

République algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement et de la recherche scientifique
Faculté de technologie
Département de génie civil

Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention d'un diplôme de master II en génie civil
Option construction métallique

*Thème : etude d'un hangar en mettalique a double
mezzanine avec pont roulant*



réalisé par:

Mlle: Araoun Fatma

Mlle: Salhi Zohra

encadré par :

mr A. Becheur

membres du jury

- mr.Serikma

- mr. M.Hazam

Bejaia 2013/ 2014

Remerciements

Tout d'abord Nous remercions le seigneur dieu pour nous avoir donné la force et la patience nécessaires pour achever ce travail.

Nous remercions aussi tous ceux qui ont participé à la réalisation de ce modeste travail, en particulier :

Nos familles, qui nous ont toujours encouragés et soutenus.

Aux membres du jury, pour avoir accepté d'examiner ce travail.

Nous voudrions également témoigner notre reconnaissance à tous nos enseignants de la faculté des sciences et technologies particulièrement ceux du département de GENIE CIVIL.

À mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance.

À mes chers frères et sœurs, à mes nièces et neveux.

À mes amis : Samira, Nawal, Lili, Nabil, et aux autres que je n'ai pas cités

À toute la promotion constructions métalliques 2013-2014

Je dédie ce mémoire

F. Araoun

À mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance.

À mes chers frères et sœurs, à mes nièces et neveux.

À mon fiancé

À toute la promotion constructions métalliques 2013-2014

Je dédie ce mémoire

L. Salki

LISTE DE FIGURES

Figure I-1 : vue 3D de la structure

Figure I-2 : Panneau sandwich ITALPANNELLI

Figure I-3: diagramme contrainte /déformation d'acier

Figure II.1 : valeur de la charge caractéristique de la neige.

Figure. II.2 : Vent sur les longs pans

Figure. II.3 : Vent sur les pignons

Figure II.4 : répartition des pressions dynamique (N/m²).

Figure II.5 : vue en plan d'une paroi verticale direction du vent V1

Figure II.6 : vue en élévation d'une paroi verticale direction du vent V1.

Figure. II.7 : répartition des Cpe sur les parois verticales direction du vent V1 et V2

Figure. II.8 : répartition des Cpe sur la toiture

Figure II.9 : répartition des cpe sur la toiture

Figure II.10 : vue en plan de la paroi verticale direction du vent perpendiculaire au long pan

Figure II.11 : vue en élévation de la paroi verticale direction du vent perpendiculaire au long pan

Fig. II.12 : répartition des Cpe sur les parois verticales direction du vent V3 et V4

Figure II.13 : répartition du vent sur la toiture $\Theta = 0^\circ$

Figure II.14: répartition des Cpe sur la toiture direction de vent perpendiculaire au long pan

Figure II.15: action d'ensemble

Figure II.16 : décomposition de l'action du vent sur chaque zone de la toiture vent V1.

Figure II.17: Force résultante

figure II.18 : décomposition de l'action du vent sur chaque zone de la toiture vent V2

Figure II.19: Force résultante

Figure II.20: excentricité de la force globale

Figure II.21: excentricité de la force globale.

Figure. III.1 : Disposition de la panne sur la toiture.

Figure III.3: Schéma statique sous charge d'entretien.

Figure III.4 : Moment due à la charge d'entretien

Figure III.5: présentation du lierne

Figure III.6: les schémas statiques des liernes

Figure III.7: représentation des efforts

Figure III.8: Echantignole.

Figure III.9 : représentation des efforts

Figure III.10 schéma statique du potelet

Figure III.11 : potelets des pignons

Figure V-1 : Schéma statique de la poutre au vent de versant.

Figure V-2: surface d'application des efforts horizontaux

Figure V-3: représentation des forces sur un nœud

Figure V-4: représentation des forces sur un nœud

Figure V.5 : Schéma statique de la poutre au vent de versant.

Figure V-6: surface d'application des efforts horizontaux

Figure V-7: représentation des forces sur un nœud

Figure V-8Schéma statique de palée de stabilité en long pan

Figure V-9Schéma statique de palée de stabilité au niveau du poteau central

Figure V-10Schéma statique de palée de stabilité en long pan

Figure V-11: Schéma statique de la poutre sablière.

Figure VI-1 : Types de structures sous SAP2000.

Figure. VI.2 : Mode de déformation (1)

Figure. VI.3 : Mode de déformation (2)

Figure. VI.4 : Mode de déformation (3)

Figure VI-1: Repérage du poteau le plus sollicité

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Valeurs recommandées pour les flèches verticales.....	09
Tableau II.1 : Les valeurs de C_d	11
Tableau II.2 : Valeurs de C_r	12
Tableau II.3 : Les valeurs de C_e	13
Tableau II.4 : Les valeurs de la pression dynamique.....	13
Tableau II.5 : $C_{pe,10}$ correspondant à chaque zone de parois verticales sens V_1	15
Tableau II.6 : Valeur de C_{pe} pour la toiture sens V_1	17
Tableau II.7 : Valeurs des pressions q_j pour le RDC sens V_1	17
Tableau II.8 : Valeurs des pressions q_j pour le niveau1 sens V_1	18
Tableau II.9 : Valeurs des pressions q_j pour le niveau2 sens V_1	18
Tableau II.10 : Valeurs des pressions q_j pour la toiture sens V_1	18
Tableau II.11 : $C_{pe,10}$ correspondant à chaque zone de parois verticales sens V_2	21
Tableau II.12 : Valeurs de $C_{pe,10}$ pour la toiture sens V_2	22
Tableau II.13 : Valeurs des pressions q_j pour le RDC sens V_2	23
Tableau II.14 : Valeurs des pressions q_j pour le Premier étage sens V_2	23
Tableau II.15 : Valeurs des pressions q_j pour le Deuxième étage sens V_2	23
Tableau II.16 : Valeurs des pressions q_j pour la Toiture sens V_2	23
Tableau II.17 : Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V_1	26
Tableau II.18 : Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V_2	28
Tableau III.1 : Portées admissibles sous charges normales descendante pour panneau sur 3 appuis.....	35
Tableau IV.1 : Evaluation des charges permanentes sur la volée.....	50
Tableau IV.2 : Evaluation des charges permanentes sur le palier.....	50
Tableau IV.3 : Caractéristiques de profilé de l'acrotère.....	59
Tableau V.1 : Evaluation des charges permanentes.....	65
Tableau V.2 : résultats de calculs de la phase de construction pour la solive type 2.....	80

Tableau V.3 : Valeurs de M_{sd} , V_{sd} et b_{eff} de la phase finale pour la solive type 2 (IPE160)...	81
Tableau V.4 : Valeur de I_m , $\bar{\tau}$, $\bar{\tau}$, f_{cal} , f_{adm} pour la solive type 2(IPE160).....	82
Tableau V.6 : Valeurs des contraintes de la phase finale pour la solive type 2 (IPE160).....	82
Tableau V.5 : Valeurs de différentes distances intervenantes pour le calcul des contraintes dues au retrait.....	83
Tableau V.7 : Valeurs de P_{rd} , V_{ef} , nombre de goujons N_f , Longueur critique L_{cr} et espacement entre eux.....	84
Tableau V.8 : Vérification des soudures des goujons de la solive type 2.....	84
Tableau VI.1 : valeurs des efforts horizontaux F_i	98
Tableau VII.1 : Pénalités de vérification.....	113
Tableau VII.2 : Pourcentage de participation de masse.....	116
Tableau VII.3 : Combinaisons de calcul.....	119
Tableau VII.5 : Déplacement max en situation durable.....	119
Tableau VII.4 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	120
Tableau VII.6 : Déplacement selon le sens X-X.....	121
Tableau VII.7 : Déplacement selon le sens Y-Y.....	121
Tableau VII.8 : Effet P- suivant X-X.....	122
Tableau VII.9 : Effet P- suivant Y-Y.....	123
Tableau IX.1 : Caractéristique mécanique des boulons selon leur classe d'acier.....	143
Tableau IX.2 : Valeur du coefficient de frottement μ selon la surface.....	144
Tableau IX.3 : Principales caractéristiques géométrique.....	145
Tableau IX.4 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.....	175
Tableau IX.5 : Les sollicitations sous la combinaison (0,8 G-EX)	182
Tableau X.1 : Les sollicitations à la base des poteaux HEA340.....	184
Tableau X.2 : Les sollicitations à la base de la semelle.	187
Tableau X.3 : Vérification des contraintes dans le sol.....	188
Tableau X.4 : Les sollicitations à la base de la semelle.....	189
Tableau X.5 : Vérification des contraintes dans le sol.....	190

Tableau X.6 : Les armatures des semelles.....	195
Tableau XI.1 : Valeurs des forces horizontales et verticales dans le sens V_1 et coordonnées des points d'application.....	205
Tableau XI.2 : Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V_2 et coordonnées des points d'application.....	207
Tableau XI.3 : Réaction à la base due aux effets sismiques.....	208
Tableau XI.4 : Vérification au renversement sous l'effet du séisme.....	209

Sommaire :

Introduction générale

Partie I :

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

<i>I-Introduction :</i>	01
<i>II- Etude du sol :</i>	01
<i>III- Présentation de l'ouvrage :</i>	01
<i>IV- caractéristiques :</i>	01
<i>V -Les planchers :</i>	01
<i>VI- Ossature et stabilité de la structure :</i>	02
<i>VII-Les escaliers :</i>	03
<i>VIII- La couverture :</i>	03
<i>IX-matériaux utilisés :</i>	04-06
<i>X-Règlements utilisés :</i>	07

Chapitre II : Etude climatique

<i>I-Introduction :</i>	8
<i>II- Action de la neige :</i>	8-9
<i>III.Action du vent :</i>	9-29
<i>IV-calcul des différentes actions exercées sur la structure :</i>	30-36
<i>V- Conclusion :</i>	36

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

<i>I- Etude du bardage et de la couverture</i>	37-38
<i>II- Etude du bardage et de la couverture</i>	38-52
<i>III- Calcul de l'échantignolle</i>	52-54
<i>IV- Calcul des lisses de bardage :</i>	54-61

V-Calcul des potelets de pignon :62--69

VI-Conclusion70

Chapitre IV : étude des éléments secondaires

I- Généralités :71

II- Etude des planchers :71-95.

III- Calcul des connecteurs :96-100

IV- Etude des escaliers101-120

Chapitre V : étude des contreventements

I- introduction :121

II-Contreventement de toiture :121-126

III-contreventements verticaux:.....126-129

IV- Vérification des montants :130-133

V-Conclusion :133

Chapitre VI : étude sismique

I-Introduction :134

II-Concept de base de la M.E.F :134-135

III-Méthodes de calcul :135-136

IV-Analyse de la structure :136-145

V-les combinaisons de calcul.....146-153

VI-Conclusion :153

Chapitre VII : vérification des éléments

<i>I-Introduction</i> :	154
<i>II-Vérification des contreventements</i> :	154.-156
<i>III-vérification de la traverse</i> :	156-160
<i>IV-vérification de la poutre principale</i> :	160-161
<i>V-Vérification des poteaux IPE500</i> :	161-166.
<i>VI-Conclusion</i> :	166-167

Chapitre VIII : calcul des assemblages :

<i>I-Introduction</i>	168
<i>II-Assemblage de l'échantignolle</i> :	168-169
<i>III. Assemblage poteau- poutre sablière</i> :	169-171
<i>IV- Assemblage platine – poutre sablière</i> :	171-173
<i>V-Assemblage Poteau – traverse:</i>	173-179
<i>VI. Assemblage des éléments des contreventements</i> :	179-188
<i>VII-Assemblages poutre - poutre :(solive – poutre maîtresse)</i>	188-192
<i>VIII- Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux:</i>	192-195
<i>IX-Dimensionnement de l'épaisseur de la platine</i> :	195-197

Chapitre IX : calcul de l'infrastructure

I-Introduction :	198
II- Choix du type de fondation :	198
III- calcul des fondations :	198-214
IV-Calcul des longrines :	214-217
V-Ferraillage des futs :	217-219

Chapitre X : vérification de la stabilité d'ensemble

I- Introduction:	220
II- Détermination des moments renversants (M_R) :	220-224
III-Conclusion :	225

Partie II :

Chapitre I : généralités

I-Généralités :	226
II-Support de chemin de roulement :	226
III--Rails de roulement :	226-227
IV-Caractéristiques moyennes du pont utilisé:	227-228
V-Les coefficients et classement des ponts roulants :	228
VI-hypothèses de calcul :	228

Chapitre II :Etude de la voie de roulement

I-calcul de la poutre de roulement :	229-233
II-Rail de roulement :	233-238
III- Vérification aux instabilités :	238-242
IV-Vérification aux sollicitations locales :	242-248

<i>V- Vérification au voilement :</i>	248
<i>VI-vérification spéciale à la fatigue :</i>	248-249
<i>VII-pré dimensionnement des poteaux supports :</i>	249-251
<i>VIII-Calcul de la sablière :</i>	251
<i>IX-conclusion :</i>	252
<u>Chapitre III : infrastructure de la voie de roulement</u> :.....	253-258
Conclusion générale	

INTRODUCTION GENERALE :

Une construction, quelque soit sa destination et son principe constructif (matériau, type de structure), doit être capable de résister aux efforts qui lui sont appliqués. Ce rôle de « résistance » est assuré par l'ossature ou structure en acier constituant le « squelette » de la construction.

L'acier utilisé en construction métallique a des caractéristiques garanties. C'est un matériau isotrope et homogène ayant un comportement idéal vis-à-vis de la théorie de l'élasticité, base des lois de la résistance des matériaux. Il est ductile, propriété nécessaire à la bonne répartition des efforts dans les assemblages. Il est soudable, sous réserve de respecter les dispositions prescrites au projet C'est le matériau d'usage courant en construction qui présente les caractéristiques les plus élevées pour le poids le plus faible.

La structure assure principalement le cheminement des efforts extérieurs appliqués Jusqu'aux bases solides, les fondations. La connaissance de ce cheminement est essentielle particulièrement vis-à-vis de l'étude des éléments constitutifs de la structure ainsi que de leurs liaisons (attaches). La structure est stable si cette transmission s'effectue sans désordres.

Les ossatures métalliques sont généralement « souples » et constituées de barres « élancées » ou d'éléments minces.

Ces caractères spécifiques sont à garder présents à l'esprit lors des études, les problèmes de flexibilité, voilement, déversement de poutres fléchies et flambement d'éléments comprimés étant déterminants dans la justification et le dimensionnement des structures métalliques.

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel. Notre mission sera de dimensionner les éléments d'un hangar en charpente métallique avec pont roulant et planchers mixtes, en utilisant les règles actuellement en vigueur de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans le cours de charpente métallique.

I-Introduction :

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel. Notre mission sera de dimensionner les éléments d'un hangar en charpente métallique avec pont roulant et planchers mixtes, en utilisant les règles actuellement en vigueur de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans le cours de charpente métallique.

II- Etude du sol :

A partir des résultats des essais effectués sur le sol où sera implantée la construction étudiée, ont été tirées les conclusions et recommandations suivantes :

- La contrainte admissible du sol à appliquer dans les calculs est de 1.50bar.
- La Profondeur minimale d'ancrage est égale à 3m par rapport à la cote du terrain naturel.

III- Présentation de l'ouvrage :

III-1situation :

Ce projet a pour base un bâtiment industriel en charpente métallique en cours de montage à Oued Ghir (Bejaia) classée par le règlement RPA99/modifié 2003 en zone IIa (zone de moyenne sismicité). Cette construction servira à la fabrication de palettes en plastique elle comportera un pont roulant de 10To de capacité.

IV- caractéristiques :

IV-1 architecturales :

La structure est constituée de : (02) deux niveaux séparés par un plancher intermédiaire, Le premier niveau servira à l'usage, et le second accueillera La partie bureaux ou seront aménagés des espaces de bureaux, d'ateliers, et de vestiaires.

IV-2 géométriques :

Les dimensions géométriques du bâtiment sont :

- Longueur totale en plan (long pan) : 79.65 m
- Largeur totale en plan (pignon) : 20 m
- La hauteur du premier niveau : 6m
- La hauteur du deuxième niveau : 4.14m
- La hauteur totale : 12.31m
- Pente du versant : 12.24°
- Ouvertures :
Portes : 2x (4x4) m 3x (2.15x1.1) m 2x (1x2.15) m
Et Fenêtres : 1x (1x2.27) m

V- Les planchers :

Le plancher sera de type acier- béton contenant une dalle collaborante à l'aide de goujons connecteurs. Cette dalle mixte et reposera sur un coffrage perdu (TN40), qui adhère au béton et qui joue le rôle de ferrailage. Par ailleurs cet élément forme un coffrage pour la dalle, et permet:

- d'assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les actions de décoffrage.
- constituer une plate forme de travail avant la mise en œuvre du béton

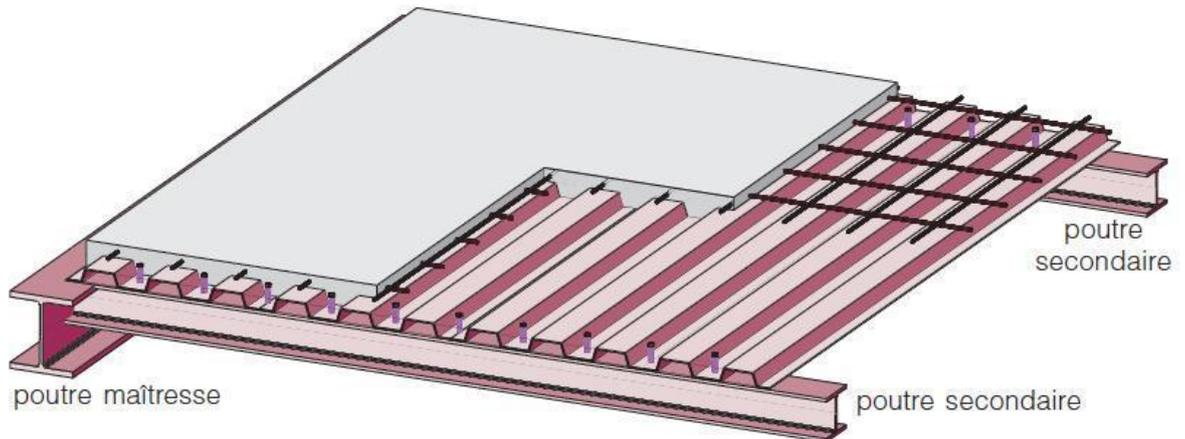


Figure I-1 : coupe d'un plancher collaborant

Enfin des connecteurs (goujons) assurent la liaison entre la dalle mixte et les poutres principales et secondaires et empêchent ainsi le glissement relatif de la dalle mixte de la dalle pleine comme indiqué à la figure (I-2) :

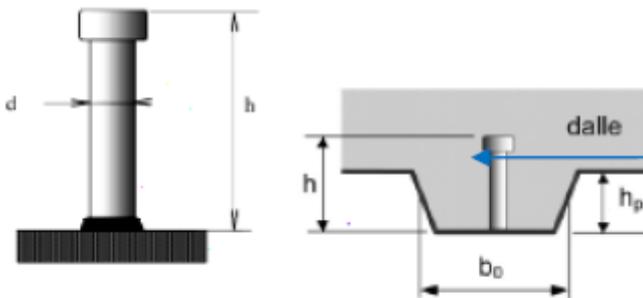


Figure I-2 : liaison dalle mixte-poutres

Le plancher mixte à dalle collaborante représente la meilleure alternative du point de vue économique et technique.

VI- Ossature et stabilité de la structure :

La stabilité de la structure dans le sens transversal est assurée par un contreventement mixte (portiques auto stables travaillant suivant l'axe fort et palées en forme de X) . La stabilité longitudinale est réalisée par des palées de stabilité (verticales disposées en long-pan) et qui sont au nombre de trois pour chaque long pan (**Figure I-3**).

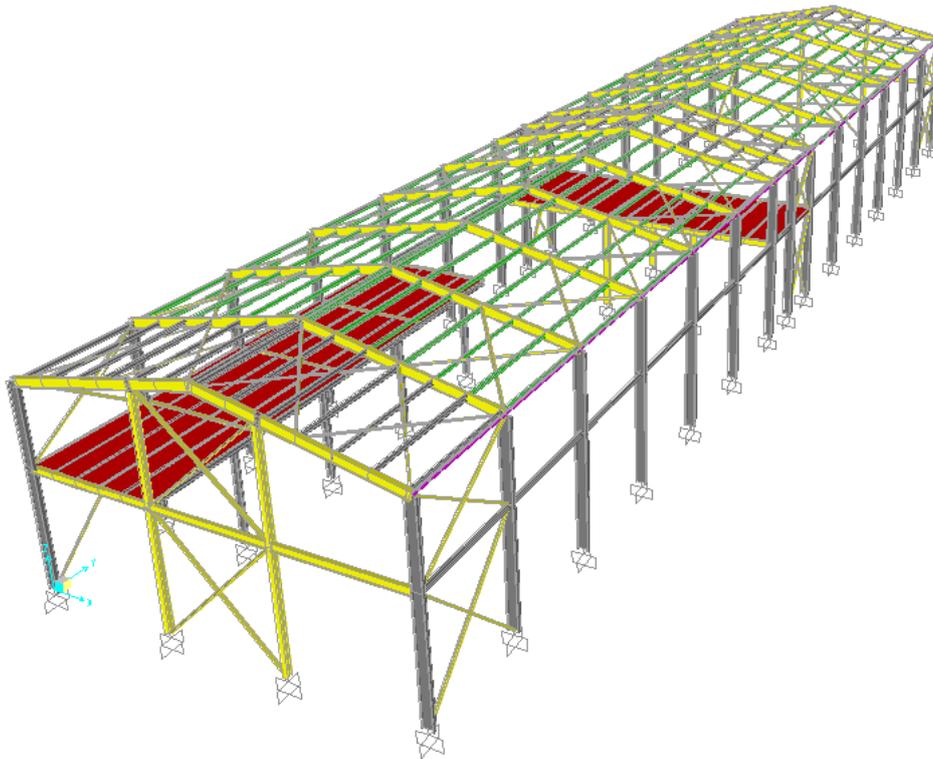


Figure I-3 : vue 3D de la structure

VII- Les escaliers :

La structure comporte deux types d'escaliers qui vont assurer la liaison entre le RDC et le premier étage, et d'un escalier de secours.

VIII- La couverture :

La couverture sera réalisée par des panneaux sandwich, appelé aussi panneaux double peau monoblocs, ils sont constitués :

- De deux tôles de parement intérieur et extérieur.
- D'une âme en mousse isolante.
- De profils latéraux destinés à protéger l'isolant et réaliser des assemblages aisés.

-Les panneaux sandwich nous offrent plusieurs avantages on citera :

- Le pare vapeur
- L'isolation et l'étanchéité
- Une bonne capacité portante
- Un gain de temps appréciable au montage.

Toute fois elles présentent un point faible qui réside dans l'étanchéité des joints.



Figure I-4 : Panneau sandwich HODNA métal

IX-matériaux utilisés :

Les matériaux entrant dans la composition d'une structure, jouent un rôle important dans la résistance des constructions. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que; le cout, la disponibilité et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalant généralement sur le critère de la résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

IX-1 L'acier :

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et d'un pourcentage de carbone (généralement inférieur à 1 %), qui sont extraits de matières premières naturelles (mines de fer et de charbon). Il est généralement obtenu par 02 phases :

- **1^{re} phase** : introduction et combustion de minerai de fer, de coke (charbon) et de castine dans un haut-fourneau ce qui permet l'obtention de la fonte à plus de 1,7% de carbone.
- **2^{ème} phase** : conversion de la fonte liquide à une température de 1500 °c environ, sous insufflation d'oxygène afin de décarburer la fonte (acier avec un taux de carbone réduit).

Outre le fer et le carbone, l'acier peut comporter des éléments qui lui sont associé :
-soit involontairement : phosphore, soufre, azote...qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers à l'exemple de l'azote qui provoque une diminution de la résilience et un accroissement de la sensibilité au vieillissement.

-soit volontairement : notamment le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome, etc. qui ont pour propriété d'améliorer les caractéristiques des aciers (résistance à la rupture, dureté, soudabilité, ductilité...). On parle, dans ces cas, d'aciers alliés.

IX-1.2. Caractéristiques de l'acier :

a) Ductilité : (§ 3.2.2.3 CCMA97)

Les aciers de construction doivent satisfaire aux conditions supplémentaires suivantes :

- Le rapport f_u/f_y de la résistance à la traction minimale spécifiée f_u sur la résistance limite d'élasticité minimale spécifiée f_y doit être supérieur ou égal à 1,2.
- Le diagramme contrainte-déformation doit montrer que la déformation ultime ϵ_u représente au moins 20 fois la déformation élastique ϵ_y correspondant à f_y .
- L'allongement à la rupture sur une longueur entre repère de $5,65 A_0$ doit être supérieur à 15%, A_0 étant l'aire initiale de la section transversale.

On peut considérer que les nuances d'acier de la norme EN 10025 en général et celles indiquées au CCM97 en particulier, satisfont à ces conditions.

b) Propriétés mécaniques : (§ 3.2.3 CCMA97)

- Coefficient de Poisson : $\nu = 0,3$
- Module de cisaillement : $G = 80800 \text{ MPa}$.
- Densité : $\rho = 77.01 \text{ KN/m}^3$.
- Expansion thermique : $\alpha = 0,000011 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.
- Limite élastique : $f_y = 235 \text{ MPa}$.

-Les propriétés mécaniques des aciers sont renseignées par des essais à savoir :

- **essai de dureté** : qui étudie la pénétration d'une bille ou d'une pointe dans l'acier, et qui définit des degrés de dureté.
- **essai de résilience (essai de flexion par choc)** : permet de mesurer l'aptitude d'un acier à se rompre par choc.
- **essai de traction**: il est pratiqué sur une éprouvette cylindrique soumise à un effort progressif, croissant de zéro à la rupture ou un enregistrement graphique mesure l'allongement de l'éprouvette en fonction de la traction appliquée (ou de la contrainte). On obtient le diagramme effort - déformation suivant :

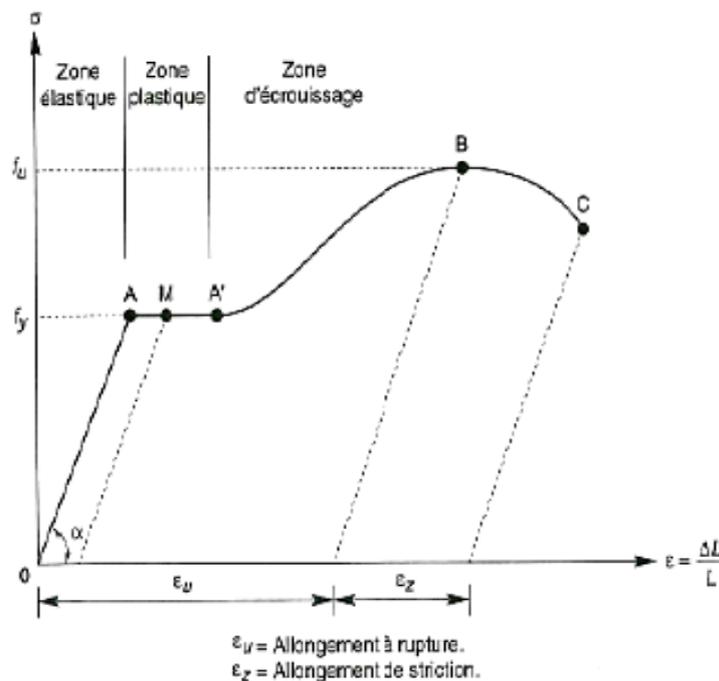


Figure I-5: diagramme contrainte -déformation d'acier.

Ce diagramme est composé de 04 phases :

- **Phase OA** : zone rectiligne pour laquelle les allongements sont proportionnels aux efforts appliqués. C'est la zone élastique, qui est réversible car si l'on supprime l'effort de traction, la barre revient à sa longueur initiale ($\Delta l / l = 0$) ;
- **Phase AA'** : palier horizontale, qui traduit un allongement sous charge constante c'est la zone plastique. si on supprime l'effort de traction, le retour à l'équilibre se fait selon une droite MM' , Parallèle à OA et la pièce conserve un allongement rémanent OM' ;
- **Phase A'B** : la charge croît à nouveau avec les allongements jusqu'au point B ;
- **Phase BC** : l'allongement continue, bien que la charge soit décroissante jusqu'au point C, qui correspond à la rupture. Dans cette dernière phase, la déformation plastique est localisée dans une faible portion de l'éprouvette et n'est plus homogène. Il ya striction.

Ce diagramme permet de mesurer les paramètres suivants qui dans notre cas prennent les valeurs qui leurs sont attribuées.

Il existe d'autres essais qui renseignent non pas sur les caractéristiques métalliques des aciers mais sur la composition et la structure de ces derniers; on distingue :

- **La micrographie** : examen au microscope des cristaux qui permet de déterminer la teneur en carbone
- **La macrographie** : examen visuel d'une surface polie traitée à l'acide
- **La radiographie** : par rayons x qui permet de déterminer les défauts de cavité ou fissuration internes des pièces (notamment les soudures)
- **Les ultrasons.**

IX-2. Béton :

Le béton est un matériau de construction, constitué artificiellement d'un mélange de matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier, pierres cassées,...) avec un liant (ciment) et de l'eau, et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. Il est économique et résiste bien à la compression.

IX-2-2 Caractéristiques mécaniques du béton utilisé:

- Résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25$ MPa.
- Contrainte ultime de cisaillement (de béton) : $G = 13300$ MPa. BAEL91
- Coefficient de Poisson : $\nu = 0,2$
- .module de déformation longitudinale du béton $E = 32164,2$ MPa

X-Règlements utilisés :

- ***RNV A99*** : l'étude climatique se fait suivant le règlement neige et vent Algérien 1999.
- ***CCM97, Eurocode 3*** : l'étude et le calcul des éléments de l'ouvrage se font conformément aux CCM97 et Eurocode 3.
- ***RPA 99 V2003*** : l'étude sismique se fait suivant le règlement parasismique Algérien RPA2003 V2003.
- ***DTR B.C.2.2*** : charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- ***B.A.E.L91*** : béton armé aux états limites.
- ***C.T.I.C.M*** : Recommandations pour le calcul et l'exécution des chemins de roulements des ponts roulants.

I-Introduction :

Les structures sont soumises d'une façon directe à des charges d'origine variée. Ces charges sont considérées comme des actions directes et incluent les effets de pesanteur et environnementaux, tel que le vent et la neige. De plus des déformations peuvent être imposées à la structure, par exemple dues au tassement ou à la dilatation thermique. Ces charges sont des actions « indirectes ». Si on applique une approche quantitative à l'analyse des structures, il est nécessaire de pouvoir identifier l'intensité de ces actions. De plus, si la structure doit se comporter de façon satisfaisante pendant sa durée de vie, il est nécessaire de bien comprendre la nature de ces charges et de prendre des mesures appropriées afin d'éviter tout problème.

Cette étude consistera donc à définir l'influence du climat à savoir la neige et le vent sur un bâtiment industriel en construction métallique, les caractéristiques de la construction sont les suivantes :

- Structure implantée dans la wilaya de Bejaia.
- Niveau du site plat.
- Terrain de catégorie III zone suburbaine (industrielle).

II- Action de la neige :

L'accumulation de la neige sur la toiture produit une surcharge qu'il faut prendre en compte lors de la vérification des éléments de la structure.

II-1 Base de calcul :**-La charge de la neige :**

La charge de la neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture est donnée selon le RNVA99 par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k \quad (3.3.1 \text{ P13 RNVA99})$$

Où:

S_k : valeur de la charge de neige sur le sol donnée par le règlement RNVA99 en fonction du site et de l'altitude.

Le lieu d'implantation de la structure appartient à la zone A, et est à une altitude $H = 99\text{m}$.

$$\text{Donc : } S_k = \frac{0,07H + 15}{100} = 0.2193 \text{KN/m}^2.$$

La toiture est à deux versants, le coefficient de forme μ ($\alpha = 12.24^\circ$) est donné par le tableau 6.2 du RNVA99.

$$0 \leq \alpha \leq 15^\circ \quad \Longrightarrow \quad \mu = 0.8.$$

Ce qui implique que : $S = 0,8 \times 0.2193 = 17.54 \text{ daN/m}^2$.

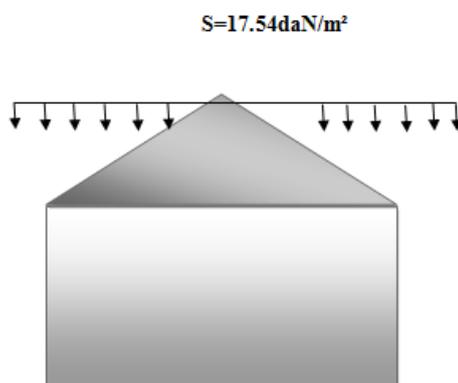


Figure II.1 : valeur de la charge caractéristique de la neige.

III. Action du vent :

III-1. Introduction :

Le vent est un mouvement de l'air qui tend à équilibrer les zones de pressions différentes créées par le réchauffement inégal de l'air suivant la latitude et la nature du sol. Il est influencé par la rotation de la terre, la gravité et le frottement de l'air à la surface de la terre. Le frottement agit surtout à proximité du sol et provoque, en hauteur, des échanges turbulents entre couches d'air d'autant plus importants que la rugosité de la surface du sol est grande. Les actions du vent sur les constructions, ou éléments de celles-ci, sont dues à l'écoulement entravé de l'air autour et aux abords. Ces actions sont considérées comme actions fixes variables en fonction du temps, elles s'appliquent directement aux éléments ou sur les parois extérieures des constructions fermées, elles peuvent également agir sur les parements internes des constructions ouvertes. Des forces de frottement non négligeables peuvent également se développer tangentiellement aux parois de grandes surfaces balayées par un vent longitudinal. 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 ceci dans toutes les directions possibles. Les estimations quantitatives de l'effet du vent se feront à la base du règlement Algérien NVA 99.

Le calcul doit être effectué séparément pour les quatre directions principales du vent, qui sont perpendiculaires aux parois de la construction.

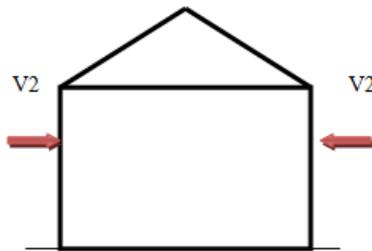


Figure. II.2 : Vent sur les longs pans

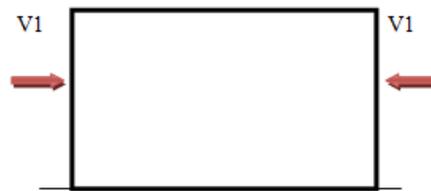


Figure. II.3 : Vent sur les pignons

III-2 données relatives au site :

- le site est plat ;
- Le coefficient topographique $C_t(z) = 1$. (chapitre.2-tableau2.5) ;
- le vent est classé dans la zone I ;
- La pression de référence $q_{ref} = 375\text{N/m}^2$ (chapitre.2-tableau2.3) ;
- Le terrain est de catégorie III (zone suburbaine) :
- Facteur de terrain $K_T = 0,22$.
- Paramètre de rugosité $Z_0 = 0,3\text{m}$
- Hauteur minimale $Z_{min} = 8\text{m}$
- Le coefficient $\varepsilon = 0,37$.

III-3.Calcul de la pression du vent q_j :

D'après le règlement, les pressions q_j sont calculées par la formule suivante :

$$q_j = c_d \times q_{dyn} \times [c_{pe} - c_{pi}]$$

III-3.1 Calcul du Coefficient dynamique (C_d) :

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

La valeur du coefficient dynamique C_d pour les parois et la toiture est donnée par la figure 3.2 (chap. III RNVA99), en fonction de la structure et du sens du vent. Notre structure a une hauteur totale de 12.31m, et selon la direction du vent on tire les valeurs suivantes :

Cas 01 : vent perpendiculaire au pignon :

$b=20\text{m}$

$h=79,65\text{m}$

$c_d = 0,94$ (figure 3.2 ;RNV99)

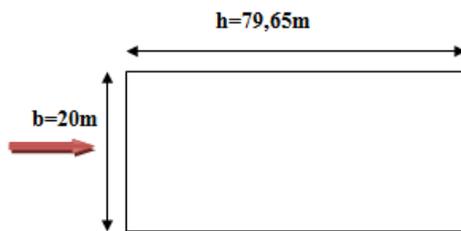


Figure II.4:vent perpendiculaire au pignon

Cas 02 : vent perpendiculaire au pignon :

$b=79,65\text{m}$

$h=20\text{m}$

$c_d = 0,88$ (figure 3.2 ;RNV99)

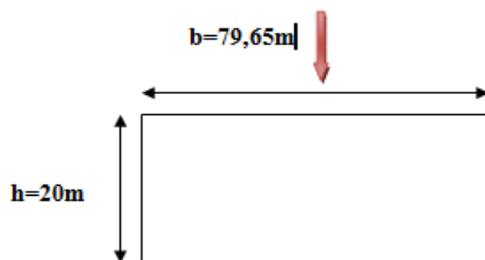


Figure II.5:vent perpendiculaire au long pan

Le tableau suivant, résume les valeurs du coefficient dynamique en fonction du sens du vent :

Direction du vent	h(m)	b(m)	C _d
V ₁	12.31	20	0.94
V ₂	12.31	79.65	0.88

Tableau. II.2 : résumé des valeurs du coefficient dynamique C_d directions V₁

- On remarque que pour les deux directions du vent le coefficient dynamique **C_d < 1,2** la construction étudiée est donc considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques.

III-3.2 Détermination de la pression dynamique:

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble et pour le dimensionnement des éléments de la structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître -couple en éléments de surface j horizontaux, selon la procédure (3.1.1 .chp3 RNV99.)

Dans notre cas la construction a une hauteur supérieure a 10m, et comporte un plancher intermédiaire, d'après le règlement la structure doit être considérée comme étant constituée de **n** éléments de surface, de hauteur égale a la hauteur d'étage, n étant le nombre d'étages de la construction.

$$n=2 \quad h_1=6m \quad h_2 =4.14m$$

La pression dynamique est donnée par la formule suivante :

$$q_{dyn(z_j)} = q_{ref} \times c_e(z_j)$$

Avec :

c_e: Le coefficient d'exposition au vent.

Z_j : La distance verticale entre le niveau du sol et le centre de l'élément j.

III-3.2.1 Calcul du coefficient d'exposition (C_e) :

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

Dans notre cas, la structure est peu sensible aux excitations dynamiques car C_d < 1.2 et ce pour les deux (02) directions du vent.

$$C_e = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \left[1 + \frac{7 \times K_t}{C_r(z) \times C_t(z)} \right] \text{ Chap IIRNV A99 Art 3.3}$$

- **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 est donné par la relation (2.15-chapitre 2) :

$$\begin{cases} C_{r(z)} = K_r \times \ln(z/z_0) & \text{pour } z_{\min} \leq z \leq 200m \\ C_{r(z)} = K_r \times \ln(z_{\min}/z_0) & \text{pour } z \leq z_{\min} \end{cases}$$

Avec :

Z_0 : le paramètre de rugosité.

Z_{\min} : la hauteur minimale.

Dans notre cas :

$$Z = 8.07 > Z_{\min}$$

$$Z = 12.31 > Z_{\min}$$

Les valeurs des C_r sont résumées dans le tableau suivant :

Niveau	H (m)	Z (m)	C_r
1	6	3	0.722
2	4.14	8.07	0.724
toiture	H (toiture)	12.31	0.817

Tableau. II.3 : Les valeurs du coefficient de rugosité C_r .

- **Coefficient d'exposition C_e :**

Le tableau suivant comporte les différentes valeurs du coefficient d'exposition C_e

Niveau	$C_T(z)$	$C_r(z)$.	$C_T(z)^2$	$C_r(z)^2$	C_e
1(z=6m)	1	0.722	1	0.521	1.632
2(z=10,14m)	1	0.724	1	0.524	1.638
Toiture(z=12,31m)	1	0.817	1	0.667	1.924

Tableau. II.4 : valeurs du coefficient d'exposition C_e

- **Valeur des pressions dynamiques q_{dyn} :**

- calculée selon la relation :

$$q_{dyn(zj)} = q_{ref} \times c_{e(zj)}$$

Les valeurs des pressions dynamiques sont données dans le tableau suivant :

Niveau	q_{ref} (N/m ²)	C_e (zj)	q_{dyn} (zj) (N/m ²)
1(z=6m)	375	1.632	612
2(z=10,14m)	375	1.638	614.25
Toiture(z=12,31m)	375	1.924	721.5

Tableau. II.5 : Les valeurs de la pression dynamique

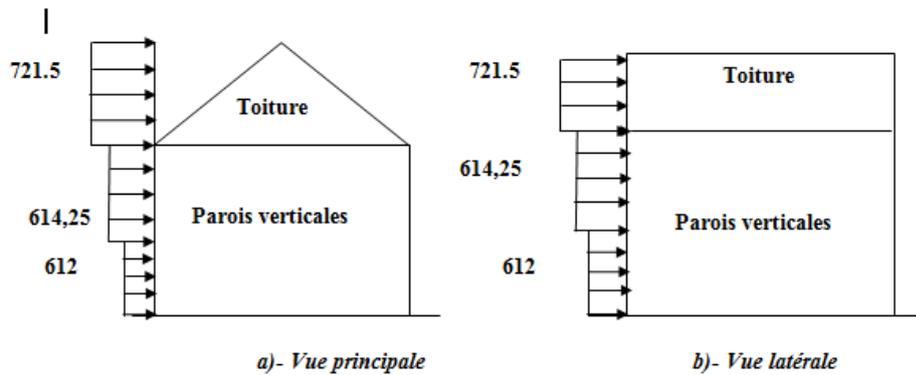


Figure II.4 : répartition des pressions dynamique (N/m²).

III-3.3 calcul des coefficients de pression:

III-3.3.1 Calcul des coefficients de pression direction du vent V1 (vent perpendiculaire au pignon) :

a) calcul du coefficient de pression extérieure c_{pe} :

➤ parois verticales :

On se réfère au paragraphe 1.1.1.2 du chapitre 5 à la figure (5-1) du RNVA99 pour déterminer les différentes zones de pression, et au tableau (5-1) pour déterminer les valeurs des coefficients c_{pe} , pour chaque direction du vent considérée.

Dans notre cas on a :

h : hauteur à considérer : $h = 12.31\text{m}$

d : la dimension parallèle à la direction V_1 : $d = 79.65\text{m}$.

b : la dimension perpendiculaire à la direction V_1 : $b = 20\text{m}$

$e = \min(b, 2h) \rightarrow e = \min(20\text{m}, 24.62\text{m}) = 20\text{m}$.

On a : $d > e \rightarrow$ la paroi est divisée en 3 parties (A, B, C) selon le sens de b , plus E et D selon le sens de d , comme l'indiquent les schémas suivants :

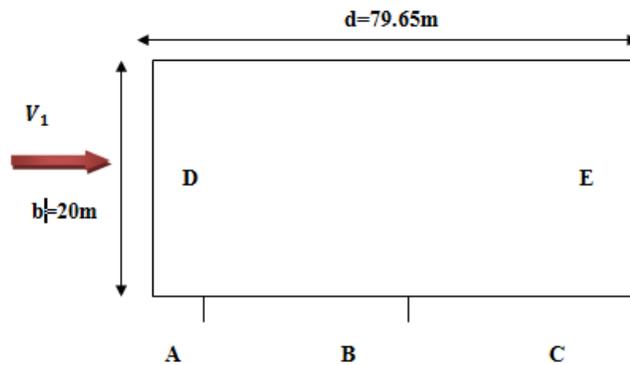


Figure II.5 : vue en plan d'une paroi verticale direction du vent V_1

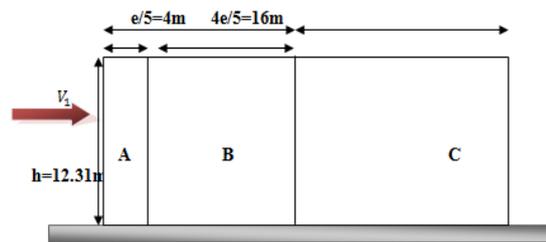


Figure II.6 : vue en élévation d'une paroi verticale direction du vent V_1 .

- **Les coefficients de pression :**

Le coefficient de pression externe c_{pe} des constructions à bases rectangulaires et de leurs élément constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée .Ils sont définis pour des surfaces chargées de 1 m² et 10 m², aux quelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement $c_{pe,1}$ et $c_{pe,10}$

-Dans le cas présent, toutes les surfaces chargées de la paroi sont supérieures à 10m² :

$$S_A = 49.24 \text{m}^2$$

$$S_B = 196.96 \text{m}^2$$

$$S_C = 734.29 \text{m}^2$$

$S_D = S_E = 202.8m^2$

$\rightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$

A partir du tableau (5.1) RNV99, on tire les valeurs des C_{pe} :

Zones	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau. II.6: Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de paroi verticale.

-La figure suivante illustre la répartition des C_{pe} pour les parois verticales :

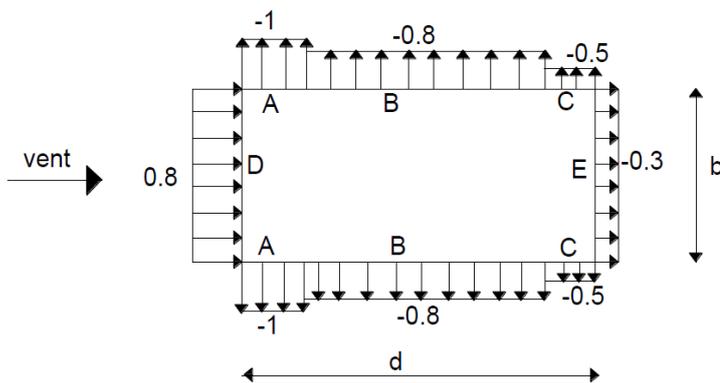


Figure. II.7 : répartition des C_{pe} sur les parois verticales direction du vent V_1

➤ la toiture :

La toiture est à deux versants, la détermination des coefficients de pression extérieure (C_{pe}) se fait en divisant la toiture comme indiqué à la figure (5.4 chapitre.5) du RNV 99. Et comme illustré ci-dessous :

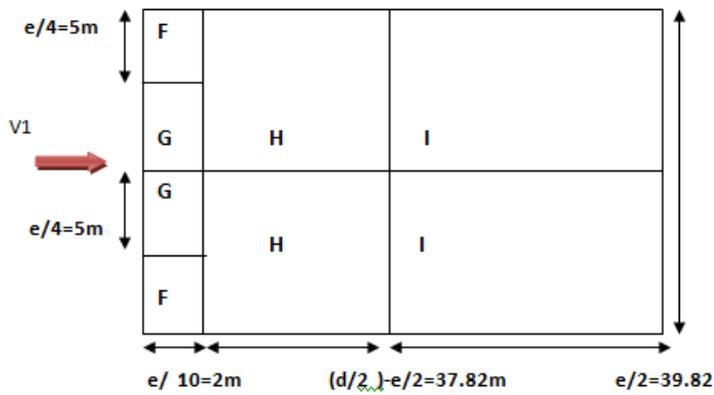


Figure II.8 : répartition des C_{pe} sur la toiture

h : hauteur de la paroi verticale (h=12.31m)

b : dimension perpendiculaire au vent (20m)

e = 20m.

