tsd})}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

- μ = coefficient de frottement
- K_S = coefficient qui est en fonction de la dimension des trous de pressage pour les trous à tolérance normal

• n= nombre d'interfaces de frottement1

$$\mu = 0.3 ; \gamma_{ms} = 1.25 ; F_p = 102.9 \text{ KN} ; K_s = 1 ; n = 1 ; F_{tsd} = \frac{N_1}{2} = \frac{189.27}{2} = 94.635 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{V_{sd \max}}{n} = \frac{44.86}{12} = 3.74 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 3.74 \text{ KN} < V_{rd} = 6.53 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

➤ Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifier que :

$$F_{tsd} \leq B_{prd} = 0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{F_u}{\gamma_{ms}}$$

$$d_m = 3.24 \text{ cm}$$

$$t_p = 16 \text{ mm} \quad (t_f \text{ de poteau IPE500})$$

$$F_u = 360 \text{ MPA}$$

$$F_{tsd} = 94.635 \text{ KN} \leq B_{prd} = 281.28 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

➤ Vérification a la pression diamétrale :

Il faut vérifier que :

$$F_{vsd} \leq F_{brd}$$

Avec :

$$F_{vsd} = 3.74 \text{ KN} ; F_{brd} = 2.5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{F_u}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0} ; \left(\frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} \right) ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right\} = 1$$

$$F_{vsd} = 3.74 \text{ KN} \leq F_{brd} = 2.5 \times 1 \times 2 \times 1.5 \times \frac{36}{1.25} = 230.4 \text{ KN}$$

(Condition vérifiée)

Il n'y a pas risque de rupture par pression diamétrale.

➤ Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :

Il faut vérifier que :

$$F_v \leq F_{tsd}$$

Avec :

$$F_{tsd} = t_w \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f}$$

Où :

F_{tsd} : Résistance de l'âme du poteau à la traction.

t_w : Épaisseur de l'âme du poteau.

$b_{eff} = P$: entraxe des rangées de boulons (P=10cm).

$$F_v = \frac{170.34}{0.5-0.016} = 351.94 \text{ KN} > F_{tsd} = 10.2 \times 10 \times \frac{23.5}{1.25} = 217.9 \text{ KN} \quad (\text{Condition non vérifiée})$$

D'où la nécessité d'un raidissage : (raidisseur d'épaisseur mm)

➤ **Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :**

Il faut vérifier que :

$$F_v \leq V_{Rd}$$

Avec :

$$V_{Rd} = 0.58 \times F_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{m0}} = 631.9 \text{ KN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h-t_f} = 351.94 \text{ KN}$$

$$F_v = 351.94 \text{ KN} \leq V_{Rd} = 631.9 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

IX-4-7-Soudure de platine :

➤ **Cordon de soudure :**

Épaisseur de la platine $t_{platine} = 20 \text{ mm}$

$$t_{traverse} = 16 \text{ mm}$$

$$t_{max} = t_{platine} = 20 \text{ mm} \rightarrow a_{min} = 5 \text{ mm}$$

$$a_{max} = 0.7t_{min} = 0.7 \times 16 = 11.2 \text{ mm}$$

$$a_{min} \leq a \leq a_{max} \rightarrow 5 \leq a \leq 11.2$$

Donc : on prend $a=10 \text{ mm}$

IX-4-8-Soudure de la semelle tendue :

$$N_d \leq \min(R_w; R_s)$$

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{170.34}{400} + 6.21 = 6.64 \text{ KN}$$

$$R_w = \frac{0.5 \times F_u \times a \times l}{\gamma_{m1}} = \frac{0.5 \times 360 \times 10^{-3} \times 10 \times 618.8}{1.1} = 521.67 \text{ KN}$$

$$\text{Avec } l = 2 \times [b + b - 2r - t_w] = 2 \times [180 + 180 - 2 \times 21 - 8.6] = 168.8 \text{ mm}$$

$$R_s = \frac{0.5 \times F_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{m1}} = \frac{0.5 \times 235 \times 10^{-3} \times 10 \times \sqrt{2} \times 618.8}{1.1} = 1308.7 \text{ KN}$$

$$N_d = 6.64 \text{ KN} \leq \min(R_w = 521.67 \text{ KN}; R_s = 1308.7 \text{ KN}) = 521.67 \text{ KN}$$

(Condition vérifiée)

IX-4-9-Soudure de l'âme :

Il faut vérifier que :

$$V_{sd} \leq R_s \quad \text{Avec : } (l = 2 \times h_{IPE400}) = 746 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } R_s = \frac{0.5 \times F_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{m1}} = \frac{0.5 \times 235 \times 10^{-3} \times 10 \times \sqrt{2} \times 746}{1.1} = 1577.7 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 44.86 \text{ KN} \leq R_s = 1577.7 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

IX-5-Assemblage traverse-traverse :

L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

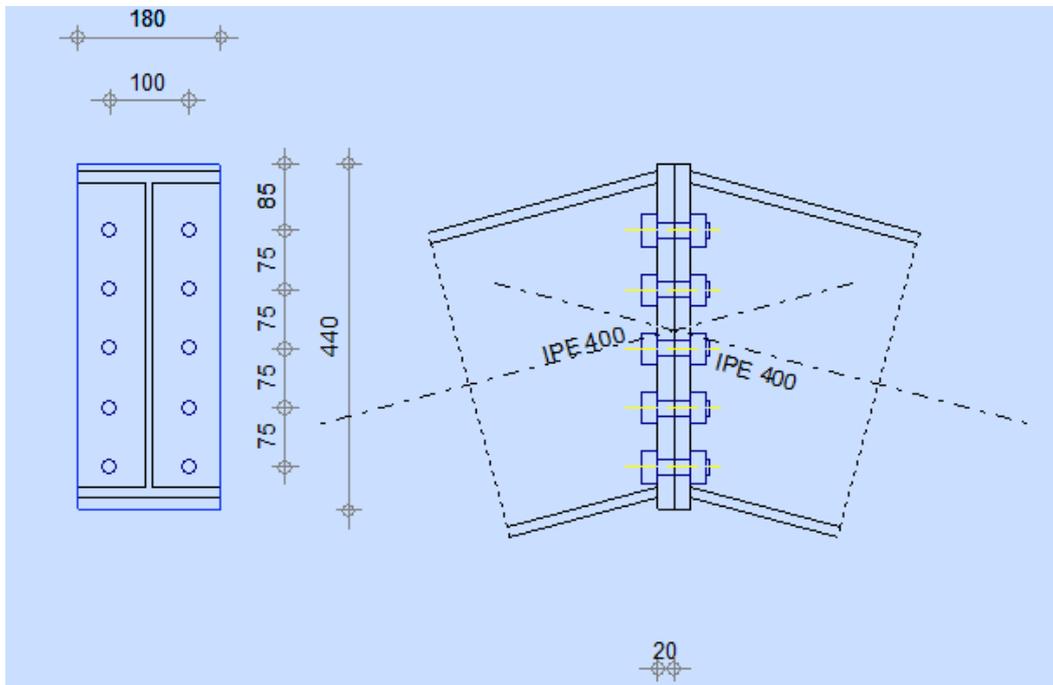


Figure IX-2: Représentation de l'assemblage traverse-traverse.

IX-5-1-La disposition constructive des boulons :

On choisit des boulons de classe 10.9

Nombre de boulons =10

Nombre de files : n= 2

Traverse : IPE400

Mmax = -65.08 KN.m.