$e/4=20/4=5$

$e/10=20/10=2$

Pour cette direction du vent les valeurs des surfaces chargées de la paroi sont comme suit :

$$S_H=79.65*8=656.4m^2$$

$$S_I=10*79.65=796.4m^2$$

$$S_F=S_G =5*2=10m^2$$

$$\rightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$$

Après interpolation linéaire nous établissons un tableau contenant les C_{pe} des différentes zones de la toiture:

Angle $\alpha=12.24^\circ$	F	G	H	I
C_{pe}	-1.38	-1.3	-0.63	-0.5

Tableau II.8 : les valeurs C_{pe} pour la toiture

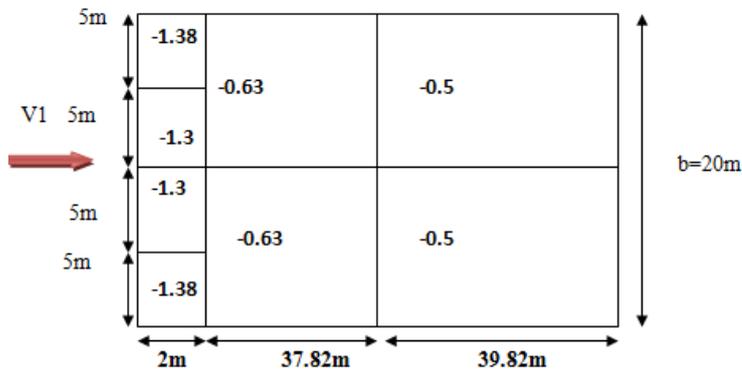
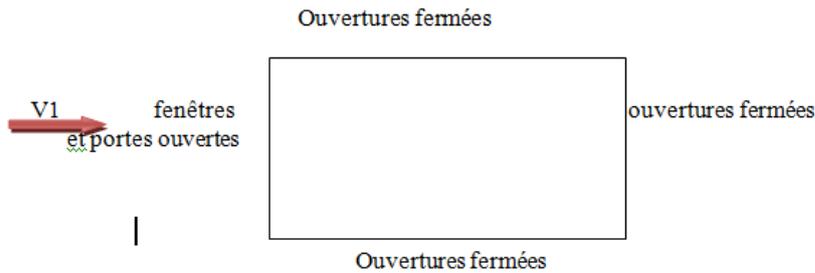


Figure II.9 : répartition des C_{pe} sur la toiture.

b) calcul du coefficient de pression intérieure c_{pi} :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments avec cloisons intérieures doit prendre les valeurs suivantes $C_{pi} = +0.8$ et $C_{pi} = -0.5$ (§ 2.2.2 RNV A99)

- **Cas de surpression intérieure :** (portes et fenêtres faces au vent ouvertes et portes et fenêtres sous le vent et parallèles au vent fermées)



On détermine l'indice de perméabilité μ_p avec :

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

$$\mu_p = \frac{0}{(4.4)} \rightarrow \mu_p = 0.$$

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} est donné par la figure 5.15 du RNVA99 en fonction de l'indice de perméabilité μ_p .

$$\mu_p = 0 \rightarrow C_{pi} = +0.8 \text{ (figure 5.15 du RNVA99).}$$

- **Calcul de la pression du vent q_j :**

Les valeurs des pressions sont données par la formule suivante :

$$q_j = c_d \cdot w_j$$

$$w_j = q_{dyn(z_j)} [c_{pe} - c_{pi}]$$

$$q_j = c_d \cdot q_{dyn(z_j)} [c_{pe} - c_{pi}] \text{ [N / m}^2\text{]} \text{ (Formule 2.1 RNV99)}$$

a) Parois verticales :

- $C_{pi} = +0.8$ surpression intérieure :

ZONE	C_d	Q_{dyn} (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	W_j (N/m ²)	Q_j (N/m ²)
A	0.94	612	-1	0.8	-1.8	-1101.6	-1035.5
	0.94	614,25	-1	0.8	-1.8	-1105.65	-1039.31
B	0.94	612	-0.8	0.8	-1.6	-979.2	-920.45
	0.94	614,25	-0.8	0.8	-1.6	-982.8	-923.83
C	0.94	612	-0.5	0.8	-1.3	-795.6	-747.86
	0.94	614,25	-0.5	0.8	-1.3	-798.52	-750.61
D	0.94	612	0.8	0.8	0.0	0.0	0.0
	0.94	614,25	0.8	0.8	0.0	0.0	0.0
E	0.94	612	-0.3	0.8	-1.1	-673.2	-632.81
	0.94	614,25	-0.3	0.8	-1.1	-675.67	-635.13

Tab. II.8 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec $C_{pi} = 0.8$.

b) Toiture :

La direction du vent est caractérisée par un angle Θ , (voir **figure 5.4 chapitre 5 RNVA 99**)

$\Theta = 90^\circ$: (Pour un vent perpendiculaire aux génératrices):

- $C_{pi} = +0.8$ surpression intérieure :

Zones	C _d	q _{dyn} (N/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} -C _{pi}	W _j (N/m ²)	q _j (N/m ²)
F	0.94	721.5	-1.38	+0.8	-2.18	-1572.87	-1478.5
G	0.94	721.5	-1.3	+0.8	-2.1	-1515.15	-1424.24
H	0.94	721.5	-0.63	+0.8	-1.43	-1031.74	-969.84
I	0.94	721.5	-0.5	+0.8	-1.3	-937.95	-881.67

Tableau II.9 : valeurs des pressions correspondant a chaque zone de la toiture (C_{pi} = 0,8).

➤ Cas de dépression intérieure: (portes et fenêtres faces au vent fermées et portes et fenêtres sous le vent et parallèles au vent ouvertes):

On détermine l'indice de perméabilité μ_p avec :

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

$$\mu_p = \frac{2.(4.4)+3.(2,15.1,1)+2.(2,15.1,0)+(1,0.2,27)}{2.(4.4)+3.(2,15.1,1)+2.(2,15.1,0)+(1,0.2,27)} \quad \mu_p = 1.$$

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} est donné par la figure 5.15 du RNVA99 en fonction de l'indice de perméabilité μ_p .

$\mu_p = 1 \rightarrow C_{pi} = -0,5$ (figure 5.15 du RNVA99):

- Parois verticales :

ZONE	C _D	Q _{dyn} (N/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} -C _{pi}	W _j (N/m ²)	Q _j (N/m ²)
A	0.94	612	-1	-0.5	-0.5	-306.0	-287.64
	0.94	614.25	-1	-0.5	-0.5	-307.125	-288.69
B	0.94	612	-0.8	-0.5	-0.3	-183.6	-172.58
	0.94	614.25	-0.8	-0.5	-0.3	-184.27	-173.22
C	0.94	612	-0.5	-0.5	0.0	0.00	0.00
	0.94	614.25	-0.5	-0.5	0.0	0.00	0.00
D	0.94	612	0.8	-0.5	+1.3	+795.6	+747.86
	0.94	614.25	0.8	-0.5	+1.3	+798.52	+750.61
E	0.94	612	-0.3	-0.5	+0.2	+122.4	+115.06
	0.94	614.25	-0.3	-0.5	+0.2	+122.85	+115.48

Tableau II.10 : valeurs des pressions correspondant a chaque zone de la paroi verticale (C_{pi} = -0,5).

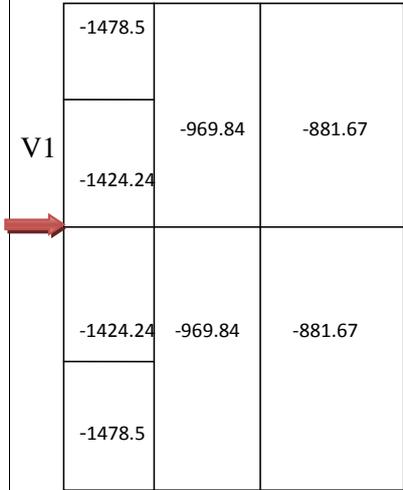
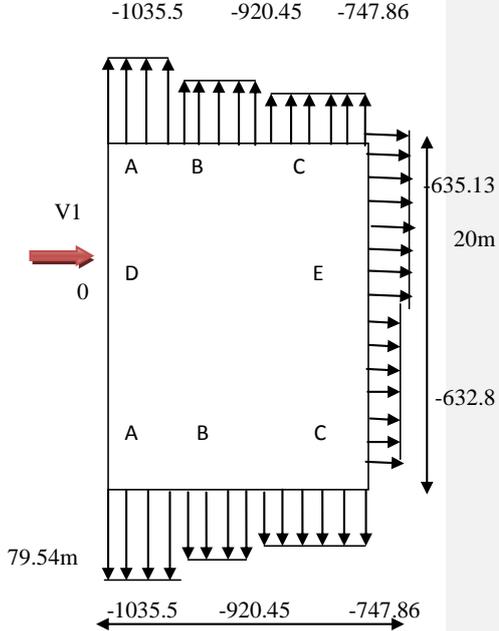
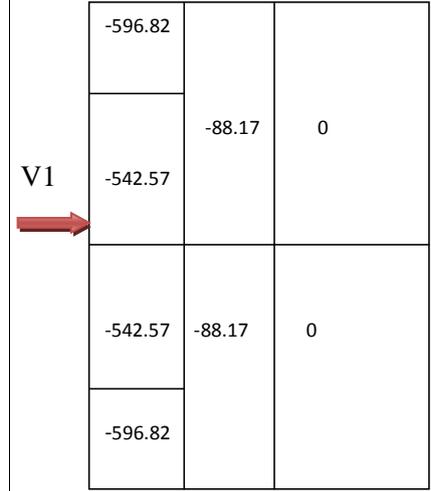
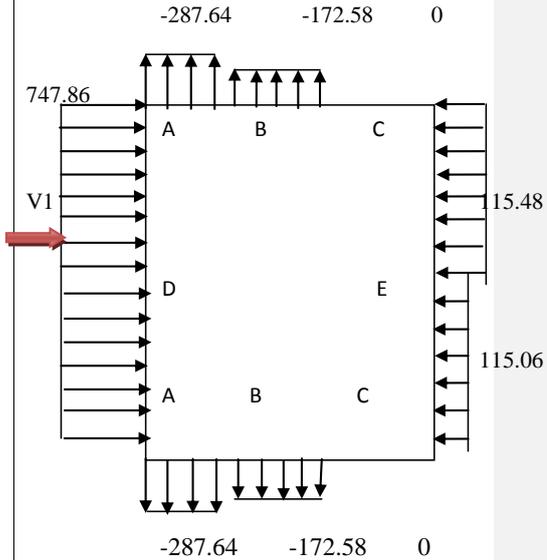
- **toiture : $\Theta = 90^\circ$** (Pour un vent perpendiculaire aux génératrices)

-Dépression intérieur $C_{pi} = -0.5$:

Zones	C_d	q_{dyn} (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	W_j (N/m ²)	q_j (N/m ²)
F	0.94	721.5	-1.38	-0.5	-0.88	-634.92	-596.82
G	0.94	721.5	-1.3	-0.5	-0.8	-577.2	-542.57
H	0.94	721.5	-0.63	-0.5	-0.13	-93.79	-88.17
I	0.94	721.5	-0.5	-0.5	0.0	0.0	0.0

Tableau II.11 : valeurs des pressions correspondant a chaque zone de la toiture ($C_{pi} = -0,5$).

-Résumé des pressions exercées sur la structure direction du vent VI (vent sur pignon) :

Direction	Distribution des pressions en (N/m ²) sur les versants de la toiture	Distribution des pressions en (N/m ²) sur les parois verticales																									
Direction V1 Cpi=+0.8 	 <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <tr> <td style="width: 100px;">-1478.5</td> <td rowspan="2" style="width: 100px;">-969.84</td> <td rowspan="2" style="width: 100px;">-881.67</td> </tr> <tr> <td style="border: none;">↓</td> </tr> <tr> <td style="border: none;">V1</td> <td style="border: none;">↓</td> <td style="border: none;">↓</td> </tr> <tr> <td style="width: 100px;">-1424.24</td> <td rowspan="2" style="width: 100px;">-969.84</td> <td rowspan="2" style="width: 100px;">-881.67</td> </tr> <tr> <td style="border: none;">↓</td> </tr> <tr> <td style="border: none;">↓</td> <td style="border: none;">↓</td> <td style="border: none;">↓</td> </tr> <tr> <td style="width: 100px;">-1424.24</td> <td rowspan="2" style="width: 100px;">-969.84</td> <td rowspan="2" style="width: 100px;">-881.67</td> </tr> <tr> <td style="border: none;">↓</td> </tr> <tr> <td style="border: none;">↓</td> <td style="border: none;">↓</td> <td style="border: none;">↓</td> </tr> <tr> <td style="width: 100px;">-1478.5</td> <td rowspan="2" style="width: 100px;">-969.84</td> <td rowspan="2" style="width: 100px;">-881.67</td> </tr> <tr> <td style="border: none;">↓</td> </tr> </table>	-1478.5	-969.84	-881.67	↓	V1	↓	↓	-1424.24	-969.84	-881.67	↓	↓	↓	↓	-1424.24	-969.84	-881.67	↓	↓	↓	↓	-1478.5	-969.84	-881.67	↓	
-1478.5	-969.84	-881.67																									
↓																											
V1	↓	↓																									
-1424.24	-969.84	-881.67																									
↓																											
↓	↓	↓																									
-1424.24	-969.84	-881.67																									
↓																											
↓	↓	↓																									
-1478.5	-969.84	-881.67																									
↓																											
Direction V1 Cpi=-0.5 	 <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <tr> <td style="width: 100px;">-596.82</td> <td rowspan="2" style="width: 100px;">-88.17</td> <td rowspan="2" style="width: 100px;">0</td> </tr> <tr> <td style="border: none;">↓</td> </tr> <tr> <td style="border: none;">V1</td> <td style="border: none;">↓</td> <td style="border: none;">↓</td> </tr> <tr> <td style="width: 100px;">-542.57</td> <td rowspan="2" style="width: 100px;">-88.17</td> <td rowspan="2" style="width: 100px;">0</td> </tr> <tr> <td style="border: none;">↓</td> </tr> <tr> <td style="border: none;">↓</td> <td style="border: none;">↓</td> <td style="border: none;">↓</td> </tr> <tr> <td style="width: 100px;">-542.57</td> <td rowspan="2" style="width: 100px;">-88.17</td> <td rowspan="2" style="width: 100px;">0</td> </tr> <tr> <td style="border: none;">↓</td> </tr> <tr> <td style="border: none;">↓</td> <td style="border: none;">↓</td> <td style="border: none;">↓</td> </tr> <tr> <td style="width: 100px;">-596.82</td> <td rowspan="2" style="width: 100px;">-88.17</td> <td rowspan="2" style="width: 100px;">0</td> </tr> <tr> <td style="border: none;">↓</td> </tr> </table>	-596.82	-88.17	0	↓	V1	↓	↓	-542.57	-88.17	0	↓	↓	↓	↓	-542.57	-88.17	0	↓	↓	↓	↓	-596.82	-88.17	0	↓	
-596.82	-88.17	0																									
↓																											
V1	↓	↓																									
-542.57	-88.17	0																									
↓																											
↓	↓	↓																									
-542.57	-88.17	0																									
↓																											
↓	↓	↓																									
-596.82	-88.17	0																									
↓																											

III-3.3.2 Calcul des coefficients de pression direction du vent V2 (vent perpendiculaire au pignon) :

a) calcul du coefficient de pression extérieure c_{pe} :

➤ parois verticales :

Il est recommandé de partager les parois comme l'indique la **figure 5.1 du chapitre 5 RNV99**, pour cela on détermine la valeur de (e) telle que :

$$e = \min(b, 2h).$$

h : Hauteur de la paroi à considérer : $h = 12.31$ m

d : La dimension parallèle à la direction V2 : $d = 20$ m.

b : La dimension perpendiculaire à la direction V2 : $b = 79.65$ m

$$e = \min(79.65\text{m}, 24.62\text{m}) = 24.62\text{m}.$$

On a : $d < e \Rightarrow$ la paroi est divisée en 2 parties (A', B') selon le sens de b, plus E et D selon d, comme l'indiquent les schémas suivants :

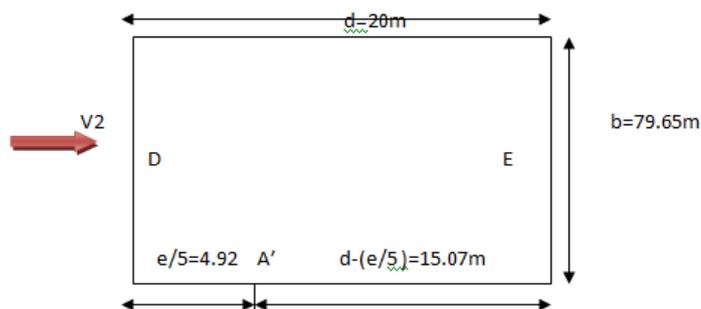


Figure II.10 : vue en plan de la paroi verticale direction du vent perpendiculaire au long pan

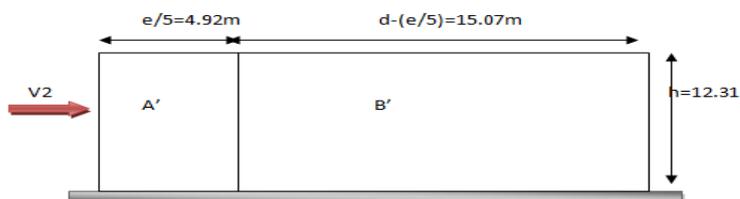


Figure II.11 :vue en élévation de la paroi verticale direction du vent perpendiculaire au long pan

• coefficients de pression:

Pour cette direction de vent toutes les surfaces chargées de la paroi ont des valeurs supérieures a 10m², donc $C_{pe}=C_{pe10}$, a partir du tableau (5.1) RNV99, on tire les valeurs des C_{pe} :

Zones	A'	B'	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	+0.8	-0.3

Tab. II.13: Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticale direction du vent V2.

-La figure suivante illustre la répartition des C_{pe} pour les parois verticales :

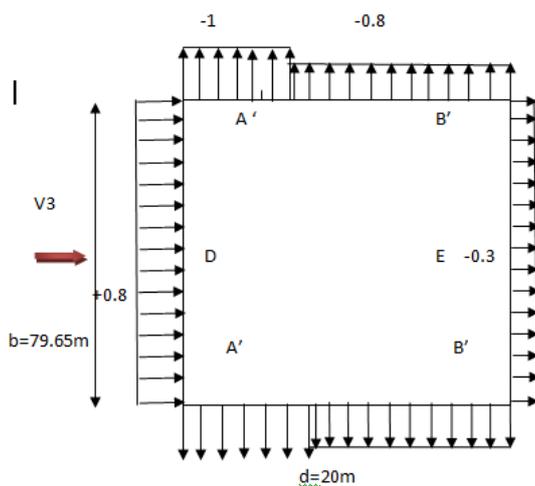


Fig. II.12 : répartition des C_{pe} sur les parois verticales direction du vent V2

➤ la toiture :

La toiture est à deux versants, la détermination des coefficients de pression extérieure (Cpe) se fait en divisant la toiture comme indiqué à la figure (5.4) du (chapitre.5) du RNV 99. Et comme illustré ci-dessus :

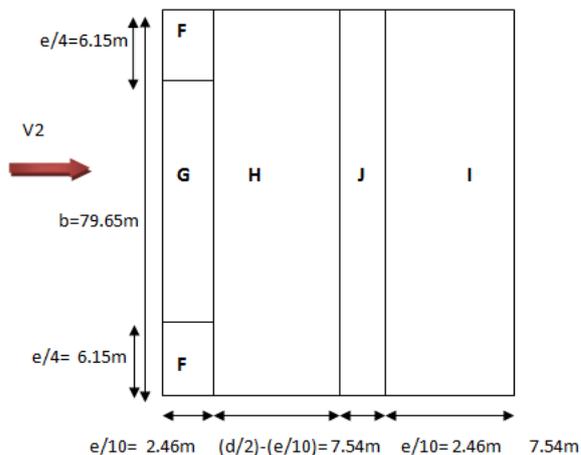


Figure II.13 : répartition du vent sur la toiture $\theta=0^\circ$

• coefficients de pression:

Pour cette direction du vent toutes les surfaces chargées de la paroi ont des valeurs supérieures a 10m², Cpe=Cpe10, la détermination des coefficients de pression extérieure Cpe se fait par interpolation linéaire entre les angles ($\alpha=5^\circ$ et $\alpha=15^\circ$)

Angle $\alpha=12.24^\circ$	F	G	H	I	J
Cpe	-1.12	-0.91	-0.39	-0.37	-0.78

Tableau II.14 : les valeurs Cpe pour la toiture

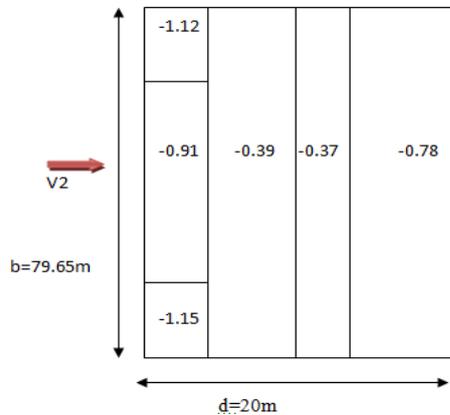
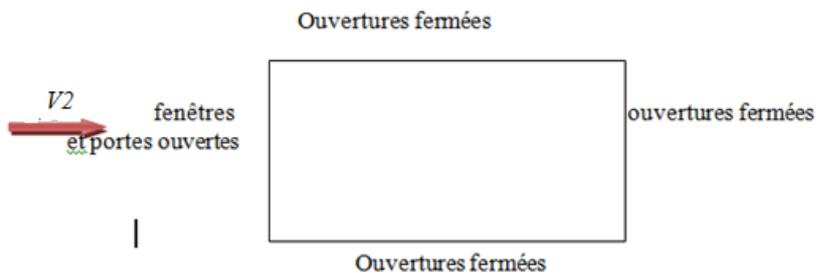


Figure II.14: répartition des C_{pe} sur la toiture direction du vent perpendiculaire au long pan

b) Coefficient de pression intérieure :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments avec cloisons intérieures doit prendre les valeurs suivantes $C_{pi} = +0.8$ et $C_{pi} = -0.5$ (§ 2.2.2 RNV A99)

- **Cas de surpression intérieure:** (portes et fenêtres faces au vent ouvertes et portes et fenêtres sous le vent et parallèles au vent fermées)



On détermine l'indice de perméabilité μ_p avec :

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

$$\mu_p = \frac{0}{(1,1,2,15)} \rightarrow \mu_p = 0.$$

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} est donné par la figure 5.15 du RNVA99 en fonction de l'indice de perméabilité μ_p .

$\mu_p = 0 \longrightarrow C_{pi} = +0,8$ (figure 5.15 du RNVA99).:

• **Parois verticales :**

ZONE	C_D	Q_{dyn} (N/m^2)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} \cdot C_{pi}$	$W_j(N/m^2)$	$Q_j(N/m^2)$
A'	0.88	612	-1	0.8	-1.8	-1101.6	-969.41
	0.88	614.25	-1	0.8	-1.8	-1105.65	-972.97
B'	0.88	612	-0.8	0.8	-1.6	-979.2	-861.69
	0.88	614.25	-0.8	0.8	-1.6	-982.8	-864.86
D	0.88	612	+0.8	0.8	0.0	0.0	0.0
	0.88	614.25	+0.8	0.8	0.0	0.0	0.0
E	0.88	612	-0.3	0.8	-1.1	-673.2	-592.42
	0.88	614.25	-0.3	0.8	-1.1	-675.67	-594.59

Tableau II.15 : valeurs des pressions correspondant a chaque zone de la paroi verticale ($C_{pi} = 0.8$)

• **La toiture : $\Theta = 0^\circ$** (Pour un vent parallèle aux génératrices)

- surpression intérieure $C_{pi} = 0.8$:

Zones	C_d	q_{dyn} (N/m^2)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} \cdot C_{pi}$	W_j (N/m^2)	q_j (N/m^2)
F	0.88	721.5	-1.12	+0.8	-1.92	-1385.28	-1219.05
G	0.88	721.5	-0.91	+0.8	-1.71	-1233.76	-1085.71
H	0.88	721.5	-0.39	+0.8	-1.19	-858.58	-755.55
I	0.88	721.5	-0.37	+0.8	-1.17	-844.15	-742.86
J	0.88	721.5	-0.78	+0.8	-1.58	-1139.97	-1003.17

Tableau II.16 : valeurs des pressions correspondant a chaque zone de la paroi verticale ($C_{pi} = -0,5$).

➤ **Cas de dépression intérieure: (portes et fenêtres faces au vent fermées et portes et fenêtres sous le vent et parallèles au vent ouvertes):**

On détermine l'indice de perméabilité μ_p avec :

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

$$\mu_p = \frac{2.(4.4)+2.(2,15.1,1)+2.(2,15.1,0)+(1,0.2,27)}{2.(4.4)+2.(2,15.1,1)+2.(2,15.1,0)+(1,0.2,27)} \quad \mu_p = 1.$$

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} est donné par la figure 5.15 du RNVA99 en fonction de l'indice de perméabilité μ_p .

$$\mu_p = 1 \longrightarrow C_{pi} = -0,5 \text{ (figure 5.15 du RNVA99)}$$

• **Parois verticales :**

ZONE	C_D	Q_{dyn} (N/m^2)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j(N/m^2)$	$Q_j(N/m^2)$
A'	0.88	612	-1	-0.5	-0.5	-306.0	-269.28
	0.88	614.25	-1	-0.5	-0.5	-307.12	-270.27
B'	0.88	612	-0.8	-0.5	-0.3	-183.6	-161.57
	0.88	614.25	-0.8	-0.5	-0.3	-184.27	-162.16
D	0.88	612	0.8	-0.5	+1.3	+795.6	+700.13
	0.88	614.25	0.8	-0.5	+1.3	+798.52	+702.70
E	0.88	612	-0.3	-0.5	+0.2	+122.4	+107.71
	0.88	614.25	-0.3	-0.5	+0.2	+122.85	+108.11

Tableau II.17 : valeurs des pressions correspondant a chaque zone de la paroi verticale ($C_{pi} = -0,5$).

• **La toiture : $\Theta = 0^\circ$** (Pour un vent parallèle aux génératrices)

- Dépression intérieur $C_{pi} = -0,5$.

Zones	C_d	q_{dyn} (N/m^2)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	W_j (N/m^2)	q_j (N/m^2)
F	0.88	721.5	-1.12	-0.5	-0.63	-454.54	-400.00
G	0.88	721.5	-0.91	-0.5	-0.41	-295.81	-260.32
H	0.88	721.5	-0.39	-0.5	+0.11	+79.36	+69.84
I	0.88	721.5	-0.37	-0.5	+0.13	+93.79	+82.54
J	0.88	721.5	-0.78	-0.5	-0.28	-202.02	-177.78

Tableau II.18 : valeurs des pressions correspondant a chaque zone de la toiture ($C_{pi} = -0,5$).

-Résumé des pressions exercées sur la structure direction de vent V2 (vent sur long pan) :

Direction	Distribution des pressions en (N/m ²) sur les versants de la toiture	Distribution des pressions en (N/m ²) sur les parois verticales
Direction V2 Cpi=+0.8		
Direction V2 Cpi=-0.5		

IV-calcul des différentes actions exercées sur la structure :**IV-1 Calcul de la force de frottement :****IV-1.1 direction du vent VI (vent sur pignon) :**

Dans le cas des structures allongées ou élancées, on tient compte d'une force complémentaire due aux frottements qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent dans le cas où l'une des conditions suivantes est vérifiée : (RNV99 –Chapitre 2, § 1.4).

$$\frac{d}{b} \geq 3, \quad \text{ou} \quad \frac{d}{h} \geq 3$$

d : Dimension (en m) de la construction parallèle au vent.

b : Dimension (en m) de la construction perpendiculaire au vent.

h : Hauteur (en m) de la construction.

$$d/b=79.65/20=3.98 >3 \quad ; \quad d/h=79.65/12.31=6.47 >3$$

Pour cette direction du vent les deux conditions du (RNV99 –Chapitre 2, § 1.4) sont satisfaites, les forces de frottements ne peuvent être négligées.

La force de frottement est donné par :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

j : élément de surface parallèle à la direction du vent

Z_j : hauteur du centre de l'élément j (m)

q_{dyn} : pression dynamique du vent (N/m^2)

$S_{fr,j}$: aire de l'élément de surface j (m^2)

- **Paroi verticale :**

$$S_{fr,1} = d \times h = (79.65 \times 6) = 477.9 m^2$$

$$S_{fr,2} = (79.65 \times 4.14) = 329.75 m^2$$

- **Toiture (a deux versants) :**

$S_{fr,j} = (\text{longueur de ABC développée}) \times d$ (tableau 2.2 .chap. II .RNVA99).

$$= 20.47 \times 79.65 = 1630.43 m^2$$

$C_{fr,j}$: coefficient de frottement pour l'élément de surface j (tableau 2.1 chap. II RNV A99)

On prendra dans notre cas un bardage en toiture et au niveau des parois verticales dont les ondulations sont perpendiculaires à la direction du vent.

Donc $C_{fr} = 0.04$

$$F_{fr,toiture} = 721.5 \times 0.04 \times 1630.43 = 47,054 \text{ KN.}$$

$$F_{fr,paroi} = 2 \times 0.04 [(612 \times 477.9) + (614.25 \times 329.75)] = 39,6 \text{ KN}$$

Le tableau suivant donne les valeurs de la force de frottement pour les parois et la toiture :

Direction de vent	Paroi (kN)			Toiture (kN)		
	d/b	d/h	F_{fr}	d/b	d/h	F_{fr}
V1	3.98	6.47	39,6	3.98	6.47	47,054

Tab. II.12 : Valeurs de la force de frottement.

Finalement, on fait la somme :

$$F_{fr} = 2 * F_{paroi} + 1 * F_{toiture}$$

$$F_{fr} = 2.39,6 + 1.47,054 = 126,25 \text{ KN.}$$

IV-1.2 direction du vent V2 (vent sur long pan) :

Dans le cas des structures allongées ou élancées, on tient compte d'une force complémentaire due aux frottements qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent dans le cas où l'une des conditions suivantes est vérifiée : **(RNV99 – Chapitre 2, § 1.4).**

$$\frac{d}{b} \geq 3, \text{ ou } \frac{d}{h} \geq 3$$

d : Dimension (en m) de la construction parallèle au vent.

b : Dimension (en m) de la construction perpendiculaire au vent.

h : Hauteur (en m) de la construction.

$$d/b = 20/79.65 = 0.25 < 3$$

$$d/h = 20/12.31 = 1.62 < 3$$

Pour cette direction du vent aucune des deux conditions précédentes n'est satisfaite, il n'y a pas lieu de tenir compte des forces de frottements s'exerçant sur les parois.

IV-2 Action d'ensemble :

La force résultante se décompose en deux forces :

- Une force globale horizontale F_w (Traînée) qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture ;
- Une force de soulèvement F_u (Portance) qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par :

$$R = \sum (q_j \times S_j) + \sum F_{frj}$$

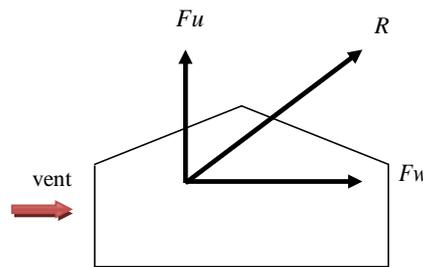


Figure II.15: action d'ensemble

Avec :

q_j : la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j .

S_j : l'aire de l'élément de surface j .

F_{frj} : les forces de frottement éventuelles.

➤ **Direction du vent VI (vent perpendiculaire aux pignons) :**

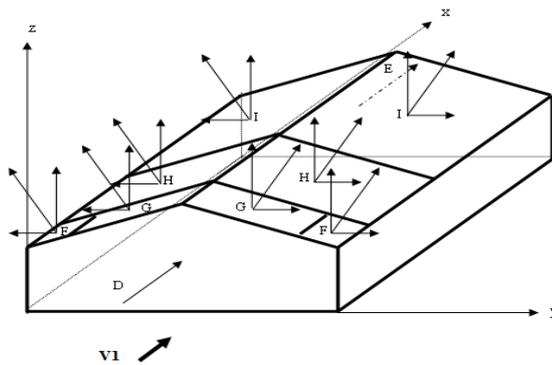


Figure II.16 : décomposition de l'action du vent sur chaque zone de la toiture vent VI.

Zone	Composante Horizontale (kN)	Composante verticale (kN)
D	$0.747 \times (20 \times 6) = 89,64$	0
	$0.75 \times [(20 \times 4.14) + (20 \times 2.17/2)] = 78,38$	0
E	$0.633 \times (20 \times 6) = 75,96$	0
	$0.635 \times [(20 \times 4.14) + (20 \times 2.17/2)] = 66,24$	0
F	0	$1.478 \times 10 \times 2 = 29.56$
G	0	$1.424 \times 10 \times 2 = 28.48$
H	0	$0.97 \times 756.4 = 733.71$
I	0	$0.88 \times 796.4 = 700.83$
F_{fr}	126,25	0
	$F_w = 436,47 \text{KN}$ →	$F_u = 1492.58 \text{KN}$ ↑

Tableau II.19: Valeurs des forces horizontales et verticales (vent V1)

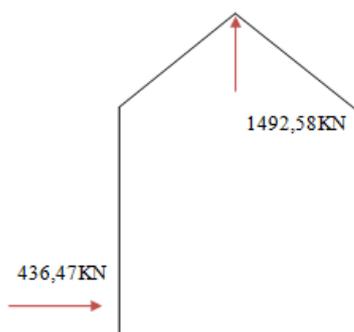


Figure II.17: Force résultante

Commentaire [Mr1]: Où sont les cotations des bras de levier pour cette direction ???

➤ Direction du vent V2 (vent perpendiculaire au long pan):

Commentaire [Mr2]: idem les mêmes remarques que pour V1

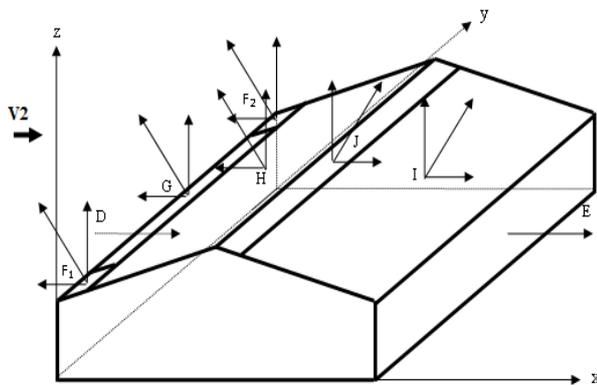


Figure II.18 : décomposition de l'action du vent sur chaque zone de la toiture vent V2

Zone	Composante Horizontale (kN)	Composante verticale (kN)
D	$0.7 \times (6 \times 79.65) = 334.53$	0
	$0.702 \times (4.14 \times 79.65) = 231.48$	0
E	$0.592 \times (6 \times 79.65) = 282.91$	0
	$0.594 \times (4.14 \times 79.65) = 195.87$	0
F	$1.219 \times 2 \times 15.13 \times \text{tga} = -8.002$	$1.219 \times 2 \times 15.13 = 36.89$
G	$1.085 \times 165.68 \times \text{tga} = -39.0$	$1.085 \times 165.68 = 179.76$
H	$0.755 \times 600.56 \times \text{tga} = -98.38$	$0.755 \times 600.56 = 453.49$
I	$1.003 \times 195.94 \times \text{tga} = 42.63$	$1.003 \times 195.94 = 196.53$
J	$0.742 \times 600.56 \times \text{tga} = 96.67$	$0.742 \times 600.56 = 445.61$
F_{fr}	0	0
Total	Fw=1038.71KN →	Fu=1312.28KN ↑

Tableau II.20 : Valeurs des forces horizontales et verticales (vent V2):

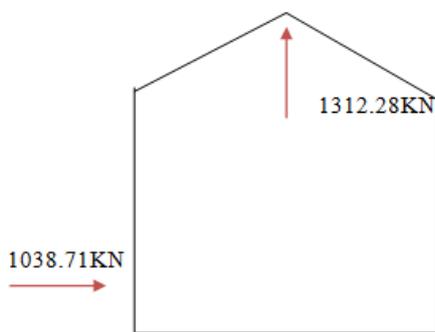


Figure II.19: Force résultante

IV-3 Excentricité de la force globale horizontale :

L'excentricité de la force globale horizontale F_w doit être calculée comme suite afin de tenir compte de la torsion, (RNV99 –Chapitre 2, § 2.2.1)

➤Direction VI :

Donc : $e = 20/10 = +2m$

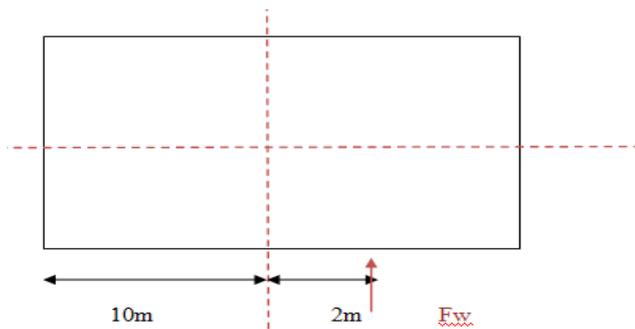


Figure II.20: excentricité de la force globale.

Commentaire [Mr3]: Où sont les cotations des bras de levier sur la figure ???

➤ **Direction V2 : (défoncement)**

Donc : $e = 79.65/10 = 7.965$

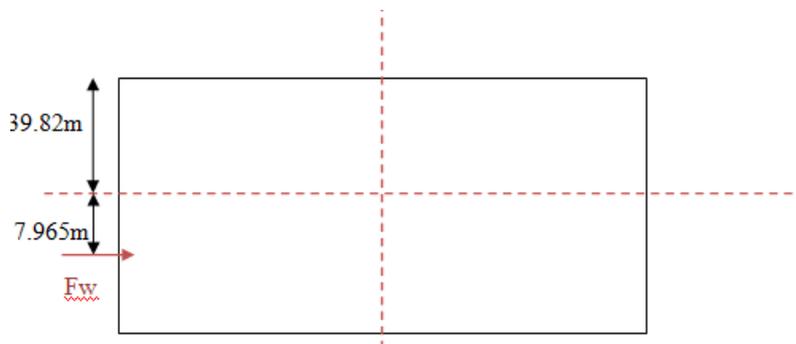


Figure II.21: excentricité de la force globale.

V- Conclusion :

Ce chapitre nous a permis d'obtenir les efforts climatiques dus au vent et à la neige, qui nous serviront par la suite dans le dimensionnement des éléments composants l'ouvrage, ces efforts sont résumés dans le tableau suivant :

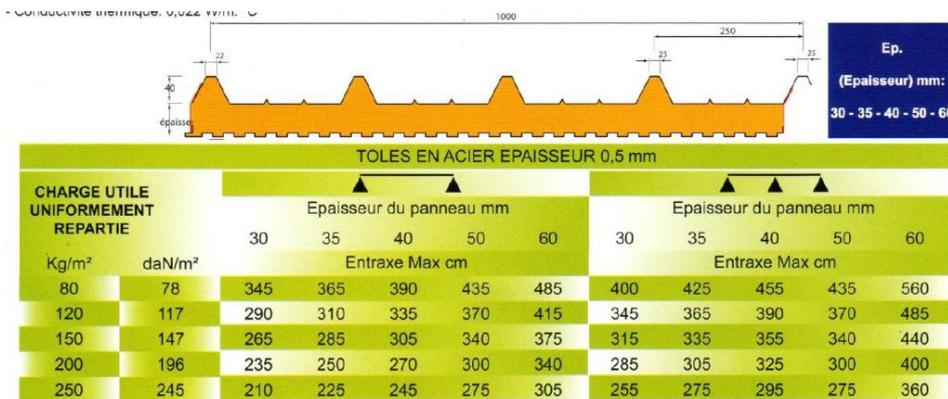
Type de l'effort	Valeur de l'effort en (dan/m ²)	Eléments à dimensionner avec cet effort
Charge de la neige	17,54 dan/m ²	Pannes
Surpression en zone A due au vent perpendiculaire au pignon ($C_{pi}=+0,8$)	103,93 dan/m ²	Bardage
Pression de soulèvement du vent en zone F, due au vent sur pignon	147,85dan/m ²	Couverture
Surpression en zone F avec $C_{pi}=+0,8$, du au vent sur pignon	147,85dan/m ²	Pannes
Surpression en zone A avec $C_{pi}=+0,8$, sous le vent perpendiculaire au pignon	103,93dan/m ²	Lisses de bardage
Surpression en zone A' avec un $C_{pi}=+0,8$, sous un vent perpendiculaire au long pan	97,29dan/m ²	Potelets de pignons

I- Etude du bardage et de la couverture :

Les bardages et couvertures sont des parois qui assurent à la fois :

- La résistance mécanique,
- L'étanchéité à l'air et à l'eau,
- L'isolation thermique et acoustique,
- L'esthétique.

Dans notre cas, on utilisera des panneaux sandwichs pour lesquels on déterminera les caractéristiques en fonction de la charge appliquée, et ce à partir des tableaux ci dessous. Ceci va permettre d'estimer le poids, l'épaisseur de ces panneaux et l'entraxe entre les pannes afin de dimensionner notre bâtiment.



Mis en forme : Police : (Par défaut) Times New Roman, 12 pt, Police de script complexe : Times New Roman, 12 pt

➤ **Etude du bardage :**

Dans notre cas, la charge la plus défavorable non majorée obtenue par l'étude au vent selon le **RNVA99**, est de **1039.31 N/m²**

Le dimensionnement se fera à l'ELS avec une pression défavorable du vent en zone A d'une valeur **W=1039.31 N/m²**

-On choisit un panneau de **30mm** d'épaisseur d'un poids de **11Kg/m²** et d'entraxe de **1.5m** entre les lisses.

➤ **Etude de la couverture :**

Selon le tableau précédent et pour une pression de soulèvement du vent de **1478.5 N/m²** (obtenue par l'étude au vent en zone F), ce qui correspond (dans le tableau) à une pression de **150 Kg/m²**, si on adopte une épaisseur de **30mm**, l'entre axe maximal en schéma isostatique (le plus défavorable) est de **2.65m**. On adoptera donc un entre axe de **1.50m** avec un poids :

G=4,9+1.2+4,9= 11 Kg/m². La valeur **4,9** représente le poids par m² des tôles et la valeur **1.2** celui de l'isolant

On considère les deux combinaisons d'actions à l'ELS :

G+S et **G-W** avec :

G : Poids de la couverture=11Kg/m²

S : Charge de la neige sur la toiture.....=17,54 daN/m²

W : Vent de soulèvement sur la toiture zone F=1478,5daN/m²

Combinaison 1 : G+S=9,65+17,54 = 28,54daN/m²

Combinaison 2 : G-W= G cosα -W =11cos12, 24° - 147,85 =- 137,10daN/m²

On dimensionnera à partir de la combinaison 02 qui est la plus défavorable

On gardera les panneaux d'épaisseur de **30mm** de poids de **11KG/m²** et d'entraxe de **1,5m** entre pannes.

-La charge des accessoires sera prise égale à **3 Kg/m²**.

II-Etude des pannes :

II-1 Définition :

La structure porteuse d'une toiture est constituée de pannes reposant sur des traverses ou des fermes. La fonction principale de ces pannes est de supporter la couverture du toit et de transmettre aux éléments porteurs les différentes charges agissant sur la toiture (poids propre, vent, neige, charges suspendues..), elles lient les traverses (ou fermes).et assurent ainsi la stabilité de celles-ci. Elles sont espacées d'un écartement constant qui varie en fonction du type d'élément de toiture prévu. Lorsque la toiture est inclinée, on préfère incliner les pannes, ce qui crée alors une sollicitation hors du plan de l'âme plus importante que dans le cas précédent et ce qui nécessite la mise en place d'échantignoles les pannes se trouvent alors sollicitées a la flexion déviée (bi-axiale).

Données de calcul :

Dans notre structure on a un seul type de pannes à étudier.

- Toiture a traverse avec une pente de calcul de **12.24°**.
- L'entraxe des pannes **e=1.5m**

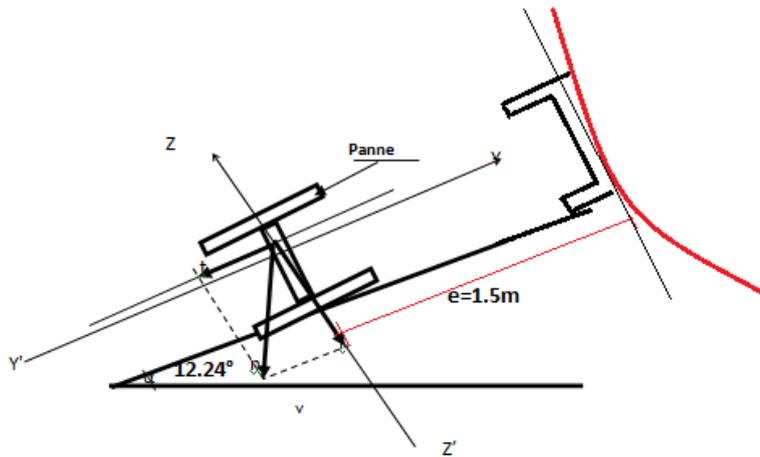


Figure. III.1 : Disposition de la panne sur la toiture.

II-2 Détermination des charges et surcharges :

a) Les charges permanentes :

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs).....11 kg /m²
- Poids propre d’accessoires d’attache3 kg / m²
- Poids propre de la panne.....15 kg / m (estimé provisoirement)

$$G = \left[(P_{couverture} + P_{accessoire}) \times e \right] + P_{panne}$$

Avec e : espacement entre les pannes.

$$G = \left[(11+3) \times 1.5 + 15 \right] = 36 \text{ Kg/m}$$

G = 0,36 KN /ml

b) Surcharge d’entretien P :

Dans le cas des toitures inaccessible ce qui est notre cas, on considère uniquement dans les calculs une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente a deux charges concentrées de 100 kg chacune situées à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

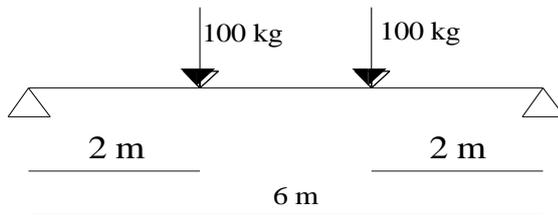


Figure III-2: Schéma statique sous charge d'entretien.

$$M_{\max} = 100 \times 2 = 200 \text{ kg.m}$$

La charge uniformément répartie (P) due à la surcharge d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments max dus à P et aux charges ponctuelles P_{eq} .

$$M_{\max} = P \times \frac{l}{3} = P_{eq} \times \frac{l^2}{8}$$

$$P_{eq} = \frac{8}{3} \times \frac{P}{l} = \frac{8}{3} \times \frac{100}{6}$$

$$P_{eq} = 44,44 \text{ kg/ml}$$

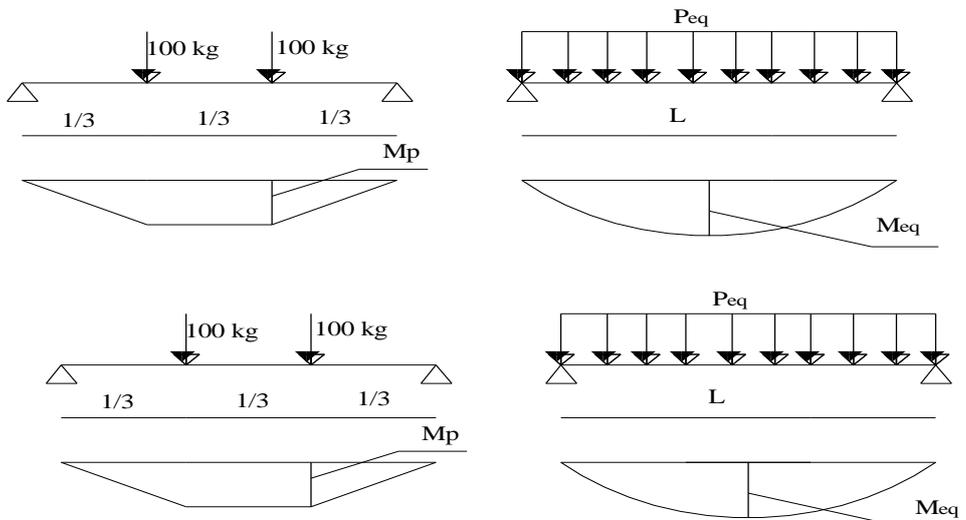


Figure III-3 : Moment due à la charge d'entretien.

c) Surcharge climatique due au vent :

On calcul les pannes avec la valeur obtenue en zone F avec $C_{pi}=+0,8$.

$$W = -2,2 \text{ KN/ml}$$

d) Surcharge climatique due à la neige :

Les pannes sont sollicitées d'une charge de neige S

$$S = 0,262 \text{ KN/ml}$$

II-3 Combinaisons de charges les plus défavorables :

- **Résumé des charges et surcharges appliquées :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 0,36 \text{ KN/ml} \\ Q = 0,444 \text{ KN/ml} \\ W = -2,22 \text{ KN/ml (soulèvement)} \\ S = 0,262 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

- **Decomposition de charges:**

- **Suivant l'axe Z-Z**

$$G_{zz} = G \cos \alpha = 0,36 \cos 12,24^\circ = 0,352 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{zz} = Q \cos \alpha = 0,444 \cos 12,24^\circ = 0,434 \text{ KN/ml}$$

$$W_{zz} = -2,22 \text{ KN/ml (le vent agit suivant l'axe } zz')$$

$$S_{zz} = S \cos \alpha = 0,262 \cos 12,24^\circ = 0,256 \text{ KN/ml}$$

- **Suivant l'axe Y-Y**

$$G_{yy} = G \sin \alpha = 0,36 \sin 12,24^\circ = 0,076 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{yy} = Q \sin \alpha = 0,444 \sin 12,24^\circ = 0,094 \text{ KN/ml}$$

$$W_{yy} = 0 \text{ KN/ml}$$

$$S_{yy} = S \sin \alpha = 0,262 \sin 12,24^\circ = 0,055 \text{ KN/ml}$$

II-4 Combinaisons d'actions :

Les bacs acier de couverture étant posés en continuité, les charges linéiques sur les pannes, du fait de la réaction hyperstatique sont majorées de 25%.