Nmax = -8.61 KN.

Vsdmax = -5.00 KN.

IX-5-2-Détermination des efforts dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire les trois rangées supérieures des boulons.

d1= 300mm.

d2 = 225mm.

d3 = 150mm.

$$\sum d_i^2 = (300)^2 + (225)^2 + (150)^2 = 0.17 \text{ m}^2$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{65.08 \times 0.3}{0.17} = 114.85 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{65.08 \times 0.225}{0.17} = 86.14 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{65.08 \times 0.15}{0.17} = 57.42 \text{ KN}$$

IX-5-3-Dimensionnement des boulons :

Il faut vérifier que : $N_1 \leq n \times F_p$ avec : $F_p = 0.7 \times f_{ub} \times$

A_s

$$A_s \geq \frac{N_1}{F_p \times n} = \frac{114.85 \times 10^3}{0.7 \times 1000 \times 2} = 82.04 \text{ mm}^2$$

Donc on choisit des boulons M18 de diamètre $d_0 = 20 \text{ mm}$; de classe 6.8

$$A_s = 192 \text{ mm}^2$$

IX-5-4-Condition de résistance des boulons :

➤ Entre axe des boulons :

$$P_1 \geq 2.2 d_0 \rightarrow P_1 = 75 \text{ mm}$$

$$P_2 \geq 3 d_0 \rightarrow P_2 = 100 \text{ mm}$$

➤ Pince longitudinale :

$$e_1 \geq 1.5 d_0 \rightarrow e_1 = 85 \text{ mm}$$

➤ Pince transversale :

$$e_2 \geq 1.5 d_0 \rightarrow e_2 = 40 \text{ mm}$$

IX-5-5-Moment résistant effectif de l'assemblage :

Il faut vérifier que :

$$M_{sd} < M_{rd} = \frac{F_p \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 80.64 \text{ KN (par boulon)}$$

Soit $80.64 \times 2 = 161.28 \text{ KN}$ (pour les deux premiers boulons)

$$M_{sd} = 65.08 \text{ KN} < M_{rd} = \frac{161.28 \times 0.17}{0.3} = 91.392 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

IX-5-6- Vérification :

➤ Résistance d'un boulon à l'interaction cisaillement-traction :

Il faut vérifier que :

$$V_{sd} < V_{rd} = \frac{K_S \times \mu \times n \times (F_p - 0.8 F_{tsd})}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

- μ = coefficient de frottement
- K_S = coefficient qui est en fonction de la dimension des trous de pressage pour les trous à tolérance normal

• n= nombre d'interfaces de frottement1

$$\mu = 0.3 ; \gamma_{ms} = 1.25 ; F_p = 80.64 \text{ KN} ; K_s = 1 ; n = 1 ; F_{tsd} = \frac{N_1}{2} = \frac{114.85}{2} = 57.425 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{V_{sd \max}}{n} = \frac{5}{10} = 0.5 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 0.5 \text{ KN} < V_{rd} = 8.328 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

➤ Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifier que :

$$F_{tsd} \leq B_{prd} = 0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{F_u}{\gamma_{ms}}$$

$$d_m = 2.91 \text{ cm}$$

$$t_p = 1.35 \text{ mm} \quad (t_f \text{ de traverse IPE400})$$

$$F_u = 360 \text{ MPA}$$

$$F_{tsd} = 57.425 \text{ KN} \leq B_{prd} = 213.16 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

➤ Vérification a la pression diamétrale :

Il faut vérifier que :

$$F_{vsd} \leq F_{brd}$$

Avec :

$$F_{Vsd} = 0.5 \text{ KN} ; F_{brd} = 2.5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{F_u}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0} ; \left(\frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} \right) ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right\} = 1$$

$$F_{vsd} = 3.74 \text{ KN} \leq F_{brd} = 2.5 \times 1 \times 1.8 \times 1.2 \times \frac{36}{1.25} = 155.52$$

KN (Condition vérifiée)

Il n'y a pas risque de rupture par pression diamétrale.

IX-6-Assemblage des pieds de poteaux :

IX-6-1-Calcul des pieds de poteaux encastés :

Dans ce cas, le poteau est sollicité en pied par :

$$\text{Effort normal centré } N_u = -276.06 \text{ KN}$$

$$\text{Effort de soulèvement dû au vent } V = -153.75 \text{ KN}$$

$$\text{Un moment de flexion } M = 186.49 \text{ KN.m}$$

On à des poteaux IPE500 donc en prend les dimensions de la platine comme suit :

$H = 700 \text{ mm}$; $B = 450 \text{ mm}$ $P1 = 200 \text{ mm}$; $e1 = 50 \text{ mm}$; $P2 = 105 \text{ mm}$; $e2 = 50 \text{ mm}$;
 $\mu = 125 \text{ mm}$

➤ On a l'effort admissible par tige :

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times g_c}{1000}\right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} (l_1 + 6.4r + 3.5l_1) \geq \frac{V}{12}$$

➤ Les valeurs courantes sont :

$$r = 3\phi$$

$$l_1 = 20\phi$$

$$l_1 = 2\phi$$

Après la simplification :

$$\frac{11.32 \times \phi^2}{1 + \frac{\phi}{250}} \geq \frac{153.75}{12} \rightarrow \frac{\phi^2}{1 + \frac{\phi}{250}} \geq 113.18$$

On adopte $\phi = 32 \text{ mm}$

$$\text{Pour : } \phi = 32 \text{ mm} \rightarrow 240.6 \geq 113.18 \quad (\text{vérifier})$$

IX-6-2-Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

On a :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{186.49}{276.06} = 68 \text{ cm} > \frac{b}{6} = 33.33 \text{ cm}$$

Donc le centre de poussée se trouve hors de tiers central de la section, et la platine est soulevée à gauche (les boulons de gauche étant sollicités en traction).

Où :

$$A = 4.02 \text{ cm}^2$$

$$l = P1 + e = 88 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15 \quad (\text{coefficient d'équivalence acier béton})$$

On a l'équation de 3eme degré en h' s'écrit alors :

$$h'^3 + 3(1-h)h'^2 + (90.A.\frac{l}{b})h' - (90.A.\frac{l}{b})h = 0$$

La résolutions de l'équation donne : $h' = 112.45 \text{ cm}$

➤ **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = \frac{2.N_u.l}{b.h'.(h-\frac{h'}{3})} \leq f_{ub}$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 1.73 \text{ MPa} \leq f_{ub} = 14.2 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifiée})$$

➤ **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_a = \frac{N_u}{A} \times \frac{l-h+\frac{h'}{3}}{h-\frac{h'}{3}} \leq f_y$$

$$\Rightarrow \sigma_a = 41.41 \text{ MPa} \leq f_y = 235 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

IX-6-3-Calcul de l'épaisseur de la platine :

➤ **Vérification dans la section 1-1 est :**

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal des contraintes situées à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire et un diagramme triangulaire.