- **ELU**

➤ **Axe Z-Z:**

$$1.25(G_{\min} + 1,5.W) = 1.25 \times (0,35 - 1,5 \times 2,2) = -3.69 \text{ KN/ml}$$

$$1.25(1,35.G_{z,\max} + 1,5.S_z) = 1.25 \times (1,35 \times 0,35 + 1,5 \times 0,256) = 1.07 \text{ KN/ml}$$

$$1.25(1,35.G_{z,\max} + 1,5.Q_z) = 1.25 \times (1,35 \times 0,35 + 1,5 \times 0,434) = 1.404 \text{ KN/ml}$$

$$1.25(1,35G_{z+1,35(W+S_z)}) = 1.25 \times (1,35 \times 0,35 + 1,35(-2,2+0,256)) = -2.69 \text{ KN/ml}$$

➤ **Axe Y-Y :**

$$1.25(1,35.G_{y,\max} + 1,5.S_y) = 1.25 \times (1,35 \times 0,076 + 1,5 \times 0,055) = 0,231 \text{ KN/ml}$$

$$1.25(1,35.G_{y,\max} + 1,5.Q_y) = 1.25 \times (1,35 \times 0,076 + 1,5 \times 0,094) = 0,304 \text{ KN/ml}$$

• **ELS**➤ **Axe Z-Z**

$$1.25(G_z + W) = 1.25 \times (0,35 - 2,2) = -2.33 \text{ KN/ml}$$

$$1.25(G_z + S_z) = 1.25 \times (0,35 + 0,256) = 0,757 \text{ KN/ml}$$

$$1.25(G_z + Q_z) = 1.25 \times (0,35 + 0,434) = 0,98 \text{ KN/ml}$$

$$1.25(G_{z+0,9(W+S_z)}) = 1.25 \times (0,35 + 0,9(-2,2+0,594)) = -1.369 \text{ KN/ml}$$

Axe Y-Y

$$1.25(G_y + S_y) = 1.25 \times (0,076 + 0,055) = 0,164 \text{ KN/ml}$$

$$1.25(G_y + Q_y) = 1.25 \times (0,076 + 0,094) = 0,213 \text{ KN/ml}$$

II-5 Pré dimensionnement des pannes :

Le cas le plus défavorable est celui où le vent agit seul, la condition de la flèche s'écrit :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

Suivant l'axe Z-Z :

$$I_y \geq \frac{5}{3 \times 384} \frac{q_s \times l^4}{E} = \frac{5 \times 2,33 \cdot 10^{-2} \times 600^4}{3 \times 384 \times 21000} = 624,11 \text{ cm}^4$$

ce qui correspond à un **IPE 160**.

Suivant l'axe Y-Y :

$$I_z \geq \frac{5}{3 \times 384} \frac{q_s \times l^4}{E} = \frac{5 \times 0,213 \cdot 10^{-2} \times 600^4}{3 \times 384 \times 21000} = 57,053 \text{ cm}^4$$

—→ L'IPE 160 est toujours vérifié, il sera donc adopté pour les pannes

Les caractéristiques du profilé choisit sont :

$$\begin{cases} I_y = 869.3 \text{ cm}^4 \\ I_z \geq 68.28 \text{ cm}^4 \\ A = 20.1 \text{ cm}^2 \\ H = 16 \text{ cm} \\ G = 15.8 \text{ Kg / ml} \end{cases}$$

Le poids propre réel G :

$$G = [(P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoires}}) \times (e)] + P_{\text{panne}}$$

$$G = [(11 + 3) \times (1.5)] + 15.8 = 36,8 \text{ Kg / ml}$$

$$G = 0,368 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} \bar{G}_z = 0,368 \cos 12.24^\circ = 0,36 \text{ KN/ml} \\ \bar{G}_y = 0,368 \sin 12.24^\circ = 0,078 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

II-6 Dimensionnement des pannes (sous poids réel) :

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire simultanément aux conditions suivantes :

- Limitation des flèches (ELS)
- Condition de résistance des sections transversales (ELU)

II-6.1 Les combinaisons de calcul :

$$\begin{aligned} (1) \quad & \begin{cases} q_z = 1.25 \times (1,35 G_z + 1,5 Q_z) \\ q_y = 1.25 \times (1,35 G_y + 1,5 Q_y) \end{cases} \\ \Rightarrow & \begin{cases} q_z = 1.25 (1,35 \times 0,36 + 1,5 \times 0,434) = 1,421 \text{ KN / ml} \\ q_y = 1.25 (1,35 \times 0,078 + 1,5 \times 0,094) = 0,308 \text{ KN / ml} \end{cases} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (2) \quad & \begin{cases} q_z = 1.25 \times (G_z + 1,5 W) \\ q_y = 1.25 \times (1,35 G_y + 1,5 W) \end{cases} \\ \Rightarrow & \begin{cases} q_z = 1.25 (0,36 - 1,5 \times 2,22) = -3,712 \text{ KN / ml} \\ q_y = 1.25 (1,35 \times 0,078 + 1,5 \times 0) = 0,132 \text{ KN / ml} \end{cases} \end{aligned}$$

$$(3) \begin{cases} q_z = 1.25x(1.35G_z + 1.5S_z) \\ q_y = 1.25x(1.35G_y + 1.5S_y) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1.25x(1.35 \times 0.36 + 1.5 \times 0.256) = 1.087 \text{ KN/ml} \\ q_y = 1.25x(1.35 \times 0.078 + 1.5 \times 0.055) = 0.235 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$(4) \begin{cases} q_z = 1.25 \times (1.35G_z + 1.35(W+S_z)) \\ q_y = 1.25 \times (1.35 \times 0.36 + 1.35(-2.2 + 0.256)) = -2.67 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

II-6.2 Détermination des sollicitations :

- **Moments :**

- **sous charge du vent :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{3.712 \times 6^2}{8} = 16,70 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,132 \times 6^2}{8} = 0,586 \text{ KN.m}$$

- **Sous charge d'exploitation :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{1,421 \times 6^2}{8} = 6,241 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,308 \times 6^2}{8} = 1,386 \text{ KN.m}$$

- **Sous charge de la neige :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{1.087 \times 6^2}{8} = 4,892 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,235 \times 6^2}{8} = 1,057 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

- Effort tranchant du au vent :
$$V_w = \frac{q_z l}{2} = \frac{3.712 \times 6}{2} = -11,14 \text{ KN}$$

- Effort tranchant du à la neige :
$$V_s = \frac{q_z l}{2} = \frac{1.087 \times 6}{2} = 3,261 \text{ KN}$$

➤ Effort tranchant dû au poids propre $V_G = \frac{qz l}{2} = \frac{0,36 \times 6}{2} = 1,08 \text{ KN}$

➤ Effort tranchant dû aux charges d'exploitations : $V_Q = \frac{qz l}{2} = \frac{1,421 \times 6}{2} = 4,263 \text{ KN}$

1^{er} combinaison :

$$V_z = V_G + 1,5V_w = 1,08 + 1,5(-11,41) = -16,035 \text{ KN}$$

2^{eme} combinaison :

$$V_z = 1,35V_G + 1,5V_Q = 1,35 \times 1,08 + 1,5 \times 4,263 = 7,852 \text{ KN}$$

3^{eme} combinaison :

$$V_z = 1,35V_G + 1,5V_S = 1,35 \times 1,08 + 1,5 \times 3,261 = 6,349 \text{ KN}$$

II-6.3 Vérification de la résistance des pannes :**a) Vérification à l'effort tranchant :**

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante : $V_z < V_{plz}$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} \quad \text{EC3 Art 5.4.6 (2)}$$

Avec :

V_{plz} : Effort tranchant résistant de la section.

A_{vz} : Aire de cisaillement.

$$A_{vz} = A - 2 \times b \times tf + (tw + 2 \times r) \times tf$$

$$A_{vz} = 9,666 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz} = \frac{9,666 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 119,22 \text{ KN}$$

- Sous le vent :

$$V_z = 16,035 \text{ KN} < V_{plz} = 119,22 \text{ KN}$$

Vérfifié.

- Sous la charge d'exploitation :

$$V_z = 7,852 \text{ KN} < V_{plz} = 119,22 \text{ KN}$$

Vérfifié.

- Sous la neige :

$$V_z = 6,349 \text{ KN} < V_{plz} = 119,22 \text{ KN}$$

Vérfifié.

b) Vérification à l'ELU de résistance vis-à-vis des moments résistants des sections :

Le profilé choisit (IPE 160) est un profilé de classe 1, cette vérification se fera donc en calcul plastique par la formule suivante :

$$\left[\frac{M_y}{M_{Ry}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_z}{M_{plz}} \right]^\beta \leq 1 \quad \text{EC3 Art 5.4.8.1(11)}$$

Avec : $\alpha = 2$ $\beta = 1$. (Puisque $N=0$, pas d'effort normal)

$$M_{plz} = W_{plz} \frac{fy}{\gamma_{m0}} = 26,1 \cdot \frac{23,5}{1,0} \cdot 10^{-2} = 6,13 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = W_{ply} \frac{fy}{\gamma_{m0}} = 124 \cdot \frac{23,5}{1,0} \cdot 10^{-2} = 29,14 \text{ KN.m}$$

➤ Cas du vent :

$$\left(\frac{16,7}{29,14} \right)^2 + \left(\frac{0,586}{6,13} \right)^1 = 0,42 < 1$$

Vérfifié

➤ Cas de la neige :

$$\left(\frac{4,89}{29,14} \right)^2 + \left(\frac{1,057}{6,13} \right)^1 = 0,2 < 1$$

Vérfifié

➤ Cas de la charge d'exploitation :

$$\left(\frac{6,24}{29,14} \right)^2 + \left(\frac{1,386}{6,13} \right)^1 = 0,27 < 1$$

Vérfifié

c) Vérification au déversement :

Le phénomène de déversement se manifeste lorsqu'un élément fléchi selon son axe fort, n'est pas tenu latéralement, la partie comprimée de sa section peut éventuellement se dérober, sous l'action du soulèvement du vent la semelle inférieure se trouve comprimée et risque de déverser étant libre sur toute sa portée, ce qui n'est pas le cas pour la semelle supérieure, qui elle, est maintenue par la couverture.

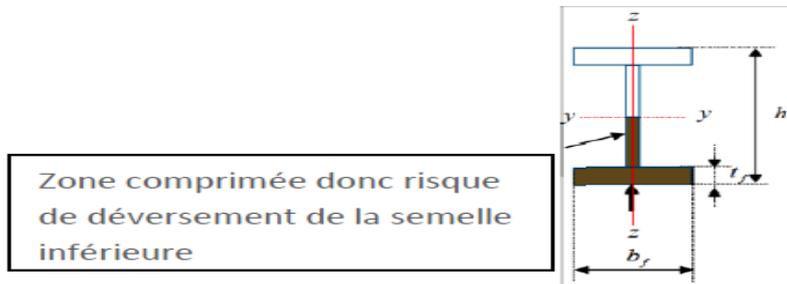


Figure III-4 : schéma explicatif, déversement de la semelle inférieure

La vérification à faire est : $M_{sdy} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}$ EC3 Art 5.5.2 (1)

$\beta_w = 1 \Rightarrow$ classe I

χ_{lt} : coefficient de réduction en fonction de $\overline{\lambda}_{LT}$.

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0.5}$$

M_{cr} : est le moment critique de déversement.

C_1, C_2, C_3 :

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\} \text{EC3 Art F.1.2 (1)}$$

Facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$$C_1 = 1,132 \quad , \quad C_2 = 0,459 \quad , \quad C_3 = 0,525 \quad ;$$

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec : $K=1$ appui simple , $K_w = 1$;

Avec :

K_w : Facteur de gauchissement

Z_a : coordonnées du point d'application de la charge.

Z_a : coordonnées du centre de cisaillement

$L = 600 \text{ cm}$;

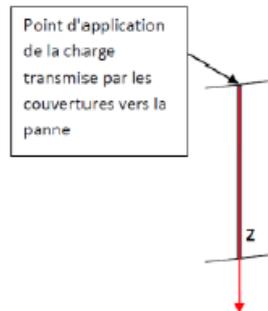


Figure III-5 : schéma explicatif ordonnée du point d'application de la charge

-On rappelle qu'en convention, l'axe Z est toujours orienté positivement du centre de torsion vers la semelle comprimée (vers le bas dans notre cas), donc :

$$\begin{cases} Z_a = -8\text{cm} & \text{sous le vent.} \\ Z_a = 8\text{cm} & \text{sous la charge verticale.} \end{cases}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

Avec:

$$\begin{cases} Z_s = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 figure F.1.1} \\ Z_j = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 Art F.1.1} \end{cases}$$

La vérification au déversement se fera sous le vent comme mentionné en introduction,

$$Z_g = Z_a - Z_s = -8\text{cm}$$

$$I_t = 3.6 \text{ cm}^4, \quad I_w = 3975 \text{ cm}^6, \quad G = 80770 \text{ MPa}$$

➤ **Sous le vent :**

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 2,1 \times 68,28}{(1 \times 6)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{0,3975}{68,28} + \frac{(6)^2 \times 0,4 \times 3,6}{3,14^2 \times 68,28} + (0,459 \times (-0,08) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (-0,08) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 14,54 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1,123,9 \cdot 10^{-6} \cdot 235}{14,54 \cdot 10^{-3}}} = 1,41$$

$\overline{\lambda}_{LT} = 1,41 > 0,4$ Donc il y a risque de déversement.

Profilé laminé ; $\alpha = 0,21$; Courbe (a) $\rightarrow \chi_{LT}$

On tire χ_{LT} à partir du tableau 5.5.2 de L'EC03:

$$\overline{\lambda}_{LT} = 1,41$$

$$\chi_{LT} = 0,413$$

$$M_{sdy} = 16,82 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} \leq 0,413 \cdot 1 \cdot \frac{123,9,235 \cdot 10^{-3}}{1,1} = 10,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 16,82 \text{ KN.m} > 10,93 \text{ KN.m}$$

→ Le déversement n'est pas vérifié

Remarque : Sous le vent, ce sont les semelles comprimées (inférieures) qui déversent. Ces semelles déversent parfois vers le bas des versant et parfois elles déversent vers le haut (faitage). Les liernes ne peuvent empêcher le déversement que dans un seul sens (vers le bas des versants : lorsqu'elles sont tendues). Mais lorsqu'elles sont comprimées (et vu leurs élancements), elles ne peuvent pas empêcher efficacement le déversement des pannes vers le haut car elles risquent de flamber. C'est pour cette raison qu'il est conseillé plutôt d'augmenter la section que de vérifier le déversement en rajoutant des liernes.

On prend un **IPE 180**, et on vérifie le déversement.

Le poids propre réel G :

$$G = [(P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoires}}) \times (e)] + P_{\text{panne}}$$

$$G = [(11 + 3) \times (1,5)] + 18,8 = 39,8 \text{ Kg / ml}$$

$$G = 0,398 \text{ KN/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G_z = 0,398 \cos 12,24^\circ = 0,39 \text{ KN/ml} \\ G_y = 0,398 \sin 12,24^\circ = 0,084 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G_z = 0,398 \cos 12,24^\circ = 0,39 \text{ KN/ml} \\ G_y = 0,398 \sin 12,24^\circ = 0,084 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

a) vérification au déversement :

$$(1) \quad \begin{cases} q_z = 1,25 \times (1,35 G_z + 1,5 Q_z) \\ q_y = 1,25 \times (1,35 G_y + 1,5 Q_y) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1,25 (1,35 \times 0,39 + 1,5 \times 0,434) = 1,472 \text{ KN / ml} \\ q_y = 1,25 (1,35 \times 0,084 + 1,5 \times 0,094) = 0,318 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} q_z = 1.25x(G_z + 1,5W) \\ q_y = 1.25x(1.35G_y + 1,5W) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1.25x(0,36 - 1,5 \times 2,22) = -3.712 \text{ KN / ml} \\ q_y = 1.25x(1.35 \times 0,078 + 1,5 \times 0) = 0,132 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

$$(3) \begin{cases} q_z = 1.25x(1,35G_z + 1,5S_z) \\ q_y = 1.25x(1,35G_y + 1,5S_y) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1.25x(1,35 \times 0,39 + 1,5 \times 0,256) = 1.138 \text{ KN / ml} \\ q_y = 1.25x(1,35 \times 0,084 + 1,5 \times 0,055) = 0,245 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

$$(4) \begin{cases} q_z = 1.25 \times (1,35G_z + 1,35(W + S_z)) \\ q_y = 1.25 \times (1,35 \times 0,39 + 1,35(-2,2 + 0,256)) = -2.62 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

II-6.2 Détermination des sollicitations :

- **Moments :**

- **sous charge du vent :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{3.712 \times 6^2}{8} = 16,70 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,132 \times 6^2}{8} = 0,594 \text{ KN.m}$$

- **Sous charge d'exploitation :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{1,472 \times 6^2}{8} = 6,62 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,318 \times 6^2}{8} = 1,431 \text{ KN.m}$$

- **Sous charge de la neige :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{1.138 \times 6^2}{8} = 5,12 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,245 \times 6^2}{8} = 1,103 \text{ KN.m}$$

La vérification à faire est : $M_{sdy} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$ EC3 Art 5.5.2 (1)

χ_{lt} : coefficient de réduction en fonction de $\overline{\lambda_{LT}}$.

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

M_{cr} : est le moment critique de déversement.

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\} \text{ EC3 Art F.1.2 (1)}$$

$\beta_w = 1 \Rightarrow$ classel

χ_{lt} : coefficient de réduction en fonction de $\overline{\lambda_{LT}}$.

M_{cr} : est le moment critique de déversement.

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendants des conditions de charge et d'encastrement.

$$C_1 = 1,132 \quad , \quad C_2 = 0,459 \quad , \quad C_3 = 0,525 \quad ;$$

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

$K_w=1$;(aucune mesure d'encastrement vis avis du gauchissement n'est prise).

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$\left\{ \begin{array}{l} Z_a = -9cm \text{ sous l' action du vent.} \\ Z_a = 9cm \text{ sous la charge verticale.} \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} Z_s = 0 \text{ section doublement symétrique EC3 figure F.1.1} \\ Z_j = 0 \text{ section doublement symétrique EC3 Art F.1.1} \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} Z_s = 0 \text{ section doublement symétrique EC3 figure F.1.1} \\ Z_j = 0 \text{ section doublement symétrique EC3 Art F.1.1} \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} Z_s = 0 \text{ section doublement symétrique EC3 figure F.1.1} \\ Z_j = 0 \text{ section doublement symétrique EC3 Art F.1.1} \end{array} \right.$

$$Z_g = Z_a - Z_s = -6cm$$

$$I_t = 4,79 \text{ cm}^4 \quad , \quad I_w = 7430 \text{ cm}^6 \quad , \quad G=80770 \text{ MPa}$$

➤ **Sous le vent :**

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 2,1 \times 101}{(1 \times 6)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{7,43}{101} + \frac{(6)^2 \times 0,4 \times 4,79}{3,14^2 \times 7,43} + (0,459 \times (-0,09) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (-0,09) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 73,11 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{166 \cdot 10^{-6} \cdot 235}{73,11 \cdot 10^{-3}}} = 0,73$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = 0,73 > 0,4 \quad \text{Risque de déversement}$$

Courbe (a) $\rightarrow \chi_{LT}$

Profilé laminé ; $\alpha = 0,21$;

On tire χ_{LT} à partir du tableau 5.5.2 de L'EC03:

$$\chi_{LT} = 0,46$$

$$M_{sdy} = 16,7 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} \leq 0,46 \cdot 1 \cdot \frac{166.235 \cdot 10^{-3}}{1,1} = 16,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 16,7 \text{ KN.m} < 25,89 \text{ KN.m}$$

→ La stabilité de la panne vis avis du déversement est donc vérifiée.

III- Calcul de l'échantignolle :

III-1.Introduction :

L'échantignolle est un dispositif qui assure la liaison entre pannes et structure principale. Elle s'oppose aux charges tangentielles dues aux poids des charges permanentes et de neige, et également à l'action du soulèvement du vent.

III-2. Dimensionnement de l'échantignolle :

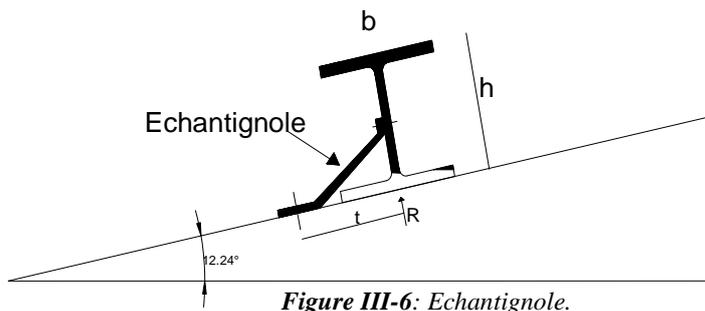


Figure III-6: Echantignolle.

L'excentrement (t) est limité par la condition suivante :

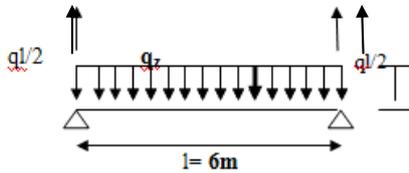
$$2\left(\frac{b}{2}\right) \leq t \leq 3\left(\frac{b}{2}\right)$$

$$\text{Pour un IPE180} \Rightarrow \begin{cases} b = 9,1 \text{ cm} \\ h = 18 \text{ cm} \end{cases}$$

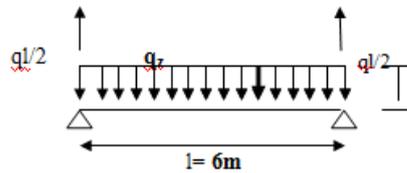
$$9,1 \leq t \leq 13,65 \text{ cm}$$

On adopte un excentrement $t = 11\text{ cm}$.

III-2.1 Principe de dimensionnement :



1^{er} Cas : plan du versant



2^{eme} Cas : hors plan du versant

L'effort revenant à l'échantignole n'est autre que la réaction d'appuis des pannes.

$$M_r(A) = R_1 \cdot t + R_2 \cdot (h/2)$$

La vérification se fera suivant deux cas :

1^{er} Cas : (sous chargement du vent)

$$q_y^{\max} = 0,301 \text{ KN / ml}$$

$$q_z = 1,387 \text{ KN / ml}$$

On prendra l'effort maximal correspondant à l'échantignolle intermédiaire, celle-ci reprend 02 pannes, donc la réaction sera doublée.

$$R_1 = 2x \frac{q_z \cdot l}{2} \quad R_1 = 2x \frac{1,387 \cdot 6}{2}$$

$$R_1 = 8,32 \text{ KN}$$

$$R_2 = 2x \frac{q_y \cdot l}{2}$$

$$R_2 = 2x \frac{0,301 \cdot 3}{2}$$

$$R_2 = 0,904 \text{ KN}$$

$$M_r(1) = 8,32 \times 11 + 0,904 \times 9$$

$$M_r(1) = 99,66 \text{ KN.cm}$$

2^{eme} Cas : (sous charge verticale)

$$q_z^{\max} = 3,737 \text{ KN / ml}$$

$$q_y = 0,125 \text{ KN / ml}$$

En suivant le même raisonnement on aura :

$$R_1 = 2x \frac{q_z \cdot l}{2} \quad R_1 = 2x \frac{3,737.6}{2}$$

$$R_1 = 22,42 \text{ KN}$$

$$R_2 = 2x \frac{q_y \cdot l'}{2} \quad R_2 = 2x \frac{0,25.3}{2}$$

$$R_2 = 0,75 \text{ KN}$$

$$M_r(2) = 22,42 \times 11 + 0,75.9$$

$$M_r(2) = 253,37 \text{ KN.cm}$$

$$M_r = \max (M_r (1); M_r (2))$$

$$M_r = 253,37 \text{ KN.cm}$$

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \times M_r}{f_y \times b}}$$

$e \geq 2.66 \text{ cm} \implies$ On choisira une épaisseur $e = 2.7 \text{ cm}$.

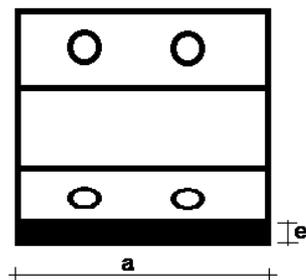


Figure III.7 : Dimensions de l'échantignolle

IV- Calcul des lisses de bardage :

IV-1 Introduction :

Les lisses sont constituées de poutrelles (IPE ; UAP) ou des profiles minces formés à froid, disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux ou éventuellement sur des potelets intermédiaires. Elles sont soumises à leurs poids propre, ainsi qu'aux efforts du vent exercés

sur le bardage. En présence de ces deux actions simultanément les lisses fonctionnent en flexion bi axiale (déviée).

IV-2 Détermination des charges et surcharges :

a) Les charges permanentes :

- Poids propre du bardage (panneaux sandwichs).....11 kg /m²
- Poids propre d'accessoires d'attache3 kg / m²
- Poids propre de la lisse.....12 kg / ml

$$G = [(P_{\text{bardage}} + P_{\text{accessoire}}) \times e] + P_{\text{lisse}}$$

e : espacement entre les lisses e = 1,5m

$$G = [(11 + 3) \times 1,5] + 12 = 33 \text{ Kg / ml}$$

$$G = 0,33 \text{ KN / ml}$$

b) Surcharge climatique due au vent :

Les pannes sont dimensionnées avec la valeur obtenue en zone A avec $C_{pi}=+0,8$.

$$W = -1,0393 \text{ KN/m}^2$$

$$W = -1,0393 \times 1,5 = -1,559 \text{ KN / ml}$$

IV-3 Combinaisons d'actions :

Les panneaux sont posés en continuité, il y'a lieu de majorer les charges linéaires revenant aux lisses de bardage d'une valeur de 1,25 ; on écrira :

➤ELU

$$q_y = 1,25 \times (1,35 \times G) = 1,25 \times (1,35 \times 0,297) = 0,50 \text{ KN / ml}$$

$$q_z = 1,25 \times (1,5 \times W) = 1,25 \times 1,5 \times (-1,559) = -2,922 \text{ KN / ml}$$

➤ELS

$$q_y = 1,25 \times G = 0,371 \text{ KN / ml}$$

$$q_z = 1,25 \times W = -1,949 \text{ KN / ml}$$

IV-4 Pré dimensionnement :

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

$$f = \frac{5}{384} \frac{W \cdot l^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{650}{200} = 3.25 \text{ cm}$$

Suivant l'axe Z-Z :

$$I_y \geq \frac{5}{3.25 \times 384} \frac{W \times l^4}{E} = \frac{5 \times 1,949 \times 650^4 \times 10^{-1}}{3.25 \times 384 \times 2,1 \times 10^5} = 663,73 \text{ cm}^4$$

On choisit **IPE 160**.

Ses caractéristiques sont :

$$\begin{cases} I_y = 869 \text{ cm}^4 \\ I_z = 68,3 \text{ cm}^4 \\ A = 20,1 \text{ cm}^2 \\ H = 16 \text{ cm} \\ G = 15,8 \text{ Kg / ml} \end{cases}$$

Le poids propre réel G :

$$G = [(8,80 + 3) \times 1,5] + 15,8 = 33,5 \text{ Kg / ml}$$

G=0.335kn/ml

IV-5 Dimensionnement des lisses :

IV-5.1. Les combinaisons de calcul :

$$q_y = 1,25 \times [(1,35 \times G)] = 1,25 [(1,35 \times 0,335)] = 0,565 \text{ KN / ml}$$

$$q_z = 1,25 \times [(1,5 \times W)] = 1,25 [(1,5 \times (-1,559))] = 2,923 \text{ KN / ml}$$

IV-5.2. Détermination des sollicitations :

- **Moments :**

- **Sous le vent :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{2,923 \times 6,5^2}{8} = 15,437 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = 0 \text{ KN.m}$$

- **Sous poids propre :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = 0 \text{ KN.m}$$

Axe Y-Y
$$M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,565 \times 6,5^2}{8} = 2,984 \text{ N.m}$$

IV-5.3. Vérification de la résistance des lisses :

a) Condition de résistance :

La condition à vérifier est :

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}} \right)^\beta \leq 1 \quad \text{EC03Art 5.4.8.1(11)}$$

Avec :

$$\alpha = 2, \quad \beta = 1.$$

➤ Sous le vent :

$$\left(\frac{15,437}{29,14} \right)^2 + \left(\frac{0}{6,13} \right)^1 = 0,503 \leq 1 \quad \text{Vérfié.}$$

➤ Sous charge verticale :

$$\left(\frac{0}{29,14} \right)^2 + \left(\frac{2,984}{6,13} \right)^1 = 0,487 \leq 1 \quad \text{Vérfié.}$$

➤ Sous la charge combinée du vent et de la charge verticale:

$$\left(\frac{15,437}{29,14} \right)^2 + \left(\frac{2,984}{6,13} \right)^1 = 0,98 \leq 1 \quad \text{Vérfié.}$$

• Effort tranchant :

➤ Effort tranchant du au vent :
$$V_w = 1,25 \times \frac{q_l}{2} = 1,25 \times \frac{1,559 \times 6,5}{2} = -6,33 \text{ KN}$$

➤ Effort tranchant du au poids propre
$$V_G = \frac{q_l}{2} = 1,25 \times \frac{0,335 \times 6,5}{2} = 1,361 \text{ KN}$$

1^{er} combinaison :

$$V_z = 1,5V_w = 1,5(-6,33) = -9,495 \text{ KN}$$

2^{eme} combinaison :

$$V_y = 1,35V_G = 1,35 \times 1,361 = 1,837 \text{ KN}$$

b) Vérification a l'effort tranchant :

- Sous le vent :

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante : $V_z < V_{plz}$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} \quad \text{EC3 Art 5.4.6 (2)}$$

Avec :

V_{plz} : Effort tranchant résistant de la section.

A_{vz} : Aire de cisaillement.

$$A_{vz} = A - 2 \times b \times tf + (tw + 2 \times r) \times tf$$

$$A_{vz} = 9,66 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz} = \frac{9,66 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 119,15 \text{ KN}$$

$$V_z = 9,495 \text{ KN} < V_{plz} = 119,15 \text{ KN} \quad \text{Vérfié.}$$

- Sous charge verticale :

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante : $V_y < V_{ply}$

$$V_{ply} = \frac{A_{vy} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} \quad \text{EC3 Art 5.4.6 (2)}$$

$$A_{vy} = 2 \times b \times tf + (tw + r) \times tw$$

$$A_{vy} = 12,836 \text{ cm}^2.$$

$$V_{ply} = \frac{12,836 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1}$$

$$V_{ply} = 158,32 \text{ KN}.$$

$$V_y = 1,837 \text{ KN} < V_{ply} = 158,32 \text{ KN} \quad \text{Vérfié.}$$

c) Vérification au déversement :

- Suivant l'axe zz' :

Le moment critique au déversement :

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\} \text{EC3 Art F.1.2 (1)}$$

Où :

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendants des conditions de charge et d'appuis.

$C_1 = 1,132$ $C_2 = 0,459$ $C_3 = 0,525$

K et k_w : facteurs de longueur effective.

$K = k_w = 1$ (extrémités libres)

Section doublement symétrique $\implies z_j = 0$.

$Z_g = Z_a - Z_s$

Z_a : cordonnée du point d'application de la charge.

Cas du vent de soulèvement : $Z_a = -8\text{cm}$.(semelle supérieure tendue).

Z_s : cordonnée du centre de cisaillement $Z_s = 0$.

I_t : moment d'inertie à la torsion $I_t = 3,6\text{cm}^4$.

$I_z = 68,3\text{cm}^4$.

$$\frac{I_w}{I_z} = \left(\frac{h-tf}{2} \right)^2 = \left(\frac{16-0,74}{2} \right)^2 = 58,22\text{cm}^2.$$

L : longueur entre points latéralement maintenus $L = L_0 = 6.5\text{m}$.

$M_{cr} = 13,22\text{KN.m}$.

- Calcul de l'élanement réduit :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{Bw \cdot \frac{M_{ply}}{M_{cr}}} \quad \text{avec } Bw = 1.$$

$M_{ply} = W_{ply} \cdot F_y / \gamma_{m0} = 29,14\text{KN.m}$.

D'où :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{1 \cdot \frac{29,14}{13,22}} = 1,48 > 0,4.$$

\implies Il ya donc lieu de tenir compte du risque de déversement.

Calcul du moment résistant M_{RY} :

$$M_{RY} = X_{LT} \cdot Bw \cdot \frac{M_{ply}}{\gamma_{m1}}$$

Avec X_{LT} : coefficient de réduction qui tient compte du déversement :

$$X_{LT} = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2]^{1/2}}$$

Avec :

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad \text{EC3 Art 5.5.1.2}$$

profilés laminés $\rightarrow \alpha = 0,21$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0,21(1,48 - 0,2) + 1,48^2 \right] = 1,729.$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi + [\Phi^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{1/2}} = 0,38.$$

$$M_{RY} = 0,38 \cdot 1 \cdot \frac{29,14}{1,1} = 10,06 \text{KN}.$$

$$M_{SY} = 15,44 \text{KN.m} > M_{RY} = 10,06 \text{KN.m} \longrightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Le deversement n'étant pas vérifié on augmentera la section des lisses, on optant pour un **IPE 180**.

- **Verification au deversement pour un IPE 180 :**

Le moment critique au déversement :

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{1/2} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\} \quad \text{EC3 Art F.1.2 (1)}$$

Où :

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendants des conditions de charge et d'appuis.

$$C_1 = 1,132 \quad C_2 = 0,459 \quad C_3 = 0,525$$

K et k_w : facteurs de longueur effective.

$K = k_w = 1$ (extrémités libres)

Section doublement symétrique $\iff z_j = 0$.

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

Z_a : cordonnée du point d'application de la charge.

- Cas ou $\psi = +0,8$, en zone A, les lisses fléchissent vers l'extérieur : $Z_a = -8 \text{cm}$ (semelle supérieure tendue).

Z_s : cordonnée du centre de cisaillement $Z_s = 0$.

I_t : moment d'inertie à la torsion $I_t = 4,79 \text{cm}^4$.

I_z : 101cm^4 .

$$\frac{I_w}{I_z} = \left(\frac{h - tf}{2} \right)^2 = \left(\frac{18 - 0,8}{2} \right)^2 = 73,96 \text{cm}^2.$$

L : longueur entre points latéralement maintenus $L = L_0 = 6,5 \text{m}$.

$M_{cr} = 52,81 \text{KN.m}$.

- Calcul de l'élanement réduit :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{Bw \cdot \frac{M_{ply}}{M_{cr}}} \quad \text{avec } Bw = 1. (\text{classe 1})$$

$$M_{ply} = W_{ply} \cdot F_y / \gamma_{m0} = 39.01 \text{ KN.m.}$$

D'où :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{1 \cdot \frac{39.01}{52.81}} = 0.739 > 0.4.$$

⇒ Il ya donc lieu de tenir compte du risque de déversement.

• **Calcul du moment résistant M_{RY} :**

$$M_{RY} = X_{LT} \cdot Bw \cdot \frac{M_{ply}}{\gamma_{m1}}$$

Avec X_{LT} : coefficient de réduction qui tient compte du déversement :

$$X_{LT} = \frac{1}{\Phi + [\Phi^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{1/2}}$$

Avec :

$$\Phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \quad \text{EC3 Art 5.5.1.2}$$

profilés laminés → $\alpha = 0.21$

$$\Phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21 (0.739 - 0.2) + 0.739^2] = 0.829.$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\Phi + [\Phi^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{1/2}} = 0.83.$$

$$M_{RY} = 0.83 \cdot 1 \cdot \frac{39.01}{1.1} = 29.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{SY} = 15.44 \text{ KN.m} < M_{RY} = 29.43 \text{ KN.m} \quad \text{vérifié.}$$

IV-5.4 Vérification à L'ELS :

a) **Combinaisons de calcul :**

b)

Le nouveau poids (**IPE 180**) :

$$G = [(8.80 + 3) \times 1.5] + 18.8 = 36.5 \text{ Kg / ml}$$

$$q_y = 1.25 \times G = 0.456 \text{ KN / ml}$$

$$q_z = 1.25 \times W = -1.948 \text{ KN / ml}$$

c) *Calcul de la flèche :*

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot l^4}{EI} \leq \frac{L}{200}$$

• **Suivant l'axe Z-Z :**

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{1,948 \cdot (6.5)^4}{869 \cdot 2,1} = 2,48 \text{ cm} < \frac{L}{200} = 3,25 \text{ cm} \quad \text{Vérfifié}$$

• **Suivant l'axe Y-Y :**

$$f_y = \frac{2,05}{384} \frac{0,456 \cdot (6.5)^4}{101 \cdot 2,1} = 0,2 \text{ cm} < \frac{L}{200} = 3,25 \text{ cm} \quad \text{Vérfifié}$$

Donc on choisit pour toutes les lisses un **IPE180**.

V-Calcul des potelets de pignon :

V-1 Introduction :

Les potelets sont le plus souvent des profils en I ou H destinés à rigidifier le bardage et résister aux efforts horizontaux du vent. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage et de la hauteur de la construction

Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités.

Le potelet est sollicité à la flexion (due au vent) et à la compression (due à son poids propre, aux poids du bardage et des lisses) Il travaille donc à la flexion composée. Vu son élancement et ses conditions de maintien à ses extrémités, les fermes ainsi que les traverses de portiques ne doivent pas transmettre de charges verticales aux potelets. C'est pour cette raison qu'il (le potelet) est assujéti au portique par appui glissant

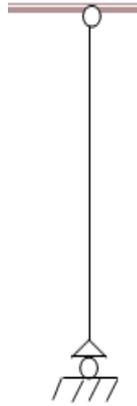


Figure III.10 schéma statique du potelet

V-2 Calcul des charges et surcharge revenants au potelet le plus chargé :

V-2.1 charges permanentes G :(verticale concentrée) :

Bardage (panneau sandwich)	8,80kg/m ²
Poids propre de la lisse (IPE160).....	15,8kg/ml
Accessoires de pose	3kg/m ²
La longueur de la lisse et de :.....	L=6.5m,
Poids de la poutre de plancher (montants des palées verticales de stabilité(IPE300)).....	42,2kg/ml

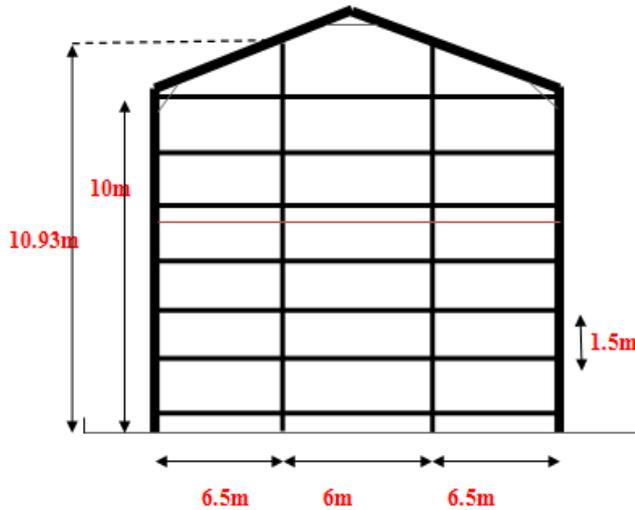


Figure III.11 : potelets des pignons.

VI-2.2 Surcharge climatique W :

Vent..... W=97,29 daN/m²

Le dimensionnement du potelet se fera a partir de la valeur maximale de la pression frappant le pignon, qui est W=97,29 daN/m².

W=1,25 x 97,29 x 6.25=608,06 daN/ml (les potelets sont des appuis intermédiaires)

VI-3 Dimensionnement du potelet :

Sous la condition de flèche :

W=608,06 daN/ml

$$Q_{z.sd} = 1,5 \times w = 912,09 \text{ daN / ml}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{Wl^4}{EI} \leq f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$I_y \geq \frac{5.200.912,09.10^{-1}.(1093,)^3}{384..21.,10^6} = 14768,94 \text{ cm}^4$$

Donc on adopte un **HEB260** avec $I_y = 14920 \text{ cm}^4$

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 260 \text{ mm.} \\ P = 93 \text{ kg/ml.} \\ b = 260 \text{ mm.} \\ A = 118,4 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} t_w = 10 \text{ mm.} \\ t_f = 17,5 \text{ mm.} \\ I_y = 14920 \text{ cm}^4. \\ I_z = 5135 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

➤ **Calcul du poids total :**

Poids des lisses (**IPE 160**) : $(15,8 \times 6,25 \times 7) + (15,8 \times 3 \times 1) = 738,65 \text{ kg}$

Poids du bardage : $(8,80+3) \times [(6,25 \times 10,23) + (1,36 \times 6,25/2)] = 804,61 \text{ kg}$

Poids propre du potelet : $93 \times 10,93 = 1016,49 \text{ kg}$

Poids de la poutre de plancher: $42,2 \times 3,25 = 12,55 \text{ kg}$

Poids de la poutre de rive mezzanine A : $22,4 \times 3 = 6,15 \text{ kg}$

G = poids propre du potelet + poids propres des lisses + poids propre du bardage + poids poutre de rive + poids de plancher

$G = (738,65 + 804,61 + 1016,49) + (6,15 + 12,55) = 2578,45 \text{ kg.}$

G_{Total} = 2578,45 Kg.

VI - 4 Vérification à la résistance du potelet :

a) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V < V_{pl}$

$$V_{pl} = A_v \frac{F_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_m 0}$$

HEB260 → $A_v = 37,59 \text{ cm}^2$. (Abaque).

D'où :

$$V_{pl} = 37,59 \cdot \frac{23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 463,65 \text{ KN.}$$

$$R = \frac{ql}{2} = \frac{608,06 \cdot 10^{-2} \cdot 10,93}{2} = 33,23 \text{ KN.}$$

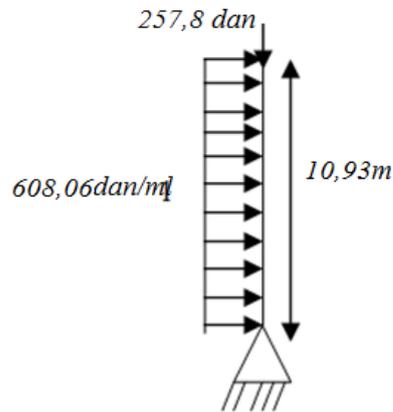


Figure III-12 : schéma statique du potelet

$$V_{sd} = 1,5 \cdot 33,23 = 49,85 \text{ KN.}$$

D'où :

$$V = 49,85 \text{ N} < V_{pl} = 463,65 \text{ KN.}$$

Vérfié

b) Vérification aux instabilités :

b-1) vérification au flambement sous l'effort normal N :

On doit vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

- **Flambement autour de l'axe fort y-y (dans le plan du portique) :**

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donnée par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

$$l_{ky} = \frac{l_y}{i_y}$$

Avec :

L_{ky} = longueur de flambement du potelet

$$\lambda_{ky} = \frac{1093}{11,22} = 97,41$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{97,41}{93,9} \times 1 = 1,037$$

Courbe de flambement : (voir tableau 1)

$$h/b = 260/260 = 1 < 1,2.$$

Axe de flambement **y-y** → courbe de flambement a ; $\alpha = 0,21$ (tableau 3).

A partir des tableaux on tire :

$$\chi_y = 0,631$$

- **Flambement autour de l'axe faible z-z (hors plan du portique) :**

$$\lambda_z = \frac{150}{6,58} = 22,30$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{22,30}{93,9} \times 1 = 0,237$$

Axe de flambement **z-z** → courbe de flambement b ; $\alpha = 0,34$ (tableau 3).

$$\chi_z = 0,982$$

$$\bar{\lambda}_y = 1,04 > 0,2.$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,237 > 0,2.$$

- il y'a risque de flambement

Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis du déversement $\bar{\lambda}_{LT}$

b-2) vérification au déversement :

Le moment critique du déversement :

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\} \text{EC3 Art F.1.2 (1)}$$

$$C_1 = 1,132 \quad C_2 = 0,459 \quad C_3 = 0,525.$$

$K = k_w = 1$ (extrémités libres).

$$Z_g = -13\text{cm}$$

$$I_t = 123,8\text{cm}^4$$

$$I_z = 5135\text{cm}^4$$

$$\frac{I_w}{I_z} = \left(\frac{h-t_f}{2}\right)^2 = \left(\frac{26-1,75}{2}\right)^2 = 147,02\text{ cm}^2$$

$$L = L_0 = 10,93\text{m}$$

Donc :

$$M_{cr} = 430,86\text{ KN.m.}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{Bw \cdot \frac{M_{ply}}{M_{cr}}} \quad \text{avec :}$$

$Bw = 1$ (classe 1 : classe 1 en flexion et classe 1 en compression)

$$M_{ply} = W_{ply} \cdot F_y / \gamma_{M0} = 301,51\text{ KN.m.}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{1 \cdot \frac{301,51}{430,86}} = 0,84 > 0,4.$$

-il ya eu lieu de tenir compte du risque de déversement.

b-3) vérification à l'influence de l'effort normal :

On doit vérifier que :

$$N \geq \min [0,25.N_{pl}, 0,5.A_w.f_y].$$

Tel que :

$$N_{sd} = 1,35 \times G = 1,35 \times 2578,45 = 3480,91.\text{daN} = 34,81\text{KN}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A.f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{118,4.23,50}{1,1} = 2529,45\text{KN}$$

$$0,25 N_{pl} = 695,6\text{ KN.}$$

$$A_w = A - 2.b.t_f = [118,4 - (2 \times 26 \times 1,75)] = 27,4\text{cm}^2$$

$$0,5A_w \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 321,95\text{KN}$$

$$\min [0,25.N_{pl}, 0,5.A_w.f_y] = 321,95 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} = 34,81 \text{ KN} < 1,95 \text{ KN}$$

- Pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

La vérification se fera donc en flexion composée en tenant compte du risque de flambement et de déversement.

a) Calcul des coefficients de réduction :

- **Au déversement :**

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,21(0,84 - 0,2) + 0,84^2 \right] = 0,92$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left[\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0,5}} = 0,77$$

$$\chi_{LT} = 0,77 < 1$$

Calcul du coefficient k :

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

$$\mu_y = 0,84(2,13 - 4) + \frac{1283 - 1148}{1148} = -1,06$$

Avec $\mu_y \leq 0,9$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$$

$$k_y = 1 - \frac{-1,06 \times 34,28}{0,631 \times 118,4 \times 23,50} = 1,02 \quad \text{Avec } k_y \leq 1,5$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \cdot 0,237 \cdot 1,3 - 0,15 = -0,1 < 0,9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{-0,1 \cdot 34,81}{0,982 \cdot 106 \cdot 23,50} = 0,99$$

$$N_{Sd} = 34,81 \text{ KN} \quad M_{y.Sd} = \frac{1,5Wl^2}{8}$$

$$M_{y.Sd} = \frac{1,5 \times 608,06 \times 10,93^2}{8} = 13,63 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{118,4 \cdot 2350}{1,1} = 252,95 \text{ KN}$$

$$M_{ply.Rd} = 1283 \times \frac{2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 27,41 \text{ KN.m}$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

$$\frac{34,81}{0,631 \cdot 252,95} + \frac{1,026 \cdot 13,63}{27,41} = 0,782 \leq 1$$

Vérifié

Vérification au déversement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1$$

$$\frac{34,81}{0,982 \cdot 252,95} + \frac{0,99 \cdot 13,63}{0,77 \cdot 27,41} = 0,78 \leq 1$$

Vérifié

Conclusion

L'HEB 260 convient comme potelet.

VII-Conclusion :

Cette étude nous a permis de déterminer le type de profilés à utiliser pour les éléments secondaires, qui devront résister aux sollicitations auxquelles ils sont soumis :

- **pannes** : IPE180
- **lisses de bardage** : IPE160 + des ronds de diamètre d=10mm
- **potelets** : HEB260.

IV-1 Généralités :

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

Un plancher mixte est composé d'une couche en béton armé ou précontrainte, posée sur une tôle nervurée TN40, qui joue le rôle de coffrage, elle est connectée 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 collaborante, elle participe à l'inertie globale du plancher. Etant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement, nous allons développer la méthode de calcul par type de plancher.

IV-2 Etude des planchers :

IV-2.1. Etude du plancher type A :

2.1.1. Vérification des solives intermédiaires :

e= 1,5m (entraxe des solives)

L=6m (portée des solives)

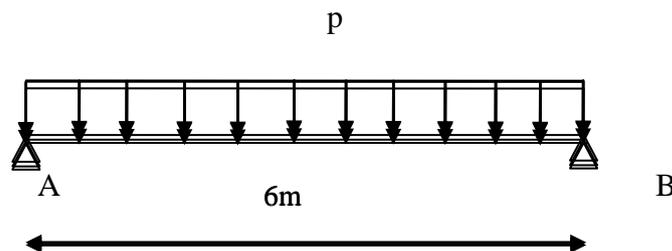


Figure IV-1 : schéma statique d'une solive sur deux appuis

- poids propre du profilé(IPE220).....Gp = 0.262 KN/m.
- poids propre du béton frais.....Gb =2.5 KN/m²
- poids propre de la tôleGt =0.15KN/m²
- surcharge de travailleur (ouvrier).....Qc = 1.00 KN/m²

- **Combinaison de charge :**

L'entraxe entre les solives est de1.5m.