Les moments correspondants, pour une bande unité $b=1 \text{ cm}$ et d'épaisseur t sont :

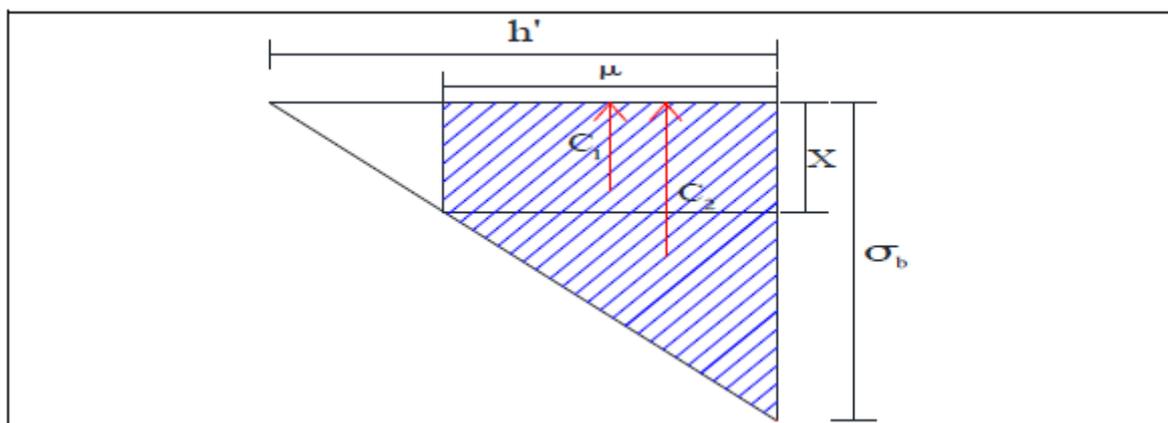


Figure IX-3 Diagramme de moment de renversement (pliage selon la ligne 1-1)

$$\bullet C_1 = X.\mu$$

$$\frac{\sigma_b}{h'} = \frac{X}{h' - \mu} \rightarrow X = \frac{\sigma_b(h' - \mu)}{h'} \rightarrow X = 1.54 \text{ MPa} \rightarrow C_1 = 192.5 \text{ N}$$

$$\bullet C_2 = (\sigma_b - X).\mu \rightarrow C_2 = 35 \text{ N}$$

$$M_{1,1} = C_1 \frac{\mu}{2} + C_2 \frac{2 \cdot \mu}{3} \rightarrow M_{1,1} = 0.026 \text{ KN.m}$$

On a la condition suivante :

$$M_{1,1} \leq M_{ely} = W_{ely} \frac{F_y}{\gamma_{m0}}$$

Le module d'inertie de la platine pour $b = 1 \text{ cm}$, est :

$$W_{ely} = \frac{t^2}{6}$$

La contrainte de flexion dans la section 1-1 est :

$$t \geq \sqrt{\frac{6 \times M_{1,1} \times \gamma_{m0}}{f_y}} \rightarrow t \geq 8.5 \text{ mm}$$

➤ Vérification dans la section 2-2 est :

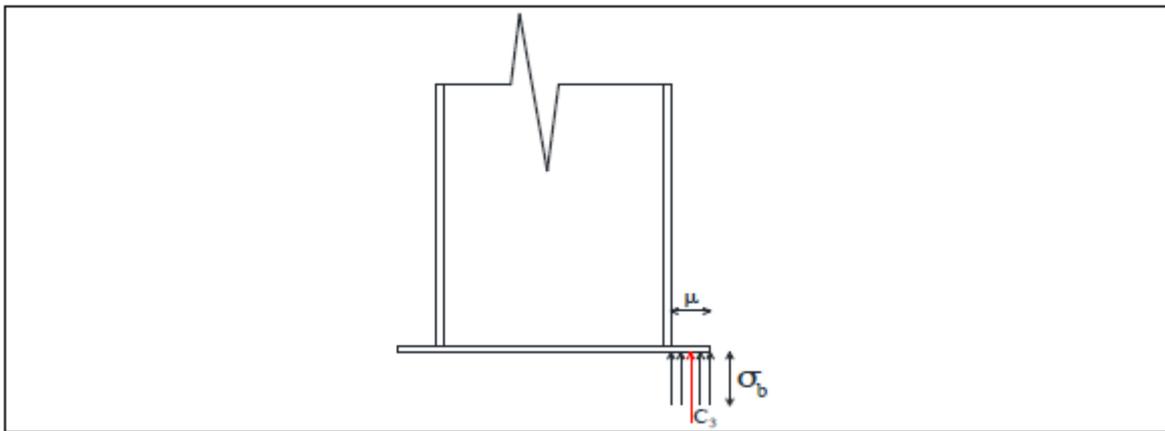


Figure IX-4-Diagramme de moment de renversement (pliage selon la ligne 2-2)

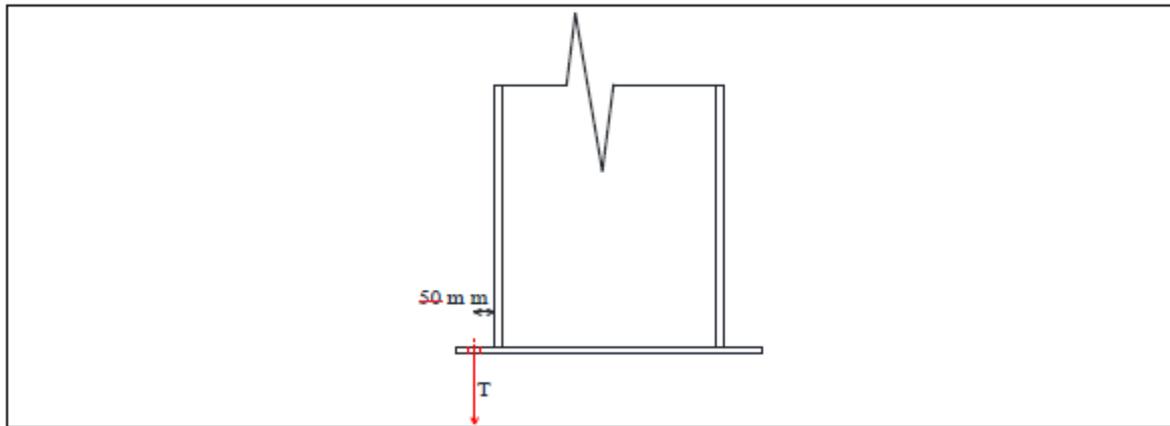
Par le même raisonnement, on aura le moment maximal :

$$M_{2,2} = C_3 \frac{\mu}{2} = (\sigma_b \cdot \mu \cdot 1) \frac{\mu}{2} \rightarrow M_{2,2} = 0.109 \text{ KN.m}$$

$$M_{2,2} \leq \frac{t^2 \cdot f_y}{6 \cdot \gamma_{m0}}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{6 M_{2,2} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}} \rightarrow t \geq 16.7 \text{ mm}$$

➤ Vérification dans la section 3-3 est :



FigureIX-5- Diagramme de moment de renversement (pliage selon la ligne 3-3)

Du coté tendu, la platine est soumise à un moment : $M_{3,3} = 0.05T$

$$T = \sigma_a \times A \rightarrow T = 16.65 \text{ KN} \rightarrow M_{3,3} = 0.83 \text{ KN.m}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{6M_{3,3} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}} \rightarrow t \geq 21.34 \text{ mm}$$

$$t = \max(8.5 ; 16.7 ; 21.34) \text{ mm}$$

En conclusion, on prendra une platine d'épaisseur **t = 25 mm**

IX-7-Calcul des assemblages avec logiciel Robot millenium :