- **E.L U :**

$$Q_u = 1.35 \times G_p + (1.35 \times G_b + 1.35 \times G_t + 1.5 \times q) \times 1.5$$

$$Q_u = 1.35 \times 0.262 + (1.35 \times 2.5 + 1.35 \times 0.15 + 1.5 \times 1.00) \times 1.5$$

$$Q_u = 7.969 \text{ KN/m}$$

- **E.L S :**

$$Q_{ser} = G_p + (G_b + G_t + q) \times 1.5$$

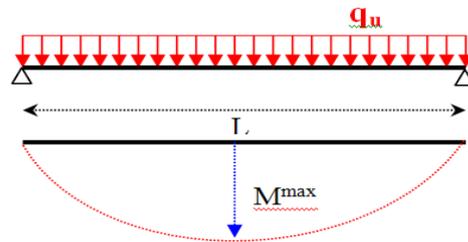
$$Q_{ser} = 0.262 + (2.5 + 0.15 + 1.00) \times 1.5$$

$$Q_{ser} = 5.737 \text{ KN/m}$$

- **Vérification de la résistance :**

Le moment fléchissant dans la section transversale de classe I et à mi-travée doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} < M_{rd} = w_{ply} \times f_y / \gamma_{m0}$$



$$M_{sd} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{7.969 \times 6^2}{8} = 35.86 \text{ KN.m}$$

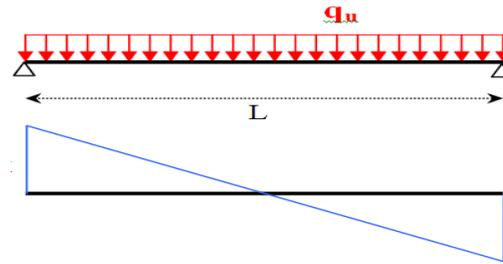
$$M_{rd} = w_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 285.4 \times 10^{-6} \times 235 \times \frac{10^3}{1.1} = 60.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 35.86 \text{ KN.m} < M_{rd} = 60.97 \text{ KN.m}$$

- **Vérification à l'effort tranchant:**

On doit vérifier que :

$$V_{sd} < V_{rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times 1.1}$$



V_{rd} : Effort tranchant résistant de la section.

A_v : Aire de cisaillement.

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

$$A_v = 15.88 \text{ cm}^2$$

$$V_{rd} = 235 \times 10^3 \times 15.88 \times \frac{10^{-4}}{1.1 \times \sqrt{3}}$$

$$V_{rd} = 195.86 \text{ KN}$$

$$V_{max} = \frac{Q_u \times l}{2} = \frac{7.96 \times 6}{2} = 23.88 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 23.88 \text{ KN} < V_{rd} = 195.86 \text{ KN}$$

Vérfifié

$$V_{sd} < 0.5V_{rd} = 97.93 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

- **Vérification de la flèche :**

Il faut vérifier que :

$$f_{max} = \frac{5 \times Q_s \times l^4}{384 \times EI} < f_{adm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 5.73 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 2771.8} = 1.66 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 1.66 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm}$$

Vérfifié

- **Vérification au voilement :**

Dans le cas d'une poutre de classe 1 et 2 de nuance supérieure à 235 N/mm² dans ce cas là il n'y a pas lieu de vérifier le voilement de l'âme des poutres non raidies, car $d/t_w \leq 69.\varepsilon$

Classification du profilé : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$

• **Classification de la semelle**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w)/2}{t_f} = \frac{(110 - 5,9)/2}{9,2} = 5,66 < 10.\varepsilon \Rightarrow \text{La semelle est de classe 1}$$

• **Classification de l'âme**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{177,6}{5,9} = 30,10 < 72.\varepsilon \Rightarrow \text{L'âme est de classe 1.}$$

La poutre est non raidie } $\frac{d}{t_w} = 30,10 < 69.\varepsilon = 69$ } \Rightarrow Il n'y a pas lieu de vérifier le voilement de l'âme de la poutre

2.1.2. Vérification de la poutre principale :

- ♦ poids propre du profilé(IPE300).....gp = 0.422 KN/m.
- ♦ poids propre du béton frais.....Gb =2.5 KN/m²
- ♦ poids propre de la tôleGt =0.15KN/m²
- ♦ surcharge de travailleur (ouvrier).....Qc = 1.00 KN/m²
- ♦ poids des cloisons.....pc = 2.00 KN/m²
- ♦ poids propre du profilé de poutres intermédiaires (IPE220).....gps=0.262KN/m

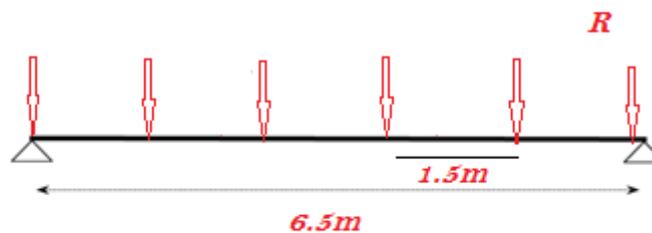


Figure IV-2 : Schéma statique de la poutre principale

- **Combinaison de charge :**

L'entraxe entre les solives est de 1.5m.

- **ELU :**

$$Q_u = 1.35 \times G_p + (1.35 G_{ps}) \times 3 + (1.35 \times G_b + 1.35 \times G_t + 1.35 p_c + 1.5 \times q) \times 1.5$$

$$Q_u = 13.32 \text{ KN/m}$$

- **E.L.S :**

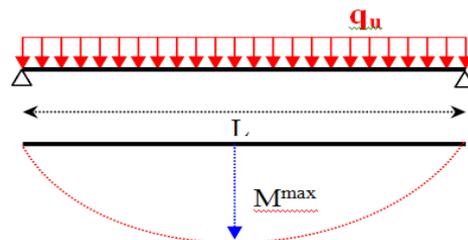
$$Q_{ser} = G_p + (G_{ps} \times 3) + (G_b + G_t + q + p_c) \times 1.5$$

$$Q_{ser} = 9.68 \text{ KN/m}$$

- **Vérification de la résistance :**

Le moment fléchissant dans la section transversale de classe I et à mi-travée doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} < M_{rd} = w_{ply} \times f_y / \gamma_{m0}$$



$$M_{sd} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{13.32 \times 6^2}{8} = 59.94 \text{ KN.m}$$

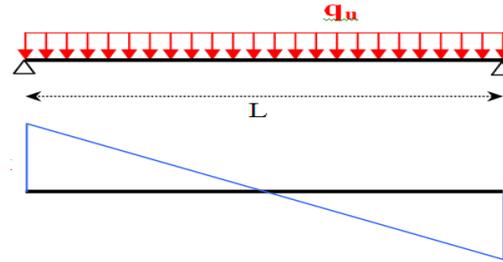
$$M_{rd} = w_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 628.4 \times 10^{-6} \times 235 \times \frac{10^3}{1.1} = 134.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 59.94 \text{ KN.m} < M_{rd} = 134.24 \text{ KN.m}$$

Vérfifié

- **Vérification à l'effort tranchant:**

On doit vérifier que : $V_{sd} < V_{rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times 1.1}$



V_{rd} : effort tranchant résistant de la section.

A_v : aire de cisaillement.

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

$$A_v = 25.68 \text{ cm}^2$$

$$V_{rd} = 316.74 \text{ KN}$$

$$V_{max} = \frac{Q_u \times l}{2} = \frac{13.32 \times 6}{2} = 39.96 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 39.96 \text{ KN} < V_{rd} = 316.74 \text{ KN} \quad \text{Vérfié}$$

$$V_{sd} < 0.5V_{rd} = 158.37 \text{ KN}$$

⇒ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

- **Vérification de la flèche :**

Il faut vérifier que :

$$f_{max} = \frac{5 \times Q_s \times l^4}{384 \times EI} < f_{adm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 9.68 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 8356} = 0.93 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 0.93 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm}$$

Vérfié

- **Vérification au voilement :**

Dans le cas d'une poutre de classe 1 et 2 de nuance est supérieur à 235 N/mm² dans ce cas là il n'y a pas lieu de vérifier le voilement de l'âme des poutres non raidies, car $d/t_w \leq 69.\varepsilon$

$$\text{Classification du profilé : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

Classification de la semelle

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w)/2}{t_f} = \frac{(150 - 7,1)/2}{10,7} = 6,68 < 10.\varepsilon \Rightarrow \text{La semelle est de classe 1}$$

Classification de l'âme

$$\frac{d}{t_w} = \frac{248,6}{7,1} = 35,01 < 72.\varepsilon \Rightarrow \text{L'âme est de classe 1.}$$

On a le profilé IPE 300 est de classe 1

La poutre est non raidie }
 $\frac{d}{t_w} = 35,01 < 69.\varepsilon = 69$ } \Rightarrow Il n'y a pas lieu de vérifier le voilement de l'âme de la poutre

2.1.3. Plancher collaborant (mezzanine A) :

Phases de calcul :

Le calcul du plancher mixte se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

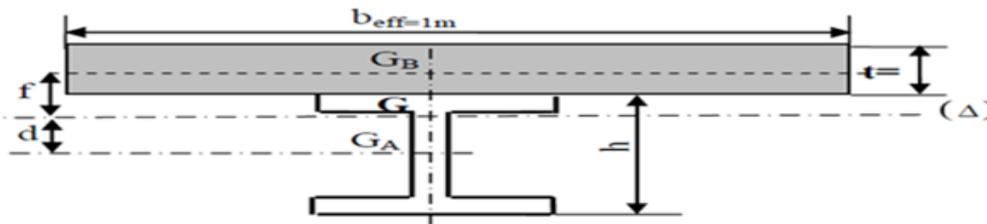


Figure IV-3 : La largeur de la dalle participante.

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque coté de l'axe de la poutre, une largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes :

Largeur effective :

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 L_0}{8} \dots\dots\dots L_0 : \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie.} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

La largeur collaborant du béton ; qui participe à l'inertie globale de la section mixte ; notée par b_{eff} est donnée selon EC4.4.2.2.1, par :

$$\begin{cases} b_e = \min \left(\frac{l_0}{8}, b \right) \\ b_e = \min \left(\frac{6}{8}, 0.75 \right) \end{cases}$$

l_0 : la longueur de la solive

$$b_{eff} = 1.5m$$

➤ **Solives du plancher d'étage courant :**

- **Phase de construction :**

Le profilé d'acier travail seul

Les charges de la phase de construction :

- poids propre du profilé (IPE220)..... $g_p = 0.262 \text{ KN/m}$.
- poids propre du béton frais..... $G_b = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- poids propre de la tôle $G_t = 0.15 \text{ KN/m}^2$
- surcharge de travailleur (ouvrier)..... $Q_c = 1.00 \text{ KN/m}^2$

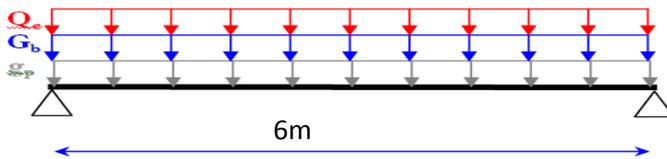


Figure IV-4 : Les poids agissants sur le plancher à la phase de montage.

- **Combinaison de charge :**

➤ **ELU :**

$$Q_u = 7.96 \text{ KN/m}$$

➤ **ELS**

$$Q_{ser} = 5.73 \text{ KN/m}$$

- **Vérification à la résistance :**

Le moment appliqué : $M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{7,96 \times 6^2}{8} = 35,82 \text{ KN.m}$

vérifié

$$M_{PLRd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_o}} = \frac{285,4 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 67,07 \text{ KN.m} > M_{sd} = 35,82 \text{ KN.m}$$

- **Vérification à l'effort tranchant :**

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = A_V \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{Mo}}$$

Avec :

A_V : l'aire de cisaillement

$$A_V = 1588 \text{ mm}^2.$$

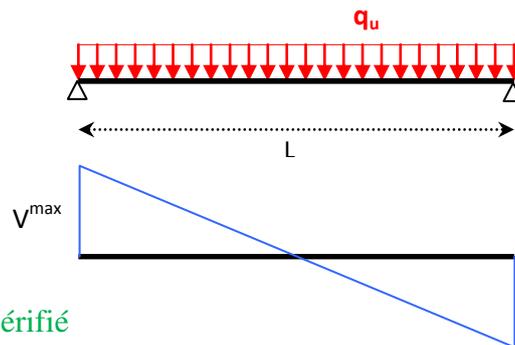
$$V_{pl.Rd} = 1588 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1} = 215,45 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd}

La réaction :

$$V_{sd}^{max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{7,96 \times 6}{2} = 23,88 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{max} = 23,88 \text{ KN} < V_{pl.Rd} = 215,45 \text{ KN} \quad \text{Vérfié}$$



Il est à noter que le moment résistant M_R dépend aussi des efforts appliqués, alors il faut voir la condition suivant :

$$V_{Sd} \leq 0,5 \cdot V_{pl.Rd}$$

$V_{sd}^{max} = 23,88 \text{ KN} < 0,5 \times V_{pl.Rd} = 107,72 \text{ KN} \Rightarrow$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

- **Vérification de la condition de la flèche :**

$$f_{max} < \bar{f} = \frac{L}{250}$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} \times L^4}{E.I}$$

Avec :

$$Q_{ser} = 5,73 \text{ KN/m.}$$

$$L = 6 \text{ m.}$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{5,73 \times (6000)^4}{2,1 \times 10^5 \times 2772 \times 10^4} = 16,6 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{6000}{250} = 24mm$$

$$f_{max}^c = 16,6mm < \bar{f} = 24mm \quad \text{Vérfié}$$

• *phase finale :*

- poids propre du profilé(IPE220).....gp = 0.262 KN/m.
- poids propre du béton sec.....Gb =2.5 KN/m²
- poids propre de la tôleGt =0.15KN/m²
- surcharge de travailleur (ouvrier).....Qc = 1.00 KN/m²

Finition :

- Dalle de sol0,5 KN/m².
- Mortier de pose0,4 KN/m².
- Faux plafond0,2 KN/m².
- Cloisonnement1,0 KN/m².

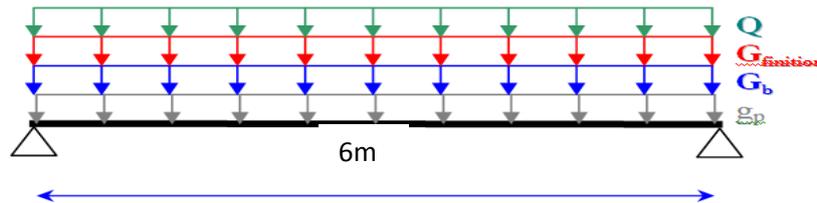


Figure IV-5 : Les poids agissants sur le plancher à la phase de finale.

• *Combinaisons de charge :*

• **ELU :**

$$Q_u = 1.35 \times G_p + (1.35 \times G_b + 1.35 \times G_{finition} + 1.5 \times q) \times 1.5$$

$$Q_u = 1.35 \times 0.262 + (1.35 \times 0.25 + 1.35 \times 2.1 + 1.5 \times 2.5) \times 1.5$$

$$Q_u = 10.73 \text{ KN/m}$$

• **E.L S :**

$$Q_{ser} = G_p + (G_b + G_{finition} + q) \times 1.5$$

$$Q_{ser} = 0.262 + (0.25 + 2.1 + 2.5) \times 1.5$$

$$Q_{ser} = 7.53 \text{ KN/m}$$

- **Position de l'axe neutre plastique :**

$$f_c = 0.45 \times f_{c28} \times b_{eff} \times h_c, f_{c28} = 25MPa$$

$$f_c = (0.45 \times 25 \times 1500 \times 100) \times 10^{-3}$$

$$f_c = 1687.5KN$$

$$f_a = 0.95 \times f_y \times A_a$$

$$f_a = (0.95 \times 235 \times 3340) \times 10^{-3}$$

$$f_a = 745.65KN$$

$$f_c = 1687.5KN > f_a = 745.65KN$$

⇒ Axe neutre se trouve dans la dalle de béton.

Moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{pl.Rd} = f_a \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{f_c}{f_a} \cdot \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

- **Vérification de résistance à la flexion :**

Il faut que : $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

$$\text{Le moment appliqué : } M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{10,73 \times 6^2}{8} = 48,28 KN.m$$

Moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{pl.Rd} = 745,65 \left[\frac{220}{2} + 60 + 40 - \left(\frac{745,65}{1687,5} \cdot \frac{60}{2} \right) \right] \cdot 10^{-3} = 146,70 KN.m$$

$$M_{sd} = 48,28 KN.m < M_{pl.Rd} = 146,70 KN.m$$

vérifié

- **Vérification à l'effort tranchant :**

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{Mo}} \dots\dots\dots (5.20)$$

$$A_v = A - 2.b.t_f + (t_w + 2.r).t_f = 3340 - 2.110.9,2 + (5,9 + 2.12).9,2$$

$$A_v = 1588 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl.Rd} = 1588 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1} = 215,45 KN$$

-Calcul de l'effort tranchant V_{sd}

$$V_{sd}^{max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{10,73 \times 6}{2} = 32,19 KN$$

$$V_{sd}^{\max} = 32,19 \text{ KN} < V_{pl.Rd} = 215,45 \text{ KN} \quad \text{Vérfié}$$

- **Vérification à l'interaction de l'effort tranchant :**

Il est à noter que le moment résistant M_R dépend aussi des efforts appliqués, alors il faut voir la condition suivante:

$$V_{Sd} \leq 0,5 \cdot V_{pl.Rd}$$

$V_{sd}^{\max} = 32,19 \text{ KN} < 0,5 \times V_{pl.Rd} = 107,72 \text{ KN} \Rightarrow$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Vérification de la condition de la flèche :

$$f_{\max} < \bar{f} = \frac{L}{200}$$

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} \times L^4}{E.I}$$

Avec :

$$Q_{ser} = 7,53 \text{ KN/m.}$$

$$I_c = \frac{A_a \cdot (h_c + 2 \cdot h_p + h_a)^2}{4 \cdot (1 + n \nu)} + \frac{b_{eff} \cdot h_c^3}{12 \cdot n} + I_a$$

$$\nu = \frac{A_a}{A_b} = \frac{3340}{1500 \times 60} = 0,037$$

$$I_c = \frac{2848 \cdot (60 + 2 \cdot 40 + 200)^2}{4 \cdot (1 + 15 \times 0,0356)} + \frac{1500 \times 60^3}{12 \times 15} + 1943 \cdot 10^4 = 12,45 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{7,53 \times (6000)^4}{2,1 \times 10^5 \times 12,45 \times 10^7} = 4,86 \text{ mm} \Rightarrow f_{\max}^f = 4,86 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est : $\bar{f} = \frac{L}{200} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ mm}$

Calcul de la flèche totale :

$$f = 4,86 \text{ mm} < \bar{f} = 30 \text{ mm} \quad \text{Vérfié}$$

2.1.4. Vérification des Poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent les charges et les surcharges, et qui transmettent ces derniers aux fondations, Ces poteaux articulés aux deux extrémités, ne sont pas soumis à des charges transversales, la sollicitation non nulle est l'effort tranchant.

- **Les charges sur les poteaux :**

-poids de plancher : $5 \times 4 \times 3 = 30KN$

-poids des cloisons : $2 \times (3 + 4) = 14KN$

-poids des solives courantes IPE220 : $0.262 \times 4 = 1.04KN$

-poids des solives de rives : IPE200 : $0.224 \times 4 = 0.89KN$

-poids des poutres principales IPE300 : $0.422 \times 3 = 1.26KN$

-poids de poteau (estimation IPE330) : $0.491 \times 6 = 2.94KN$

Les charges d'exploitation : $2.5 \times 4 \times 3 = 30KN$

Compression dans les poteaux sous charges permanentes :

$$G = 30 + 14 + 1.04 + 0.89 + 1.26 + 2.94 = 50.13daN$$

Compression dans les poteaux sous charges pondérées :

$$1.35 \times G + 1.5Q$$

$$N = 1.35 \times 47.46 + 1.5 \times 33.75 = 112.67daN$$

$$N = 112.67daN$$

- **Vérification de résistance au flambement :**

Faisons le calcul avec une section IPE 330 dont les caractéristiques suivantes :

Longueur de flambement : $l_{ky} = l_{kz} = 6m$ (barre biarticulée)

Elancement le plus grand : $\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{600}{3.55} = 169$

Le profil IPE330 travail en compression :

$$: l_p = l = 6000mm$$

$$D'où : \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\lambda_l = 93.9\varepsilon$$

$$\text{Elancement réduit : } \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_l} \times \beta^{0.5} = \frac{169}{93.9} \times 1^{0.5}$$

$$\bar{\lambda} = 1.80$$

$\alpha = 0,34$ Eurocode 3 tableaux 5.3

$X = 3,41$

- **La résistance de calcul au flambage :**

$$N_{sd} = 112.67 \text{KN} \quad \text{et} \quad N_{brd} = X \times \beta_A \times A \times f_y / \gamma_{m1}$$

On a : $\beta_A = 1$: pour les profilés de classe 1, 2 et 3.

$$N_{brd} = 3.41 \times 1 \times 6260 \times \frac{23.5}{1.1} = 45604 \text{daN} = 456.04 \text{K}$$

$$N_{sd} = 112.67 \text{KN} < N_{brd} = 456.04 \text{KN} \quad \text{Vérfié}$$

Conclusion :

Pour les poteaux de la mezzanine A on adopte un IPE330 qui vérifie la condition de flambement

IV-2.2. Etude de plancher type B :

2.2.1. Vérification des solives intermédiaires :

Dans Ce type de plancher l'entraxe entre les solives est de 1.35m et leurs portées est de 7m

On adopte un IPE240 pour ces solives.

-poids propre du profilé(IPE240).....gp = 0.307 KN/m.

-poids propre du béton frais.....Gb =2.5 KN/m²

-poids propre de la tôleGt =0.15KN/m²

-surcharge de travailleur (ouvrier).....Qc = 1.00 KN/m²

- **Combinaison de charge :**

L'entraxe entre les solives est de 1.35m.

- **E.L U :**

$$Q_u = 1.35 \times G_p + (1.35 \times G_b + 1.35 \times G_t + 1.5 \times q) \times 1.35$$

$$Q_u = 1.35 \times 0.307 + (1.35 \times 2.5 + 1.35 \times 0.15 + 1.5 \times 1.00) \times 1.35$$

$$Q_u = 7.27 \text{KN/m}$$

- **E.L S :**

$$Q_{ser} = G_p + (G_b + G_t + q) \times 1.35$$

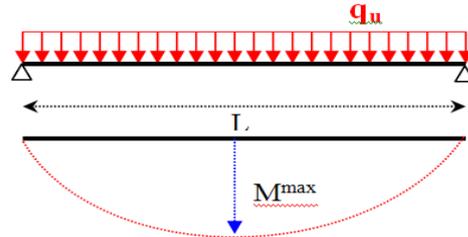
$$Q_{ser} = 0.307 + (2.5 + 0.15 + 1.00) \times 1.35$$

$$Q_{ser} = 5.23 \text{KN/m}$$

• **Vérification de la résistance :**

Le moment fléchissant dans la section transversale de classe I et à mi-travée doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} < M_{rd} = w_{ply} \times f_y / \gamma_{m0}$$



$$M_{sd} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{7.27 \times 7^2}{8} = 44.52 \text{ KN.m}$$

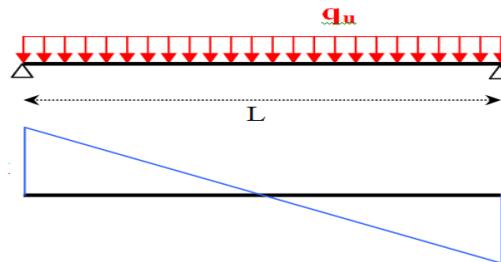
$$M_{rd} = w_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 366.6 \times 10^{-6} \times 235 \times \frac{10^3}{1.1} = 78.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 44.52 \text{ KN.m} < M_{rd} = 78.32 \text{ KN.m}$$

Vérifié

• **Vérification à l'effort tranchant:**

On doit vérifier que : $V_{sd} < V_{rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times 1.1}$



V_{rd} : effort tranchant résistant de la section.

A_v : aire de cisaillement.

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

$$A_v = 19.14 \text{ cm}^2$$

$$V_{rd} = 236.08 \text{ KN}$$

$$V_{max} = \frac{Q_u \times l}{2} = \frac{7.27 \times 7}{2} = 25.44 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 25.44 \text{ KN} < V_{rd} = 236.08 \text{ KN}$$

Vérifié

$$V_{sd} < 0.5V_{rd} = 118.04KN$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc le moment résistant ne sera pas réduit.

- **Vérification de la flèche :**

Il faut vérifier que :

$$f_{max} = \frac{5 \times Q_s \times l^4}{384 \times EI} < f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{700}{200} = 3.5cm$$

$$f_{max} = 2cm < f_{adm} = 3.5cm \quad \text{Vérfifié}$$

- **Vérification au voilement :**

Dans le cas d'une poutre de classe 1 et 2 de nuance est supérieur à 235 N/mm² dans ce cas là il n'y a pas lieu de vérifier le voilement de l'âme des poutres non raidies, car $d/t_w \leq 69.\epsilon$

Classification du profilé : $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$

Classification de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w) / 2}{t_f} = \frac{(120 - 6,2) / 2}{9,8} = 5,80 < 10.\epsilon \Rightarrow \text{La semelle est de classe 1}$$

Classification de l'âme

$$\frac{d}{t_w} = \frac{190,4}{6,2} = 30,71 < 72.\epsilon \Rightarrow \text{L'âme est de classe 1.}$$

On a le profilé IPE 240 est de classe 1

Conclusion :

Le profilé IPE240 vérifie tout les conditions de résistance, rigidité, et voilement, donc on peut l'adopter pour les solives intermédiaires.

2.2.2. Vérification de la poutre principale :

- poids propre du profilé(IPE360).....gp = 0.571 KN/m.
- poids propre du béton frais.....Gb =2.5 KN/m²
- poids propre de la tôleGt =0.15KN/m²
- surcharge de travailleur (ouvrier).....Qc = 1.00 KN/m²
- poids des cloisons.....pc = 2.00 KN/m²
- poids propre du profilé de solives intermédiaires(IPE240)....gps=0,307KN/m

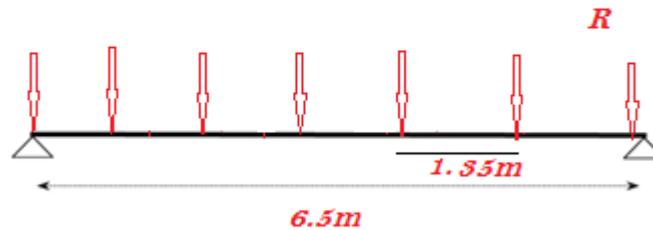


Figure IV-6 : schéma statique de la poutre principale

L'entraxe entre les solives est de 1.35m.

- **ELU :**

$$Q_u = 1.35 \times G_p + (1.35 G_{ps}) \times 3 + (1.35 \times G_b + 1.35 \times G_t + 1.35 p_c + 1.5 \times q) \times 1.35$$

$$Q_u = 1.35 \times 0.571 + (2.07) + (1.35 \times 2.5 + 1.35 \times 0.15 + 1.35 \times 2 + 1.5 \times 1.00) \times 1.35$$

$$Q_u = 13.34 \text{ KN/m}$$

- **E.L.S :**

$$Q_{ser} = G_p + (G_{ps} \times 5) + (G_b + G_t + q + p_c) \times 1.35$$

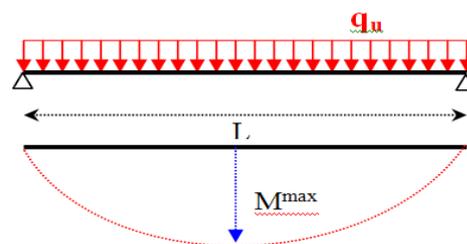
$$Q_{ser} = 0.571 + (0.307 \times 5) + (2.5 + 0.15 + 1.00 + 2) \times 1.35$$

$$Q_{ser} = 9.73 \text{ KN/m}$$

- **Vérification de la résistance :**

Le moment fléchissant dans la section transversale de classe I et à mi-travée doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} < M_{rd} = w_{ply} \times f_y / \gamma_{m0}$$



$$M_{sd} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{13.34 \times 8^2}{8} = 106.72 \text{ KN.m}$$

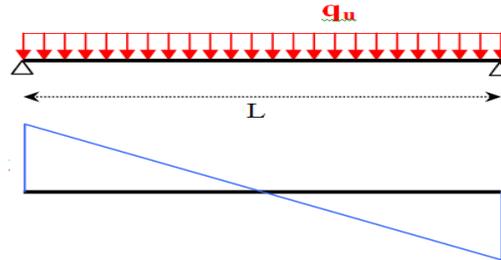
$$M_{rd} = w_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 1019 \times 10^{-6} \times 235 \times \frac{10^3}{1.1} = 217.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 106.72 \text{KN.m} < M_{rd} = 217.69 \text{KN.m}$$

C'est vérifié ✓

- Vérification à l'effort tranchant:

On doit vérifier que : $V_{sd} < V_{rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times 1.1}$



V_{rd} : effort tranchant résistant de la section.

A_v : aire de cisaillement.

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

$$A_v = 35.14 \text{ cm}^2$$

$$V_{rd} = 235 \times 10^3 \times 35.14 \times \frac{10^{-4}}{1.1 \times \sqrt{3}}$$

$$V_{rd} = 443.42 \text{KN}$$

$$V_{max} = \frac{Q_u \times l}{2} = \frac{13.34 \times 8}{2} = 53.36 \text{KN}$$

$$V_{sd} = 53.36 \text{KN} < V_{rd} = 443.42 \text{KN}$$

$$V_{sd} < 0.5V_{rd} = 221.71 \text{KN}$$

Vérifié

- Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc le moment résistant ne sera pas réduit.

- Vérification de la flèche :

$$f_{max} = \frac{5 \times 9.73 \times 800^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 16270} = 1.52 \text{cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{800}{200} = 4 \text{cm}$$

$$f_{max} = 1.52 \text{cm} < f_{adm} = 4 \text{cm}$$

Vérifié

- Vérification au voilement :

Dans le cas d'une poutre de classe 1 et 2 de nuance est supérieur à 235 N/mm² dans ce cas là il n'y a pas lieu de vérifier le voilement de l'âme des poutres non raidies, car $d/t_w \leq 69. \epsilon$

$$\text{Classification du profilé : } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

Classification de la semelle

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b-t_w)/2}{t_f} = \frac{(170-6)/2}{12,7} = 6,45 < 10.\varepsilon \Rightarrow \text{La semelle est de classe 1}$$

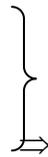
Classification de l'âme

$$\frac{d}{t_w} = \frac{271}{12,7} = 21,33 < 72.\varepsilon \Rightarrow \text{L'âme est de classe 1.}$$

On a le profilé IPE 360 est de classe 1

La poutre est non raidie

$$\frac{d}{t_w} = 21,33 < 69.\varepsilon = 69$$



Il n'y a pas lieu de vérifier le voilement de l'âme de la poutre

Conclusion :

Le profilé IPE 360 vérifie toutes les conditions de résistance, rigidité, et voilement, donc on adopte pour les poutres principales un IPE 360.

2.2.3. Plancher collaborant (mezzanine B) :

Largeur effective :

$$b_{eff} = \inf \begin{cases} 2.L_o/8 & \dots\dots\dots L_o : \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie.} \\ b & \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{cases}$$

La largeur collaborant du béton ; qui participe à l'inertie globale de la section mixte ; notée par b_{eff} , est donnée selon EC4.4.2.2.1, par :

$$b_{eff} = 1.35m$$

➤ **Solives de plancher d'étage courant :**

- **Phase de construction :**

Le profilé d'acier travail seul

Les charges de la phase de construction :

- poids propre du profilé(IPE220).....gp = 0.262 KN/m.
- poids propre du béton frais.....Gb =2.5 KN/m²
- poids propre de la tôleGt =0.15KN/m²

-surcharge de travailleur (ouvrier)..... $Q_c = 1.00 \text{ KN/m}^2$

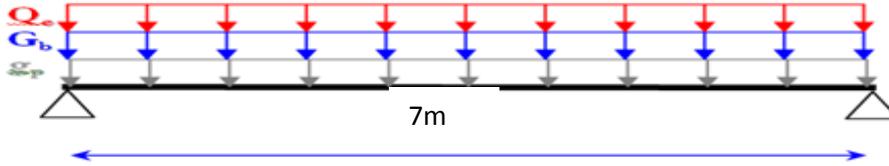


Figure IV-7 : Les poids agissants sur le plancher B à la phase de montage.

L'entraxe entre les solives est de 1,35 m.

- **Combinaison de charge :**

- **ELU :**

$$Q_u = 7.15 \text{ KN/m}$$

- **ELS**

$$Q_{ser} = 5.15 \text{ KN/m}$$

- **Vérification à la résistance :**

Le moment appliqué : $M_{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{7,15 \times 7^2}{8} = 43,79 \text{ KN.m}$

$$M_{PLRd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{285,4 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 67,07 \text{ KN.m} > M_{sd} = 43,79 \text{ KN.m}$$

Vérifié

- **Vérification à l'effort tranchant :**

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{Mo}} \dots\dots\dots (5.20)$$

Avec :

A_v : l'aire de cisaillement

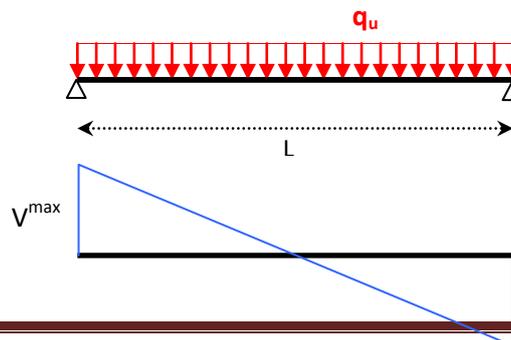
$$A_v = 1588 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl.Rd} = 1588 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1} = 215,45 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd}

La réaction :

$$V_{sd}^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{7,15 \times 7}{2} = 25,02 \text{ KN}$$



$$V_{sd}^{max} = 25,02 \text{ KN} < V_{pl.Rd} = 215,45 \text{ KN}$$

Il est à noter que le moment résistant M_R dépend aussi des efforts appliqués, alors il faut voir la condition suivant :

$$V_{Sd} \leq 0,5 \cdot V_{pl.Rd}$$

$$V_{sd}^{max} = 25,02 \text{ KN} < 0,5 \times V_{pl.Rd} = 107,72 \text{ KN} \Rightarrow \text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion. **verifié**

• **Vérification de la condition de la flèche :**

$$f_{max} < \bar{f} = \frac{L}{250}$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} \times L^4}{E.I}$$

Avec :

$$Q_{ser} = 5.15 \text{ KN/m}$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{5,15 \times (7000)^4}{2,1 \times 10^5 \times 2772 \times 10^4} = 27,65 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{7000}{250} = 28 \text{ mm}$$

$$f_{max}^c = 27,65 \text{ mm} < \bar{f} = 28 \text{ mm} \quad \text{Vérfié}$$

• **phase finale :**

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble.

Les charges de la phase finale :

-poids propre du profilé(IPE220).....gp = 0.262 KN/m.

-poids propre du béton sec.....Gb =2.5 KN/m²

-poids propre de la tôleGt =0.15KN/m²

-surcharge de travailleur (ouvrier).....Qc = 1.00 KN/m²

Finition :

-Dalle de sol0,5 KN/m².

-Mortier de pose0,4 KN/m².

-Faux plafond0,2 KN/m².

-Cloisonnement1,0 KN/m².

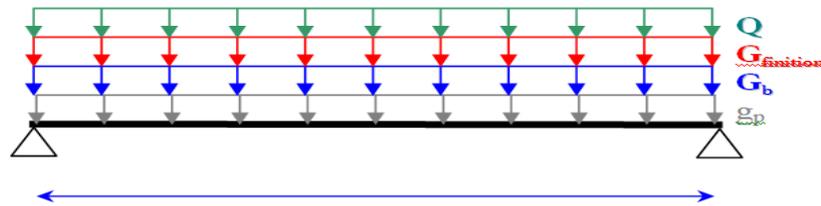


Figure IV-8 : Les poids agissants sur le plancher B à la phase finale.

L'entraxe entre les solives $l = 1.5 \text{ m}$.

- **Combinaison de charge :**
- **ELU :**

$$Q_u = 1.35 \times G_p + (1.35 \times G_b + 1.35 \times G_{finition} + 1.5 \times q) \times 1.35$$

$$Q_u = 1.35 \times 0.262 + (1.35 \times 0.25 + 1.35 \times 2.1 + 1.5 \times 2.5) \times 1.35$$

$$Q_u = 9.69 \text{ KN/m}$$

- **E.L S :**

$$Q_{ser} = G_p + (G_b + G_{finition} + q) \times 1.35$$

$$Q_{ser} = 0.262 + (0.25 + 2.1 + 2.5) \times 1.35$$

$$Q_{ser} = 5.98 \text{ KN/m}$$

➤ **Position de l'axe neutre plastique :**

$$f_c = 0.45 \times f_{c28} \times b_{eff} \times h_c, f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_c = (0.45 \times 25 \times 1350 \times 100) \times 10^{-3}$$

$$f_c = 1518.75 \text{ KN}$$

$$f_a = 0.95 \times f_y \times A_a$$

$$f_a = (0.95 \times 235 \times 3340) \times 10^{-3}$$

$$f_a = 745.65 \text{ KN}$$

$f_c = 1518.75KN > f_a = 745.65KN \Rightarrow$ Axe neutre se trouve dans la dalle de béton.

Moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{pl.Rd} = f_a \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{f_c}{f_a} \cdot \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

- **Vérification de résistance à la flexion :**

Il faut que : $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

Le moment appliqué : $M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{9,69 \times 7^2}{8} = 59,35 KN.m$

Moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{pl.Rd} = 745,65 \left[\frac{220}{2} + 60 + 40 - \left(\frac{745,65}{1518,75} \cdot \frac{60}{2} \right) \right] \cdot 10^{-3} = 156,57 KN.m$$

$M_{sd} = 59,35 KN.m < M_{pl.Rd} = 156,57 KN.m$ **vérifié**

- **Vérification à l'effort tranchant :**

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{Mo}} \dots\dots\dots (5.20)$$

Avec : A_v : l'aire de cisaillement

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 3340 - 2.110.9,2 + (5,9 + 2.12).9,2$$

$$A_v = 1588 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl.Rd} = 1588 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1} = 215,45 KN$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd}

La réaction :

$$V_{sd}^{max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{9,69 \times 7}{2} = 33,91 KN$$

$V_{sd}^{max} = 33,91 KN < V_{pl.Rd} = 215,45 KN$ **Vérifié**

- **Vérification à l'interaction de l'effort tranchant :**

Il est à noter que le moment résistant M_R dépend aussi des efforts appliqués, alors il faut voir la condition suivant :

$$V_{Sd} \leq 0,5.V_{pl.Rd}$$

$$V_{sd}^{max} = 33,91KN < 0,5 \times V_{pl.Rd} = 107,72KN \quad \Rightarrow \quad \text{Pas d'interaction entre l'effort}$$

tranchant et le moment fléchissant.

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

• **Vérification de la condition de la flèche :**

$$f_{max} < \bar{f} = \frac{L}{200} \quad f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} \times L^4}{E.I}$$

Avec :

$$I_C = \frac{A_a \cdot (h_c + 2 \cdot h_p + h_a)^2}{4 \cdot (1 + n \nu)} + \frac{b_{eff} \cdot h_c^3}{12 \cdot n} + I_a$$

$$\nu = \frac{A_a}{A_b} = \frac{3340}{1500 \times 60} = 0,037$$

$$I_C = \frac{2848 \cdot (60 + 2 \cdot 40 + 200)^2}{4 \cdot (1 + 15 \times 0,0356)} + \frac{1350 \times 60^3}{12 \times 15} + 1943 \cdot 10^4 = 12,60 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{5,98 \times (7000)^4}{2,1 \times 10^5 \times 12,60 \times 10^7} = 7,06 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad f_{max}^f = 7,06 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est : $\bar{f} = \frac{L}{200} = \frac{7000}{200} = 35 \text{ mm}$

vérifié

2.2.4. Vérification des Poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent les charges et les surcharges, et qui transmettent ces derniers aux fondations, Ces poteaux articulés aux deux extrémités, ne sont pas soumis à des charges transversales, la sollicitation non nulle est l'effort tranchant.

-On a trois types de poteaux :

1-le poteau central.

2-les poteaux de rives.

1- les poteaux intermédiaires.

• **Les charges sur les poteaux :**

- poids de plancher : $2,5 \times 7 \times 3,5 = 61,25KN$
- poids des cloisons : $2 \times (7 + 3,5) = 21KN$
- poids des solives courantes IPE240 : $0,307 \times 7 = 1,14KN$

- poids des solives de rives IPE200 : $0.224 \times 7 = 1.56KN$
- poids des poutres principales IPE360 : $0.571 \times 3.5 = 1.99KN$
- poids de poteau (estimation IPE400) : $0.663 \times 6 = 0.98KN$

Les charges d'exploitation : $2.5 \times 7 \times 3.5 = 61.25KN$

- **Compression dans les poteaux sous charges permanentes :**

$$G = 61.25 + 21 + 1.14 + 1.56 + 1.99 + 3.98 = 90.92KN$$

- **Compression dans les poteaux sous charges pondérées :**

$$1.35G + 1.5Q$$

$$N = 1.35 \times 77.2 + 1.5 \times 61.25 = 214.61KN$$

$$N = 214.61KN$$

- **Vérification de résistance au flambement :**

Faisons le calcul avec une section IPE 400 dont les caractéristiques suivantes :

Longueur de flambement : $l_{ky} = l_{kz} = 6m$ (barre biarticulée)

Elongement le plus grand : $\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{600}{3.95} = 151.89$

Le profil IPE400 travail en compression :

Tel que : $L_p=l=6000$ mm.

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

D'où : $\lambda_l = 93.9\varepsilon$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_l} \times \beta^{0.5} = \frac{151.89}{93.9} \times 1^{0.5}$$

$$\bar{\lambda} = 1.62$$

- **Courbe c de flambement :**

$\alpha=0.34$Eurocode 3 tableaux 5.3

$$\xi=2,05$$

X=3,10

- **La résistance de calcul au flambage :**

$$N_{sd} = 212,52KN \quad \text{et} \quad N_{brd} = X \times \beta_A \times A \times f_y / \gamma_{m1}$$

On a : $\beta_A = 1$: pour les profilés de classe 1,2et 3.

$$N_{brd} = 3.10 \times 1 \times 8450 \times \frac{23.5}{1.1} = 52026daN = 520,26KN$$

$$N_{sd} = 212.52KN < N_{brd} = 520,26KN$$

Conclusion :

Pour les poteaux intérieurs on adopte un IPE400 qui vérifie la condition de flambement

IV-3 Calcul des connecteurs :

IV-3.1. Introduction :

Le fonctionnement de façon monolithique d'un tel plancher n'est disponible que si la connexion entre la poutre métallique et le béton se fait sans glissement, c'est pourquoi, on est obligé de disposer des éléments de liaison appelés **connecteurs**.

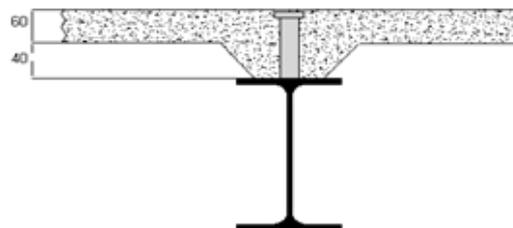


Figure IV-9 : Connexion acier-béton.

IV-3.2. Définition des goujons connecteurs :

Les connecteurs sont des éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure de la solive. Ils ont pour rôle d'assurer la liaison entre la dalle de béton et la solive.

IV-3.3. Le rôle des goujons connecteurs :

Ces connecteurs ont pour rôles :

- de recevoir de la part de la poutre métallique un effort de cisaillement qu'ils transmettent au béton par butée ; cet effort correspond à l'effort de glissement, c'est-à-dire à la variation de compression du béton due à la flexion.
- D'empêcher un soulèvement du béton ; cet effort de soulèvement est donnée par l'EC 4 comme n'étant pas inférieur à 10% de sa résistance ultime au glissement.

IV-3.4. Dimensionnement des goujons connecteurs :

3.4.1. Mezzanine A :

Le dimensionnement de la connexion est réalisé en supposant une connexion complète.

On utilise des tôles profilées en acier et des goujons de hauteur **120mm** et de diamètre **d=19mm** dont l'acier a une résistance ultime en traction spécifiée de $f_u = 450 \text{ MPa}$

(EC4 .6.3.2.1 limite la valeur à prendre en compte à 500 MPa)

a) Le nombre de goujons et l'espacement :

Il doit être égal au moins à l'effort de cisaillement de calcul déterminé section 6.2 Eurocode 4, divisé par la résistance de calcul d'un connecteur P_{Rd} section 6.3 ou 6.5 Eurocode 4.

$$N \geq \frac{N_l}{P_{Rd}}$$

P_{Rd} : la résistance d'un connecteur

N_l : l'effort de cisaillement longitudinal

b) Calcul de la résistance d'un connecteur P_{Rd} :

La résistance ultime d'un connecteur P_{Rd} est donnée par :

$$\text{min de } \begin{cases} P_{Rd} = 0.8 f_u \frac{\pi d^2}{4} \frac{1}{\gamma_v} \\ P_{Rd} = 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \times \frac{1}{\gamma_v} \end{cases}$$

Avec: - f_{ck} : résistance caractéristique à la compression du béton (25 MPa).

- γ_c : coefficient du béton =1,5 en combinaison fondamentale.

- f_u : la contrainte résistante ultime de l'acier du goujon (450MPa).

- $\alpha = 1,0$ pour $\frac{h}{d} \geq 4$ (avec goujon ductile)
- E_{cm} : module de Young instantané du béton (30500 MPa)
- $\gamma_V = 1,25$, le coefficient partiel de sécurité à l'état limite ultime.

AN :

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.8 \times 450 \frac{3.14 \times 19^2}{4} \frac{1}{1.25} = 816,14 \text{ KN} \\ 0.29 \times 1 \times 19^2 \times \sqrt{25 \times 30500} \times \frac{1}{1.25} = 731,33 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Donc : $P_{Rd} = 731,33 \text{ KN}$

c) Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal V_l :

$$V_l = F_{cf}$$

$$F_{cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_a f_y}{\gamma_a} \dots (1) \\ \frac{0.85 A_c f_{ck} + A_{sl} f_{sk}}{\gamma_c} \dots (2) \end{array} \right.$$

$$A_a = 33.4 \text{ cm}^2 \text{ (IPE 220)}$$

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2 \text{ (S235)}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\gamma_a = 1.1$$

$$A_c = b_{eff} \times t = 150 \times 10 = 1500 \text{ cm}^2.$$

$$A_{se} = 0. \text{ pas de ferrailage.}$$

$$F_{cf} = \frac{A_a f_y}{\gamma_a} = \frac{33.4 \times 10^{+2} \times 235}{1.1}$$

$$F_{cf}^{(1)} = 7135,45 \text{ KN}$$

$$F_{cf}^{(2)} = \frac{0.85 A_c f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_{se} f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{0.85 \times 1500 \times 10^{+2} \times 25}{1.5}$$

$$F_{cf} = 21250 \text{ KN}$$

Donc : $V_l = F_{cf} = 7135,45 \text{ KN}$

D'où le nombre des connecteurs N est :

$$N \geq \frac{V_l}{P_{Rd}} = \frac{7135,45}{731,33} = 9,75$$

N = 10 goujons.

Soit N=10 goujons sur la demi longueur de la poutre c'est-à-dire 20 goujons sur la longueur total de la poutre.

d) L'espacement des goujons :

-L'espacement est détaillé dans l'EC4 6.3.2, 6.3.3.

Le nombre de connecteur N est uniformément réparti sur une longueur critique L_{cr} . Cette dernière est la longueur entre deux sections transversales critiques.

Selon l'EC4.4.1.2, une section transversale critique comprend :

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

Le moment fléchissant max se trouve au milieu des solives, donc $L_{cr} = \frac{1}{2} L$

Alors l'espacement des connecteurs S est :

$$S = \frac{L_{cr}}{N} \text{ ou } L_{cr} = \frac{l}{2} = \frac{600}{2} = 300 \text{ cm}$$

$$S = \frac{300}{10} = 30 \text{ cm}$$

$S = 100 \text{ cm}$ donc il convient de prendre $S = 100 \text{ cm}$

Conclusion :

- donc, les connecteurs dont les dimensions : diamètre **d=19mm**, hauteur **h=120mm**, diamètre de tête de goujon **34mm**, hauteur de tête **10mm** ; espacés de **30cm** entre eux, uniformément réparties sur toute la longueur des solives, sont disposés pour solidariser la dalle avec les solives.

3.4.2) mezzanine B :

a) Le nombre de goujons et l'espacement :

Il doit être égal au moins à l'effort de cisaillement de calcul déterminé section 6.2 Eurocode 4, divisé par la résistance de calcul d'un connecteur P_{Rd} section 6.3 ou 6.5 Eurocode 4.

$$N \geq \frac{N_l}{P_{Rd}}$$

P_{Rd} : la résistance d'un connecteur

N_l : l'effort de cisaillement longitudinal

Donc : $P_{Rd} = 731,33KN$

b) Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal V_l :

$$V_l = F_{cf}$$

$$F_{cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_a f_y}{\gamma_a} \dots(1) \\ \frac{0.85 A_c f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_{sl} f_{sk}}{\gamma_s} \dots(2) \end{array} \right\}$$

Donc : $V_l = F_{cf} = 8353,18KN$

D'où le nombre des connecteurs N est :

$$N \geq \frac{V_l}{P_{Rd}} = \frac{8353,18}{731,33} = 11,42$$

N = 12 goujons.

Soit N=12 goujons sur la demi longueur de la poutre c'est-à-dire 24 goujons sur la longueur total de la poutre.

c) L'espacement des goujons :

-L'espacement est détaillé dans l'EC4 6.3.2, 6.3.3.

Le nombre de connecteur N est uniformément réparti sur une longueur critique L_{cr} . Cette dernière est la longueur entre deux sections transversales critiques.

Selon l'EC4.4.1.2, une section transversale critique comprend :

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

Le moment fléchissant max se trouve au milieu des solives, donc $L_{cr} = \frac{1}{2} L$

Alors l'espacement des connecteurs S est :

$$S = \frac{L_{cr}}{N} \text{ ou } L_{cr} = \frac{l}{2} = \frac{700}{2} = 350 \text{ cm}$$

$$S = \frac{350}{12} = 29,16 \text{ cm}$$

$S = 29,5 \text{ cm}$ donc il convient de prendre $S = 29,5 \text{ cm}$

- donc, les connecteurs dont les dimensions : diamètre **d=19mm**, hauteur **h=120mm**, diamètre de tête de goujon **34mm**, hauteur de tête **10mm** ; espacés de **29,5cm** entre eux, uniformément réparties sur toute la longueur des solives, sont disposés pour solidariser la dalle avec les solives.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté une étude et dimensionnement d'un plancher mixtes acier- béton. L'hypothèse fondamentale utilisée par toutes ces théories est qu'il existe une connexion parfaite entre l'acier et le béton. Étant donné que l'adhérence entre les deux matériaux est très faible, la solidarisation est effectuée par des systèmes de liaison « connecteurs » capables de transmettre les différents efforts à l'interface.

IV-4 ETUDE DES ESCALIERS

IV-4.1. Introduction :

Un escalier est une succession des marches et contre marches permettant de passer d'un niveau à un autre dont la largeur s'appelle l'embranchement, largeur des marches s'appellent giron (g) et la hauteur contre marche (h).

IV-4.2. Définition :

- **Un palier** : espace plat et spaciaux qui marque un étage après une série de marche, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- **Une volée** : est une partie droite ou courbé d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- **Un limon** : élément incliné supportant les marches. pour les limons, on emploie des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un profilé en U sur l'âme verticale.
- **Garde corps** : Il est utilisé pour assurer la sécurité.

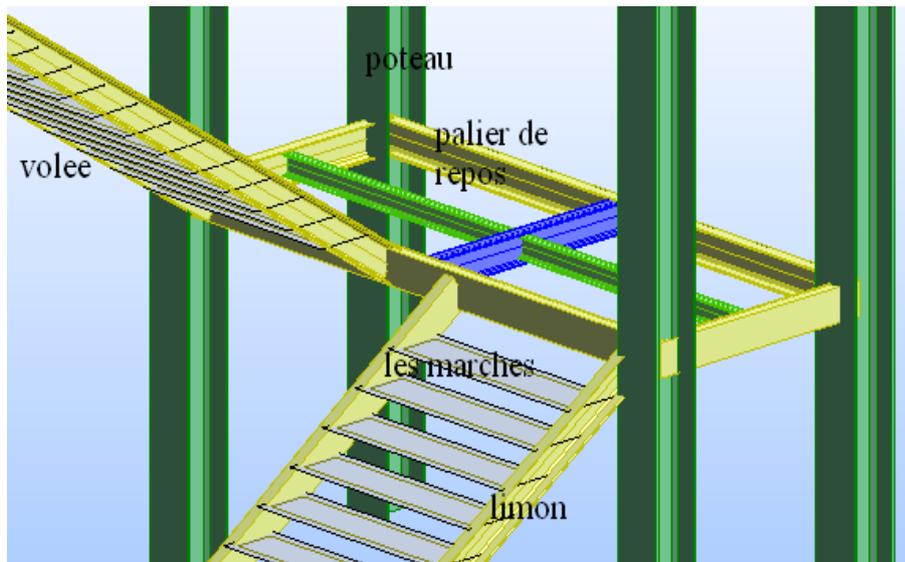


Figure IV-10 : constituants d'un escalier.

IV-4.3. choix des dimensions :

4.3.1 .pour la mezzanine A :

- Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier :

La hauteur de l'étage : $h = 6\text{m}$;

Les dimensions en plan de la cage d'escalier : $4.65 \times 2.5 \text{ m}^2$

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

- H : hauteur de la marche, $16.5 \leq H \leq 18.5$ cm ;
- G : largeur de la marche (giron), $27 \leq G \leq 30$ cm ;

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

➤ on dispose de 02 volées la hauteur de chacune est :

$$h' = \frac{h}{2} = \frac{600 \text{ cm}}{2} = 300 \text{ cm.}$$

- la largeur du volée est : $L' = 115$ cm.
- On admet une hauteur de marche de : $H = 17.6$ cm, alors le nombre des marches (n) est :

$$n = \frac{h'}{H} = \frac{300 \text{ cm}}{17.6} = 17 \text{ marches.}$$

- la largeur d'une marche est :
- $$G = 30 \text{ cm.}$$

➤ vérification de la formule de **BLONDEL** :

$$60 \leq 2H+G \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 60 \leq 2 \times 17.6 + 30 \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ (Condition vérifiée).} \checkmark$$

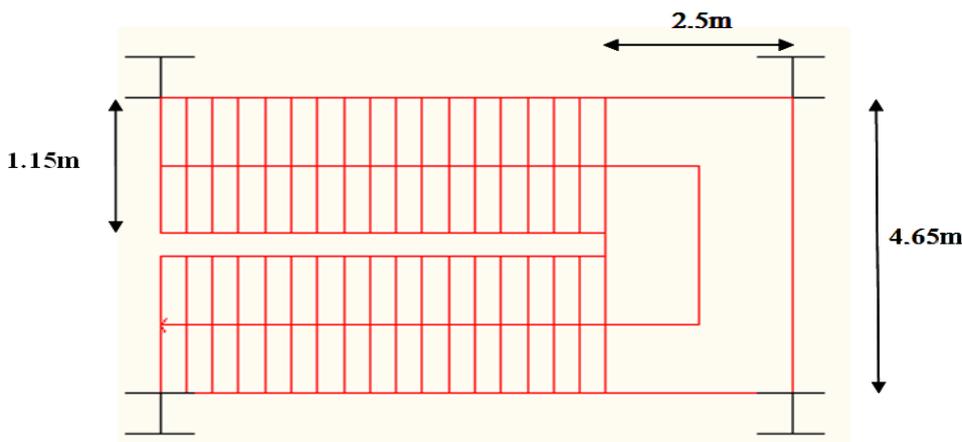


Figure IV-11 Les dimensions de l'escalier du plancher A.

4.3.1.1. Calcul des marches :

Les marches sont construites par des tôles striées, d'épaisseur 5 mm rigidifiées par des cornières jumelées ( 40×40×4) soudées au milieu des tôles. Les cornières jumelées sont 

soudées avec les cornières d'attaches (40×40×4), ces derniers sont boulonnés avec le limon.

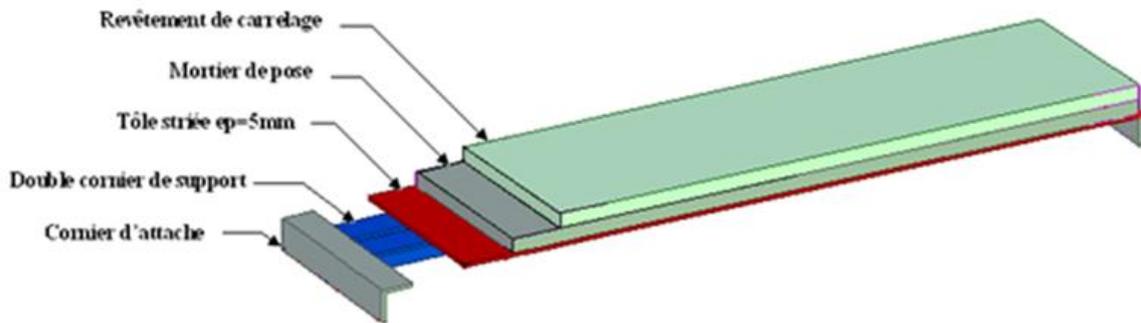


Figure IV-11 les composantes d'escalier en construction métallique.

- **Evaluation des charges :**

La marche est soumise aux charges et surcharges suivantes :

- **la charge permanente :**

La tôle : $G_1 = 39.25 \times 0.3 = 11.77 \text{ daN/ml}$

Le mortier de pose : $G_2 = 40 \times 0.3 = 12 \text{ daN/ml}$

Le revêtement : $G_3 = 40 \times 0.3 = 12 \text{ daN/ml}$

Les cornières : $G_4 = 2 \times 2.5 = 5 \text{ daN/ml}$

Total : $G = 40.77 \text{ daN/ml}$

- **la surcharge d'exploitation :**

$P = 250 \text{ daN/ml}$

$Q = P \times g = 250 \times 0.3 = 75 \text{ daN/ml} \quad \rightarrow \mathbf{Q=75 \text{ daN/ml}}$

-à l'état limite de service :

$Q_s = G + Q = 115.77 \text{ daN/ml}$

-à l'état limite ultime :

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 167.54 \text{ daN/ml}$$

- **la vérification :**

➤ **La flèche :**

Les cornières jumelées doivent satisfaire la condition de la flèche suivante :

$$f_y = \frac{5Q_s L^4}{384 E I_y} \leq \frac{L}{250}$$

Avec :

L : la longueur des cornières, L = 1.15m

I_y : l'inertie des cornières jumelées, I_y = 16.7 cm⁴

W_y = 4.47 cm³

$$AN : \frac{5 \times 115.77 \times 10^{-3} \times 1150^4}{384 \times 21000 \times 16.7 \times 10^4} = 0.75 \text{ mm} \leq \frac{1150}{250} = 4.60 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).} \checkmark$$

➤ **La résistance :**

La condition de la résistance est la suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{167.54 \times 1.15^2}{8} = 27.69 \text{ daN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y W_y}{\gamma_0} = \frac{23.5 \times 4.47}{1.1} = 95.49 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 27.69 \text{ daN.m} \leq M_{Rd} = 95.49 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{(condition vérifiée).}$$

4.3.1.2. Calcul de limon :

Après une succession de calcul, nous avons choisi par estimation ; le profilé UPN 160 convient comme un limon de la volée d'escalier.

Les caractéristiques de l'UPN160 :

$$L = 4.54 \text{ m}$$

$$I_y = 925 \text{ cm}^2$$

$$w_y = 116\text{cm}^3$$

- **Evaluation des charges :**

- la charge permanente :

$$\text{La tôle : } G_1 = \frac{1}{2} \times (39.25 \times 1.15) = 22.56\text{daN/ml}$$

$$\text{Le mortier de pose : } G_2 = \frac{1}{2} \times (40 \times 1.15) = 23\text{daN/ml}$$

$$\text{Le revêtement : } G_3 = \frac{1}{2} \times (40 \times 1.15) = 23\text{daN/ml}$$

$$\text{Les cornières : } G_4 = \frac{1}{2} \times \frac{4.84 \times 1.15 \times 17}{4.54} = 10.42\text{daN/ml}$$

$$\text{Le limon (UPN160) : } G_5 = 18.9\text{daN/ml}$$

$$\text{Le garde de corps : } 15 \times \frac{4.54}{2} = 34.05\text{daN/ml}$$

Avec :

La longueur d'une marche : 1.15m

Le nombre des marches : 17

La longueur totale du limon : 4.54m

Total : G = 131,93daN/ml.

-la sur charge d'exploitation :

$$Q = P \times l' = 250 \times 1.15 = 287.5\text{daN/ml} \qquad \mathbf{Q=287.5daN/ml}$$

-à l'état limite de service :

$$Q_s = G + Q = 419.43\text{daN/ml}$$

-à l'état limite ultime :

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 609.35\text{daN/ml}$$

- **la vérification :**

➤ **La flèche :**

Le limon doit satisfaire la condition de la flèche suivante :

$$f_y = \frac{5Q_s \cos \alpha L^4}{384 EI_y} \leq \frac{L}{250}$$

Avec :

α : l'angle d'inclinaison de limon, $\alpha = 40^\circ$

$$AN : \frac{5 \times 419,43 \times 0,76 \times 10^{-3} \times 4540^4}{384 \times 21000 \times 925 \times 10^4} = 9,07 \text{ mm} \leq \frac{4540}{250} = 18,16 \text{ mm} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée}).$$

➤ **La résistance :**

La condition de la résistance est la suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{Q_u \times \cos \alpha \times l^2}{8} = \frac{609,35 \times 0,76 \times 4,54^2}{8} = 1193,16 \text{ daN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y W_y}{\gamma_0} = \frac{23,5 \times 116}{1,1} = 2478,18 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 1193,16 \text{ daN.m} \leq M_{Rd} = 2478,18 \text{ daN.m} \dots\dots\dots (\text{condition vérifiée}).$$

➤ **La compression :**

Pour que le limon résiste à la compression, il faut que:

$$N \leq N_R$$

N: effort de compression

N_R : effort normal de la plastification

$$N = Q_u \times \sin \alpha \times l = 609,35 \times 0,64 \times 4,54 = 17,70 \text{ KN}$$

$$N_R = A f_y / \gamma_0 = 24 \times 10^2 \times 235 / 1,1 = 512,72 \text{ KN}$$

$$N = 17,70 \text{ KN} \leq N_R = 512,72 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée}). \checkmark$$

➤ **Effort tranchant :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$V_{sd} = Q_u \times \cos \alpha \times \frac{L}{2}$$

$$V_{sd} = 609,35 \times 0,76 \times \frac{4,54}{2} = 1051,25 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1051,25 \text{ daN}$$

- $V_{pl,rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_0} \cdot \sqrt{3}}$ et $A_v = A - 2bt_f + (t_w + r) = 24 - 2.6.5.1,05 + (0,75 + 1,05).1,05 = 12,24 \text{ cm}^2$

$$\rightarrow A_v = 12,24 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = 1224 \cdot \frac{23,5}{1,1 \cdot \sqrt{3}} = 15097,18 \text{ daN} \quad \rightarrow V_{pl,rd} = 15097,18 \text{ daN}$$

donc la condition sera : $V_{sd} = 967,66 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 15097,18 \text{ daN}$ vérifié

4.3.1.3. Calcul de palier de repos :

Nous avons prévu pour le palier de repos, une tôle striée d'épaisseur 10mm posée sur des poutres UPN100 et 140, comme l'indique la figure ci-dessous :

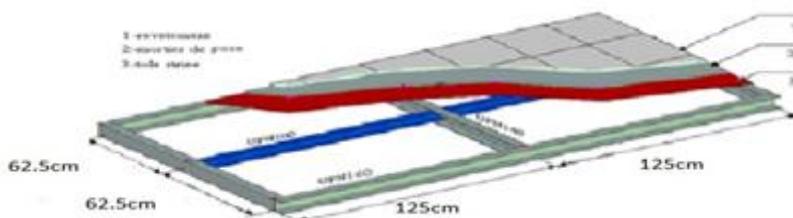


Figure IV-12 Les dimensions de palier de repos.

a) la tôle :

Pour le calcul, on prend une partie de la tôle équivalente à $\frac{1}{4}$ de la surface totale de palier de repos, soudée sur ces 4 cotés avec les poutres porteuses du palier, de dimension $62,5 \times 125 \text{ cm}^2$, comme l'indique la figure IV-6.

- **Evaluation des charges :**

- la charge permanente :

La tôle : $G_1 = 78,5 \text{ daN/m}^2$.

Le mortier de pose : $G_2 = 40 \text{ daN/m}^2$

Le revêtement : $G_3 = 40 \text{ daN/m}^2$

Total : $G = 158.5 \text{ daN/ml}$

-la surcharge d'exploitation :

$$Q = P = 250 \text{ daN/m}^2 \quad \mathbf{Q = 250 \text{ daN/ml}}$$

-à l'état limite de service :

$$Q_s = G + Q = \mathbf{408.5 \text{ daN/ml}}$$

-à l'état limite ultime :

$$Q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = \mathbf{588,97 \text{ daN/ml}}$$

- **la vérification :**

➤ **La flèche :**

On a pour une plaque rectangulaire uniformément chargée, encadrée sur 4 cotés (soudée) :

$$e = 1 \text{ cm}, a = 62.5 \text{ cm}, b = 125 \text{ cm}$$

Supposant que le centre du repère (OXY) est confondu avec le centre de gravité de la plaque. La flèche maximale (quand $x=0, y=0$), est :

$$f = \frac{0.0277 \times Q_s \times a^4}{E \times e^3}$$

$$\text{AN : } f = \frac{0.0277 \times 408.5 \times 10^{-6} \times 625^4}{21000 \times 10^3} = 0.082 \text{ mm} \leq \frac{625}{250} = 2.50 \text{ mm} \dots\dots \text{ (Condition vérifiée).}$$

b) la poutre UPN 100 :

Cette poutre supporte 1/4 des charges et surcharges de palier de repos. La poutre a les caractéristiques suivantes :

- **Evaluation des charges :**

- la charge permanente :

$$\text{La tôle : } G_1 = (78.5 \times 0.625) = 49.06 \text{ daN/ml.}$$

$$\text{Le mortier de pose : } G_2 = (40 \times 0.625) = 25 \text{ daN/ml.}$$

$$\text{Le revêtement : } G_3 = (40 \times 0.625) = 25 \text{ daN/ml.}$$

La poutre (UPN100) : $G_4 = 10.6 \text{ daN/ml}$.

Total : $G = 109.66 \text{ daN/ml}$.

-la sur charge d'exploitation :

$$P = 250 \text{ daN/m}^2.$$

$$Q = 250 \times 0.625 = 156.25 \text{ daN/ml}$$

$$Q = 156.25 \text{ daN/ml}$$

-à l'état limite de service :

$$Q_s = G + Q = 265.91 \text{ daN/ml}.$$

-à l'état limite ultime :

$$Q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 382.41 \text{ daN/ml}.$$

- **la vérification :**

- **La flèche :**

On doit satisfaire la condition de la flèche suivante :

$$f_y = \frac{5Q_s L^4}{384 E I_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$AN : \frac{5 \times 265.91 \times 10^{-3} \times 1250^4}{384 \times 21000 \times 206 \times 10^4} = 0.19 \text{ mm} \leq \frac{1250}{250} = 5 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

- **La résistance :**

La condition de la résistance est la suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{382.41 \times 1.25^2}{8} = 74.68 \text{ daN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{f_y W_y}{\gamma_0} = \frac{23.5 \times 41.2}{1.1} = 880.18 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 74.68 \text{ daN.m} \leq M_{rd} = 880.18 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{(condition vérifiée).}$$

c) la poutre UPN140 :

Cette poutre supporte 1/2 des charges et surcharges de palier de repos. La poutre a les caractéristiques suivantes :

• **Evaluation des charges :**

- la charge permanente :

La tôle : $G_1 = (78.5 \times 1.25) = 98.12 \text{ daN/ml}$.

Le mortier de pose : $G_2 = (40 \times 1.25) = 50 \text{ daN/ml}$.

Le revêtement : $G_3 = (40 \times 1.25) = 50 \text{ daN/ml}$.

La poutre (UPN140) : $G_4 = 16 \text{ daN/ml}$.

Total : $G = 214.12 \text{ daN/ml}$.

- la surcharge d'exploitation :

$P = 250 \text{ daN/m}^2$

$Q = P \times 1.25 = 250 \times 1.25 = 312.5 \text{ daN/ml}$

$Q = 312.5 \text{ daN/ml}$

- à l'état limite de service :

$Q_s = G + Q = 526.62 \text{ daN/ml}$.

- à l'état limite ultime :

$Q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 757.81 \text{ daN/m}^2$.

➤ **La flèche :**

On doit satisfaire la condition de la flèche suivante :

$$f_y = \frac{5Q_s L^4}{384 EI_y} \leq \frac{L}{250}$$

AN : $\frac{5 \times 526.62 \times 10^{-3} \times 1250^4}{384 \times 21000 \times 605 \times 10^4} = 0.13 \text{ mm} \leq \frac{1250}{250} = 5 \text{ mm} \dots\dots\dots$ (Condition vérifiée).

➤ **La résistance :**

On doit vérifier la condition de la résistance suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{Qul^2}{8} = \frac{757.81 \times 1.25^2}{8} = 1.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y W_y}{\gamma_0} = \frac{235 \times 86.4}{1.1} = 18.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 1.48 \text{ KN.m} \leq M_{Rd} = 18.45 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{(condition vérifiée).}$$

d) la poutre porteuse UPN160 :

Elle a les caractéristiques suivantes :

- **Evaluation des charges :**

- la charge permanente :

*charges réparties :

La tôle : $G_1 + 78,5 \times 0,31 = 24,33 \text{ daN/ml}$

Le mortier de pose : $G_2 = 40 \times 0,31 = 12,4 \text{ daN/ml}$

Le revêtement : $G_3 = 40 \times 0,31 = 12,4 \text{ daN/ml}$

La poutre UPN160 : $G_4 = 18,8 \text{ daN/ml}$

Le garde de corps : $G_5 = 28,05 \text{ daN/ml}$

Total G=95,98daN/ml.

- **charges ponctuelles :**

Les quatre limons sont assemblés avec la poutre UPN160 dans quatre points distincts. Cette poutre supporte dans chaque point d'assemblage une charge ponctuelle (F) égale à ¼ du poids propre de volée.

Le poids propre d'une volée=

$$P_v = 18.8 \times 4.54 \times 2 + (147.3) \times 0.31 \times 1.15 \times 17 + 4.84 \times 1.15 \times 17 = 1158,03 \text{ daN}$$

Donc : $F_1 = 1158,03/4 = 289,5 \text{ daN}$. **$F_1 = 289,5 \text{ daN}$.**

-la surcharge d'exploitation :

- **surcharge répartie :**

$$Q=250 \times 0,31 = 77,5daN/ml$$

$$Q=77.5daN/ml.$$

- **surcharge ponctuelle :**

$$F_2=250 \times 3,4 \times \frac{1,15}{4} = 244,37daN/ml$$

$$F_2 = 244.37daN.$$

- A l'état limite de service :

- **charge répartie :**

$$Q_s= G+Q = 173.48daN/ml.$$

- **charge ponctuelle :**

$$F = F_1 + F_2 = 533.87daN.$$

- A l'état limite ultime :

- **charge repartie :**

$$Q_u= 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 245,82daN/m^2.$$

- **charge ponctuelle :**

$$F' = 1.35F_1 + 1.5F_2 = 757,38daN.$$

➤ **La flèche :**

On a quatre charges ponctuelles et des charges réparties sur la poutre UPN160, pour calculer la flèche on utilise le théorème de superposition qui annonce que la flèche totale est la somme des flèches dues à chacune de ces charges. La flèche au milieu de la poutre, due a une charge ponctuelle F appliquée a une distance (a) de l'extrémité de la poutre ; égale à :

$$f = \frac{F \times a}{48EI_y} (3L^2 - 4a^2)$$

Donc la flèche au milieu de la poutre porteuse est la somme de :

$$f_1 = \frac{F \times a_1}{48EI_y} (3L^2 - 4a_1^2) ; f_2 = \frac{F \times a_2}{48EI_y} (3L^2 - 4a_2^2)$$

$$f_3 = \frac{F \times a_3}{48EI_y} (3L^2 - 4a_3^2) ; f_4 = \frac{F \times a_4}{48EI_y} (3L^2 - 4a_4^2)$$

Avec:

$$a_1 = 0.025m; a_2 = 0.025+1.11=1.13m ; a_3 = 0.025+1.11+0.2=1.33m ;$$

$$a_4 = 0.025+1.11+0.2+1.11=2.44m$$

$$\text{Or: } f_4 = f_1 = \frac{700 \times 25}{48 \times 21000 \times 925 \times 10^4} (3 \times 2500^2 - 4 \times 25^2) = 0.035 \text{ mm}$$

$$\text{Et } f_3 = f_2 = \frac{700 \times 1130}{48 \times 21000 \times 925 \times 10^4} (3 \times 2500^2 - 4 \times 1130^2) = 1.15 \text{ mm}$$

- La flèche due aux charges réparties :

$$f_5 = \frac{5Q_s L^4}{384 EI_y} = \frac{5 \times 145.43 \times 10^{-3} \times 2500^4}{384 \times 21000 \times 925 \times 10^4} = 0.38 \text{ mm}$$

- La flèche totale :

$$f = 2f_1 + 2f_2 + f_5 = 2 \times 0.035 + 2 \times 1.15 + 0.38 = 2.75 \text{ mm}$$

$$f = 2.75 \text{ mm} \leq \frac{l}{250} = \frac{2500}{250} = 10 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée). } \checkmark$$

La résistance :

On doit vérifier la condition de la résistance suivante :

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

➤ **Calcul du moment max :**

$$R_A = R_B = \frac{Qu \times l + 4 \times F'}{2} = \frac{207.95 \times 2.5 + 4 \times 700}{2} = 1659.93 \text{ daN}$$

$$M_{\max} = R_A \times \frac{l}{2} - Qu \times \frac{l^2}{8} - F'(l - a_1 - a_2)$$

$$M_{sd} = M_{\max} = 1659.93 \times \frac{2.5}{2} - 207.9 \times \frac{2.5^2}{8} - 700(2.5 - 0.025 - 1.13) = 971 \text{ daN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y W_y}{\gamma_0} = \frac{235 \times 116}{1.1} = 24.782 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 9.71 \text{ KN.m} \leq M_{Rd} = 24.782 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{(condition vérifiée)}$$

➤ **vérification de poteau d'appui HEB200 :**

• **Les charges sur les poteaux :**

1- poids des marches : $2L \ 40 \times 40 \times 4 = 5 \text{ daN/m}$

2- poids du limon : $UPN160 = 18,9 \text{ daN/m}$

3- poids de garde de corps : $28,05 \text{ daN/ml}$

4-charge d'exploitation $Q=250daN/ml$

5-poids propre de poteau estimé :HEB200=61,3daN/ml

$G=113,2daN/ml$

$Q=250daN/ml$

$$q=1.35G+1.5Q$$

$$q=1,35 \times 113,2 + 1,5 \times 250 = 527,82daN/ml$$

$$q=5,27KN/ml$$

$$N=1,25 \times q \times l$$

$$N=1,25 \times 5,27 \times 3,42 = 22,53KN$$

$$\mathbf{N=22.53KN}$$

Faisons le calcul avec une section HEB200 dont les caractéristiques suivantes :

Aire de section :78,1cm²

Rayon de giration : $i_y = 8,54cm$

$$i_z = 5,07cm$$

Longueur de flambement : $L_{ky} = L_{kz} = 3m$ (barre biarticulée)

Elancement le plus grand : $\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{300}{5,07} = 59,17$

- **Vérification de résistance au flambement :**

Tel que : $L_p=l=3000$ mm.

$$\mathbf{D'où : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\mathbf{\lambda l=93,3}$$

Elancement réduit : $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda l} \times \beta^{0.5} = 59,17/93,9=0,63$

$$\bar{\lambda}_z = 0.63$$

- **Courbe c de flambement :**

$$\alpha = 0.21 \dots \dots \dots \text{Eurocode 3 tableaux 5.3}$$

$$\xi = 0.5 \times (1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2)$$

$$\xi = 0.5 \times (1 + 0.21(0.63 - 0.2) + 0.63^2) = 0.87$$

$$\xi = 0.74$$

$$X = 1 / (\xi + (\xi^2 + \bar{\lambda}^2)^{0.5})$$

$$X = 1 / (0.74 + (0.74^2 + 0.63^2)^{0.5}) = 2.32$$

- **La résistance de calcul au flambage :**

$$N_{sd} = 22.53 \text{KN} \text{ et } N_{b,r,d} = X \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1}$$

On a : $\beta_A = 1$: pour les profilés de classe 1, 2 et 3.

$$N_{b,r,d} = 2.32 \times 1 \times 7810 \times 23.5 / 1.1 = 387.09 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 22.53 \text{KN} < N_{b,r,d} = 387.09 \quad \text{vérifié}$$

4.3.2. Pour la mezzanine B :

- Caractéristiques géométriques de cet escalier :

Ces escalier ne contient pas de palier de repos :

La hauteur de l'étage : $h = 6 \text{m}$;

Dans ce cas on a escalier à l'extérieur du plancher donc on ne va pas avoir une cage d'escalier, ce dernier est droit.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} - H : \text{hauteur de la marche, } 16.5 \leq H \leq 18.5 \text{ cm ;} \\ - G : \text{largeur de la marche (giron), } 27 \leq G \leq 30 \text{ cm ;} \end{array} \right.$$

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

- on dispose une volée de l'hauteur 6m :

-la largeur du volée est : $L' = 115\text{cm}$.

-On admet une hauteur de marche de : $H = 17.6\text{cm}$, alors le nombre des marches (n) est :

$$n = \frac{h'}{H} = \frac{600\text{cm}}{17.6} = 34\text{marches.}$$

- la largeur d'une marche est :

$$G = 30\text{cm} .$$

➤ vérification de la formule de **BLONDEL** :

$$60 \leq 2H+G \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 60 \leq 2 \times 17.6 + 30 \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).} \checkmark$$

4.3.2.1. Calcul des marches :

Les marches sont construites par des tôles striées, d'épaisseur 5 mm rigidifiées par des cornières jumelées ( 40×40×4) soudées au milieu des tôles. Les cornières jumelées sont soudées avec les cornières d'attaches  (40×40×4), ces derniers sont boulonnés avec le limon.

• **Evaluation des charges :**

La marche est soumise aux charges et surcharges suivantes :

• **la charge permanente :**

La tôle : $G_1 = 39.25 \times 0.3 = 11.77\text{daN/ml}$.

Le mortier de pose : $G_2 = 40 \times 0.3 = 12\text{daN/ml}$.

Le revêtement : $G_3 = 40 \times 0.3 = 12\text{daN/ml}$.

Les cornières : $G_4 = 2 \times 2.5 = 5\text{daN/ml}$.

Total : $G = 40.77\text{daN/ml}$

• **la surcharge d'exploitation :**

$P = 250\text{daN/m}^2$

$Q = P \cdot g = 250 \times 0.3 = 75\text{daN/ml}$

→ $Q = 75\text{daN/ml}$

-à l'état limite de service :

$Q_s = G + Q = 115.77\text{daN/ml}$.

-à l'état limite ultime :

$Q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 167.54 \text{ daN/ml.}$

➤ **La flèche :**

Les cornières jumelées doivent satisfaire la condition de la flèche suivante :

$$f_y = \frac{5Q_s L^4}{384 E I_y} \leq \frac{L}{250}$$

Avec :

L : la longueur des cornières, L = 1.15m

I_y : l'inertie des cornières jumelées, I_y = 16.7 cm⁴

W_y = 4.47 cm³

AN : $\frac{5 \times 115.77 \times 10^{-3} \times 1150^4}{384 \times 21000 \times 16.7 \times 10^4} = 0.75 \text{ mm} \leq \frac{1150}{250} = 4.60 \text{ mm}$ (Condition vérifiée). ✓

➤ **La résistance :**

La condition de la résistance est la suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{Q_u L^2}{8} = \frac{167.54 \times 1.15^2}{8} = 27.69 \text{ daN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y W_y}{\gamma_0} = \frac{23.5 \times 4.47}{1.1} = 95.49 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 27.69 \text{ daN.m} \leq M_{Rd} = 95.49 \text{ daN.m}$ (condition vérifiée).

4.3.2.2. Calcul de limon :

Après une succession de calcul, nous avons choisi par estimation ; le profilé UPN 160 convient comme un limon de la volée d'escalier.

• **Evaluation des charges :**

- la charge permanente :

La tôle : $G_1 = \frac{1}{2} (39.25 \times 1.15) = 22.56 \text{ daN/ml.}$

Le mortier de pose : $G_2 = \frac{1}{2} (40 \times 1.15) = 23 \text{ daN/ml.}$

Le revêtement : $G_3 = \frac{1}{2} (40 \times 1.15) = 23 \text{ daN/ml.}$

Les cornières : $G_4 = \frac{1}{2} (4.84 \times 1.15 \times 34) / 10,16 = 9.46 \text{ daN/ml.}$

Le limon (UPN160) : $G_5 = 18.9 \text{ daN/ml.}$

Avec :

La longueur d'une marche : 1.15m

Le nombre des marches : 34

La longueur totale du limon : 10,16m

Total : G = 96.92daN/ml.

-la sur charge d'exploitation :

$$Q=P.L'=250 \times 1.15=287.5daN/ml \quad \quad \quad \mathbf{Q=287.5daN/ml}$$

-à l'état limite de service :

$$Q_s= G+Q= \mathbf{384.42daN/ml.}$$

-à l'état limite ultime :

$$Q_u= 1.35 \times G+1.5 \times Q = \mathbf{562.09daN/ml.}$$

➤ **La flèche :**

Le limon doit satisfaire la condition de la flèche suivante :

$$F_y = \frac{5Q_s \cos \alpha L^4}{384 EI_y} \leq \frac{L}{250}$$

Avec :

α : l'angle d'inclinaison de limon, $\alpha = 36^0$

$$\frac{5 \times 384,42 \times 0.80 \times 10^{-3} \times 5080^4}{384 \times 21000 \times 925 \times 10^4} = 13,72mm \leq \frac{5080}{250} = 20,32mm \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

➤ **La résistance :**

La condition de la résistance est la suivante :

$$\mathbf{M_{sd} \leq M_{rd}}$$

$$M_{sd} = \frac{Q_u \times \cos \alpha \times l^2}{12} = \frac{562,09 \times 0.8 \times 5,08^2}{12} = 967,03daN.m$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y W_y}{\gamma_0} = \frac{23.5 \times 116}{1.1} = 2478.18daN.m$$

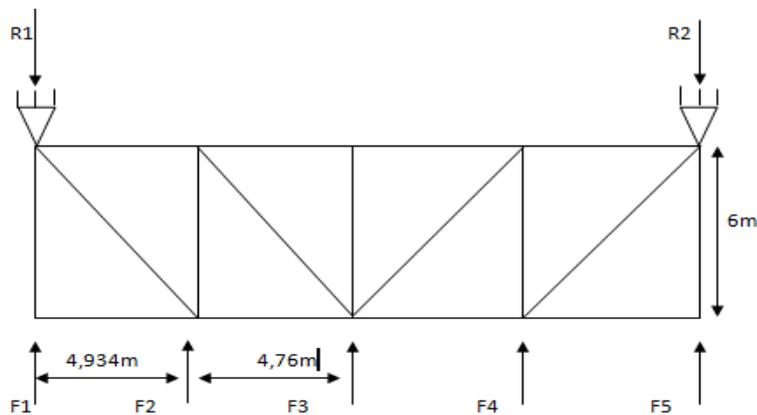
$$M_{sd} = 967,03daN.m \leq M_{Rd} = 2478.18daN.m \dots\dots\dots \text{(condition vérifiée).}$$

I- introduction :

Un contreventement est un système destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux sur celui-ci (actions du vent, sismiques, efforts de freinage ou d'accélération ponts roulants, et de vibrations de machines vibrantes,...etc). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage relativement aux phénomènes d'instabilité (flambement ou déversement).

II-Contreventement de toiture :**II.1Poutre au vent de pignon de rive:****II-1.1 Définition :**

Pour assurer la stabilité longitudinale de la structure, une poutre au vent transversale est utilisée en toiture en association avec le contreventement des longs pans (palées de stabilité verticales). Dans cette configuration, les efforts dus au vent longitudinal sur pignons sont acheminés de la poutre au vent de pignon vers les palées verticales de stabilité de long pan en passant par les poutres sablières puis dans les fondations .

II-1.2 Evaluation des efforts horizontaux :

figureV-1 : schéma de la poutre au vent de pignon

$$F_i = 1,5 \times \left[(w_i \times S_i) + \frac{F_{fr}}{n} \right]$$

Avec :

n : le nombre de nœuds au niveau de la toiture.

F_{fr} : Force de frottement sur la toiture.

w_i : la charge due au vent sur le pignon avec $C_{pi} = -0,5$ (surpression en zone D).

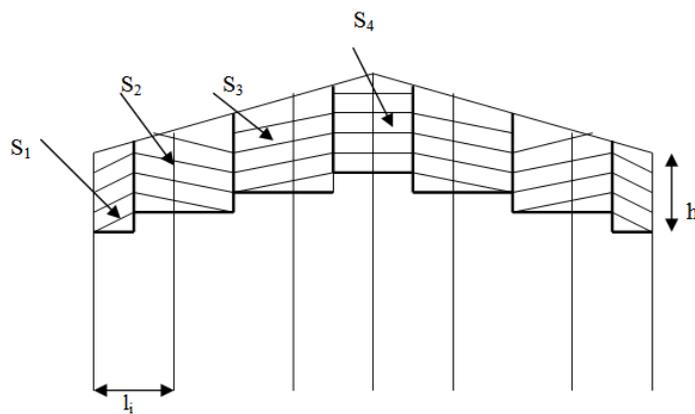
$$S_i = h_i \cdot \frac{l_i}{2}$$

Dans notre projet nous avons :

$$\left. \begin{aligned}
 V &= 75,06 \text{ daN/m}^2 \\
 F_{fr} &= 1176 \text{ daN} \\
 n &= 5
 \end{aligned} \right\}$$

Surfaces de reprises pour chaque panne, montant de la poutre au vent :

Le pignon, est composé de deux poteaux et de deux potelets, pour chacun de ces éléments, la moitié des efforts est transmise en tête et l'autre moitié en pied.



FigureV-2 : surface d'application des efforts horizontaux

I	1	2	3	4	5
hi(m)	10,14	11,225	12,31	11,225	10,14
li(m)	2,46	4,76	4,76	4,86	2,46
Si(m)	12,32	27,28	29,91	27,28	12,32
Fi(daN)	1159,94	2282,84	2480,24	2282,84	1159,94
1,5 Fi(daN)	1739,908	3424,26	3720,37	3424,26	1739,908

Tableau V-1 : valeurs des efforts Fi pour chaque surface.

$$R_A = R_B = \sum \frac{F_i}{2} = \sum \frac{F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5}{2} = 7024,35 \text{ daN.}$$

II-1.3 Effort de traction dans les diagonales :

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort.

Par la méthode des coupures, on établit l'effort F_d dans les diagonales d'extrémités (les plus sollicitées), qui est donné comme suit :

$$F_d \cdot \cos \theta + F_1 = R_A$$

$$\tan \theta = \frac{4,915}{6} \Rightarrow \theta = \arctg \frac{4,915}{6} = 39,32^\circ$$

$$\tan \theta = \frac{4,5}{6} \Rightarrow \theta = \arctg \frac{4,5}{6} = 36,87^\circ$$

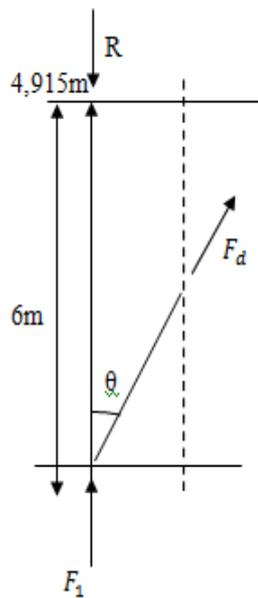


Figure V.3 : représentation des forces sur un nœud

$$F_d = \frac{R_A - F_1}{\cos \theta} = \frac{7024,35 - 1739,908}{\cos 39,32^\circ} = 6830,80 \text{ daN}$$

$$N_{Sd} = 1,5 \times F_d = 1,5 \times 6830,80 \text{ daN} = 102,46 \text{ KN}$$

II-1.4 Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A

$$N_{Sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

La vérification se fera après calcul des assemblages.

Section nette : $A_{net} = A_1 + \xi \cdot A_2$

$$A_1 = (6 \times 0,4) - (1,6 \times 0,4) = 1,76 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (6 - 0,4) \times 0,4 = 2,24 \text{ cm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2} = 0,702$$

$$A_{net} = 1,76 + 0,702 \times 2,24 = 3,33 \text{ cm}^2$$

Vérification a la résistance ultime de la section :

$$N_{Sd} \leq N_{u.Rd}$$

$$\text{Ou } N_{u.Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$N_{u.Rd} = \frac{0,9 \cdot 3,33 \cdot 36}{1,25} = 86,31 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 102,46 \text{ KN} > N_{u.Rd} = 86,31 \text{ KN}$$

Non Vérifié

On doit augmenter la section des cornières, on choisit des cornières **L60X60X5** avec **A_{cornière} = 5,79 cm²**. Et un diamètre de trous $\phi = 16 \text{ mm}$.

$$\text{Section nette : } A_{net} = A_1 + \xi \cdot A_2$$

$$A_1 = (6 \times 0,5) - (1,6 \times 0,5) = 2,2 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (6 - 0,5) \times 0,5 = 2,75 \text{ cm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2} = 0,71$$

$$A_{net} = 2,2 + 0,71 \times 2,75 = 4,15 \text{ cm}^2$$

Vérification a la résistance ultime de la section :

$$N_{Sd} \leq N_{u.Rd}$$

$$\text{Ou } N_{u.Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$N_{u.Rd} = \frac{0,9 \cdot 4,15 \cdot 36}{1,25} = 107,57 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 102,46 \text{ KN} < N_{u.Rd} = 107,57 \text{ KN}$$

Vérifié

Afin d'augmenter la marge sécuritaire, on adoptera des cornières **L60×60×6** pour les diagonales de la poutre au vent de pignon.

II-2 poutre au vent de pignon intermédiaire :

II-2.1 effort de traction dans les diagonales :

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort.

Par la méthode des coupures, on établit l'effort F_d dans les diagonales d'extrémités (les plus sollicitées), qui est donné comme suit :

$$F_d \cdot \cos \theta + F_1 = R_1$$

$$\tan \theta = \frac{4,86}{3,5} \Rightarrow \theta = \arctg \frac{4,86}{3,5} = 54,24^\circ$$

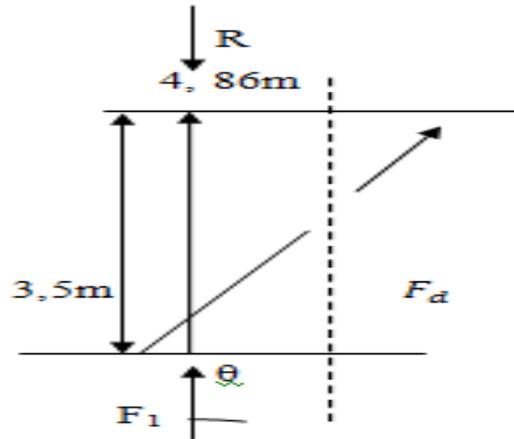


Figure V-4: représentation des forces sur un nœud

$$F_d = \frac{R_1 - F_1}{\cos \theta} = \frac{7024,35 - 1739,908}{\cos 54,24^\circ} = 9042,64 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1,5 \times F_d = 1,5 \times 9042,64 \text{ daN} = 135,64 \text{ KN}$$

II-2.2 Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{135,64 \cdot 1}{23,5} = 5,77 \text{ cm}^2$$

On adopte une cornière **L60×60×5** et des trous $\varphi=16\text{mm}$. →

A_{cornière} = 5,82cm².

La vérification se fera après calcul des assemblages.

Section nette : $A_{net} = A_1 + \xi \cdot A_2$

$$A_1 = (6 \times 0,5) - (1,6 \times 0,5) = 2,2 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (6 - 0,5) \times 0,5 = 2,75 \text{ cm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2} = 0,71$$

$$A_{net} = 2,2 + 0,71 \times 2,75 = 4,15 \text{ cm}^2$$

Vérification a la résistance ultime de la section :

$$N_{Sd} \leq N_{u.Rd}$$

Ou
$$N_{u.Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$N_{u.Rd} = \frac{0,9 \cdot 4,15 \cdot 36}{1,25} = 107,57 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 68,01 \text{ KN} < N_{u.Rd} = 107,57 \text{ KN}$$

Vérifié

III-contreventements verticaux:

III-1 Calcul des palées de stabilité de rive (en long pans):

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts du vent sur le pignon transmis par le contreventement des versants (poutre au vent) et également les frottements agissant sur les parois dans le sens longitudinal. On ne fait travailler que les diagonales tendues.

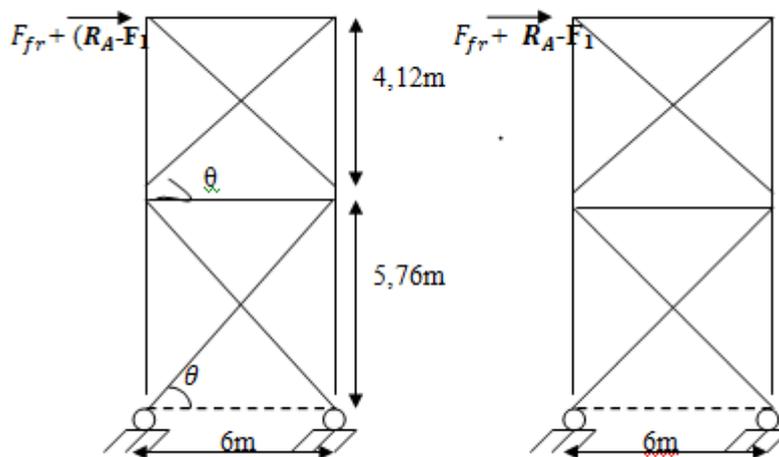


Figure V-5 Schéma statique de palée de stabilité en long pan

I

III-1.1 effort de traction dans les diagonales :

Par la méthode des coupures, on détermine l'effort sollicitant les diagonales,

- Effort de traction dans la diagonale tendue :

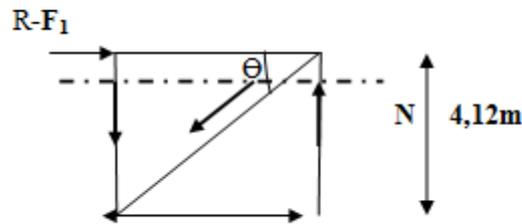


Figure V-6 : représentation des forces sur un nœud

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{4,12}{6} = 0,687$$

$$N = \frac{7024,35 - 1739,91}{\cos 34,48} = 6410,64 \text{ daN}$$

$$F_{fr} = 990,05 \text{ daN}$$

$$\rightarrow N_{total} = 990,05 + 6410,64 = 7400,69 \text{ daN.}$$

III-1.2 Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A :



$$N_{Sd} = 1,5 N_{total} = 1,5 \cdot 7400,69 = 11101,04 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{11101,04 \cdot 1}{2350} = 4,72 \text{ cm}^2$$

On adopte une cornière **L50×50×5** avec des trous $\varphi=16\text{mm}$. → .

$$A_{cornière} = 4,80 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul de la Section nette : $A_{net} = A_1 + \xi \cdot A_2$

$$A_{net} = 1,7 + 0,69 \times 2,25 = 3,25 \text{ cm}^2$$

Vérification à la résistance ultime de la section :

$$N_{Sd} \leq N_{u.Rd}$$

$$N_{u.Rd} = \frac{0,9 \cdot 3,25 \cdot 36}{1,25} = 84,24 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 111,01 \text{ KN} > N_{u.Rd} = 84,24 \text{ KN.}$$

Non Vérifié

On doit augmenter la section, on choisit des cornières **L60X60X6**

➤ Calcul de la Section nette : $A_{net} = A_1 + \xi \cdot A_2$

$$A_{net} = 2,64 + 0,71 \times 3,24 = 4,94 \text{ cm}^2$$

Vérification a la résistance ultime de la section :

$$N_{Sd} \leq N_{u.Rd}$$

$$N_{u.Rd} = \frac{0,9 \cdot 4,94 \cdot 36}{1,25} = 128,04 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 111,01 \text{ KN} < N_{u.Rd} = 128,04 \text{ KN}.$$

Vérifié

III-2 Calcul des palées de stabilité intermédiaires :

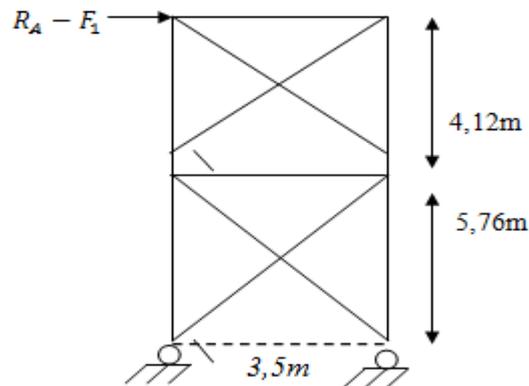


figure V-7: schéma statique de la palée au niveau des poteaux centraux

Par la méthode des coupures on détermine :

III-2.1 effort de traction dans les diagonales :

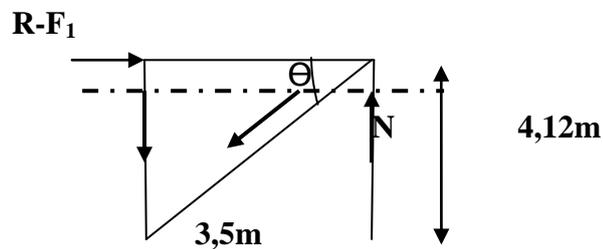


Figure V-8: représentation des forces sur un nœud

$$N = \frac{7024,35 - 1739,91}{\cos 49,65} = 8161,86 \text{ daN}$$

$$F_{fr} = 990,05 \text{ daN}$$

$$N_{total} = 990,05 + 8161,86 = 9151,91 \text{ daN}$$

III-2.2 Section de la diagonale :

- Calcul de la section brute A :

$$N_{Sd} = 1,5 N_{total} = 1,5 \cdot 9151,91 = 13727,87 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{13727,87 \cdot 1}{2350} = 5,84 \text{ cm}^2$$

On adopte des cornières **L60×60×6** et un diamètre de trous $\phi = 16 \text{ mm}$.