$\alpha =$	15,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$b_f =$	180	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	9	[mm]	Épaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	14	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	84,46	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	23128,40	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau: ACIER E24			
$f_{yb} =$	235000,00	[kPa]	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
$n_v =$	6		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	95	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement e_i	100	[mm]	
=			
Entraxe $p_i =$	90;90;90;90;90	[mm]	

PLATINE

$h_p =$	640	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	180	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Épaisseur de la platine
Matériau: ACIER E24			
$f_{yp} =$	235000,00	[kPa]	Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d =$	180	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	14	[mm]	Épaisseur de l'aile
$h_d =$	180	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	9	[mm]	Épaisseur de l'âme
$l_d =$	300	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	41,6	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau: ACIER E24			
$f_{ybu} =$	235000,00	[kPa]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} =$	468	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	95	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Épaisseur du raidisseur
Matériau: ACIER			
$f_{ysu} =$	235000,00	[kPa]	Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	468	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	95	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Épaisseur du raidisseur
Matériau: ACIER			

$f_{ysu} = 235000,00$ [kPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 5$ [mm] Soudure âme
 $a_r = 5$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 5$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{rd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M3} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: Calculs manuels

$M_{b1,Ed} = 170,34$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = -44,86$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $N_{b1,Ed} = 6,21$ [kN] Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

TRACTION

$A_b = 84,46$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.3]
 $N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $N_{tb,Rd} = 1984,81$ [kN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 58,89$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
 $V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$
 $V_{cb,Rd} = 799,02$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
 $V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,06 < 1,00$ **vérifié** (0,06)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1307,15$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
 $M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $M_{b,pl,Rd} = 307,18$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 2358,16$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]
 $M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $M_{cb,Rd} = 554,17$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 554,17$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
 $h_f = 578$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]
 $F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$
 $F_{c,fb,Rd} = 959,17$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta =$	15,0	[Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
$\gamma =$	41,6	[Deg]	Angle d'inclinaison du renfort	
$b_{eff,c,wb} =$	218	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vb} =$	42,69	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,89		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	121155,01	[kPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1,00		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$				
$F_{c,wb,Rd1} =$	656,26	[kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} =$	331	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0,97		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,82		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$				
$F_{c,wb,Rd2} =$	535,62	[kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1} , F_{c,wb,Rd2})$				
$F_{c,wb,Rd,low} =$	535,62	[kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} =$	170,34	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} =$	0,00	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} =$	0,00	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} =$	0,00	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
$z =$	455	[mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$				
$V_{wp,Ed} =$	374,58	[kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]

$A_{vs} =$	59,87	[cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} =$	59,87	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s =$	612	[mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} =$	3,01	[kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} =$	0,75	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} =$	0,75	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s , (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$				
$V_{wp,Rd} =$	743,38	[kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	$0,50 < 1,00$	vérifié	(0,50)
----------------------------------	---------------	---------	--------

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} =$	10	[mm]	Épaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	258	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	59,87	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$t_{wc} =$	10 [mm]	Épaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$\omega =$	0,89	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	0,00 [kPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1,00	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	15,18 [cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$			
$F_{c,wc,Rd1} =$	909,49 [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} =$	426 [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	1,01	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,79	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	7,19	Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s =$	1,00	Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$			
$F_{c,wc,Rd2} =$	794,65 [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$			
$F_{c,wc,Rd} =$	794,65 [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	28	-	50	-	90	177	175	175	175	178	132	132	132
2	28	-	50	-	90	177	175	175	175	180	90	90	90
3	28	-	50	-	90	177	175	175	175	180	90	90	90
4	28	-	50	-	90	177	175	175	175	180	90	90	90
5	28	-	50	-	90	177	175	175	175	180	90	90	90
6	28	-	50	-	90	177	189	177	189	178	147	147	147

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	40	-	40	-	90	252	216	216	216	216	156	156	156
2	40	-	40	-	90	252	210	210	210	180	90	90	90
3	40	-	40	-	90	252	210	210	210	180	90	90	90
4	40	-	40	-	90	252	210	210	210	180	90	90	90
5	40	-	40	-	90	252	210	210	210	180	90	90	90
6	40	-	40	-	90	252	210	210	210	216	150	150	150

- m – Distance du boulon de l'âme
- m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = 113,04$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $B_{p,Rd} = 211,36$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{tb,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})$
 $N_{j,Rd} = 1356,48$ [kN] Résistance de l'assemblage à la traction [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,00 < 1,00$ vérifié (0,00)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd} = 113,04$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $B_{p,Rd} = 211,36$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

- $F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion
- $F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction
- $F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion
- $F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]
 $F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]
 $F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]
 $F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	208,82	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 208,82$	208,82	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 397,01$	397,01	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 436,73$	436,73	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 422,71$	422,71	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 743,38$	743,38	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 794,65$	794,65	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 959,17$	959,17	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 535,62$	535,62	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	148,22	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 208,81$	208,81	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 396,95$	396,95	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 424,76$	424,76	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 422,71$	422,71	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 743,38 - 208,82$	534,56	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 794,65 - 208,82$	585,83	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 959,17 - 208,82$	750,35	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 535,62 - 208,82$	326,79	Ame de la poutre - compression