- Calcul de la Section nette : $A_{net} = A_1 + \xi \cdot A_2$

$$A_{net} = 2,64 + 0,71 \times 3,24 = 4,94 \text{ cm}^2$$

Vérification à la résistance ultime de la section :

$$N_{Sd} \leq N_{u.Rd}$$

$$N_{u.Rd} = \frac{0,9 \cdot 4,94 \cdot 36}{1,25} = 128,04 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 137,27 \text{ KN} > N_{u.Rd} = 128,04 \text{ KN}.$$

Non Vérifié

Il faut augmenter la section des cornières, on choisit des cornières **L75X75X5** avec un diamètre de trous $\phi = 18 \text{ mm}$

- Calcul de la Section nette : $A_{net} = A_1 + \xi \cdot A_2$

$$A_{net} = 2,85 + 0,71 \times 3,5 = 5,34 \text{ cm}^2$$

Vérification à la résistance ultime de la section :

$$N_{Sd} \leq N_{u.Rd}$$

$$N_{u.Rd} = \frac{0,9 \cdot 5,34 \cdot 36}{1,25} = 138,41 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 137,27 \text{ KN} < N_{u.Rd} = 138,41 \text{ KN}.$$

Vérifié

On choisit des cornières **L75X75X6** pour des raisons de sécurité.

NB : dans les calculs précédents nous avons supposé que l'effort sollicitant les diagonales correspond à l'effort total

IV- Vérification des montants :**IV-1 Calcul de la poutre sablière :**

La poutre sablière, achemine les efforts provenant de la poutre au vent vers la palée de stabilité, puis vers les fondations. Elle est de ce fait sollicitée par un effort axial du au vent et éventuellement par son poids propre.

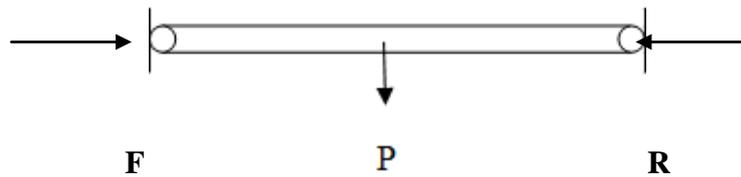


Figure V-9 : Schéma statique de la poutre sablière.

IV-1.1Pré-dimensionnement de la poutre sablière :

$$F = F_1 = 1739,908 \text{ daN}$$

$$R = R_1 = 7024,35 \text{ daN}$$

$$N^{\max} = R_1 - F_1 = 5284,44 \text{ daN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{5284,44}{2350} = 2,25 \text{ cm}^2$$

- Afin de palier au problème de flambement, on prend généralement des pannes sablières en profilés HEB ou tubulaires.

On choisit un profilé tubulaire de **101,6X3,2mm**, dont les caractéristiques sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_y = I_z = 120 \text{ cm}^4 \\ W_{ely} = W_{elz} = 23,6 \text{ cm}^3 \\ W_{ply} = W_{plz} = 31 \text{ m}^3 \\ A = 9,89 \text{ cm}^2 \quad , I_t = 240 \text{ cm}^4 \\ D = 10,16 \text{ cm} \\ e = 3,2 \text{ cm} \\ G = 7,77 \text{ Kg / ml} \end{array} \right.$$

IV-1.2 Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

Flexion composée avec risque de flambement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement χ_{\min}

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

Flambement par rapport à l'axe **y-y** (hors plan du portique) :

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donnée par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y}$$

$$\lambda_y = \frac{600}{3,48} = 172,41$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{172,41}{93,9} \times 1 = 1,84$$

Courbe de flambement : (voir tableau 5.5.3 EUR 3)

Pour les sections tubulaires laminées à chauds la courbe de flambement est la courbe **a**

Axe de flambement **y-y** \longrightarrow courbe de flambement a ; $\alpha=0,21$ (tableau 3).

$$\chi_y = 0,2601$$

Calcul de coefficient k :

$$\mu_y = 1,84 \cdot (2,1,3 - 4) + \frac{31 - 23,6}{23,6} = -2,26$$

Avec $\mu_y \leq 0,9$

$$N_{sd} = 5284,44 \text{ daN}$$

$$M_{y.Sd} = \frac{7,77 \times 6^2}{8} = 34,97 \text{ daN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{9,89 \cdot 2350}{1,1} = 21128,64 \text{ daN}$$

$$M_{ply.Rd} = 31 \times \frac{2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 662,27 \text{ daN.m}$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd} / \gamma_{M1}} + \frac{k_y \cdot M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd} / \gamma_{M1}} \leq 1$$

$$\frac{5284,44}{0,2601 \cdot 21128,64 / 1,1} + \frac{1,5 \cdot 34,97}{662,27 / 1,1} = 1,04 > 1$$

Non vérifié

On augmente la section à un tube de : **114,3 × 3,2mm**

$$\lambda_y = \frac{600}{3,92} = 153,06$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{153,06}{93,9} \times 1 = 1,63$$

$$\chi_y = 0,323$$

$$\mu_y = 1,63(2 \cdot 1,3 - 4) + \frac{39,5 - 30,2}{30,2} = -1,97$$

Avec $\mu_y \leq 0,9$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} = 2,22 \quad \text{Avec } k < 1,5$$

$$N_{Sd} = 5284,44 \text{ daN}$$

$$M_{y.Sd} = \frac{Gl^2}{8} \quad ; \quad M_{y.Sd} = \frac{8,77 \times 6^2}{8} = 39,465 \text{ daN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{11,2 \cdot 2350}{1,1} = 23927,27 \text{ daN}$$

$$M_{ply.Rd} = 39,5 \times \frac{2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 843,86 \text{ daN.m}$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

$$\frac{5284,44}{0,323 \cdot 23927,27} + \frac{1,5 \cdot 39,465}{843,86} = 0,687 \leq 1$$

Vérifié

IV-2 Vérification aux instabilités des pannes intermédiaires servant de montants de poutre au vent :

Les pannes intermédiaires constituent des montants pour la poutre au vent de pignon, on doit donc les vérifier à la flexion bi-axiale sous effort de soulèvement plus un effort normal de compression due aux forces d'entraînement.

- *Vérification au flambement :*

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{80,86}{93,9} \right] = 0,861$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{144,23}{93,9} \right] = 1,54$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = \bar{\lambda}_z = 1,54 > 0,2.$$

$$\bar{\lambda}_{max} = 1,54 > 0,2. \longrightarrow \text{Il y a lieu de tenir compte du risque de flambement.}$$

Vérification au déversement :

L' IPE 180 convient comme montant pour la poutre au vent de pignon.

➤ **Résumé des profilés utilisés :**

<i>Elément</i>	<i>Profilé utilisé</i>
<i>Diagonales Poutre au vent de rive</i>	<i>Cornières L60X60X6</i>
<i>Diagonales poutre au vent intermédiaire</i>	<i>Cornières L60 × 60 × 5</i>
<i>Palée de stabilité de rive</i>	<i>Cornières L60X60X6</i>
<i>Palée de stabilité intermédiaire</i>	<i>Cornières L75X75X6</i>
<i>Panne sablière</i>	<i>Section tubulaire 114,3X3,2</i>
<i>Montants de la poutre au vent</i>	<i>IPE180</i>

Tableau V-2 : résumé des profilés utilisés

V-Conclusion :

Les éléments étudiés dans ce chapitre servent à stabiliser la structure dans le sens longitudinal contre les actions horizontales issues de différentes origines. Dans le sens transversal, la stabilité sera assurée par les portiques auto-stables ductiles et des palées en X .

I-Introduction :

Un séisme est une vibration du sol provoquée par une rupture brutale des roches de la lithosphère le long d'une faille. Il constitue le risque naturel majeur le plus meurtrier et qui cause le plus de dégâts, les victimes humaines directes sont pour la plupart concernées par l'effondrement des bâtiments.

Si le mécanisme du séisme est aujourd'hui mieux connu, tant du point de vu de son origine que de sa propagation, il reste encore un phénomène imprévisible. Faute de prévisibilité, c'est par une approche probabiliste que le problème est appréhendé, dans le but de prévoir les dommages qui lui serait consécutifs, c'est ici qu'intervient l'ingénieur en génie civil qui doit assurer la stabilité des structures ainsi que leurs bons comportements pendant un séisme, Il existe pour cela les recommandations des règles parasismiques algériennes (RPA99 V2003) en vigueur qu'il suffit juste d'appliquer de manière rigoureuse.

De nos jours il existe plusieurs logiciels qui nous permettent de modéliser une maquette de la structure à étudier et lui faire subir toute les sollicitations auxquelles elle devra répondre dans la réalité, ainsi on pourra prévoir son comportement presque réel, d'où mieux la concevoir. Ces différents logiciels sont tous basés sur la méthode des éléments finis.

II-Concept de base de la M.E.F :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces

déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

Description du logiciel SAP2000 :

SAP2000 est un logiciel de calcul des efforts internes, ce logiciel, qui en est à sa quinzième édition, est fréquemment utilisé par les ingénieurs civils lors de la conception et l'analyse de ponts, d'édifices et de barrages, etc.

Le logiciel est utilisé pour les structures en béton armé, charpente métallique ou autres matériaux de construction et sous n'importe quelle forme de chargement : ponctuel, linéaire, surfacique.... Le logiciel traite plusieurs types de chargements : statique (poids propre de la structure et (charges d'exploitation) ou dynamique (séisme, explosion...). De plus, il dispose de plusieurs réglages pour les différentes vérifications : Eurocode, règlements américains et autres.

III-Méthodes de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « *RPA99 version 2003* ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Ces méthodes sont les suivantes :

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

- ***Différents types de structures sous SAP2000:***

Dans la fenêtre affichée ci-dessous, il est possible de définir le type de la structure à étudier, ouvrir une structure existante ou charger le module permettant d'effectuer le dimensionnement de la structure.

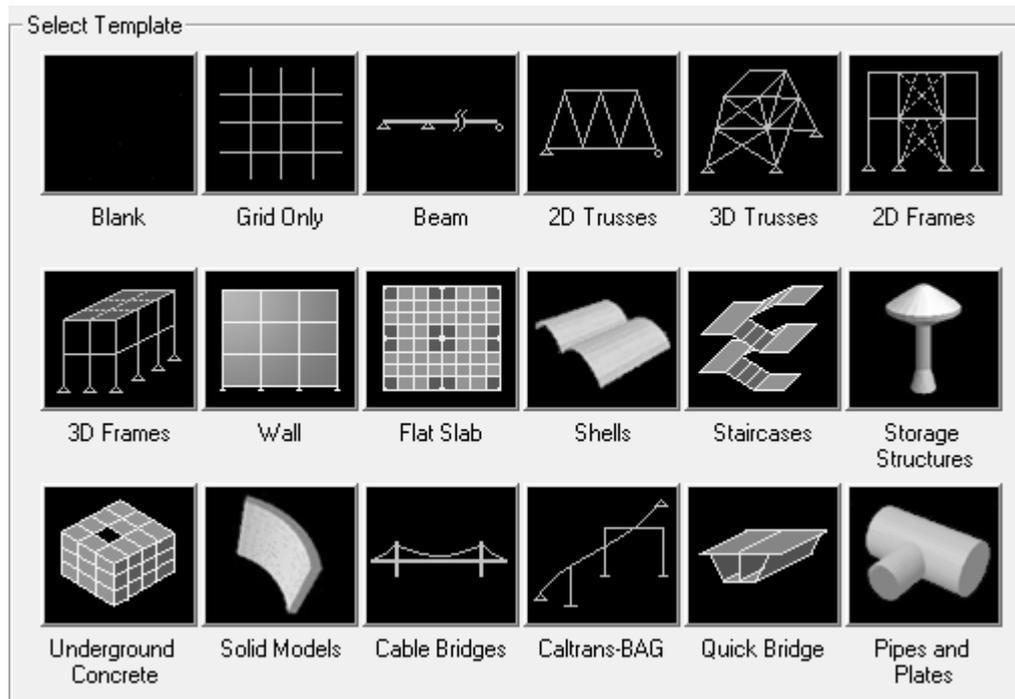


Figure VI-1 : Types de structures sous SAP2000.

I V-Analyse de la structure :

IV-1 Type d'analyse :

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement.

- Les chargements statiques :
 - Poids propre de la structure.
 - Les effets dus aux actions climatiques.

- Les chargements dynamiques :
 - Les effets sismiques.

IV-2 la méthode statique équivalente :

La méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures, est celle basée sur l'utilisation des spectres de réponse.

Mais comme le " RPA 99 V 2003 " préconise que l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, l'effort tranchant statique est calculé par la méthode statique équivalente.

➤ **Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

➤ **Calcul de la force sismique totale :**

D'après l'art 4.2.3 du RPA 99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

A : coefficient d'accélération de la zone, donné par le tableau (4.1) du RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment, qui se situe dans notre cas en Zone **IIa** et de Groupe d'usage **3** (bâtiment industriel comportant des biens jugés de faible importance ;(usinage de palette en plastique)) :

$$A = 0.1$$

W : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Charges permanentes et équipements fixes solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, qui est donné par le tableau 4.5 du RPA 99 version 2003.

Dans notre cas $\beta = 0,5$

$$W_G = 3799,9KN \quad (\text{Résultats SAP 2000})$$

$$W_Q = 913,37KN$$

$$W = 3799,9 + 0,5 \times 913,37 = 4256,58KN$$

Remarque : même si on a appliqué le coefficient de pondération $\beta = 0.5$ à la toiture (ce qui ne correspond pas à la réalité car la probabilité d'occurrence d'un séisme avec une toiture chargée à 50% de la charge totale d'exploitation est presque nulle), ceci nous met en situation défavorable d'une part, et d'autre part les efforts sismiques sont globalement moins défavorables que ceux du vent.

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

D : facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie du site, du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Avec :

T1, T2 : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau **4.7** du [RPA99/ version 2003], site S2 : site ferme,(rapport de sol) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{T1 (sec) = 0.15s} \\ \mathbf{T2 (sec) = 0.40s.} \end{array} \right.$$

(η) : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

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

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ est donnée par le tableau **4.2 du RPA99 V2003** :

Nous avons une structure en portiques acier, avec remplissage en panneaux sandwich Donc $\xi = 4\%$

D'où : $\eta = 1,08 > 0.7$

$$\eta = 1,08$$

- **Estimation de la période fondamentale :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA 99/ version 2003 par la formule (4.6) :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 12,31 \text{ m.}$$

C_T = est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage et est donné par le tableau 4.6 du RPA 99/version 2003.

- **Sens longitudinal :**

$$C_T = 0,05 \text{ (Contreventement par palées triangulées)}$$

$$\text{Donc : } T = C_T h_N^{3/4} = 0,05 \times 12,31^{3/4} = 0,33s$$

Pour notre cas, on pourra utiliser la formule 4.7 du RPA99/version 2003, (contreventement total par palées triangulées)

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D}$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$dy = 79,65 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_y = 0,124\text{s}$$

D’après le RPA 99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

$$T_y = \min (T; T_y) = \min (0,33\text{s}; 0,124\text{s}) \Rightarrow T_y = 0,124\text{s}.$$

T_y est inférieur à $T_2 = 0,4\text{s}$

Donc la valeur du facteur d’amplification dynamique moyen est égal :

$$D = 2,5 \eta$$

$$D = 2,5 \times 1,08 = 2,7$$

R : coefficient de comportement global de la structure.

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 du RPA 99/ version 2003, en fonction du système de contreventement.

Ossature contreventée par palée triangulées en X : **R=4**

Q : facteur de qualité de la structure, fonction de la redondance, géométrie, régularité en plan et en élévation et la qualité de contrôle de la construction.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Critère de qualité “ Q “	P _q	justifications
1. conditions minimales sur les files porteuses	0,05	-Rapport entre travées >1,5m
2. Redondance en plan	0,05	-Nombre de files <4
3. régularité en plan	0,05	-Surfaces des ouvertures du plancher >15% .S _{totale} du bâtiment
4. régularité en élévation	0,05	-Longueur/largeur >1,5
5. Contrôle de qualité des matériaux	0,05	-Supposée non vérifiée
6. Contrôle de la qualité de l’exécution	0	-vérifiée
$\sum P_q$	0,25	

Tab. VI.1 : Pénalités de vérification sens longitudinal

$$Q = 1 + 0,25 = 1,25$$

$$\text{On a : } V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

$$\text{Donc : } V = \frac{0,1 \times 2,7 \times 1,25}{4} \times 4256,58 = 359,15 \text{ KN}$$

$$V = 359,15 \text{ KN}$$

➤ *Sens transversal :*

Contreventement partiel par palées triangulées en X, et portiques auto stables ductiles

$$\text{Donc : } C_T = 0,05$$

$$\text{Alors : } T = C_T h_N^{3/4} = 0,05 \times 12,31^{3/4} = 0,32 \text{ s}$$

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D}$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T_x = 0,09 \cdot 12,31 / \sqrt{19}$$

$$T_x = 0,25 \text{ s .}$$

$$T_x = \min (T; T_x) = \min (0,25\text{s}; 0,32\text{s}) \Rightarrow T_x = 0,25\text{s.}$$

T_x est inférieur à $T_2 = 0,4\text{s}$

$T_x < T \rightarrow$ Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyen est égal :

$$D = 2,5 \eta.$$

$$D = 2,5 \eta = 2,7.$$

R : coefficient de comportement global de la structure.

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99/ version 2003, en fonction du système de contreventement.

Remarque :

D'après le RPA 99 /modifié 2003, on peut en règle générale admettre pour la nuance d'acier F_e360 , que les exigences énoncées dans le paragraphe 8.2 soient vérifiées, une bonne soudabilité, satisfaction des aux critères de ductilité, de raffermissement et de l'allongement a la rupture.

→alors dans ce sens, l'ossature est contreventée par des portiques auto-stables considérés ductiles (acier Fe360).et partiellement par des palées triangulées en forme de X.

R =5

Q : facteur de qualité de la structure, fonction de la redondance, géométrie, régularité en plan et en élévation et la qualité de contrôle de la constrictio.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Critère de qualité " Q "	P _q	Justifications
1. conditions minimales sur les files porteuses	0,05	-nombre de travées < 3
2. Redondance en plan	0	Conditions vérifiées
3. régularité en plan	0,05	-Surfaces des ouvertures du plancher >15%.S _{totale} du batiment
4. régularité en élévation	0,05	-Longueur/largeur >1,5
5. Contrôle de qualité des matériaux	0,05	-Supposée non vérifiée
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	-vérifiée
$\sum P_q$	0,2	

Tab. VI.2 : Pénalités de vérification sens transversal

➤ $Q = 1+0,2= 1,2$

On a : $V = \frac{A.D.Q}{R}.W$

Donc : $V = \frac{0,1 \times 2,7 \times 1,2}{5} \times 4256,58 = 275,82 KN$

V = 275,82 KN

Remarque : En cas d'utilisation de systèmes de contreventements différents dans les deux directions considérées, il y a lieu d'adopter pour le coefficient **R**, la valeur la plus petite d'après l'article RPA 99/ version 2003 page 42.

Donc : **R=4**

IV-3- Principe de la méthode spectrale :

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

a) Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul RPA 99 V2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec les coefficients A, η , R, T_1 , T_2 , Q : déjà déterminés.

$$Q = 1,25 \quad A = 0,1 \quad \eta = 1,08 \quad T_1 = 0,15s \quad T_2 = 0,4s \quad R=4$$

- **Nombre de modes de vibrations à considérer :**

Selon le RPA99/V2003, Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0,2s$$

Où : N est le nombre de niveau au dessus du sol et T_K la période du mode K.

b) Résultat de calcul :

1) Pourcentage de participation de la masse :

OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
MODAL	Mode	1	0,469613	0,7814	0,0068	0,0002064	0,7814	0,0068
MODAL	Mode	2	0,324209	0,0213	0,9159	0,00006153	0,8027	0,9226
MODAL	Mode	3	0,271246	0,008	0,0076	0,0021	0,8107	0,9302
MODAL	Mode	4	0,250243	0,0017	0,0014	0,0025	0,8124	0,9316
MODAL	Mode	5	0,24884	0,0009046	0,0024	0,0923	0,8133	0,9341
MODAL	Mode	6	0,223335	0,0736	0,0209	0,005	0,8869	0,955
MODAL	Mode	7	0,216549	0,0146	0,0035	0,0007546	0,9016	0,9585
MODAL	Mode	8	0,214411	0,0009957	0,0063	0,00004548	0,9026	0,9648
MODAL	Mode	9	0,211156	0,0031	0,000002034	0,0001194	0,9057	0,9648
MODAL	Mode	10	0,209498	0,00003922	0,00006708	0,00001855	0,9057	0,9649
MODAL	Mode	11	0,204197	0,0158	0,0065	0,000107	0,9215	0,9714
MODAL	Mode	12	0,193419	0,0143	0,0022	0,009	0,9359	0,9736

Tab. VI.3: pourcentage de participation de la masse.

Remarque : Le pourcentage de participation de la masse est supérieur à 90% suivant les deux directions, donc les 7 premiers modes de vibrations sont suffisants, pour mieux représenter le comportement de la structure.

Du tableau précédent on constate que les deux modes les plus prépondérants sont :

- Le premier mode suivant l'axe X-X avec un taux de participation supérieur à 75%.
- Le deuxième mode suivant l'axe Y-Y avec un taux de participation supérieur à 93%.

2) Les réponses modales de la structure :

- **Déformation modale :**

Les déformations de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants sont illustrées par les figures suivantes :

- Mode 1 : Translation suivant X-X, période $T = 0,47s$, taux de participation de la masse 78,14%

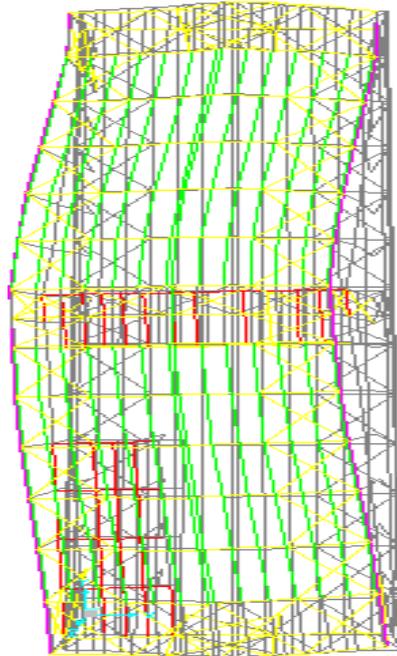


Figure. VI.2 : Mode de déformation (1)

- Mode 2 : Translation suivant Y-Y, période $T = 0,32s$, taux de participation de la masse 91,59%

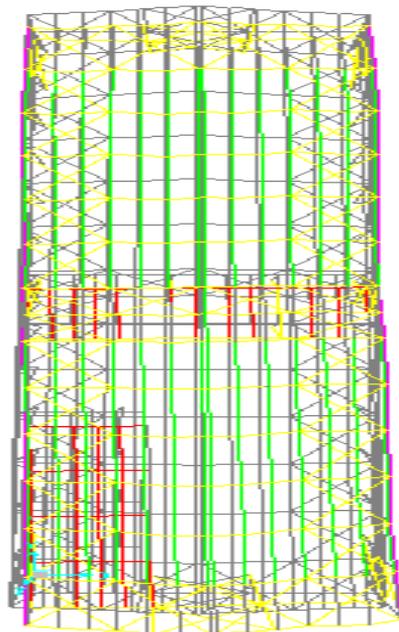


Figure. VI.3 : Mode de déformation (2)

- Mode 3 : torsion, période $T = 0,27s$

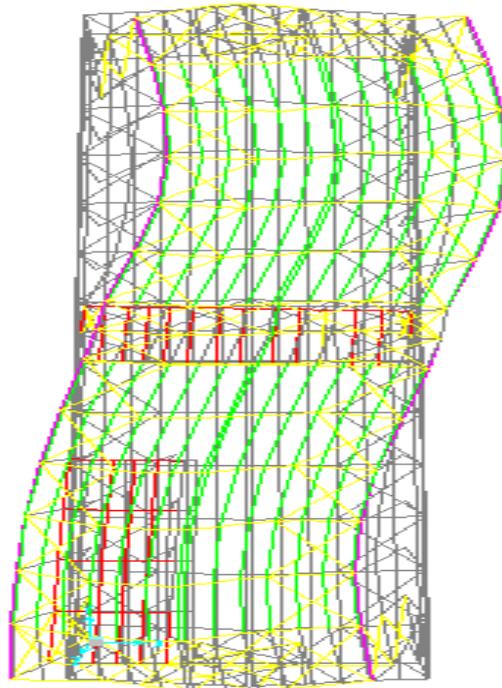


Figure. VI.4 : Mode de déformation (3)

Remarque : une secousse horizontale en pied de bâtiment (séisme), orientée selon l'une des deux directions principales, va exciter principalement les modes associés à cette direction et très peu les autres.

-le mode 3 étant un mode de torsion, est donc très peu excité, la masse modale (masse mobilisée par ce mode propre) est alors très faible, ce qui explique les valeurs données dans le tableau VI-3.

V-Les combinaisons de calcul :

Notation :

G : Poids propre.

Q : Charge d'exploitation.

S : Action de la neige.

V : Action du vent.

V1D : Vent sur la façade principale avec dépression intérieure.

V1S : Vent sur la façade principale avec surpression intérieure.

V2D : Vent sur la façade latérale avec dépression intérieure.

V2S : Vent sur la façade latérale avec surpression intérieure.

E : Action sismique.

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

<i>Etat limite ultime</i>	<i>Etat limite de service</i>
1,35G + 1,5 Q	G + V1D
1,35G + 1,5 S	G + V1S
1,35(G + Q + V1S)	G + V2D
1,35(G + Q + V1D)	G + V2S
1,35(G + Q + V2S)	G + Q
1,35(G + Q + V2D)	G + S
1,35(G + Q + S)	G + 0,9(Q + S)
G + Q + E	G + 0,9(Q + V1S)
G + E	G + 0,9(Q + V1D)
G - E	G + 0,9(Q + V2S)
0,8G + E	G + 0,9(Q + V2D)
0,8G - E	
G+Q+1,2E	
1,35G+1,5W1D	
1,35G+1,5W2D	
1,35G+1,5W2S	
1,35G+1,5W1S	

Tab. VI-4 : Combinaisons de calcul.

V-1 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 du RPA 99, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Forces sismiques	V statique (KN)	V dynamique (KN)	Vdyn/Vst	Observation
Sens xx	275,82	221,34	0,82	vérifié
Sens yy	359,15	399,98	1,113	vérifié

Tab. VI-5 : Vérification de l'effort tranchant à la base

-Vdyn>0,8Vst il n'y a pas lieu d'augmenter les paramètres de la réponse.

V-2 Vérification des déplacements :

1^{er} Cas : situation durable :

Les déplacements sont limités à :

Déplacement horizontal :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} \text{ sans charge du vent} \\ \frac{h}{125} \text{ avec charge du vent} \end{array} \right. \quad \text{EC3 Art 4.2.2(1)I}$$

Ou h : hauteur du poteau

Déplacement vertical :

$$\frac{L}{200} \quad L : \text{longueur de la travée} \quad \text{EC3 tab 4.1}$$

	Combinaisons		Déplacements max (cm)	
	Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
Suivant X	1,35(G+Q+W2S)	1,35(G+Q+S)	1,44	1,5
Suivant Y	1,35(G+Q+W2S)	1,35(G+Q+S)	2,22	0,29
Suivant Z	1,35(G+Q+W2S)	1,35(G+Q+S)	3,57	4,36

Tab. VI-6 : Déplacements max en situation durable

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} = \frac{1000}{150} = 6,67 \text{ cm} \\ \frac{h}{125} = \frac{1000}{125} = 8 \text{ cm} \\ \frac{L}{200} = \frac{1900}{200} = 9,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On constate que les déplacements suivant les trois directions sont inférieurs aux déplacements admissibles.

Vérfié

2^{ème} Cas : situation accidentelle :

Le D.T.R RPA 99 V2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismiques seules (art 4.4.3) et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents à 1% de la hauteur d'étage (art 5.10 Rpa 99/03).

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

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

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement R=4.

Déplacement suivant la direction XX					
combinaison	G+Q+1,2EX				
Niveau	h_k (cm)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1,0% h_k (cm)
Niveau 1	600	1,005	4,02	4,02	6
Toiture	600	1,43	5,72	1,7	6

Tableau VI-7: déplacement selon X-X

	Déplacement suivant la direction YY				
combinaison	G+Q+EY				
Niveau	h_k (cm)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	$1,0\%h_k$ (cm)
Niveau 1	600	0,77	3,08	3,28	6
Toiture	600	0,98	3,92	0,84	6

Tableau VI.8 : Déplacement selon le sens Y-Y.

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage. Vérfifié

V-3 effet de deuxième ordre :

Les effets de seconde ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

$$\text{Avec : } P_k = \sum_{i=1}^n W_{Gi} + \beta Q_i$$

$$P_1 = 971,36 + 0,5 \cdot 147,84 = 1045,28 \text{ KN}$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k ».

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k \leq 0,2$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o

ordre par le facteur : $\frac{1}{1-\theta_k}$

- Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Remarque :

Les effets du second ordre sont dus au déplacement latéral du portique. Le déplacement latéral Provoque l'excentricité de la charge verticale qui engendre des moments de second ordre dans les poteaux.

- *calcul de l'effort tranchant d'étage:*

$$: V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \quad \text{RPA 99/03 (4-12)}$$

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad \text{RPA 99/03 (4-11)}$$

Ou :

F_t : Force concentrée au sommet de la structure

V : résultante des forces sismiques a la base

Avec F_t :

$$\begin{cases} F_t = 0,07 T.V & \text{si } T \geq 0,7s \\ F_t = 0 & \text{si } T < 0,7s. \end{cases}$$

On a: $T_x = 0,25s < 0,7s$ ET $T_y = 0,124s < 0,7s$

$\rightarrow F_t = 0$

➤ **Sens transversal :**

$$F_i = \frac{V \times W_i \times h_i}{\sum_j W_j \cdot h_j}$$

$P_2 = W_2 = 1045,28 \text{ KN}$

$P_1 = W_1 = 3211,3$

$$F_1 = 88,19 \text{ KN}$$

$$F_2 = 270,95 \text{ KN}$$

$$V_1 = 359,15 \text{ KN}$$

$$V_2 = 88,19 \text{ KN}$$

- **Sens X-X :**

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$	θ_k
Niveau 1 (6m)	4,02	3211,3	359,15	600	0,0067	0,06
Niveau 2	1,7	1045,28	88,19	600	0,0029	0,033

Tableau. VI-9: Effet P- Δ suivant X-X.

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta_k 1 = 0,06 < 0,1 \\ \theta_k 2 = 0,033 < 0,1 \end{array} \right. \rightarrow \text{donc les effets P-}\Delta \text{ peuvent \u00eatre n\u00e9glig\u00e9s. } \text{V\u00e9rifi\u00e9}$$

- **Sens Y-Y :**

$$F_1 = 67,73 \text{ KN}$$

$$F_2 = 208,09 \text{ KN}$$

$$V_1 = 275,82 \text{ KN}$$

$$V_2 = 67,73 \text{ KN}$$

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$	θ_k
Niveau 1 (6m)	3,28	3211,3	275,82	600	0,0055	0,064
Niveau 2	0,84	1045,28	67,73	600	0,0014	0,021

Tab. VI-10 : Effet P- Δ suivant Y-Y

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta_k 1 = 0,064 < 0,1 \\ \theta_k 2 = 0,021 < 0,1 \end{array} \right. \rightarrow \text{donc les effets P-}\Delta \text{ peuvent \u00eatre n\u00e9glig\u00e9s. } \text{V\u00e9rifi\u00e9}$$

VI-Conclusion :

L'effort sismique dans les zones a forte et a moyenne sismicit\u00e9, constitue un risque r\u00e9el pour l'instabilit\u00e9 des structures, dans notre cas l'analyse modale a jou\u00e9 un r\u00f4le tr\u00e8s important quant a la disposition et au dimensionnement des stabilit\u00e9s (contreventements), ainsi qu'au dimensionnement des portiques.

I. Introduction :

Après avoir effectué un pré dimensionnement des éléments au chapitre III et la modélisation de la structure en 3D sous SAP2000, on passe aux différentes vérifications (traction, flambement...ect) des différents éléments dans les cas les plus défavorables, tirés directement des résultats de l'analyse de la structure par éléments finis (logiciel SAP2000).

II-Vérification des contreventements :

Il est possible de négliger la participation des diagonales comprimées a la résistance, et d'admettre que seules les diagonales tendues soient efficaces, l'effort exercé est alors surestimé ce qui met en sécurité.

II-1. Vérification des diagonales de la poutre au vent de pignon : L (60×60×6) :

Les diagonales des contreventements ont été dimensionnées par le calcul manuel dans le chapitre V, il s'agit de les vérifier avec les résultats du SAP.

Remarque : Pour la vérification des diagonales des contreventement, on néglige la résistance de la diagonale comprimée et on suppose que l'effort horizontal est repris uniquement par la diagonale tendue cela va mener a un surdimensionnement des diagonales ce qui met en sécurité

La diagonale la plus sollicitée est celle qui porte le numéro 660,

Elément	Combinaisons	N _{sd} (KN)
N°606	G+1,5W1S	74,81

Tableau.VII-2 : efforts dans les éléments de contreventements.

II-1.1Vérification à la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a : A = 6,91 cm²

$$\left. \begin{aligned} N_{rd} &= \frac{6,91 \times 23,5}{1} = 162,38 \text{ KN} \\ N_{sd} &= 74,81 \text{ KN} < N_{rd} = 162,38 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \text{Vérfié}$$

II-1.2 Vérification à la section nette :

$$-N_{Sd} \leq N_{u.Rd}$$

Ou :

$N_{u,Rd}$: Effort résistant calculé au chapitre V (calcul des contreventements)

$$N_{u,Rd} = 107,57 \text{ KNW} > N_{sd}$$

Vérfié

II-2 Vérification des diagonales de la poutre au vent de long pan: L (90×90×9)

La diagonale la plus sollicitée est la diagonale N°647

Elément	Combinaisons	N _{sd} (KN)
647	1,35(G+Q+S)	76,66

Tableau.VII-3 : efforts dans les éléments de la poutre au vent de long pan .

II-2.1-Vérification à la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a : A = 15,52 cm²

$$\left. \begin{aligned} N_{rd} &= \frac{15,52 \times 23,5}{1} = 364,72 \text{ KN} \\ N_{sd} &= 76,66 \text{ KN} < N_{rd} = 364,72 \text{ KN} \end{aligned} \right\}$$

Vérfié

II-2.2 Vérification a la section nette :

$$N_{crd} = 0,1153 \cdot 1 \cdot 31 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 78,85 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 76,66 \text{ KN} < N_{crd} = 78,85 \text{ KN}$$

Vérfié

II-3. Vérification des palées de stabilité de long pan: L (60×60×6)

Elément	Combinaisons	N _{sd} (KN)
cornière	1,35(G+Q+W1D)	21,11

Tab.VII.4 : efforts dans les éléments de contreventement.

II.3-1Vérification à la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{sd} = 21,11 \text{ KN} < N_{rd} = 162,38 \text{ KN} \}$$

Vérfié

II-3.2 Vérification a la section nette :

$$N_{crd} = 0,1153 \cdot 1 \cdot 25 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 65,32 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 21,11 \text{ KN} < N_{crd} = 65,32 \text{ KN}$$

III-Vérification de la traverse :

Combinaison	N_{MAX} (daN)	Mc(KN.m)(preciser)	Vz (daN)	MB(KN.m)
(G+W1S)	-9191	-7104	5628	14743
1,35(G+Q+S)	-10665	10660	-6220,9	-16447,67

Tableau VII-7 : efforts maximum sollicitant la traverse

Avec :

MB : moment fléchissant au niveau du faitage

MC : moment fléchissant au niveau de l'appuis

III-1 Vérification a l'effort tranchant :

Les modules nécessaires sont, sachant qu'il faut vérifier en flexion :

$$M \leq M_{pl}$$

$$M \leq W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

$$W_{pl} \geq M/f_y, \text{ car } \gamma_{M0}=1$$

Soit :

$$\text{Au Faitage : } W_{ply} \geq 106,6 / 23,5 \rightarrow W_{pl_{IPE 450}} \geq 453,51 \text{ cm}^3 \quad \text{vérifié}$$

$$\text{Aux appuis : } W_{ply} \geq 164,47 / 23,5 \rightarrow W_{pl_{IPE 450}} \geq 699,87 \text{ cm}^3 \quad \text{vérifié}$$

III-2.1 Incidence de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$V_{zsd} = 62,209 \text{ KN}$$

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante : $V_z < 0,5V_{pz}$

$$V_{pz} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$

EC3 Art 5.4.6 (2)

Avec :

V_{pz} : Effort tranchant résistant de la section.

A_{vz} : Aire de cisaillement.

$$A_{vz} = 50,9 \text{ cm}^2$$

(tableau des profilés)

$$V_{plz} = \frac{50,9 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 627,9 \text{ KN}$$

$$V_z = 62,209 \text{ KN} < 0,5V_{plz} = 313,95 \text{ KN}$$

Vérfié.

Alors ; l'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligée

III-3- Vérification à l'effort normal :

$$N^{\max} \leq \min \{0,5A_w \cdot f_y ; 0,25N_{pl}\}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0,5A_w \cdot f_y = 0,5 \times 77,6 \times 23,5 = 911,8 \text{ KN} \\ 0,25N_{pl} = 0,25 \times 77,6 \times 23,5 = 455,96 \text{ KN} \end{array} \right\} \Rightarrow N^{\max} = 455,96 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 106,65 \text{ KN} < N^{\max} = 455,96 \text{ KN}$$

Vérfié

Donc pas de réduction des moments autour des deux axes.

III-4 Vérification de l'élément aux instabilités :

➤ Vérification au déversement :

La vérification à faire est :
$$M_{sdy} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.2 (1)}$$

$$\beta_w = 1 \Rightarrow \text{classe I}$$

χ_{lt} : coefficient de réduction en fonction de $\overline{\lambda_{LT}}$.

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

M_{cr} : est le moment critique de déversement.

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\} \quad \text{EC3 Art F.1.2 (1)}$$

$$C_1 = 0,712 ;$$

$$C_2 = 0,652 ;$$

$$C_3 = 1,07$$

$L = 153$ cm (espacement entre pannes) ;

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec : $K=0,5$; $K_w =0,5$ (rotation et gauchissement des extrémités empêchés)

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Z_a = 22,5 \text{ cm} \quad \text{sous charges gravitaires} \\ Z_s = 0 \quad \text{section doublement symétrique} \quad \text{EC3 figure F.1.1} \\ Z_j = 0 \quad \text{section doublement symétrique} \quad \text{EC3 Art F.1.1} \end{array} \right.$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = 22,5 \text{ cm}$$

$$I_t = 66,9 \text{ cm}^4 \quad , \quad I_w = 387223,04 \text{ cm}^6 \quad , \quad G = 80770 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = 347,63 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 1702 \cdot 10^{-6} \cdot 235}{3086,2510^{-3}}} = 0,36$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,36 < 0,4 \longrightarrow \text{Pas de risque de déversement}$$

➤ **Vérifications sous charges de soulèvement du vent :**

La vérification à faire est : $M_{sdy} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$ EC3 Art 5.5.2 (1)

$$\beta_w = 1 \Rightarrow \text{classe 1}$$

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

M_{cr} : est le moment critique de déversement.

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\} \text{EC3 Art F.1.2 (1)}$$

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec : $K=0,5$; $K_w =0,5$ (rotation et gauchissement des extrémités empêchés)

$L = 1972$ cm (longueur de la traverse) ;

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$\{ Z_a = -22,5 \text{ cm sous le vent de soulèvement}$$

$$\{ Z_s = 0 \quad \text{section doublement symétrique EC3 figure F.1.1}$$

$$\{ Z_j = 0 \quad \text{section doublement symétrique EC3 Art F.1.1}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = -22,5 \text{ cm}$$

$$I_t = 66,9 \text{ cm}^4 \quad , \quad I_w = 387223,04 \text{ cm}^6 \quad , \quad G = 80770 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = 294,44 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis du déversement $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 1702 \cdot 10^{-6} \times 235}{294,44 \cdot 10^{-3}}} = 1,16$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,16 > 0,4 \quad \longrightarrow \quad \text{Risque de déversement}$$

Profilé laminé ; $\alpha = 0,21$; Courbe (a) $\rightarrow \chi_{LT}$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,21(1,16 - 0,2) + 1,16^2 \right] = 1,27$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left[\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0,5}} \leq 1$$

$$\chi_{LT} = 0,56 < 1$$

$$M_{sdy} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.2 (1)}$$

$$M_{sdy} \leq 0,56 \cdot 1 \cdot \frac{235 \cdot 10^{-3} \cdot 1702}{1,1}$$

$$M_{sdy} \leq 203,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 147,43 \text{ KN.m} \leq 203,62 \text{ KN.m}$$

Vérfié

IV-Vérification de la poutre principale (mezzanine) :

combinaison	N_{MAX} (daN)	Vz (daN)	M(daN.m)
1,35(G+Q+W2S)	-1943	-2673	$M_y = -2803$ $M_y = 1577$

Tableau VII-8: efforts maximum sollicitant la poutre

IV-1 Vérification de l'élément a la résistance :

- **Vérification a l'effort tranchant :**

Les modules nécessaires sont, sachant qu'il faut vérifier en flexion :

$$M \leq M_{pl}$$

$$M \leq W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

$$W_{pl} \geq M / f_y, \text{ car } \gamma_{M0} = 1$$

Soit :

$$W_{ply} \geq 28,03 / 23,5 \rightarrow W_{pL1PE220} \geq 1,19 \text{ cm}^3 \quad \text{vérifié}$$

- **Incidence de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$V_{zsd} = 26,73 \text{ KN}$$

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante : $V_z < 0,5V_{plz}$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \quad \text{EC3 Art 5.4.6 (2)}$$

Avec :

V_{plz} : Effort tranchant résistant de la section.

A_{vz} : Aire de cisaillement.

$$A_{vz} = 33,4 \text{ cm}^2 \quad (\text{tableau des profilés})$$

$$V_{plz} = \frac{33,4 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 411,96 \text{ KN}$$

$$V_z = 26,73 \text{ KN} < 0,5V_{plz} = 411,96 \text{ KN} \quad \text{Vérfié.}$$

- **Vérification à l'effort normal : pas d'efforts normal au niveau de ces poutres**

IV-2 Vérification de l'élément aux instabilités :

La poutre de la mezzanine est une poutre de plancher mixte acier béton qui est connectée à une dalle mixte donc on ne la vérifie pas au déversement sauf en zone de moment négatif où la longueur L est très petite

V-Vérification des poteaux IPE500 :

Les éléments poteaux de la structure sont sollicités à la flexion bi-axiale plus un effort de compression.

Les sollicitations les plus défavorables tirées à partir du logiciel SAP2000 sont :

Combinaison	N (KN)	M _y (KN.m)	M _z (KN.m)	V _z (KN)	V _y (KN)
1,35(G+Q+S)	-314,4	M _y =-164,47	M _z =-23,93	-118,99(max)	58.62(max)
G+Q+1,2E	-114,23	M _y =161,65	M _z =26,07	42.29	6.33

Tableau VII-9 : sollicitations sur le poteau IPE500

V.1-vérification à la résistance

La section globale est de classe 1 (tableau 4.1 classification des sections de profilés européens laminés a chaud) .

- **Vérification à l'effort tranchant**

- **Suivant Z-Z :**

Il faut vérifiée que : $V_{Sd} \leq 0,5V_{Rd}$

$$V_{Sd} = 118,99 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 59,9 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 740,87 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} < 0,5V_{Rd} \quad \text{pas de réduction du moment plastique.}$$

Vérfié

- **Suivant Y-Y :**

Il faut vérifiée que : $V_{Sd} \leq 0,5V_{Rd}$

$$V_{Sd} = 58.62 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vy}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 59,9 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 740,87 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} < 0,5V_{Rd} \quad \text{pas de réduction du moment plastique.}$$

- **Vérification au moment fléchissant :**

$$M_{Sd} = 236,2 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 2194 \times 10^3}{1,1} \times 10^{-6} = 468,72 \text{ kN.m} > M_{Sd}$$

Vérfié

• **Vérification à l'effort normal**

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{116 \times 23,5}{1,1} = 2478,19kN$$

$$N_{S,d} = 314,4kN < N_{pl,rd}$$

Vérifié

V-2 Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{plRd}} + \frac{k_y \cdot M_{ysd}}{M_{plyRd}} + \frac{k_z \cdot M_{zsd}}{M_{plzRd}} \leq 1$$

Flexion composée avec risque de déversement

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_Z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} + \frac{M_{zSd}}{\chi_{LT} \cdot M_{plz.Rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement χ_{min}

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

Calcul des longueurs de Flambement :

Remarque : dans le cas de poteaux continus (notre cas), on suppose que chaque tronçon du poteau est chargé selon le même rapport (N/N_{cr}), la valeur (L/L_{cr}) pour le tronçon le plus critique, permet de mettre en sécurité.

• **Suivant l'axe z-z (plan du portique) :**

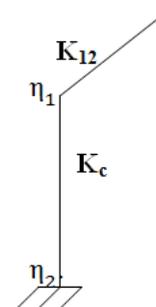
$$\left\{ \begin{array}{l} \eta_1 = \frac{k_c}{k_c + k_{12}} \\ \eta_2 = 1 \text{ (encastrement à la base)} \end{array} \right.$$

Où :

K_{ii} : coefficient de rigidité effective de la poutre.

K_c : coefficient de rigidité l/L du poteau.

$$K_{12} = 0,5 \left(1 - \frac{N_b}{N_{bcr}} \right) \frac{I_y}{l}$$



N_b : l'effort max dans la barre

$$N_b = 109,34 \text{ KN.}$$

$$N_{CR} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L^2} \longrightarrow N_{CR} = 7394,2 \text{ KN.}$$

$$K_{I2} = 0,5 \left(1 - \frac{109,34}{7394,2} \right) \frac{37740}{972} = 19,13 \text{ cm}^3.$$

$$K_c = K_I = \frac{I_y(\text{poteau})}{l_0} = \frac{48200}{1000} = 48,2 \text{ cm}^3.$$

$$\rightarrow \eta_1 = 0,71$$

La structure étudiée est une structure à nœuds fixes (présence de contreventements)

$$\frac{l_{ky}}{l_0} = \left[\frac{1 + 0,145(\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \eta_1 \eta_2}{2 - 0,364(\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \eta_1 \eta_2} \right] = 0,89$$

$$L_{Ky} = 0,89 \cdot l_0 \implies L_{Ky} = 0,89 \cdot 10 = 8,9 \text{ m.}$$

- **Suivant l'axe y-y (hors plan du portique) :**

$$\lambda_z = \frac{150}{4,31} = 34,8$$

Calcul des longueurs de flambement :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y}$$

$$\lambda_y = \frac{890}{20,4} = 43,62$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{43,62}{93,9} \times 1 = 0,46$$

Courbe de flambement : (voir tableau 1)

Axe de flambement **y-y** \longrightarrow courbe de flambement a ; $\alpha=0,21$ (tableau 3).

$$\chi_y = 0,9385$$

Flambement par rapport à l'axe faible **z-z** (hors du plan du portique)

$$\bar{\lambda}_z = \frac{34,8}{93,9} \times 1 = 0,37$$

Axe de flambement **z-z** \longrightarrow courbe de flambement b ; $\alpha=0$, 34(tableau 3)

$$\chi_z = 0,937 \quad \chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,937; 0,938) = 0,937$$

- Calcul des facteurs de flambement :

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N}{\chi_z \cdot A \cdot F_y}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \beta M_z - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}$$

Avec :

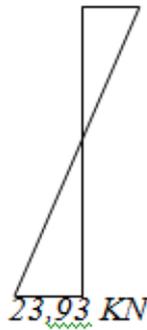
$$\Psi = -0,92$$

$$\beta_{Mz} = 2,44.$$

$$\mu_z = 0,37(2 \cdot 2,44 - 4) + \left(\frac{336 - 214}{214} \right) = 0,89 < 0,9$$

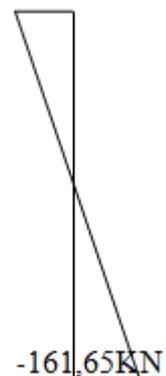
$$K_z = 1 - \frac{0,89 \cdot 314,4}{0,937 \cdot 116 \cdot 23,5} = 0,89 < 1,5$$

- 26,03KN



$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N}{\chi_y \cdot A \cdot F_y}$$

164,47KN



-161,65KN

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

$$\psi = -0,98$$

$$\beta_{My} = 2,49.$$

$$\mu_y = 0,46(2 \cdot 2,49 - 4) + \frac{2194 - 1930}{1930} = 2,29 > 0,9 \text{ on prend } \mu_y = 0,9$$

$$K_y = 1 - \frac{0,9 \cdot 314,4}{0,938 \cdot 116 \cdot 23,5} = 0,89 < 1,5$$

Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis du déversement $\bar{\lambda}_{LT}$

$$l_z = 1,5m, \dots \text{ entre, axe, des, pannes}$$

$$\Psi = -0,92.$$

$$C_1 = 3,149$$

(tableau A.8 EC03)

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{l_z}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{150}{4,31}}{(3,149)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{150}{4,31}}{\frac{50}{1,6}} \right)^2 \right]^{0,25}} = 19,33$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_\omega)^{0,5} = 0,2 < 0,4$$

→ Pas de risque de déversement

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd} / \gamma_{m1}} + \frac{k_y \cdot M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd} / \gamma_{m1}} + \frac{k_z \cdot M_{z.Sd}}{M_{plz.Rd} / \gamma_{m1}} \leq 1$$

$$\frac{314,4}{0,937 \cdot 2726, / 1,1} + \frac{0,89 \cdot 16447}{51559 / 1,1} + \frac{0,89 \cdot 2607}{7896 / 1,1} = 0,76 \leq 1$$

Vérifié

VI-Conclusion :

Le tableau suivant résume les différents éléments adoptés :

Eléments		Profilé adopté
Toiture	Pannes	IPE180
	Traverses	IPE450
	Poutres sablières	Tubulaire : 114,6x3,2
Eléments secondaire	Potelets	HEB240
	Lisses de bardage	IPE140
	Escalier1et2 :	
	Limon	UPN160
	Cornière de support	40X40X4
	PlancherA :	
-Solive	IPE220	
-Poutre maitresse	IPE300	
Plancher B :		
-Solive	IPE240	
-Poutre maitresse	IPE360	
contreventement	P.au vent de pignon	2L (80x80x8)
	p.au vent de long pan	2L(90x90x9)
	-Palée de stabilité de long pan	2L(60x60x6)
	-Palée de stabilité de pignon	2L(100x100x10)
Poteaux	HEB500	
Poteaux mezzanine A	IPE330	
poteaux mezzanine B	IPE400	

Elément		Profilé adopté
Toiture	Panne	IPE180
	Traverse	IPE450
	Poutre sablière	114,6x3,2
Eléments secondaire	Potelet	HEB260

	Lisse de bardage	IPE160
contreventement	Vertical	2L (120x120x12)
	Horizontal	L60x60x6
	Poutre traverse	IPE220

Tableau VII-12 : récapitulatif pour les éléments de la structure.

I-Introduction :

Désormais, tous les éléments porteurs sont dimensionnés et vérifiés. Il reste à en assurer leurs liaisons. Les liaisons ont un double rôle : permettre la constitution d'une structure spatiale mais aussi transmettre les efforts entre les éléments structurels, sans générer d'efforts parasites notamment de torsion.

Un assemblage mal conçu, mal calculé ou mal réalisé peut conduire à des dommages importants sur la structure voir même a son effondrement. De ce fait cette étape est d'une importance cruciale.

II-Assemblage de l'échantignolle :**II.1 Assemblage de la panne sur l'échantignolle :**

On dimensionnera le boulon au cisaillement

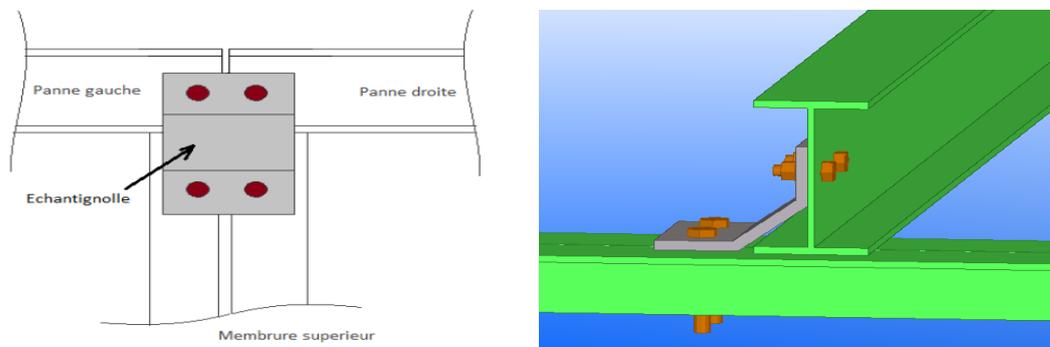


Figure VIII-1 : Vue de face de l'échantignolle pannes intermédiaires et de rive.

On vérifiera l'assemblage pour un boulon ordinaire afin de réaliser une articulation. R_{Vz} effort du au vent (chapitre III calcul de l'échantignolle).

$$V_z = 1,35 R_{ZG} + 1,5 R_V = 1,35 \cdot (22,42) - 1,5(8,32) = 17,79 \text{ KN.}$$

$$F_{V.sd} = \frac{N_{\max}}{n.p} = \frac{17,79}{2} = 8,89 \text{ KN}$$

$$F_{V.sd} = 0,5 A_s \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_{Mb} \cdot F_{V.sd}}{0,5 \cdot f_{ub}} = \frac{1,25 \times 8,89 \times 10^3}{0,5 \times 600} = 37,04 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons de type M 12 avec $A_s=0,84\text{cm}^2$ et $d_0=13\text{mm}$.

$$F_p = 0,5 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,5 \times 0,843 \times 60/1,25 = 20,23 \text{ KN} > \frac{17,79}{2} = 8,89 \text{ KN}$$

Vérfié

II.2 Assemblage de l'échantignolle sur la membrure :

Dans ce cas la, le boulon est soumis simultanément a un effort de cisaillement et de traction,

Le cas le plus défavorable est celui du vent :

$$V_z = -17,79 \text{ KN}$$

$$V_y = R_{yG} = 0,281 \text{ KN}$$

Soit un boulon ordinaire M 12 de classe 6.8 ; $f_{ub} = 600\text{MPa}$

$$\frac{F_{V.sd}}{F_{V.rd}} + \frac{F_{t.sd}}{1,4 \cdot F_{t.rd}} \leq 1$$

$$F_{t.sd} \leq F_{t.rd}$$

$$F_{t.rd} = 0,9 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,9 \times 0,843 \times \frac{60}{1,25} = 36,41 \text{ KN}$$

$$F_{t.sd} = 0,5 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,5 \times 0,843 \times \frac{60}{1,25} = 20,23 \text{ KN}$$

$$\left(\frac{0,141}{20,23} + \frac{8,895}{1,4 \times 36,41} \right) = 0,182 \leq 1$$

Vérfié

III. Assemblage poteau- poutre sablière :

III.1 Assemblage poteau – platine :

L'assemblage sera réalisé par des boulons ordinaires de classe 6.8 sous les sollicitations les plus défavorables suivantes :

$$\begin{cases} M_{sd} = 0,933kN.m \\ V_{sd} = 28,24kN \end{cases} \text{ à l' ELU}$$

La rangée de boulons supérieure travaille en traction, le boulon le plus sollicité reprend un effort qui vaut :

$$N_1 = \frac{M.d_1}{\sum_{i=1}^3 d_i^2}$$

d_i : la distance des boulons tendus au pied du montant.

Soit :

$$\{d_1 = 164mm$$

III-2 Détermination des efforts dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus.

$$N_1 = \frac{M.d_1}{\sum d_i^2} = 5,68kN$$

III-2.1-Dimensionnement des boulons:

$$N_1 \leq n.F_p$$

n : nombre de boulon par rangée ($n=2$)

$$F_p = 0,7 A_s F_{ub}$$

$$\text{Donc } A_s \geq \frac{N_1}{n \cdot 0,7 F_{ub}} = 4,06mm^2$$

On choisit des boulons ordinaire de type M (10) avec $A_s=58mm^2$

III-2.2 Vérifications nécessaires :

On doit vérifier ce qui suit :

- Cisaillement plus traction

$$\frac{F_{V,sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{F_{t,Rd}} \leq 1 \dots \dots \dots (I)$$

$$F_{t,sd} = \frac{N_1}{2} = 2,85 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} = 0,9 A_s \frac{F_{ub}}{\gamma_{Mb}} = 25,06 \text{ kN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{n.p} = 14,12 \text{ KN}$$

$$F_{V,Rd} = 0,6 A_s \frac{F_{ub}}{\gamma_{Mb}} = 16,70 \text{ kN}$$

$$\text{Donc : } (I) \Rightarrow \frac{14,12}{16,70} + \frac{2,85}{25,06} = 0,95 < 1$$

vérifié

- Vérification du poinçonnement

On doit vérifier que :

$$F_{t,sd} \leq B_{p,Rd} = 0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \frac{F_u}{\gamma_{Mb}} \quad ; \quad \gamma_{Mb} = 1,5$$

Avec :

Diam = 18,3mm

t_p = épaisseur du tube $t_p = 3,2$ mm

$f_u = 360$ mpa

$$B_{p,Rd} = 0,6 \times \pi \times 18,3 \times 3,2 \frac{360}{1,25} = 31,77 \text{ kN} > f_{tsd} = 2,85 \text{ kN}$$

Vérifié

Aucun risque de poinçonnement

IV- Assemblage platine – poutre sablière :

Cet assemblage est réalisé au moyen de cordon de soudure. On suppose que le moment est équilibré uniquement par les cordons reliant le profilé à la platine.

L'épaisseur de la platine est prise égale à $e = 8$ mm

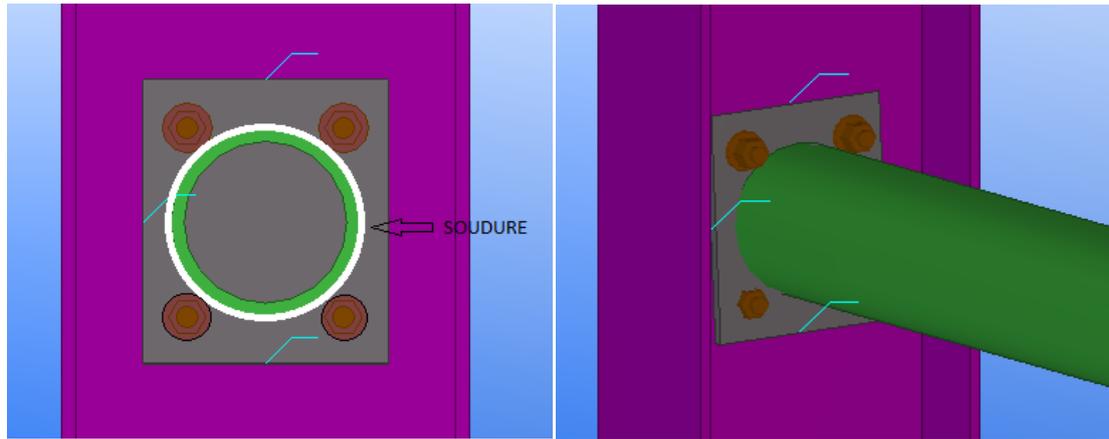


Figure VIII-2 : assemblage platine poutre par cordon de soudure.

IV-1 Calcul des gorges de soudure :

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre. Elle est donnée par la condition suivante :

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5t_w$$

On prend $a = 3\text{mm}$

IV-2. Distribution des efforts sur les différents cordons :

Les cordons reprennent un effort V_{sd}

$$F_{W,Sd} = 28,24\text{kN}$$

La longueur du cordon (périphérie du tube) : $L_w = 2\pi \cdot R = 357,96\text{mm}$

IV-3 Vérification du cordon de soudure :

$$F_{W,Sd} \leq F_{W,Rd}$$

$F_{W,Rd}$ est la résistance d'un cordon de soudure

$$F_{W,Rd} = a \cdot L_w \frac{F_u}{\beta_w \cdot \gamma_{mw} \cdot \sqrt{3}} = 136,34\text{kN}$$

γ : Coefficient de sécurité $m_0 \gamma = 1,25$

$W\beta$: Coefficient de corrélation $W\beta = 0,8$

$u f$: Résistance limite de rupture $u f = 360\text{MPa}$

a : Gorge de la soudure. $a=3\text{mm}$

L : Longueur du cordant de soudure, soit la largeur du gousset (10cm).

$$F_{W,Rd} = 3.357,96 \frac{360}{0,8 \cdot 1,25 \sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 297,60 \text{ kN} > F_{W,sd} = 28,24 \text{ kN}$$

Vérfié

V-Assemblage Poteau – traverse:

L'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.

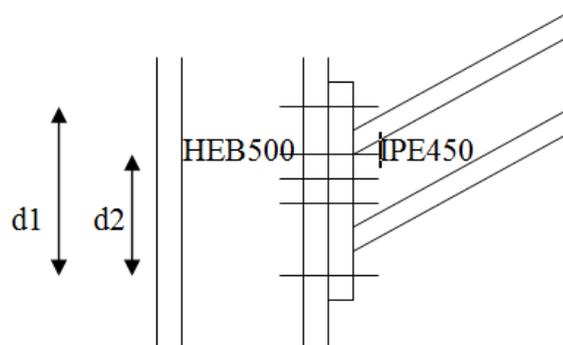


Figure VIII-3 : Représentation de l'assemblage Poteau –Traverse.

L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, un effort tranchant et un effort normal.

V-1 disposition constructive des boulons :

On choisit des boulons M 16 de diamètre $\varnothing 16$ de classe 10.9

- ***Efforts de calcul :***

$$M_{\max} = 163,98 \text{ KN.m.}$$

$$N_{\max} = 314,41 \text{ KN.}$$

$$V_{sd\max} = 118,99 \text{ KN}$$

V-2. Condition de résistance des boulons :

- **Distance entre axe des boulons :**

$$P_1 \geq 2,2d_0$$

$$P_2 \geq 3d_0$$

Avec : $d_0 = 18 \text{ mm}$ (tableau 6.1 Eurocode 3)

$$P_1 \geq 2,2 \times 1,8 = 39,6 \text{ mm}$$

On prend : $P_1 = 80 \text{ mm}$

$$P_2 \geq 3 \times 18 = 54 \text{ mm}$$

On prend : $P_2 = 140 \text{ mm}$

- **Pince longitudinale :**

$$e_1 \geq 1.2d_0$$

$$e_1 \geq 1.2 \times 18 = 21,6 \text{ mm}$$

On prend : $e_1 = 50 \text{ mm}$.

- **Pince transversale :**

$$e_2 \geq 1.5d_0$$

$$e_2 \geq 1.5 \times 18 = 27 \text{ mm}$$

On prend : $e_2 = 70 \text{ mm}$.

V-3 .Détermination des efforts dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire les 03 rangées supérieures de boulons.

$$\left. \begin{array}{l} d_1 = 410 \text{ mm.} \\ d_2 = 290 \text{ mm.} \end{array} \right\} \sum d_i^2 = 2963 \text{ cm}^2$$

$$d_3 = 210\text{mm}$$

Avec :

d_1 et d_2 , d_3 : distances entre les rangées de boulons situées dans la zone tendue, au centre de résistance de la zone comprimée. (Axe neutre de la semelle comprimée).

$$N_i = \frac{M_{sd} \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{16398.41}{2963} = 226,9\text{KN.}$$

$$N_2 = \frac{16398.29}{2963} = 160,49\text{KN}$$

$$N_3 = \frac{16398.21}{2963} = 116,22\text{KN.}$$

Le dimensionnement des boulons se fait en vérifiant le décollement des platines avec :

$$N_i \leq n \cdot F_p$$

Où :

$$n = 2 ; \quad F_p = 0,7 \cdot A_s \cdot F_{ub}$$

$$A_s \geq \frac{226,9}{2 \cdot 0,7 \cdot 1000 \cdot 10^{-3}} \quad f_{ub} = 1000\text{Mpa (classe 10.9).}$$

$$A_s \geq 162,07\text{mm}^2.$$

Soit un boulon de diamètre $d=18\text{mm}$ avec $A_s = 192\text{mm}^2$.

V-4 vérification de la résistance de l'assemblage :

- **Vérification vis-à-vis du moment résistant effectif de l'assemblage :**

$$M_R = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1}$$

Avec:

$$N_1 = 0,7 \cdot A_s \cdot F_{ub}$$

$$N_1 = 0,7 \cdot 192 \cdot 1000 \cdot 10^{-3} = 134,4 \text{ KN. Par boulon, soit } 268,8 \text{ KN par rangée.}$$

D'où :

$$M_R = \frac{268,8 \cdot 2963}{41} = 194,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 163,98 \text{ KN.m} < M_{RD} = 194,26 \text{ KN.m}$$

vérifié

- **Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :**

$$V_{sd} = 118,99 \text{ KN.}$$

Il faut vérifier que : $F_{Vsd} \leq F_{vrd}$

$$F_{vrd} = K_s \cdot n \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{ms}$$

$$\mu = 0,3 \quad ; \quad K_s = 1 \quad ; \quad \gamma_{M_s} = 1,25 \quad ; \quad m = 1$$

$$F_{Vsd} = \frac{V}{10} = \frac{118,99}{10} = 11,899 \text{ KN.}$$

$$F_{vrd} = 0,3 \cdot 134,4 / 1,25 = 32,26 \text{ KN}$$

$$F_{Vsd} = 11,9 \text{ KN} < F_{vrd} = 32,26 \text{ KN}$$

vérifié

- **Résistance de l'âme du poteau en traction :**

On doit vérifier que : $F_V \leq F_{t.Rd}$ Avec :

$$F_{t.Rd} = t_w \cdot b_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Où :

$F_{t.Rd}$: 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. ($P=80\text{mm}$) .

$$F_{t,rd} = 235 \cdot 10,2 \cdot 80 / 1 = 1917,6$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M}{h - t_f} = \frac{163,98}{0,484} = 338,8 \text{ KN} < F_{t,rd} \quad \text{Non vérifié.}$$

- **Résistance de l'âme du poteau en compression (non raidie) :**

On doit vérifier que : $N_{sd} < F_{c,Rd}$

$$\text{Avec : } F_{c,Rd} = \frac{k_c \cdot \rho \cdot b_{eff} \cdot f_{tc} \cdot f_y}{\gamma_{m1} \sqrt{\left(1 + 1,3 \left(b_{eff} / h\right)^2\right)}}$$

$$\text{Et : } b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p \quad \text{avec :}$$

t_{fb} : épaisseur de la semelle du poutre.

t_{fc} : épaisseur de la semelle du poteau.

r_c : rayon de raccordement âme /semelle du poteau.

a_p : épaisseur de la gorge de la soudure (estimée à 5mm).

- Lorsque : $\sigma_{c,sd} \leq 0,7 f_y \rightarrow k_c = 1$

- Lorsque : $\sigma_{c,sd} > 0,7 f_y \rightarrow k_c = 1,7 - \sigma_{c,sd} / f_y$

Avec :

$\sigma_{c,sd}$: Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau due à l'effort de compression et au moment fléchissant.

$$\sigma_{c,sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{Z_{max} \cdot M_{sd}}{I_y}$$

$$\sigma_{c,sd} = \frac{118,99}{116,10} + \frac{25 \cdot 163,98 \cdot 10^2}{48200 \cdot 1}$$

$$\sigma_{c,sd} = 9,52 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{c,sd} = 9,52 \text{ KN/cm}^2 < 0,7 \times 23,5 \text{ KN/cm}^2 = 16,45 \text{ KN/cm}^2$$

$$\text{Donc : } k_c = 1,7 - \sigma_{c,sd} / f_y$$

Avec :

$t_p = 20 \text{ mm}$: épaisseur de la platine d'extrémité.

$$b_{eff} = 14,6 + 2 \times 5\sqrt{2} + 5(16 + 25) + 2 \times 20 = 273,74 \text{ mm}$$

$$\text{- Si } \bar{\lambda}_p \leq 0,72 \rightarrow \rho = 1$$

$$\text{- Si } \bar{\lambda}_p > 0,72 \rightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2$$

Et : $\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff} \cdot d_{wc} \cdot f_y}{E \cdot t_{wc}^2}}$: élancement réduit de la partie efficace de l'âme.

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff} \cdot d_{wc} \cdot f_y}{E \cdot t_{wc}^2}} = 0,932 \sqrt{\frac{28,23 \times 24,3 \times 23,5}{2,1 \cdot 10^4 \times 0,95^2}} = 0,859 > 0,72$$

$$\Rightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2 = (0,859 - 0,2) / 0,859^2 = 0,893$$

$$\text{On aura : } F_{c,Rd} = \frac{k_c \cdot \rho \cdot b_{eff} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{m1} \sqrt{1 + 1,3 \left(\frac{b_{eff}}{h} \right)^2}} = \frac{0,54 \times 0,893 \times 28,23 \times 0,95 \times 23,5}{1,1 \sqrt{1 + 1,3 \left(\frac{28,23}{33} \right)^2}} = 197,78 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i = 319,86 + 248,78 + 177,7 = 746,36 \text{ KN} > F_{c,Rd} = 197,78 \text{ KN} \dots \dots \text{Non vérifiée.}$$

La résistance de l'âme du poteau en compression est faible en comparaison avec l'effort agissant. Il faut donc prévoir un raidisseur. (Raidisseur d'épaisseur 20mm)..... [5]

• **Resistance de l'âme du poteau au cisaillement :**

On doit vérifier que: $F_V \leq V_{Rd}$

$$V_R = 0,58 \times f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{M_0}}$$

$$V_R = 0,58 \times 235 \times 500 \times \frac{10,2}{1,0} = 695,13 \text{ KN.}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = 338,8 \text{ KN.}$$

D'où: $F_v = 338,8 \text{ KN} < V_R = 695,13 \text{ KN.}$

Vérfifié

VI. Assemblage des éléments des contreventements :

Le calcul se fait selon les sollicitations les plus défavorables données dans le tableau ci-dessous.

Elements(cornières)	Poutre au vent De pignon	Poutre au vent De long pan	Palées de stabilité De long pan	Palées de pignon	Palées intermédiaires Long pan
Effort (KN)	40,22	52,66	19,96	89,25	70,49
Section	2L(80×8)	2L(90×9)	2L(60×6)	2L(100×10)	2L(90×9)

Tableau. VIII-1 : Efforts dans les diagonales des contreventements.

- **Pré dimensionnement du gousset :**

L'épaisseur est donnée par le tableau suivant :

F (KN)	≤ 200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

Tableau .VIII.2 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.

- **Pré dimensionnement de la gorge :**

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante:

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 t_{\text{max}} \quad \text{avec :}$$

t_{max} : épaisseur maximal des pièces assemblées.

t_{max} = épaisseur du gousset

- **Dispositions constructive:**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \\ 1,5d_0 < e_2 \end{array} \right. \quad d'ou \quad \left\{ \begin{array}{l} 18\text{mm} \leq e_1 \leq 108\text{mm} \\ 33\text{mm} \leq p_1 \leq 126\text{mm} \\ 22,5 < e_2 \end{array} \right.$$

t : épaisseur de la pièce assemblée.

VI-1 éléments de la Poutre au vent de pignon double cornière (2L (80*80*8)):

VI-1.1 Assemblage de la diagonale sur le gousset :

Les boulons sont sollicités en cisaillement seul. Les diagonales les plus sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximum.

$$N = 40,22 \text{ KN}$$

On utilise des boulons M12 de classe 6.8 soumis au cisaillement d'où:

$$F_{V;sd} = 0,5 \cdot A_s \cdot \frac{f_u}{\gamma_{mb}} \quad -$$

$$F_p = 0,5 \times 0,84 \times \frac{60}{1,25} = 20,16 \text{ KN}$$

$$f_u = 600 \text{ MPA}$$

- Les diagonales : 2L (80*80*8)

Boulons M12, $A_s = 0,84 \text{ cm}^2$

L'effort tranchant repris par un boulon est:

$$F_V = \frac{N/2}{n \cdot p}$$

Le nombre de boulons doit vérifier la condition suivante:

$$F_{V;sd} \leq F_{V;rd} \Rightarrow n = \frac{N/2}{F_{V;rd} \cdot p} = \frac{40,22/2}{20,16 \cdot 1} = 1,01$$

On prend $n = 2$ (2 Boulons par cornière).

➤ Disposition des boulons:

$$e_1 = 40 \text{ mm} \dots \dots \dots e_2 = 30 \text{ mm} \dots \dots \dots p_1 = 60 \text{ mm}$$

On opte pour 4 Boulons ordinaires M12 avec un gousset de 8mm.

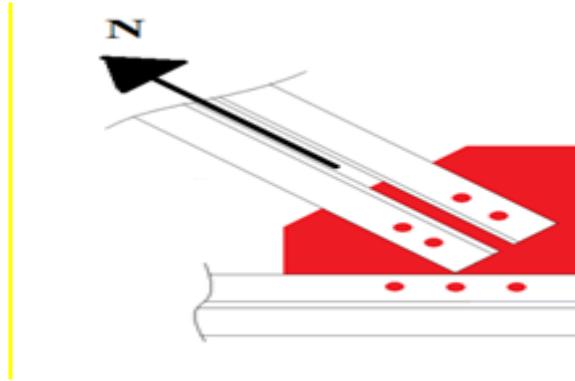


Figure VIII-4 : Détail d'assemblage des diagonales de la poutre au vent

VI-1.2 Verifications:

- **Pression diamétrale :**

$$F_{P,rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 1$$

$$\alpha = \min\left(\frac{40}{3.13}; \frac{60}{3.13} - \frac{1}{4}; \frac{600}{360}; 1\right) = 1$$

$$F_{P,rd} = 2,5 \times 1 \times 12 \times 8 \times 600 / 1,25$$

$$F_{P,rd} = 115,2 \text{ KN} > F_{V,sd} = \frac{20,16}{4} = 5,04 \text{ KN}$$

Vérfié

Pas de risque de rupture sous pression diamétrale

- **Rupture de la section nette :**

$$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$A_{net} = 2(A_1 + \xi A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (80 - 13) \times 8 = 536 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 1227 - (13 \times 8) - 536 = 587 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{3.A_1}{3.A_1 + A_2} = \frac{3.536}{3.536 + 587} = 0,73$$

$$A_{net} = 2(536 + 0,73.587) = 1929,02 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0,9.1929,02 \frac{360}{1,25} = 500 \text{ KN} > F_{V.sd} = 20,16 \text{ KN}$$

Vérfifié

- **Vérification de la longueur de l'assemblage :**

$$P1=60\text{mm} < 15.12 = 180 \text{ mm}$$

L'assemblage n'est pas considéré long, il n'y a pas lieu de multiplier la résistance ultime par le facteur de réduction B.

VI-1.3 Assemblage du gousset sur la traverse :

- **Dimensionnement du cordon de soudure :**

La gorge de soudure est donnée par la formule suivante :

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5t_{max}$$

Avec :

t_{max} : épaisseur maximal des pièces assemblées.

$$t_{max} = 8\text{mm} \text{ (épaisseur du gousset)}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 \times 8\text{mm}$$

$$\rightarrow a = 3,5\text{mm}.$$

- **longueurs des soudures :**

La longueur du cordon de soudure est donnée par :

$$L \geq \frac{N}{a.F_u} \cdot \gamma_{Mw} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3} \dots\dots\dots (I) \dots\dots\dots EC3Art6.6.5.3$$

N : effort repris par les cornières

γ_{m0} : Coefficient de sécurité $\gamma_{m0}=1,25$

β_w : Coefficient de corrélation $\beta_w = 0,8$

f_u : Résistance limite de rupture $f_u = 360$ MPa

a : Gorge de la soudure $a = 3,5$ mm.

Il faut projeter l'effort tel démontré sur la (figure 8.10).

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{4,72}{6} \Rightarrow \alpha = 38,19^\circ$$

Donc :

$$F_y = N_{sd} \cdot \cos \alpha = 31,61 \text{ kN}$$

A partir de l'équation (I), on aura :

$$\{L_y \geq 2,17 \text{ cm} \Rightarrow \{L_y = 5 \text{ cm}$$

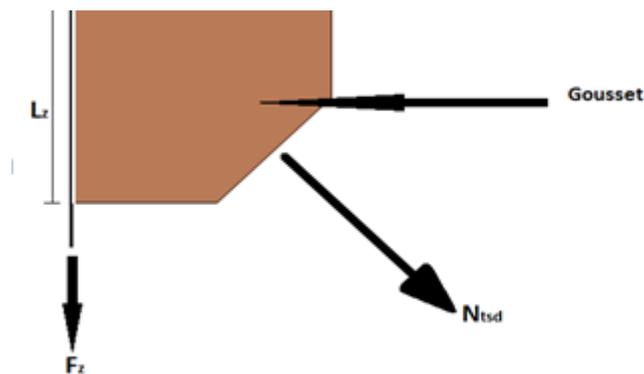


Figure VIII-5 : assemblage cornière-gousset

VI-2 éléments de la Poutre au vent de long pan double cornière (2L (90*90*9)):

VI.2-1 Assemblage de la diagonale sur le gousset :

$$N = 52,66 \text{ kN}$$

On utilise des boulons M12 de classe 6.8 soumis au cisaillement d'où:

$$F_p = 0,5 \times 0,84 \times \frac{60}{1,25} = 20,16 \text{ KN}$$

$$f_u = 600 \text{ MPA} \quad \text{Boulons M12, As} = 0,84 \text{ cm}$$

Les diagonales : 2L (90*9)

Le nombre de boulons doit vérifier la condition suivante:

$$F_{V,sd} \leq F_{V,rd} = 1,30$$

On prend $n = 2$ (2 Boulons par cornière).

➤ **Disposition des boulons:**

$$e_1 = 40 \text{ mm} \dots \dots \dots e_2 = 30 \text{ mm} \dots \dots \dots p_1 = 60 \text{ mm}$$

On opte pour 4 Boulons ordinaires M12 avec un gousset de 8mm.

VI.2-2 Verifications:

- **Pression diamétrale :**

$$F_{p,rd} = 129,6 \text{ KN} > F_{V,sd} = \frac{20,16}{4} = 5,04 \text{ KN}$$

Vérifié

Pas de risque de rupture sous pression diamétrale

- **Rupture de la section nette :**

$$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = 693 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 742 \text{ mm}^2$$

$$\xi = 0,74$$

$$A_{net} = 2484,16 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 643,89 \text{ KN} > F_{V,sd} = 20,16 \text{ KN}$$

Vérfifié

- **Vérification de la longueur de l'assemblage :**

$$P1=60\text{mm} < 15.12 = 180 \text{ mm}$$

L'assemblage n'est pas considéré long, il n'y a pas lieu de multiplier la résistance ultime par le facteur de réduction B.

VI-2.3 Assemblage du gousset sur la traverse :

- **Dimensionnement du cordon de soudure :**

La gorge de soudure est donnée par la formule suivante :

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5t_{\text{max}}$$

$$\rightarrow a = 3,5\text{mm}.$$

- **longueurs des soudures :**

La longueur du cordon de soudure est donnée par :

$$L \geq \frac{\frac{N}{2} \cdot \gamma_{Mw} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot F_u} \dots\dots\dots (I) \dots\dots\dots \text{EC3Art 6.6.5.3}$$

Il faut projeter l'effort tel démontré sur la (figure 8.10).

$$F_y = N_{sd} \cdot \cos \alpha = 41,39 \text{ kN}$$

A partir de l'équation (I), on aura :

$$\{L_y \geq 3,62 \text{ cm} \Rightarrow \{L_y = 6 \text{ cm}$$

VI- 3 Assemblage des Palées de stabilité de pignon double cornière 2L(100*10):

l'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction $N_{t,sd}=89,25 \text{ kN}$

VI-3-1 Assemblage gousset-nœud du portique :

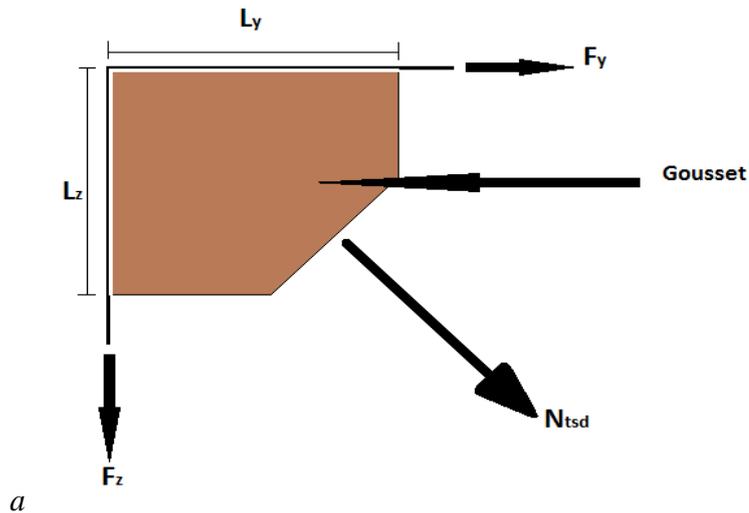


Figure VIII.6 : assemblage gousset nœud du portique sur cordon de soudure.

- Pré dimensionnement du gousset

e=8mm

- Pré dimensionnement de la gorge de soudure

a=3,5mm

La longueur du cordon de soudure est donnée par :

$$L \geq \frac{N}{2} \cdot \gamma_{Mw} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3} \dots\dots\dots (I)$$

Il faut décomposer l'effort en deux composantes (figure 8.10).

$$tg \alpha = \frac{5,55}{6,5} \Rightarrow \alpha = 40,49^\circ$$

Donc :

$$F_y = N_{sd} \cdot \cos \alpha = 67,88kN$$

$$F_z = N_{sd} \sin \alpha = 57,95kN$$

A partir de l'équation (I), on aura :

$$\begin{cases} L_y \geq 4,66cm \\ L_z \geq 3,98cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_y = 7cm \\ L_z = 6cm \end{cases}$$

VI.3-2 Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique :

Pour ce type d'assemblage, on choisit des boulons ordinaires de classe 6.8 et on dispose deux boulons dans chaque rangée.

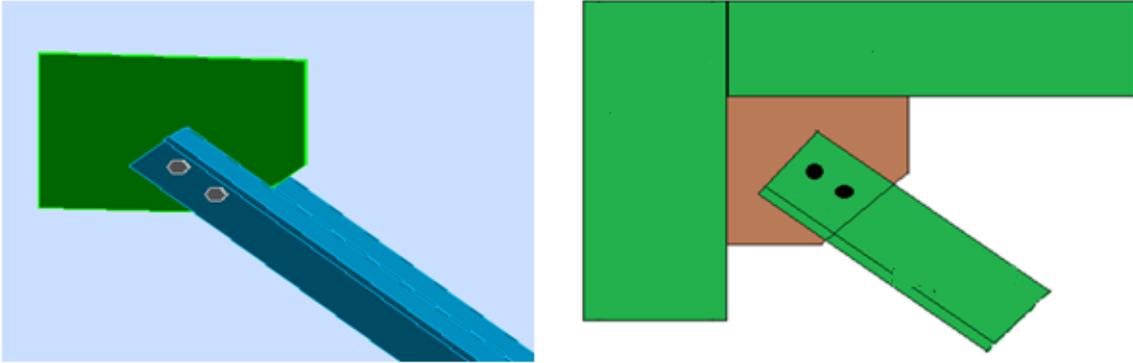


Figure VIII-7 : assemblage des diagonales sur gousset.

- Distribution de l'effort normale sur les boulons

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{n \cdot p} \quad \text{Avec : } p : \text{ nombre de plan de cisaillement}$$

$$F_{V,sd} = \frac{89,25}{4 \cdot 2} = 11,16 \text{ kN}$$

- Dimensionnement des boulons

$$F_{V,sd} \leq F_{V,Rd} = \frac{0,6 A_s f_{ub}}{\gamma_{Ms}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{V,sd} \times \gamma_{Mb}}{0,6 \times f_{ub}} \quad \gamma_{Mb} = 1,25$$

$$\Rightarrow A_s \geq 38,75 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons de types M(12) avec $A_s = 84 \text{ mm}^2$

- Disposition géométrique

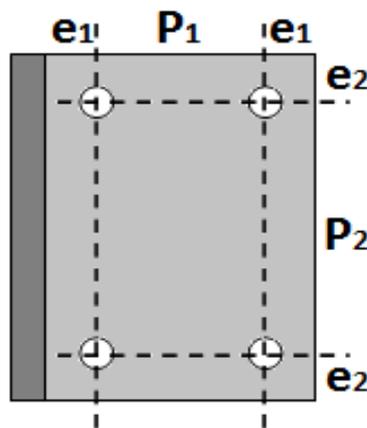


Figure VIII-8 : Disposition géométrique.

Cornière 2L (100*100*10), t = 10mm

Soit $e_1 = 5 \text{ cm}$ $P_1 = 8 \text{ cm}$ $e_2 = 2,1 \text{ cm}$

VI-3.3 Verifications:

- **Assemblage trop long :**

$p_1 < 15 d = 180 \text{ mm}$; Donc l'assemblage n'est pas long.

- **Pression diamétrale :**

$$F_{P,rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{P,rd} = 144 \text{ KN} > F_{V,sd} = 11,16 \text{ KN}$$

Il n'y a pas risque de pression diamétrale

- **Rupture de la section nette :**

$$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$A_{net} = 2(870 + 0,74 \cdot 915) = 3109,17 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 805,9 \text{ KN} > F_{V,sd} = 89,25 \text{ KN}$$

Pas de risque de rupture de la section nette.

VII-Assemblages poutre - poutre :(solive – poutre maîtresse).

VII-1 Assemblages par double cornières :

Ils sont de loin les plus répandus, notamment en Algérie, pour assembler les solives ou les poutres secondaires de plancher sur les poutres principales. Les boulons utilisés sont des boulons ordinaires non précontraints (catégorie A) autorisant un certain glissement.. Le seul effort global transmis est l'effort tranchant V_{sd} correspondant à la réaction de la poutre supportée sur la poutre support.

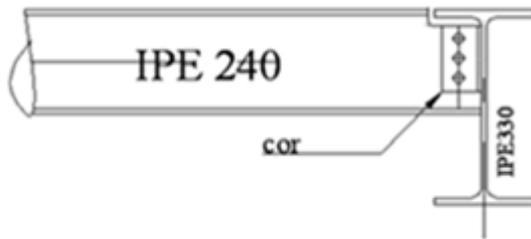


Figure VIII-9: assemblage solive-poutre maitresse

VII-1.1 : Coté cornière-solive :

VII.1.2. Caractéristiques des éléments d'assemblage :

Boulons : M14 de classe 6.8, $f_{ub} = 480 \text{ MPa}$, de section $A = 115 \text{ mm}^2$;

Cornière : $60 \times 60 \times 6$ disposée de 03 trous de diamètre $d_0 = 16 \text{ mm}$; de longueur

$a \geq 0,6h = 0,6 \times 270 = 162 \text{ mm}$, on prend $a = 190 \text{ mm}$;

Solive : IPE 240 ;

Poutre maîtresse : IPE330.

VII.1.3. Disposition des boulons : (pincés)

$2,2 \cdot d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200)$: $35,2 \text{ mm} \leq p_1 \leq \min(84, 200)$ → on prend $p_1 = 60 \text{ mm}$

$e_1 \geq 1,5 \cdot d_0$: $e_1 \geq 24 \text{ mm}$ → on prend $e_1 = 35 \text{ mm}$

$e_2 \geq 1,2 \cdot d_0$: $e_2 \geq 19,2 \text{ mm}$ → on prend $e_2 = 30 \text{ mm}$

VII.1.4 Vérifications :

- Vérification des boulons au cisaillement :

Ces boulons doivent reprendre l'effort tranchant V_{sd} ainsi que le moment local

d'excentrement : $M_e = V_{sd} \times e$. L'effort maximal résultant $F_{r,sd}$ repris par chaque boulon est donné par la relation :

$$F_{r,sd} = \sqrt{F_{v,sd}^2 + F_{h,sd}^2} \quad , \quad F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} \quad , \quad \text{avec : } V_{sd} = \frac{q \times l}{2}$$

Et : $q = 1878,76 \text{ daN/m}$, $n = 2$ nombre de rangées de boulons.

$$V_{sd} = \frac{1878,37 \times 5,84}{2} = 5484,84 \text{ daKN} \quad \rightarrow V_{sd} = 54,84 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{54,84}{3} = 18,28 \text{ KN}$$

$$F_{h,sd} = \frac{V_{sd} \times e}{d_e}, \text{ Avec:}$$

- d est distance séparant les rangées extrêmes de boulons.
- e : est distance entre l'axe d'un trou et l'âme de la poutre maîtresse.

$$F_{h,sd} = \frac{54,84 \times 40}{120} = 18,28 \text{ KN}$$

$$D'où : F_{r,sd} = \sqrt{(18,18)^2 + (18,18)^2} = 25,85 \text{ KN}$$

Comme les boulons travaillent au double cisaillement, l'effort maximal résultant doit vérifier : $F_{r,sd} \leq 2.F_{v,Rd}$, avec :

$F_{v,Rd}$ est résistance de calcul au cisaillement par boulon

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5.f_{ub}.A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,5.480.10^{-3}.115}{1,25} = 22,08 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } F_{r,sd} = 25,85 \text{ KN} < 2.F_{v,Rd} = 44,16 \text{ KN} \quad \text{vérifié}$$

- **Vérification des cornières à la pression diamétrale :**

Puisque on a deux cornières on doit vérifier que : $\frac{F_{r,sd}}{2} \leq F_{b,Rd}$, avec :

$F_{b,Rd}$: résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon

$F_{v,sd}$: effort de cisaillement de calcul par boulon

f_u : La résistance à la traction des cornières

$$\alpha = \text{Min} \left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) = \text{Min} \left(\frac{35}{48}, \frac{60}{48} - \frac{1}{4}, \frac{48}{36}, 1 \right) = 0,73 \quad \rightarrow \alpha = 0,73$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{Mb}} = \frac{2,5 \times 0,73 \cdot 360 \cdot 10^{-3} \times 14,8}{1,25} = 58,87 \text{KN} \quad \rightarrow F_{b,Rd} = 58,87 \text{KN}$$

$$\frac{F_{V,Ed}}{2} = 12,92 \text{KN} < F_{b,Rd} = 58,87 \text{KN} \quad \text{Vérfié}$$

• **vérification des cornières au Cisaillement :**

$$\text{Il faut vérifier : } \frac{V_{sd}}{2} \leq V_{pl,Rd}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{w,eff} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}}, \text{ avec : } A_{w,eff} = A_w = 901 \text{mm}^2$$

avec : $A_{w,net}$: Section transversale nette de la cornière.

$$V_{pl,Rd} = \frac{901 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,1 \cdot \sqrt{3}} = 111,13 \text{KN}$$

$$\text{Donc : } \frac{V_{sd}}{2} = 27,42 \text{KN} \leq V_{pl,Rd} = 111,13 \text{KN} \quad \text{vérifié}$$

• **Vérification de la solive à la pression diamétrale :**

$$\text{Il faut vérifier : } V_{sd} \leq F_{b,Rd}$$

$F_{b,Rd}$: résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon .

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{Mb}} = \frac{2,5 \cdot 0,73 \cdot 360 \cdot 10^{-3} \cdot 14,6,6}{1,25} = 48,56 \text{KN} \quad \text{Vérfié}$$

VII-2.1. Coté cornière- poutre maîtresse :

VII-2.2 Vérification de la poutre maîtresse à la pression diamétrale :

On prend en considération le cas où la poutre maîtresse contient deux solives opposées, assemblées par les mêmes boulons, et puisque la poutre maîtresse contient deux files des boulons, on doit vérifier que : $F_{R,Ed} \leq F_{b,Rd}$

L'épaisseur de l'âme de la poutre est $t = 7,5 \text{ mm}$.

$$\alpha = \text{Min} \left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) = \text{Min} \left(\frac{165}{48}, \frac{60}{48} - \frac{1}{4}, \frac{48}{36}, 1 \right) = 1 \quad \rightarrow \alpha = 1$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{Mb}} = \frac{2,5 \cdot 1 \cdot 360 \cdot 10^{-3} \cdot 14,7,5}{1,25} \Rightarrow F_{b.Rd} = 75,6 \text{ KN}$$

$$F_{R.Sd} = 25,85 \text{ KN} < F_{b.Rd} = 75,6 \text{ KN}$$

Vérfifié

Donc l'assemblage poutre-poutre (solive – poutre maîtresse) est vérifié

VIII- Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux:

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable $N_t = 315,56$ KN. Et un moment $M_y = 122,99 \text{ KN.m}$

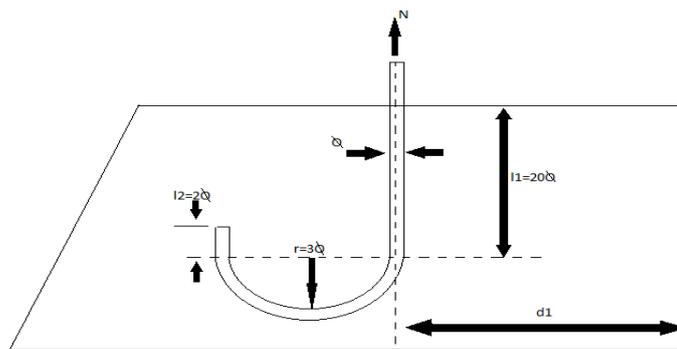


Figure VIII-10 : Tige d'encrage du pied du poteau.

$$b = h + 2c$$

h : la hauteur de la section IPE500 $\Rightarrow h = 440$ mm

c : le débord, donné par : $c = (100 \div 150)$ mm

on prend : $c = 120$ mm

d'où : $a = h + 2c = 500 + 2 \times 120 = 740$ mm

$$b = h + 2c = 440 + 2 \times 120 = 680 \text{ mm}$$

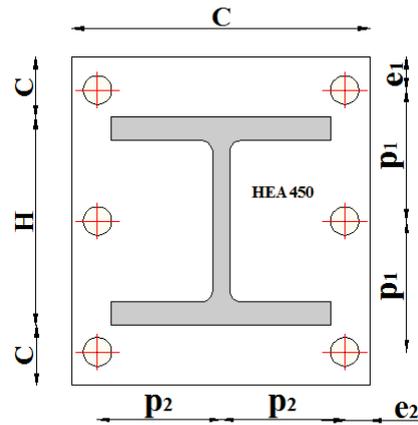


Fig. VIII-11 : Dispositions constructives

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction (N_t), plus un moment.

$$N_{st} = \frac{N_t}{n} + \frac{M}{2h_0}$$

n : nombre de tiges.

N_t : effort sollicitant de traction.

h_0 : distance entre les tiges d'ancrage

L'ancrage est réalisé par 6 tiges :

$$\frac{N_t}{6} + \frac{M}{2h_0} \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y \Rightarrow \phi \geq \sqrt{11,94}$$

$$\phi \geq 3,45 \text{ cm}$$

$$\phi = 3,9 \text{ cm}$$

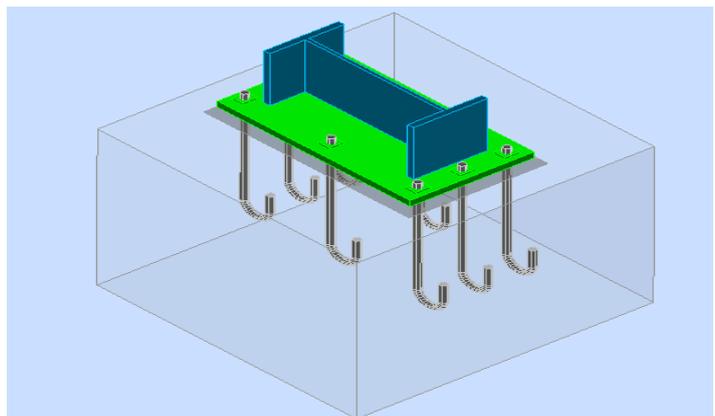


Figure VIII-12 Disposition des tiges d'ancrage

Soit des tiges d'ancrage de 390 mm de diamètre.