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 357,05 - 208,82$	148,22	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 489,52 - 208,82$	280,70	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 370,41 - 208,82$	161,59	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 497,18 - 208,82$	288,36	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	168,42	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 208,81$	208,81	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 396,95$	396,95	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 424,76$	424,76	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 422,71$	422,71	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^2 F_{ti,Rd} = 743,38 - 357,05$	386,34	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 794,65 - 357,05$	437,61	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 959,17 - 357,05$	602,13	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 535,62 - 357,05$	178,57	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 336,84 - 148,22$	188,61	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 407,28 - 148,22$	259,06	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 525,46 - 357,05$	168,42	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 640,29 - 357,05$	283,25	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 331,65 - 148,22$	183,43	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 363,78 - 148,22$	215,56	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 536,24 - 357,05$	179,19	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 679,07 - 357,05$	322,03	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	10,15	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 208,81$	208,81	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 396,95$	396,95	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 424,76$	424,76	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 422,71$	422,71	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^3 F_{ti,Rd} = 743,38 - 525,46$	217,92	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 794,65 - 525,46$	269,19	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 959,17 - 525,46$	433,71	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 535,62 - 525,46$	10,15	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 336,84 - 168,42$	168,42	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 407,28 - 168,42$	238,86	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 505,26 - 316,64$	188,61	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 573,15 - 316,64$	256,51	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 693,88 - 525,46$	168,42	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 760,04 - 525,46$	234,57	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 331,65 - 168,42$	163,23	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 363,78 - 168,42$	195,36	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 497,48 - 316,64$	180,84	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 545,67 - 316,64$	229,03	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 702,06 - 525,46$	176,60	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 860,96 - 525,46$	335,50	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F _{t5,Rd,comp} - Formule	F _{t5,Rd,comp}	Composant
F _{t5,Rd} = Min (F _{t5,Rd,comp})	0, 00	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,fc,Rd(5)} = 208,81	208, 81	Aile du poteau - traction
F _{t,wc,Rd(5)} = 396,95	396, 95	Ame du poteau - traction
F _{t,ep,Rd(5)} = 226,08	226, 08	Platine d'about - traction
F _{t,wb,Rd(5)} = 424,76	424, 76	Ame de la poutre - traction
B _{p,Rd} = 422,71	422, 71	Boulons au cisaillement/poinçonnement
V _{wp,Rd} /β - ∑ ⁴ F _{ti,Rd} = 743,38 - 535,62	207, 76	Panneau d'âme - compression
F _{c,wc,Rd} - ∑ ⁴ F _{tj,Rd} = 794,65 - 535,62	259, 04	Ame du poteau - compression
F _{c,fb,Rd} - ∑ ⁴ F _{tj,Rd} = 959,17 - 535,62	423, 55	Aile de la poutre - compression
F _{c,wb,Rd} - ∑ ⁴ F _{tj,Rd} = 535,62 - 535,62	0, 00	Ame de la poutre - compression
F _{t,fc,Rd(5+4)} - ∑ ⁴ F _{tj,Rd} = 336,84 - 10,15	326, 68	Aile du poteau - traction - groupe
F _{t,wc,Rd(5+4)} - ∑ ⁴ F _{tj,Rd} = 407,28 - 10,15	397, 13	Ame du poteau - traction - groupe
F _{t,fc,Rd(5+4+3)} - ∑ ³ F _{tj,Rd} = 505,26 - 178,57	326, 68	Aile du poteau - traction - groupe
F _{t,wc,Rd(5+4+3)} - ∑ ³ F _{tj,Rd} = 573,15 - 178,57	394, 58	Ame du poteau - traction - groupe
F _{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - ∑ ² F _{tj,Rd} = 673,67 - 326,79	346, 88	Aile du poteau - traction - groupe
F _{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - ∑ ² F _{tj,Rd} = 707,17 - 326,79	380, 38	Ame du poteau - traction - groupe
F _{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - ∑ ¹ F _{tj,Rd} = 862,30 - 535,62	326, 68	Aile du poteau - traction - groupe
F _{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - ∑ ¹ F _{tj,Rd} = 853,02 - 535,62	317, 40	Ame du poteau - traction - groupe
F _{t,ep,Rd(5+4)} - ∑ ⁴ F _{tj,Rd} = 331,65 - 10,15	321, 50	Platine d'about - traction - groupe
F _{t,wb,Rd(5+4)} - ∑ ⁴ F _{tj,Rd} = 363,78 - 10,15	353, 63	Ame de la poutre - traction - groupe
F _{t,ep,Rd(5+4+3)} - ∑ ³ F _{tj,Rd} = 497,48 - 178,57	318, 90	Platine d'about - traction - groupe
F _{t,wb,Rd(5+4+3)} - ∑ ³ F _{tj,Rd} = 545,67 - 178,57	367, 10	Ame de la poutre - traction - groupe
F _{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - ∑ ² F _{tj,Rd} = 663,30 - 326,79	336, 51	Platine d'about - traction - groupe
F _{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - ∑ ² F _{tj,Rd} = 727,56 - 326,79	400, 77	Ame de la poutre - traction - groupe
F _{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - ∑ ¹ F _{tj,Rd} = 867,89 - 535,62	332, 27	Platine d'about - traction - groupe
F _{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - ∑ ¹ F _{tj,Rd} = 1042,85 - 535,62	507, 23	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	500	208, 82	208, 82	397, 01	226, 08	436, 73	226, 08	422, 71
2	410	148, 22	208, 81	396, 95	226, 08	424, 76	226, 08	422, 71
3	320	168, 42	208, 81	396, 95	226, 08	424, 76	226, 08	422, 71
4	230	10, 15	208, 81	396, 95	226, 08	424, 76	226, 08	422, 71
5	140	-	208, 81	396, 95	226, 08	424, 76	226, 08	422, 71
6	50	-	215, 67	400, 32	226, 08	424, 76	226, 08	422, 71

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 221,27 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,77 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,77)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \text{ [Tableau 3.4]}$$

$$\beta_{Lf} = 0,93 \text{ Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 90,18 \text{ [kN]} \text{ Résistance d'un boulon au cisaillement} \text{ [Tableau 3.4]}$$

$\alpha_v =$	0,60	Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$	[Tableau 3.4]
$F_{t,Rd,max} =$	113,04 [kN]	Résistance d'un boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,int} =$	186,88 [kN]	Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,ext} =$	186,88 [kN]	Résistance du boulon de rive en pression diamétrale	[Tableau 3.4]

Nr	$F_{ij,Rd,N}$	$F_{ij,Ed,N}$	$F_{ij,Rd,M}$	$F_{ij,Ed,M}$	$F_{ij,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	226,08	1,03	208,82	160,75	161,79	88,16
2	226,08	1,03	148,22	114,10	115,14	114,75
3	226,08	1,03	168,42	129,65	130,69	105,89
4	226,08	1,03	10,15	7,82	8,85	175,31
5	226,08	1,03	0,00	0,00	1,03	179,76
6	226,08	1,03	0,00	0,00	1,03	179,76

- $F_{ij,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure
- $F_{ij,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial
- $F_{ij,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure
- $F_{ij,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment
- $F_{ij,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons
- $F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$F_{ij,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{ij,Rd,N} / N_{j,Rd}$
 $F_{ij,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{ij,Rd,M} / M_{j,Rd}$
 $F_{ij,Ed} = F_{ij,Ed,N} + F_{ij,Ed,M}$
 $F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{ij,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$

$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd}$	[Tableau 3.4]
$V_{j,Rd} =$ 843,63 [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	0,05 < 1,00	vérifié	(0,05)
---------------------------------	-------------	---------	--------

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w =$	97,43 [cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	47,04 [cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	50,39 [cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	41494,53 [cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} =$	93346,50 [kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	82298,23 [kPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	-8901,80 [kPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,80	Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	186693,00 < 365000,00	vérifié	(0,51)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	165317,03 < 365000,00	vérifié	(0,45)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	93346,50 < 262800,00	vérifié	(0,36)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	4 [mm]	Épaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	12 [mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	16 [mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	58 [mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{t0} =$	4 [mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	16,44	609,06
1	500	2	22	17	1	6,03	301,53
2	410	1	15	10	1	3,64	149,22
3	320	1	15	10	1	2,84	90,86
4	230	1	15	10	1	2,04	46,91
5	140	1	15	10	1	1,24	17,36
6	50	2	24	17	1	0,64	3,18

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 370 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 4 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 59,87 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 370 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 6 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 74248,33 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,47 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 50350,32 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 77711,42 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 4856,96 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

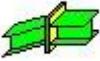
$$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig} \quad \text{SEMI-RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,77

➤ Assemblage poutre –poutre:



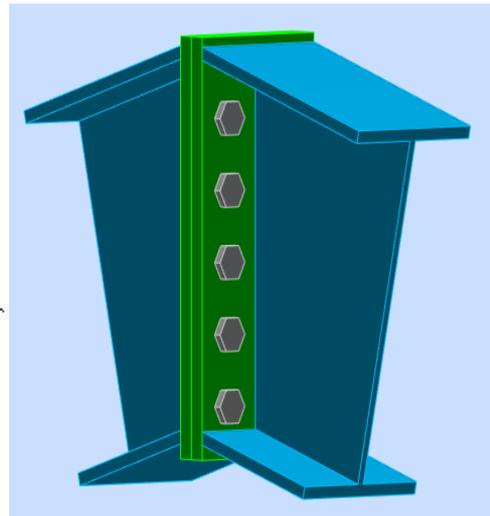
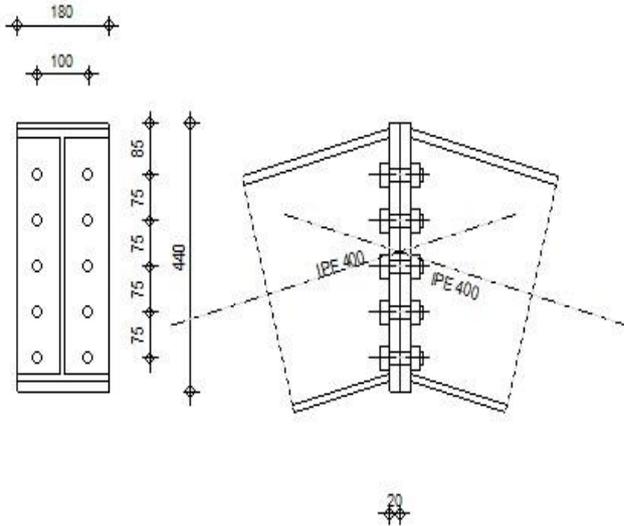
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio
0,34



GENERAL

Assemblage N°: 1
 Nom de l'assemblage : Poutre - poutre

GEOMETRIE

GAUCHE

POUTRE

Profilé: IPE 400

$\alpha = -165,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{bl} = 400$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fbl} = 180$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbl} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fbl} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{bl} = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{bl} = 84,46$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbl} = 23128,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E24
 $f_{yb} = 235000,00$ [kPa] Résistance

DROITE

POUTRE

Profilé: IPE 400

$\alpha =$	-15,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	400	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbr} =$	180	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	9	[mm]	Épaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbr} =$	14	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{br} =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	84,46	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} =$	23128,40	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau: ACIER E24			
$f_{yb} =$	235000,00	[kPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	176,40	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	5		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	85	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement e_i	100	[mm]	
=			
Entraxe $p_i =$	75;75;75;75	[mm]	

PLATINE

$h_{pr} =$	440	[mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} =$	180	[mm]	Largeur de la platine
$t_{pr} =$	20	[mm]	Épaisseur de la platine
Matériau: ACIER E24			
$f_{ypr} =$	235000,00	[kPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	5	[mm]	Soudure âme
$a_r =$	5	[mm]	Soudure semelle

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: Calculs manuels

$M_{b1,Ed} =$	-65,08	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	-5,00	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	8,61	[kN]	Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

TRACTION

$A_b = 84,46$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.3]
 $N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $N_{tb,Rd} = 1984,81$ [kN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 42,69$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
 $V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$
 $V_{cb,Rd} = 579,22$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
 $V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ 0,01 < 1,00 **vérifié** (0,01)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1307,15$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
 $M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $M_{b,pl,Rd} = 307,18$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 1307,15$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]
 $M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $M_{cb,Rd} = 307,18$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 307,18$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
 $h_f = 387$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]
 $F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$
 $F_{c,fb,Rd} = 794,77$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	40	-	40	-	75	252	271	252	271	201	203	201	203
2	40	-	40	-	75	252	210	210	210	150	75	75	75
3	40	-	40	-	75	252	210	210	210	150	75	75	75
4	40	-	40	-	75	252	210	210	210	150	75	75	75
5	40	-	40	-	75	252	210	210	210	201	143	143	143

- m – Distance du boulon de l'âme
- m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = 176,40$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $B_{p,Rd} = 330,24$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$N_{j,Rd} = \text{Min}(N_{tb,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})$
 $N_{j,Rd} = 1764,00$ [kN] Résistance de l'assemblage à la traction [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,00 < 1,00$ vérifié (0,00)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd} = 176,40$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $B_{p,Rd} = 330,24$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

- $F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion
- $F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction
- $F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion
- $F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min}(F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = \text{Min}(F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min}(F_{t1,Rd,comp})$	335,20	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 335,20$	335,20	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 508,48$	508,48	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 794,77$	794,77	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min}(F_{t2,Rd,comp})$	180,66	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 299,71$	299,71	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 424,76$	424,76	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 794,77 - 335,20$	459,57	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 515,86 - 335,20$	180,66	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 561,89 - 335,20$	226,69	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min}(F_{t3,Rd,comp})$	122,49	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 299,71$	299,71	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 424,76$	424,76	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 794,77 - 515,86$	278,91	Aile de la poutre - compression

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 352,12 - 180,66$	171,46	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 303,15 - 180,66$	122,49	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 736,21 - 515,86$	220,34	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 713,47 - 515,86$	197,60	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	151,58	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 299,71$	299,71	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 424,76$	424,76	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 794,77 - 638,35$	156,42	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 352,12 - 122,49$	229,63	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 303,15 - 122,49$	180,66	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 528,18 - 303,15$	225,03	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 454,73 - 303,15$	151,58	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 956,55 - 638,35$	318,20	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 865,04 - 638,35$	226,69	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$

$F_{t4,Rd} = 130,26$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	26,16	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 299,71$	299,71	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 424,76$	424,76	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 794,77 - 768,62$	26,16	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 480,37 - 130,26$	350,11	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 439,74 - 130,26$	309,48	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 686,84 - 252,75$	434,08	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 591,32 - 252,75$	338,56	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 862,90 - 433,41$	429,48	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 742,89 - 433,41$	309,48	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1216,58 - 768,62$	447,96	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1153,21 - 768,62$	384,59	Ame de la poutre - traction - groupe

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	368	335,20	-	-	335,20	508,48	352,80	660,49
2	293	180,66	-	-	299,71	424,76	352,80	660,49
3	218	122,49	-	-	299,71	424,76	352,80	660,49
4	143	130,26	-	-	299,71	424,76	352,80	660,49
5	68	26,16	-	-	299,71	424,76	352,80	660,49

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd} = 223,41$ [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,29 < 1,00$ **vérifié** (0,29)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

- $\alpha_v = 0,60$ Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$ [Tableau 3.4]
- $F_{v,Rd} = 150,80$ [kN] Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]
- $F_{t,Rd,max} = 176,40$ [kN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]
- $F_{b,Rd,int} = 258,82$ [kN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]
- $F_{b,Rd,ext} = 243,33$ [kN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	352,80	1,72	335,20	97,65	99,37	240,92
2	352,80	1,72	180,66	52,63	54,35	268,41
3	352,80	1,72	122,49	35,68	37,40	278,75
4	352,80	1,72	130,26	37,95	39,67	277,37
5	352,80	1,72	26,16	7,62	9,34	295,89

- $F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure
- $F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial
- $F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure
- $F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment
- $F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons
- $F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$
 $F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$
 $F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$
 $F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$

$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd}$ [Tableau 3.4]
 $V_{j,Rd} = 1361,34$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,00 < 1,00$ **vérifié** (0,00)

RESISTANCE DES SOUDURES

- $A_w = 65,21$ [cm²] Aire de toutes les soudures [4.5.3.2(2)]
- $A_{wy} = 30,94$ [cm²] Aire des soudures horizontales [4.5.3.2(2)]
- $A_{wz} = 34,27$ [cm²] Aire des soudures verticales [4.5.3.2(2)]
- $I_{wy} = 15958,20$ [cm⁴] Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz. [4.5.3.2(5)]
- $\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 61362,90$ [kPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.2(6)]
- $\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 50342,29$ [kPa] Contraintes dans la soudure verticale [4.5.3.2(5)]
- $\tau_{\parallel} = -1459,10$ [kPa] Contrainte tangentielle [4.5.3.2(5)]
- $\beta_w = 0,80$ Coefficient de corrélation [4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ $122725,79 < 365000,00$ **vérifié** (0,34)
 $\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ $100716,29 < 365000,00$ **vérifié** (0,28)
 $\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$ $61362,90 < 262800,00$ **vérifié** (0,23)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	4	[mm]	Épaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	14	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	20	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	59	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	7	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h_j	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j} h_j$	$k_{eff,j} h_j^2$
					Somme	34,84	983,24
1	368	∞	∞	23	4	15,46	568,91
2	293	∞	∞	8	3	7,57	221,83
3	218	∞	∞	8	3	5,63	122,80
4	143	∞	∞	8	3	3,70	52,84
5	68	∞	∞	16	4	2,48	16,86

$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j}))$ [6.3.3.1.(2)]

$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$
 $Z_{eq} = 282$ [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$
 $k_{eq} = 12$ [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)]

$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 k_{eq}$ [6.3.1.(4)]

$S_{j,ini} = 206481,34$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$\mu = 1,00$ Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \mu$ [6.3.1.(4)]

$S_j = 206481,34$ [kN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 77711,42$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 4856,96$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE

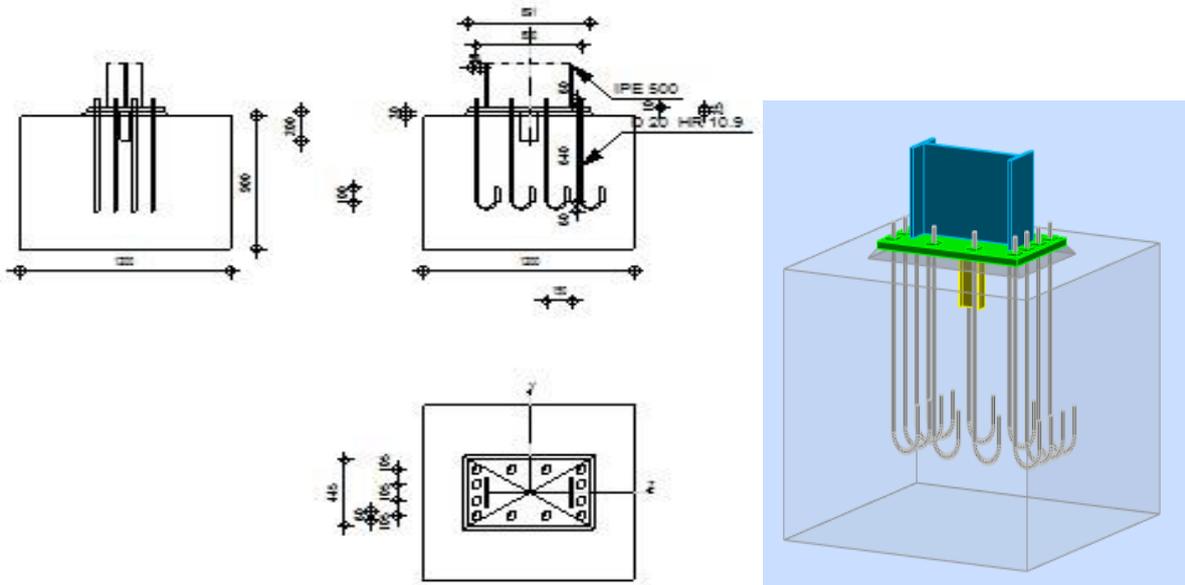
COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

SOUDESURES

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,34

➤ Assemblage pied poteau :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018	
	Calcul du Pied de Poteau encastré Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete	
➤		Ratio 0,99



GENERAL

Assemblage N°: 2
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: IPE 500

$L_c =$	5,00	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	500	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	200	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	16	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	115,52	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	48198,50	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E24

$f_{yc} =$	235000,00	[kPa]	Résistance
$f_{uc} =$	365000,00	[kPa]	Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} =$	691	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	445	[mm]	Largeur

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 691$ [mm] Longueur
 $t_{pd} = 25$ [mm] Epaisseur
 Matériau: ACIER E24
 $f_{ypd} = 235000,00$ [kPa] Résistance
 $f_{upd} = 365000,00$ [kPa] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe de tiges d'ancrage
 $f_{yb} = 900000,00$ [kPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
 $f_{ub} = 1200000,00$ [kPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
 $d = 20$ [mm] Diamètre du boulon
 $A_s = 2,45$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 3,14$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $n_H = 4$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_V = 4$ Nombre de rangées des boulons
 Ecartement $e_{Hi} = 200;200$ [mm]
 Entraxe $e_{Vi} = 105;105$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 60$ [mm]
 $L_2 = 640$ [mm]
 $L_3 = 120$ [mm]
 $L_4 = 100$ [mm]

Platine

$l_{wd} = 50$ [mm] Longueur
 $b_{wd} = 60$ [mm] Largeur
 $t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

BECHE

Profilé: IPE 100
 $l_w = 200$ [mm] Longueur
 Matériau: ACIER E24
 $f_{yw} = 235000,00$ [kPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel
 $\gamma_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L = 1200$ [mm] Longueur de la semelle
 $B = 1200$ [mm] Largeur de la semelle
 $H = 900$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON20
 $f_{ck} = 20000,00$ [kPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 30$ [mm] Epaisseur du mortier de calage
 $f_{ck,g} = 12000,00$ [kPa] Résistance caractéristique à la compression
 $C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDES

$a_p = 4$ [mm] Plaque principale du pied de poteau
 $a_w = 4$ [mm] Bêche

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N_{j,Ed} = -276,06$ [kN] Effort axial
 $V_{j,Ed,y} = -153,75$ [kN] Effort tranchant
 $M_{j,Ed,y} = 186,49$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 13333,33$ [kPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
 $f_j = 19235,78$ [kPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]
 $c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$
 $c = 50$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]
 $b_{eff} = 117$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]
 $l_{eff} = 301$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]
 $A_{c0} = 351,75$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]
 $A_{c1} = 3165,75$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]
 $F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$
 $F_{rd,u} = 1407,00$ [kN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]
 $\beta_j = 0,67$ Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]
 $f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$
 $f_{jd} = 26666,67$ [kPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]
 $A_{c,n} = 1111,35$ [cm²] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]
 $A_{c,y} = 351,75$ [cm²] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]
 $F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$
 $F_{c,Rd,n} = 2963,59$ [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]
 $F_{c,Rd,y} = 938,00$ [kN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 1,00$ Classe de la section EN 1993-1-1:[5.5.2]
 $W_{pl,y} = 2194,12$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
 $M_{c,Rd,y} = 515,62$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
 $h_{f,y} = 484$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]
 $F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$
 $F_{c,fc,Rd,y} = 1065,33$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$
 $N_{j,Rd} = 2963,59$ [kN] Résistance de la semelle à l'effort axial [6.2.8.2.(1)]

$$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$$F_{C,Rd,y} = 938,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone comprimée} \quad [6.2.8.3]$$

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$$A_b = 2,45 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de section efficace du boulon} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$f_{ub} = 1200000,00 \text{ [kPa]} \quad \text{Résistance du matériau du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\text{Beta} = 0,85 \quad \text{Coefficient de réduction de la résistance du boulon} \quad [3.6.1.(3)]$$

$$F_{t,Rd,s1} = \text{beta} \cdot 0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_b / \gamma_{M2}$$

$$F_{t,Rd,s1} = 179,93 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la rupture} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\gamma_{Ms} = 1,20 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.2]}$$

$$f_{yb} = 900000,00 \text{ [kPa]} \quad \text{Limite de plasticité du matériau du boulon} \quad \text{CEB [9.2.2]}$$

$$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} \cdot A_b / \gamma_{Ms}$$

$$F_{t,Rd,s2} = 183,75 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la rupture} \quad \text{CEB [9.2.2]}$$

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$$F_{t,Rd,s} = 179,93 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la rupture}$$

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$$f_{ck} = 20000,00 \text{ [kPa]} \quad \text{Résistance caractéristique du béton à la compression} \quad \text{EN 1992-1:[3.1.2]}$$

$$f_{ctd} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_C$$

$$f_{ctd} = 1031,53 \text{ [kPa]} \quad \text{Résistance de calcul à la traction} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$\eta_1 = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$\eta_2 = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

$$f_{bd} = 2320,94 \text{ [kPa]} \quad \text{Adhérence de calcul admissible} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$h_{ef} = 640 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur efficace du boulon d'ancrage} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$F_{t,Rd,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot f_{bd}$$

$$F_{t,Rd,p} = 93,33 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calc. pour le soulèvement} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$$h_{ef} = 295 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur efficace du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 7,5 [N^{0,5}/mm^{0,5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1,5}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 169,95 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$s_{cr,N} = 885 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur critique du cône de béton} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$c_{cr,N} = 443 \text{ [mm]} \quad \text{Distance critique du bord de la fondation} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$A_{c,N0} = 17820,00 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de surface maximale du cône} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$A_{c,N} = 14400,00 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de surface réelle du cône} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$$

$$\psi_{A,N} = 0,81 \quad \text{Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$c = 300 \text{ [mm]} \quad \text{Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1,0$$

$$\psi_{s,N} = 0,90 \quad \text{Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\psi_{ec,N} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\psi_{re,N} = 0,5 + h_{ef}[\text{mm}] / 200 \leq 1,0$$

$$\psi_{re,N} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\psi_{ucr,N} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant du degré de fissuration du béton} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{t,Rd,c} = 57,44 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$= \text{béton}$$

FENDAGE DU BETON

$h_{ef} =$	640	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.5]
$N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}]^*f_{ck}*h_{ef}^{1.5}$				
$N_{Rk,c}^0 =$	543,06	[kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.5]
$S_{cr,N} =$	1280	[mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.5]
$C_{cr,N} =$	640	[mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0} =$	29986,00	[cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.5]
$A_{c,N} =$	14400,00	[cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.5]
$\Psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$				
$\Psi_{A,N} =$	0,48		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$c =$	300	[mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.5]
$\Psi_{s,N} = 0.7 + 0.3*c/C_{cr,N} \leq 1.0$				
$\Psi_{s,N} =$	0,84		Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.5]
$\Psi_{ec,N} = 1,00$			Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$\Psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$				
$\Psi_{re,N} =$	1,00		Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.5]
$\Psi_{ucr,N} = 1,00$			Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.5]
$\Psi_{h,N} = (h/(2*h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$				
$\Psi_{h,N} =$	0,79		Coef. dépendant de la hauteur de la fondation	CEB [9.2.5]
$\gamma_{M,sp} =$	2,16		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^0*\Psi_{A,N}*\Psi_{s,N}*\Psi_{ec,N}*\Psi_{re,N}*\Psi_{ucr,N}*\Psi_{h,N}/\gamma_{M,sp}$				
$F_{t,Rd,sp} =$	80,25	[kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton	CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s} , F_{t,Rd,p} , F_{t,Rd,c} , F_{t,Rd,sp})$

$F_{t,Rd} = 57,44$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} =$	223	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} =$	223	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	76	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} =$	8,17	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} =$	8,17	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	431,25	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	222,85	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	229,74	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd} , F_{T,2,Rd} , F_{T,3,Rd})$				
$F_{t,pl,Rd,y} =$	222,85	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$

$F_{T,Rd,y} = 222,85$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) 0,09 < 1,00 **vérifié** (0,09)

$e_y =$	676	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$Z_{c,y} =$	242	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,y} =$	300	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} =$	188,20	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23) 0,99 < 1,00 **vérifié** (0,99)

CISAILLEMENT

PRESSIION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0,98$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} = 0,98$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,y} = 359,47$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,25$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} = 3,14$ [cm ²]	Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 1200000,00$ [kPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$		
$F_{2,vb,Rd} = 74,80$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]

$\alpha_M = 2,00$	Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation	CEB [9.3.2.2]
$M_{Rk,s} = 0,74$ [kN*m]	Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion	CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} = 53$ [mm]	Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]
$\gamma_{Ms} = 1,20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$		
$F_{v,Rd,sm} = 23,55$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier	CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 124,06$ [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$k_3 = 2,00$	Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,cp} = 114,87$ [kN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y} = 707,11$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,y} = 0,45$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,y} = 0,84$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,y} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y} \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,y} = 123,64$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0,30$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 276,06$ [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$		
$F_{f,Rd} = 82,82$ [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON

$$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 * l_w * b_{wy} * f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,y} = 373,33 \text{ [kN]} \text{ Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton}$$

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 738,72 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

CEB [9.3.1]

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$$

$$0,21 < 1,00$$

vérifié

(0,21)

SOUDES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$$\sigma_{\perp} = 154422,00 \text{ [kPa]} \text{ Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\perp} = 154422,00 \text{ [kPa]} \text{ Contrainte tangentielle perpendiculaire} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{yII} = -49304,13 \text{ [kPa]} \text{ Contrainte tangentielle parallèle à } V_{j,Ed,y} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{zII} = 0,00 \text{ [kPa]} \text{ Contrainte tangentielle parallèle à } V_{j,Ed,z} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\beta_w = 0,85 \text{ Coefficient dépendant de la résistance} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_{\perp} / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,59 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,59)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2)) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,93 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,93)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,84 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,84)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$$b_{eff} = 117 \text{ [mm]} \text{ Largeur efficace de la semelle de tronçon T} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$l_{eff} = 301 \text{ [mm]} \text{ Longueur efficace de la semelle de tronçon en T} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff}) / (1.275 * E)}$$

$$k_{13,y} = 21 \text{ [mm]} \text{ Coef. de rigidité du béton comprimé} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$l_{eff} = 223 \text{ [mm]} \text{ Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2} \quad [6.2.6.5]$$

$$m = 76 \text{ [mm]} \text{ Pince boulon-bord de renforcement} \quad [6.2.6.5]$$

$$k_{15,y} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$$

$$k_{15,y} = 7 \text{ [mm]} \text{ Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$L_b = 235 \text{ [mm]} \text{ Longueur efficace du boulon d'ancrage} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$$

$$k_{16,y} = 2 \text{ [mm]} \text{ Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$\lambda_{0,y} = 0,26 \text{ Elancement du poteau} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

$$S_{j,ini,y} = 38614,25 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation initiale} \quad [\text{Tableau 6.12}]$$

$$S_{j,rig,y} = 607301,10 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y} \text{ SEMI-RIGIDE} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PLAQUE D'ASSISE A LA FLEXION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,99

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons possédé la vérification des différents d'assemblage de Structure, est-ce là d'après les résultats obtenus par le logiciel de calcul robot.