VIII-1 Vérification de la tige d'ancrage :

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivante :

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000} \right) \cdot \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)} \cdot (l_1 + 6,4 \cdot r + 3,5 \cdot l_2) \quad (\text{CCM97})$$

N_a : effort normal résistant d'une tige.

$$r = 3\phi, \quad l_1 = 20\phi, \quad l_2 = 2\phi$$

$$g_c : \text{Le dosage en ciment} = 350 \text{ Kg/m}^3$$

$$r = 3\phi = 11,7 \text{ cm}$$

$$l_1 = 20\phi = 78 \text{ cm}$$

$$l_2 = 2\phi = 7,8 \text{ cm}$$

$$d_1 = 8 \text{ cm}$$

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \cdot \frac{3,9}{\left(1 + \frac{3,9}{8} \right)} \cdot (78 + 74,88 + 27,3) = 150,06 \text{ KN}$$

$$N_a = 150,06 \text{ KN} > \frac{N_t}{6} + \frac{M}{2 \cdot h_0} = 220,6 \text{ KN} \quad \Rightarrow$$

non vérifié

On doit augmenter la section des tiges, on choisit des tiges :

$$\phi = 4,8 \text{ cm}$$

$$N_a = 209,2 \text{ KN} > \frac{N_t}{6} + \frac{M}{2 \cdot h_0} = 220,6 \text{ KN} \quad \Rightarrow$$

VIII-2 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{122,99}{315,56} = 0,39 \text{ m}$$

$$e = 0,39 \text{ cm} > \frac{D}{6} = 0,37 \text{ cm}$$

Donc le centre de poussée se trouve hors du tiers central de la section, et la platine est soulevée à gauche (les boulons de gauche étant sollicités en traction).

$$A = 54,25 \text{ cm}^2 \quad (A : \text{aire de la section de 3 tiges à gauche du poteau})$$

$$b = 44 \text{ cm}$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$h'^3 + 3 \cdot (l - h) \cdot h'^2 + 90A \frac{l}{b} \cdot h' - 90A \frac{l}{b} \cdot h = 0$$

$$h'^3 + (-9)h'^2 + 1299,38h' - 80561,76 = 0$$

$$h' = 33,33 \text{ cm}$$

VIII-2-1 Les contraintes dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{2N \times l}{bh' \left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{ub} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec } \gamma_b = 1,5$$

$$\sigma = 4,98 \text{ MPa} < f_{ub} = 14,2 \text{ MPa} \quad \text{Vérfié}$$

VIII-2.2 Les contraintes dans l'acier :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \cdot \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{\left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{299,23}{14,77} \cdot \frac{39,7 - 62 + \frac{21,33}{3}}{\left(62 - \frac{21,33}{3} \right)} = 56,06 \text{ MPa} \leq f_y = 235 \text{ MPa} \quad \text{Vérfiée}$$

IX-Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :

IX-1 Vérification de la section 1-1 :

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal de contraintes situées à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et

un diagramme triangulaire (2).

Les moments correspondant, pour une bonde de largeur unité (1 cm) et d'épaisseur t , sont :

$$M_1 = 3,75 \times 12 \times 6 \times 10^{-3} = 0,37 \text{KN.m}$$

$$M_2 = \left(12 \times \frac{2,10}{2}\right) \frac{2 \times 12}{3} \times 10^{-3} = 0,21 \text{KN.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 0,16 \text{KN.m}$$

- le module d'inertie de la platine ou $b = 1 \text{cm}$

$$\frac{I}{V} = \frac{\left(\frac{b.t^3}{12}\right)}{\frac{t}{2}} = \frac{b.t^2}{6}$$

- la contrainte de flexion dans la section est :

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \Rightarrow t \geq 2,5 \text{cm}$$

$$t \geq 2 \text{cm}$$

IX-2Vérification da la section 2-2 :

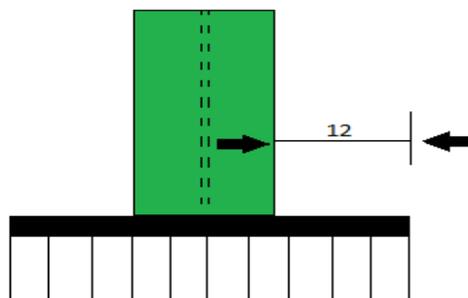


Fig. VIII-13 : Vérification de la section 2-2

Par le même raisonnement, on aura le moment maximal :

$$M = 0,37 \text{ KN.m}$$

$$\text{D'où : } t \geq 2,67 \text{ cm}$$

$$t \geq 2,7 \text{ cm}$$

IX-3 Vérification de la section 3-3 :

Du côté tendu, la platine est soumise à un moment : $M = 0.13T$

$$T = A \cdot \sigma_a = 84,85 \text{ KN}$$

$$M = 0,1 \times 82,71 = 8,27$$

$$W_{el} = \frac{50t^2}{6}$$

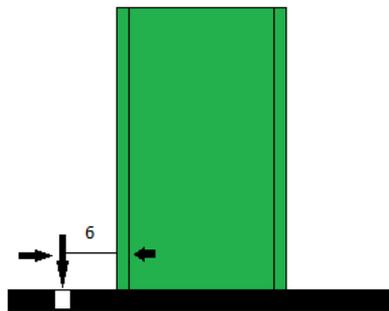


Fig.VIII-14 : Vérification de la section 3-3

Il faut donc vérifier que :

$$\frac{8,27 \times 6}{50t^2} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6M}{50f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 8,27}{50 \times 23,5}}$$

$$t \geq 0,2 \text{ cm}$$

En conclusion, on prendra une platine d'épaisseur : **t = 2,8 cm.**

I-Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments qui ont pour rôle de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales. Le dimensionnement de la fondation est conditionné par le site d'implantation.

Contrainte admissible du sol : 1,5 bar

La profondeur d'ancrage minimale : $D=3m$.

II- Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend principalement des facteurs suivants :

- Capacité portante du sol d'assise.
- poids de la structure.
- distance entre axes des poteaux.

D'après le **RPA 99/2003 (article 10.1.4.1)**, les fondations superficielles sont calculées selon les combinaisons d'action accidentelles suivantes :

- $G + Q + E$
- $0.8G + E$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL 91 :

ELU: $1,35(G+Q+S)$

ELS: $G+0,9(Q+S)$

III- calcul des fondations :

III-1Détermination des sollicitations:

Les sollicitations les plus défavorables sont directement tirées du logiciel et regroupées dans le tableau ci-dessous:

Sollicitations	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
Poteaux type 1	$G+Q+E$	$1,35(G+Q+S)$	$G+0,9(Q+S)$
N^{max} (KN)	226,6	315,56	227,79
M_y (KN.m)	89,14	122,99	86,22
M_z (KN.m)	2,45	3,48	2,51
V_y (KN)	1,13	1,75	0,92
V_z (KN)	20,33	28,16	19,72
Sollicitations	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	$G+Q+E$	$1,35(G+Q+S)$	$G+0,9(Q+S)$
potelets			

N^{max} (KN)	93,65	181,95	131,63
M_y (KN.m)	6,65	6,56	4,72
M_z (KN.m)	6,88	6,63	4,89
V_y (KN)	3,21	3,47	2,54
V_z (KN)	2,05	3,37	2,42

Tableau IX-1: sollicitations à la base des poteaux et potelets.

III-2 -Pré dimensionnement de la semelle poteau 1:

Les dimensions de la semelle sont choisies de telle sorte a ce qu'elles remplissent aux conditions d'homothétie, les poteaux de notre structure sont rectangulaires a la base (h*b) les semelles seront donc rectangulaires.

H et b : dimensions du poteau considéré

H et B : dimensions de la semelle

h_1 :d+c avec c = 5cm.(BP)

d : hauteur utile de la semelle donnée par :

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right. \quad (\text{BAEL 91-ch 15.III-ART 1.2})$$

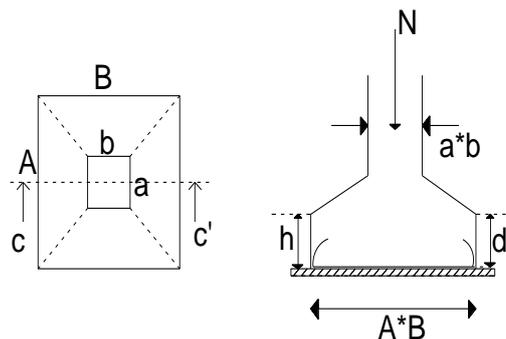


Figure IX-1: Dimensions de la semelle

Critère de non poinçonnement:

$\sigma_M < 2\sigma_{sol}$ Situation accidentelle

$\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$ Situation durable

σ_M : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante:

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right)$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N}$$

$$\sigma_{sol} = 1,5 \text{ bars}$$

a, b (dimensions du fut qui devra déborder de 5cm au moins de chaque coté de la platine).

$$a = 90 \text{ cm}$$

$$b = 70 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow A = 1,28B$$

-Situation accidentelle : $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{Ax \left(\frac{Axb}{a} \right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\frac{Axb}{a}} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$-B^3 + 0,6B + 1,08 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{89,14}{226,6} = 0,39 \text{ m}$$

La résolution de cette équation donne, une racine réelle et deux racines complexes :

$$x_1 = 1,249; \quad x_2 = -0,609 + i 0,717 \quad ; x_3 = -0,609 - i 0,717$$

→ **B = 1,25m. et A = 1,6m.**

-Situation durable : $\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{Ax \left(\frac{Axb}{a} \right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\frac{Axb}{a}} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$-B^3 + 1,24B + 2,26 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{122,99}{315,56} = 0,39m$$

$$B = 1,6m. \quad \text{et } A = 2,05m$$

On adopte pour les semelles des poteaux étudiés, les dimensions suivantes :

$$B = 1,6m. \quad \text{et } A = 2,05m.$$

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right. \Rightarrow d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1,6-0,7}{4} = 22,5cm \\ \frac{2,05-0,9}{4} = 28,75cm \end{array} \right.$$

$$\text{soit } d = 35cm$$

$$h = d + c = 35 + 5 = 40cm.$$

l_1 : hauteur de l'amorce du poteau.

$$l_1 = 300 - 40 = 2,6m.$$

- **Poids de la semelle:**

Poids de la semelle:

$$P_1 = 1,6 \times 2,05 \times 0,4 \times 25 = 32,8KN.$$

- **Les moments à la base:**

$$M_{by} = M_y + V_z \times (h + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + V_y \times (h + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Sollicitations	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
Poteaux type 1	G+Q+E	1,35(G+Q+S)	G+0,9(Q+S)
N^{max} (KN)	259,4	348,36	260,59
M_{by} (KN.m)	150,13	207,47	145,38
M_{bz} (KN.m)	5,84	8,73	5,27
V_y (KN)	1,13	1,75	0,92
V_z (KN)	20,33	28,16	19,72

Tableau. IX.2 : sollicitations à la base des semelles type 1.

III-2.1 Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$\text{sens A} \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq \begin{cases} 2.\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{cases}$$

$$\text{sens B} \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2.\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{cases}$$

$$2.\sigma_{sol} = 2.150 = 300 \text{ KN/m}^2.$$

$$1,33\sigma_{sol} = 1,33.150 = 199,5 \text{ KN/m}^2$$

- Semelle entièrement comprimée : $\sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$
- Semelle partiellement comprimée : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max}}{4}$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Cas de chargement		Sens	e ₀ (m)	σ _{max} (bar)	σ _{min} (bar)	σ _{moy} (bar)
Situation accidentelle		Sens A	0,58 > A/6	2,13 < 3	0	1,6 > 1,5
		Sens B	0,022	0,759 < 3	0,64	0,73 < 1,5
Situation Durable	ELU	Sens A	0,6 > A/6	2,93 > 1,99	0	2,19 > 1,5
		Sens B	0,025	1,16 < 1,99	0,96	1,11 < 1,5
	ELS	Sens A	0,56 > A/6	2,09 > 1,99	0	1,57 > 1,5
		Sens B	0,02	0,85 < 1,99	0,73	0,82 < 1,5

Tableau.IX-3 : Vérification des contraintes dans le sol.

Certaines contraintes moyennes en situation durable, et suivant le sens A ne sont pas vérifiées donc on augmente la section de la semelle à **A = 2,30m et B = 1,85m**

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right\} \Rightarrow d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{230-90}{4} = 35 \text{ cm} \\ \frac{185-70}{4} = 28,75 \text{ cm} \end{array} \right.$$

soit $d = 40 \text{ cm}$

$$h = d + c = 40 + 5 = 45 \text{ cm.}$$

$$l_1 = 300 - 45 = 2,55 \text{ m.}$$

- **Poids de la semelle:**

$$P_1 = 2,3 \times 1,85 \times 0,45 \times 25 = 47,9 \text{ KN.}$$

- **Les moments à la base:**

$$M_{by} = M_y + V_z \times (h + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + V_y \times (h + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Sollicitations	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	1,35(G+Q+S)	G+0,9(Q+S)
N^{max} (KN)	274,5	363,46	275,7
M_{by} (KN.m)	150,13	207,47	145,38
M_{bz} (KN.m)	5,84	8,73	5,27
V_y (KN)	1,13	1,75	0,92
V_z (KN)	20,33	28,16	19,72

Tableau. IX-4 : sollicitations à la base de la semelle type 1.

Les contraintes obtenues sont regroupées dans le tableau suivant :

Cas de chargement		Sens	e_0 (m)	σ_{max} (bar)	σ_{min} (bar)	σ_{moy} (bar)
Situation accidentelle		Sens A	0,32	1,18 < 3	0,11	0,91 < 1,5
		Sens B	0,01	0,66 < 3	0,63	0,65 < 1,5
Situation Durable	ELU	Sens A	0,34	1,61 < 1,99	0,1	1,23 < 1,5
		Sens B	0,01	0,87 < 1,99	0,84	0,86 < 1,5
	ELS	Sens A	0,31	1,17 < 1,99	0,12	0,91 < 1,5
		Sens B	0,01	0,66 < 1,99	0,63	0,76 < 1,5

Tableau. IX-5 : Vérification des contraintes dans le sol.

III-2.2-Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5) :

Dans le cas accidentel, il faut vérifier que:

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{A}{4} = \frac{2,3}{4} = 57,5cm \rightarrow \text{sensA} \\ \frac{B}{4} = \frac{1,85}{4} = 46,25cm \rightarrow \text{sensB} \end{cases}$$

$$\text{sens A : } e_0 = 32 < 57,5cm$$

$$\text{sens B : } e_0 = 1cm < 46,25cm$$

→ la vérification au renversement est satisfaite

III.2.3-Détermination des armatures de la semelle:

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 < \frac{a}{6} \rightarrow \text{sensA} \\ e_0 < \frac{b}{6} \rightarrow \text{sensB} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 < \frac{A}{24} \\ e_0 < \frac{B}{24} \end{cases}$$

Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif:

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sensA}$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sensB}$$

Si l'une des deux conditions précédentes est non vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment M_1

$$M_1 = (4 \times B + 0,3 \times b - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{B}{2} - 0,35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sensB}$$

$$M_1 = (4 \times H + 0,3 \times h - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{H}{2} - 0,35 \times h}{\frac{H}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sensA}$$

a)-situation accidentelle:

Armature parallèles à " B=1,85m":

$$\begin{cases} e_0 = 0,01 < \frac{0,7}{6} = 0,117 \\ e_0 = 0,01 < \frac{1,85}{24} = 0,077 \end{cases} \Rightarrow \text{effort normal fictif}$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right)$$

$$N' = 274,5 \left(1 + \frac{3 \times 0,01}{1,85} \right) = 278,95 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' (B - b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{278,95 (1,85 - 0,7)}{8 \times 0,4 \times 348}$$

$$A_s = 2,88 \text{ cm}^2$$

- Armatures parallèles à " A " :

$$\begin{cases} e_0 = 0,32 \times \frac{0,9}{6} = 0,15 \\ e_0 = 0,32 \times \frac{2,30}{24} = 0,09 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M'$$

$$M_1 = (4 \times 2,3 + 0,3 \times 0,9 - 9 \times 0,32) \left(\frac{\frac{2,3}{2} - 0,35 \times 0,9}{\frac{2,3}{2} - 0,32} \right)^2 \frac{274,5}{27}$$

$$M_1 = 67,81 \text{ kN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0,9 \times d = 0,36$$

$$A_s = \frac{67,81}{0,36 \times 348 \times 10^3} = 5,41 \text{ cm}^2$$

$$A = 5,41 \text{ cm}^2$$

b) Situation durable :

b-1) A l'ELU

- Armatures parallèles à " B " :

$$\begin{cases} e_0 = 0,01 < \frac{0,7}{6} = 0,11 \\ e_0 = 0,01 < \frac{1,85}{24} = 0,077 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right)$$

$$N' = 363,46 \left(1 + \frac{3 \times 0,01}{1,85} \right) = 369,35 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' (B - b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{369,35(1,85 - 0,7)}{8 \times 0,4 \times 348}$$

$$A_s = 3,81 \text{ cm}^2$$

- Armatures parallèles à " A " :

$$\begin{cases} e_0 = 0,34 > \frac{0,9}{6} = 0,15 \\ e_0 = 0,34 > \frac{2,3}{24} = 0,096 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M'$$

$$M_1 = (4 \times 2,3 + 0,3 \times 0,9 - 9 \times 0,34) \left(\frac{\frac{2,3}{2} - 0,35 \times 0,9}{\frac{2,3}{2} - 0,34} \right)^2 \frac{363,46}{27}$$

$$M_1 = 91,69 \text{ kN.m}$$

$$A_s = \frac{91,69}{0,36 \times 348 \times 10^3} = 7,32 \text{ cm}^2$$

$$A = 7,32 \text{ cm}^2$$

b-2) A l' E L S :

- Armatures parallèles à " B " :

$$\begin{cases} e_0 = 0,01 < \frac{0,7}{6} = 0,11 \\ e_0 = 0,01 < \frac{1,85}{24} = 0,07 \end{cases} \Rightarrow$$

$$N' = 275,7 \left(1 + \frac{3 \times 0,01}{1,85} \right) = 280,17 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{280,17(1,85 - 0,7)}{8 \times 0,4 \times 348}$$

$$A_s = 2,89 \text{ cm}^2$$

- **Armatures parallèles à " A " :**

$$\begin{cases} e_0 = 0,31 > \frac{0,9}{6} = 0,15 \\ e_0 = 0,31 > \frac{2,3}{24} = 0,09 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M'$$

$$M_1 = (4 \times 2,3 + 0,3 \times 0,9 - 0,9 \times 0,31) \left(\frac{\frac{2,3}{2} - 0,35 \times 0,9}{\frac{2,3}{2} - 0,31} \right)^2 \frac{275,7}{27}$$

$$M_1 = 92,73 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{92,73}{0,36 \times 348 \times 10^3} = 7,40 \text{ cm}^2$$

$$A = 7,40 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non fragilité :

$$\text{Min } A_A^s = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times A \times h_1 = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 230 \times 45 = 12,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_A^s = 12,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_B^s = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h_1 = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 185 \times 45 = 10,05 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_B^s = 10,05 \text{ cm}^2$$

d) Dispositions constructives:

Les armatures seront munies de crochets si : ($l_s > B/4$ sens B et $l_s > A/4$ sens A)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{tj}}$$

l_s : longueur de scellement

$\psi_s = 1,5 \rightarrow HA$

Suivant B :

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 42,32 \text{ cm} > \frac{B}{4} = 46 \text{ cm}$$

Suivant A :

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 42,32 \text{ cm} < \frac{A}{4} = 57,5 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, et peuvent ne pas comporter de crochets. Dans le sens B.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Armatures	Situation accidentelle	Situation durable		A _{min} (cm ²)	Nombre De barre	A _s (cm ²)	l _s (cm)	S _t (cm)
		ELU	ELS					
A _s (B)	2,88	3,81	2,89	10,05	10HA12	11,31	45	20
A _s (A)	5,41	7,32	7,4	12,5	12HA12	13,57	45	20,9

Tableau. IX.6 : Les armatures des semelles type 1.

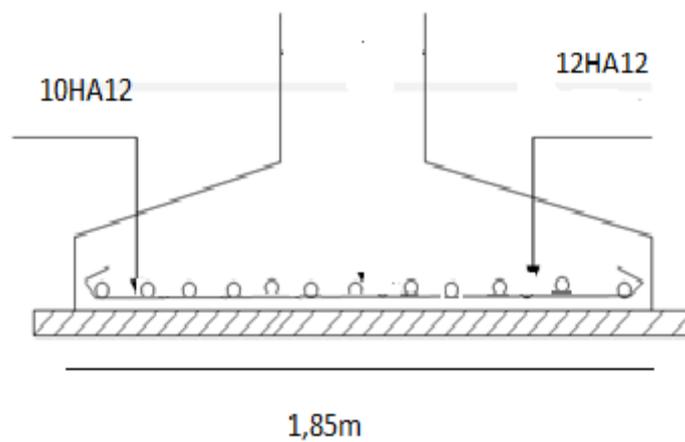


figure IX-2: ferrailage de la semelle

III-3pré-dimensionnement des semelles sous potelets encastrés HEB260:

$$a = 65\text{cm}$$

$$b = 65\text{cm}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow A = B$$

- **Situation accidentelle** : $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{Ax \left(\frac{Axb}{a} \right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\frac{Axb}{a}} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$-B^3 + 0,31B + 0,13 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{6,65}{93,65} = 0,07\text{m}$$

La résolution de cette équation donne, une racine réelle et deux racines complexes :

$$x_1 = 0,703;$$

→ **B = 0,75m. et A = 0,75m.**

Situation durable : $\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$

$$-B^3 + 0,68B + 0,46 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{6,56}{181,95} = 0,04\text{m}$$

B = 1,05m. et A = 1,05m

On adopte pour les semelles des poteaux étudiés les dimensions suivantes :

B = 1,05m. et A = 1,05m

$$d = \left\{ \frac{B-b}{4} = \frac{A-a}{4} \Rightarrow d = \left\{ \frac{1,05 - 0,65}{4} = 10\text{cm} \right. \right.$$

soit $d = 10\text{cm}$

$$h = d + c = 10 + 5 = \mathbf{15\text{cm.}}$$

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau.

$$l_1 = 300 - 15 = \mathbf{2,85\text{m.}}$$

- Poids de la semelle:

Poids de la semelle:

$$P_1 = 1,05 \times 1,05 \times 0,15 \times 25 = 4,13 \text{ KN.}$$

- Les moments à la base :

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Sollicitations	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	1,35(G+Q+S)	G+0,9(Q+S)
potelets			
N^{max} (KN)	97,78	186,08	135,76
Mb_y (KN.m)	12,8	16,67	11,98
Mb_z (KN.m)	16,51	17,04	12,51
V_y (KN)	3,21	3,47	2,54
V_z (KN)	2,05	3,37	2,42

Tableau. IX.7 : sollicitations à la base des semelles type 2.

III-3.1-Vérification des contraintes :

$$2.\sigma_{sol} = 2.150 = 300 \text{ KN/m}^2.$$

$$1,33\sigma_{sol} = 1,33.150 = 199,5 \text{ KN/m}^2$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Cas de chargement		Sens	e_0 (m)	σ_{max} (bar)	σ_{min} (bar)	σ_{moy} (bar)
Situation accidentelle		Sens A	0,14	1,59 < 3	0,178	1,24 < 1,5
		Sens B	0,17	1,24 < 3	0,53	1,06 < 1,5
Situation Durable	ELU	Sens A	0,09	2,55 > 1,99	0,82	2,11 > 1,5
		Sens B	0,09	2,55 > 1,99	0,82	2,11 > 1,5
	ELS	Sens A	0,09	1,86 < 1,99	0,6	1,54 > 1,5
		Sens B	0,09	1,86 < 1,99	0,6	1,54 > 1,5

Tableau. IX-8 : Vérification des contraintes dans le sol.

Certaines contraintes moyennes en situation durable, ne sont pas vérifiées donc on augmente la section de la semelle à **A= 1,3m et B = 1,3m**

$$d = 20 \text{ cm}$$

$$h = d + c = 20 + 5 = 25 \text{ cm.}$$

$$l_1 = 300 - 25 = 2,75 \text{ m.}$$

- **Poids de la semelle:**

$$P_1 = 1,3 \times 1,3 \times 0,2 \times 25 = 8,45 \text{ KN.}$$

- **Les moments à la base:**

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Sollicitations	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	1,35(G+Q+S)	G+0,9(Q+S)
potelets			
N^{max} (KN)	102,1	190,4	139,98
M_{by} (KN.m)	12,8	16,67	11,98
Mb_z (KN.m)	16,51	17,04	12,51
V_y (KN)	3,21	3,47	2,54
V_z (KN)	2,05	3,37	2,42

Tableau. IX-9 : sollicitations à la base de la semelle type 1.

Les contraintes obtenues sont regroupées dans le tableau suivant :

Cas de chargement		Sens	e_0 (m)	σ_{max} (bar)	σ_{min} (bar)	σ_{moy} (bar)
Situation accidentelle		Sens A	0,13	0,96 < 3	0,24	0,78 < 1,5
		Sens B	0,16	1,05 < 3	0,16	0,68 < 1,5
Situation Durable	ELU	Sens A	0,09	1,59 < 1,99	0,66	1,35 < 1,5
		Sens B	0,09	1,59 < 1,99	0,66	1,35 < 1,5
	ELS	Sens A	0,09	1,17 < 1,99	0,48	0,99 < 1,5
		Sens B	0,09	1,17 < 1,99	0,48	0,99 < 1,5

Tableau. IX-10 : Vérification des contraintes dans le sol.

III.3.2 -Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5) :

Dans le cas accidentel, il faut vérifier que:

$$e_0 \leq \left\{ \frac{A}{4} = \frac{B}{4} = \frac{1,3}{4} = 32,5 \text{ cm} \rightarrow \text{sens A} - B \right.$$

$$\text{sens A: } e_0 = 13 < 32,5 \text{ cm}$$

$$\text{sens B: } e_0 = 16 < 32,5 \text{ cm}$$

→ la vérification au renversement est satisfaite

III.3.3-Détermination des armatures de la semelle:

On doit vérifier les deux conditions citées précédemment :

a)-situation accidentelle:

On n'effectue les vérifications que pour un seul sens puisque la semelle est carrée.

-armatures parallèles a A :

$$\begin{cases} e_0 = 0,13 > \frac{0,65}{6} = 0,108 \\ e_0 = 0,13 > \frac{1,3}{24} = 0,054 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul du moment } M_t$$

$$M_1 = (4 \times 1,3 + 0,3 \times 0,65 - 9 \times 0,13) \left(\frac{\frac{1,3}{2} - 0,35 \times 0,65}{\frac{1,3}{2} - 0,13} \right)^2 \frac{102,1}{27}$$

$$M_1 = 18,02 \text{ kN.m}$$

$$A_s = \frac{18,02}{0,18 \times 348 \times 10^3} = 0,287 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,87 \text{ cm}^2$$

-armatures parallèles a B :

$$\begin{cases} e_0 = 0,16 > \frac{0,65}{6} = 0,108 \\ e_0 = 0,16 > \frac{1,3}{24} = 0,054 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul du moment } M_t$$

$$M_1 = (4 \times 1,3 + 0,3 \times 0,65 - 9 \times 0,16) \left(\frac{\frac{1,3}{2} - 0,35 \times 0,65}{\frac{1,3}{2} - 0,16} \right)^2 \frac{102,1}{27}$$

$$M_1 = 11,11 \text{ kN.m}$$

$$A_s = \frac{11,11}{0,18 \times 348 \times 10^3} = 1,77 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,77 \text{ cm}^2$$

b) Situation durable :

b-1) A l'ELU

suivant les deux directions A et B :

$$\begin{cases} e_0 = 0,09 > \frac{0,65}{6} = 0,108 \\ e_0 = 0,09 > \frac{1,3}{24} = 0,054 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M'$$

$$M_1 = (4 \times 1,3 + 0,3 \times 0,65 - 9 \times 0,09) \left(\frac{\frac{1,3}{2} - 0,35 \times 0,65}{\frac{1,3}{2} - 0,09} \right)^2 \frac{190,4}{27}$$

$$M_1 = 18,38 \text{ kN.m}$$

$$A_s = \frac{18,38}{0,18 \times 348 \times 10^3} = 2,93 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,93 \text{ cm}^2$$

b-2) A l'EL S :

Suivant A et B :

$$\begin{cases} e_0 = 0,09 > \frac{0,65}{6} = 0,108 \\ e_0 = 0,09 > \frac{1,3}{24} = 0,054 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M'$$

$$M_1 = (4 \times 1,3 + 0,3 \times 0,65 - 9 \times 0,09) \left(\frac{\frac{1,3}{2} - 0,35 \times 0,65}{\frac{1,3}{2} - 0,09} \right)^2 \frac{139,98}{27}$$

$$M_1 = 8,505 \text{ kN.m}$$

$$A_s = \frac{8,505}{0,18 \times 348 \times 10^3} = 1,36 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,36 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non fragilité :

$$\text{Min } A_A^s = \text{Min } A_B^s = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times A \times h_1 = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 130 \times 25 = 3,92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_A^s = \text{Min } AB = 3,92 \text{ cm}^2$$

d) Dispositions constructives:

suisant A et B :

Les armatures seront munies de crochets si : ($l_s > B/4$ sens B et $l_s > A/4$ sens A)

$$l_s = \frac{1 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 35,27 \text{ cm} > \frac{A}{4} = 32,5 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, et doivent comporter des crochets.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Armatures	Situation accidentelle	Situation durable		A_{\min} (cm ²)	Nombre De barre	A_s (cm ²)	l_s (cm)	S_t (cm)
		ELU	ELS					
A_s (B)	2,87	2,93	1,36	3,92	8HA10	6,28	45	18,5
A_s (A)	1,77	2,93	1,36	3,92	8HA10	6,28	45	18,5

Tableau. IX 11 : Les armatures des semelles type 1.

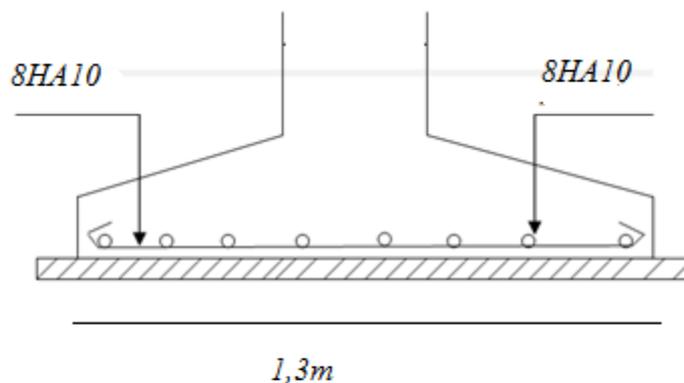


figure IX-3: ferrailage semelle sous potelet

IV-Calcul des longrines :

IV.1-Introduction :

Les longrines sont des liaisons situées à l'intérieur du périmètre de la structure, elles jouent le rôle de chaînage dans les deux directions, celles-ci sont calculées sous un effort axial de traction comme défini dans le RPA99 .

IV-2- Pré dimensionnement :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie S₂ et S₃

30 cm x 30 cm : site de catégorie S₄

Pour notre cas on optera pour des longrines de section : (30x35) cm²

IV-3 Ferrailage des longrines :

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une forces de traction qui est égal à :

$$N_t = \left(\frac{N}{\alpha} \right) \geq 20 \text{ KN} \quad (\text{RPA99 V2003.Art. 10.1.1.b})$$

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

N_u^{max} : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$$N_u = 315,56 \text{ KN.} \quad N_s = 227,79 \text{ KN}$$

$\alpha = 15$ (zone IIa, site S₂)

$$ELU \rightarrow N_t = \left(\frac{315,56}{15} \right) = 21,04 \text{ KN}$$

$$ELS \rightarrow N_t = \left(\frac{227,79}{15} \right) = 15,19 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_s}$$

$$ELU \rightarrow A_s = \frac{21,04 \times 10^3}{348} = 0,60 \text{ cm}^2$$

$$ELS \rightarrow A_s = \frac{15,19 \times 10^3}{201} = 0,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0,6\%B = 0,6 \times 10^{-2} \times 30 \times 35$$

$$A_{\text{min}} = 6,3 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec A_{min}

Soit **6HA12**, avec $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$

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

$$A_s \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq \frac{30 \times 35 \times 2,1}{400} = 5,51 \text{ cm}^2$$

$$5,51 \text{ cm}^2 < 6,79 \text{ cm}^2$$

Vérfifié

- *Vérification de la flèche*

$$q_s = \frac{227,79}{6} = 37,97 \text{ kN/ml}$$

La plus grande portée est : $l = 6,5 \text{ m}$

$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{650}{200} = 3,25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{30 \times 35^3}{12} = 107187,5 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 37,97 \times (650)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 107187,5} = 3,92 > 3,25 \text{ cm}$$

Non vérifié

-On doit augmenter la section des longrines, on choisit une section (**30X40**).

On obtient les résultats suivants :

-*Vérification de la flèche*

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{30 \times 40^3}{12} = 160.000 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 37,97 \times (650)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 160.000} = 2,61 < 3,25 \text{ cm}$$

Vérfifié

- *Armatures transversales :*

Soit des cadres de diamètre **8** mm dont l'espacement est inférieur à : $\min(20 \text{ cm}, 15\Phi)$

$$S_t < (20 \text{ cm}, 15 \times 0,8) = 12 \text{ cm}$$

Les cadres sont espacés de 15 cm en travée et de 10cm en zone nodale.

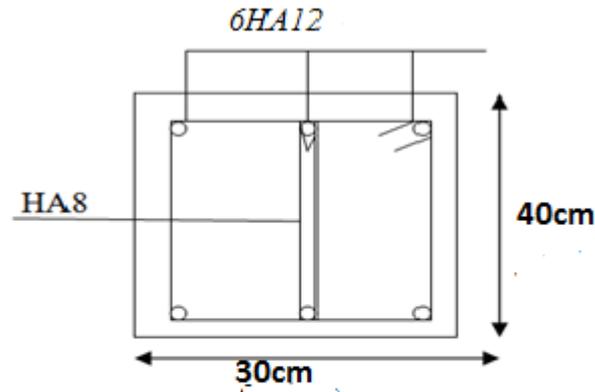


figure IX-4: schéma de ferrailage des longrines

V-Ferrailage des futs :

Les fondations sont ancrées à $D=3\text{m}$; l'assemblage platine massif doit être au dessus du sol ; donc on prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension $(90*70)\text{ cm}^2$.

Le fût est soumis à un effort normal, un effort tranchant et un moment fléchissant. Le ferrailage de la section sera calculé en flexion composé.

On calculera uniquement le fût le plus sollicité ; par les efforts (M. N .T)

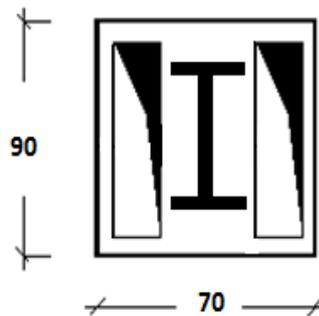


Figure IX-5 : section du fut à ferrailer.

On a :

$$\begin{cases} N_u = 315,56\text{KN} \\ M_u = 122,99\text{KN.m} \\ T = 28,16\text{KN} \end{cases}$$

e_0 : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales

l : hauteur totale du Poteau

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{122,99}{315,56} = 0,39$$

$$A = (0.337 h - 0.81 d') b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$A = (0.337 \cdot 0,9 - 0.81 \cdot 0,05) \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 14,2 \cdot 10^3$$

$$A = 3022.72 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} B = N_u (d - d') - M_{uA} \\ M_{uA} = M_u + N_u (d - 0,5h) \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{uA} = 122.99 + 315.56(0.35 - 0,5 \times 0,9) = 91.44 \text{ KN.m} \\ B = 315.56(0,35) - 91.44 = 3.23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$A > B \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, et le ferrailage se fera à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{91.44 \cdot 10^{-3}}{0,9 \cdot 0,35^2 \cdot 14,2} = 0,058$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,075$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,33$$

$$A_t = \frac{M_{uA}}{z \cdot f_{st}} = 7.96 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_t - \frac{N_u}{f_{st}} = 7.95 \text{ cm}^2$$

Le RPA exige une section minimale : $A_{s \text{ min}} = 0,8\% b \cdot h$ (RPA99 / 7.4.2.1)

$$A_{s \text{ min}} = 0,8 \cdot 10^{-2} \cdot 0,9 \cdot 0,7 = 50.4 \text{ cm}^2.$$

Donc on ferraille avec **14HA14+16HA16=53.72 cm²**

-La condition de non fragilité

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 70 \cdot 40 \cdot 2,1}{348} = 3,88 \text{ cm}^2 < 53,72 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérfié}$$

Ferrailage transversal

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{28,16 \times 10^{-3}}{0,7 \times 0,40} = 0,10 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{t28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration très préjudiciable}) \quad (\text{BAEL 91})$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \quad \text{Vérfié}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 36 \text{ cm} \\ \phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 1,5 \text{ cm} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow A_t = 1 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \quad (\text{BAEL 91})$$

b : Largeur de la section.

h : Hauteur de la section.

S_t : Espacement des armatures transversales.

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

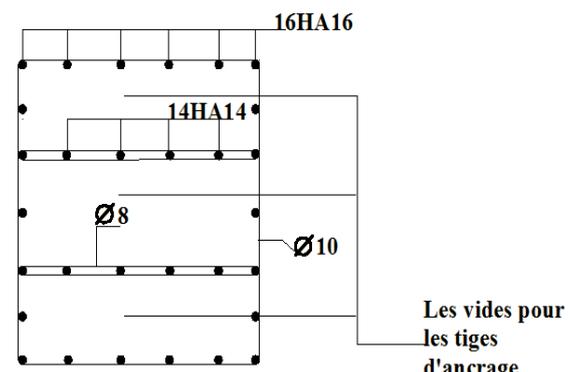


Figure IX-6 : Schéma de ferrailage des futs

I- Introduction:

Après le dimensionnement et la vérification des éléments de la structure à la résistance, et la stabilité, on doit vérifier la stabilité d'ensemble sous le vent et le séisme.

La stabilité de la structure est assurée si :

\sum Moments résistants (stabilisateurs) $\geq \sum$ moments renversants.

$$\sum M_{st} \geq \sum M_R$$

II- Détermination des moments renversants (M_R) :**II-1. Cas du vent :**

L'action du vent est décomposée en deux composantes :

- Une composante horizontale (F_H)
- Une composante verticale (F_V)

a) Vent sur façade principale :**a-1) Vent sur façade principale avec dépression intérieur ($C_{pi}=-0,5$)**

zone	q_j (N/m ²)	S (m ²)	F_H (KN)	F_V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	750,61	202,8	152,22	0	0	5	5
E	115,48	202,8	23,42	0	79.65	5	5
F	-596,82	10	0	-5,96	1	2,5	-
G	-542,57	10	0	-5,42	1	7,5	-
H	-88,17	637,2	0	-56,18	20,91	5	-
I	00	796,5	0	0	59,73	5	
F_r (toi)	-	-	0	-	-	-	-
F_r (par)	-	-	9,9	-	-	-	-
			$F_H=185,54$	-	39.82	5	5
			-	$F_V=-67,56$	20.66	5	-

Tableau X.1: Vent sur la façade principale $C_{pi}=-0,5$.

Calcul de M_R :

$$M_R /xx= F_V \times Y = -337.8\text{KN.m}$$

$$M_R/yy=F_V \times X + F_H \times Z = -468.09\text{KN.m}$$

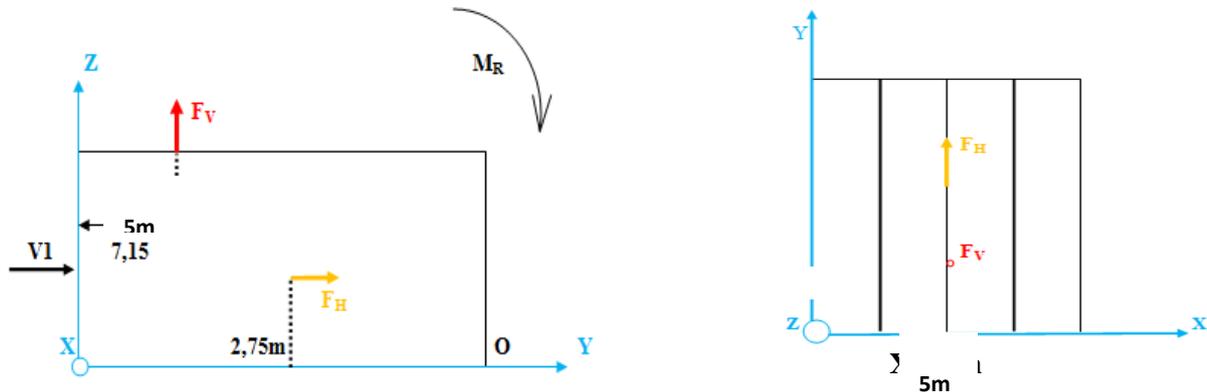


Figure X.1: Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade principale avec dépression intérieure.

a-2) Vent sur façade principale avec surpression intérieure ($C_{pi}=+0,8$)

zone	q_j (N/m ²)	S (m ²)	F_H (KN)	F_V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	0	202,8	0	0	0	5	5
E	-635,13	202,8	-128,80	0	79,65	5	5
F	-1478,5	10	0	-14,78	1	2,5	-
G	-1424,24	10	0	-14,24	1	7,5	-
H	-969,84	637,2	0	-617,98	20,91	5	-
I	-881,67	796,5		-702,25	59,73	5	
F_r (toi)	-	-	0	-	-	-	-
F_r (par)	-	-	9,9	-	-	-	-
			$F_H=-118,9$	-	39,82	5	5
			-	$F_V=-1349,25$	20,66	5	-

Tableau X.2 : Vent sur la façade principale $C_{pi}=+0,8$.

Calcul de M_R :

$$M_R /_{XX} = -6746.25 \text{KN.m}$$

$$M_R /_{yy} = -28470 \text{KN.m}$$

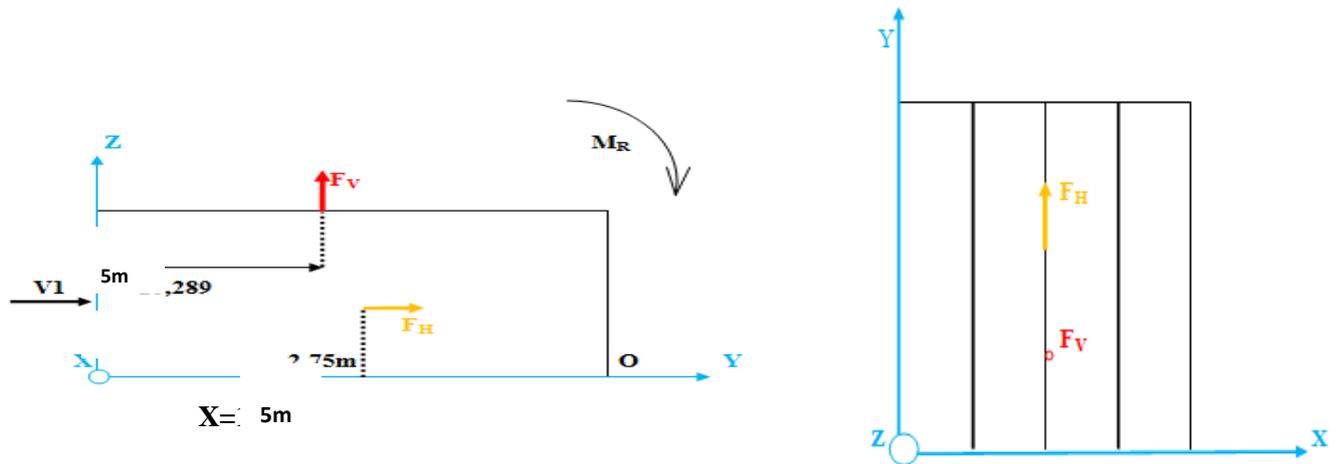


Figure X.2 : Résultantes des forces horizontales et verticales sur la façade principale avec surpression intérieure.

B) Vent sur façade secondaire:

b-1) Vent sur façade secondaire avec dépression intérieur ($C_{pi} = -0,5$)

zone	q_j (N/m ²)	S (m ²)	F_H (KN)	F_V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	702,70	807,65	567,53	0	0	39,82	5
E	108,11	807,65	87,31	0	20	39,82	5
F	-400	15,13	0	-6,05	1,23	3,07	-
G	-260,32	67,35	0	-17,53	1,23	3,07	-
H	69,84	600,56	0	41,94	6,23	8,07	-
I	82,54	195,94	0	16,17	11,23	39,82	
J	-177,78	600,56	0	-106,76	16,23	39,82	
F_r (toi)	-	-	0	-	-	-	-
F_r (par)	-	-	0	-	-	-	-
			$F_H = 654,84$	-	10	-	5
			-	$F_V = -72,23$	7.23	18.77	-

Tableau X.3 : Vent sur la façade secondaire $C_{pi} = -0,5$

Calcul de M_R :

$$M_R /_{XX} = -1355.75 \text{KN.m}$$

$$M_R /_{yy} = 2751.98 \text{KN.m}$$

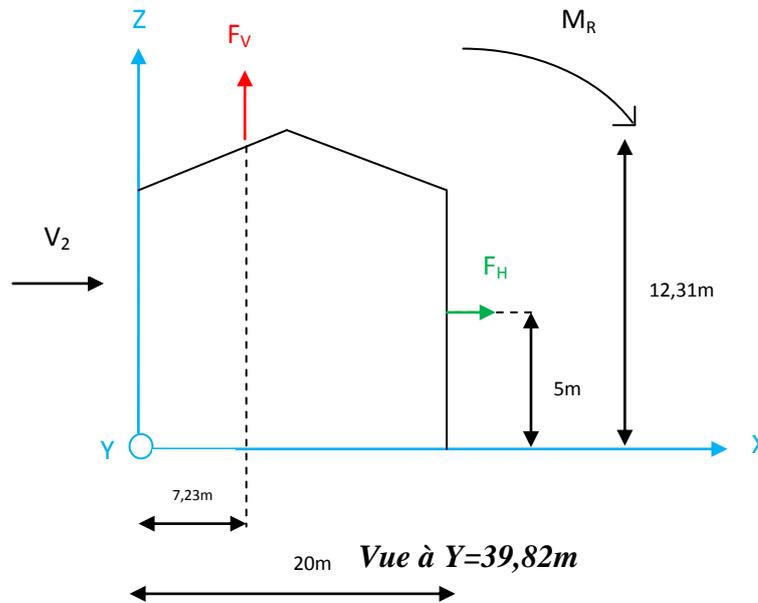


Figure X.3 : Résultantes des forces horizontales et verticales sur la façade secondaire avec dépression intérieure

b-2) Vent sur la façade secondaire avec surpression intérieur ($C_{pi}=+0,8$)

zone	q_j (N/m ²)	S (m ²)	F_H (KN)	F_V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	0	807,65	0	0	0	39,82	5
E	-594,59	807,65	-480,22	0	20	39,82	5
F	-1219,05	15,13	0	-18,44	1,23	3,07	-
G	-1085,71	67,35	0	-73,12	1,23	3,07	-
H	-755,55	600,56	0	-453,75	6,23	8,07	-
I	-742,86	195,94	0	-145,55	11,23	39,82	
J	-1003,17	600,56	0	-602,46	16,23	39,82	
F_r (toi)	-	-	0	-	-	-	-
F_r (par)	-	-	0	-	-	-	-
			$F_H = -480,22$	-	10	-	5
			-	$F_V = -1293,32$	7.23	18.77	-

Tableau X.4: Vent sur la façade secondaire $C_{pi}=+0,8$

Calcul de M_R :

$$M_R /xx = -2427.62 \text{KN.m}$$

$$M_R /yy = -11751.8 \text{KN.m}$$

II-2 Cas du séisme :

Suite a la légèreté de la structure la charge sismique est négligeable devant la charge du vent c'est pour cela que la structure est soumise à un moment de renversement du au vent plus défavorable que le séisme. Ce dernier est alors négligé dans les calculs

II-2.1 Calcul des moments résistant (stabilisateurs) :

➤ Poids de la structure :

$$P_T = 1118.03 \text{KN} \text{ (chapitre de l'étude sismique)}$$

1) Moment résistant

$$M_{ST/xx} = \sum P_i \times Y_i = P_T \times Y_G$$

$$M_{ST/yy} = \sum P_i \times X_i = P_T \times X_G$$

- $M_{st/xx} = 1118.03 \times 10 = 11180.3 \text{ KN.m}$
- $M_{st/yy} = 1118.03 \times 39.82 = 44519.95 \text{KN.m}$

II-2.2 Vérification au renversement de la structure :

		C_{pi}	$M_R \text{ (KN.m)}$		$M_{St} \text{ (KN.m)}$	
			/xx	/yy	/xx	/yy
Cas de vent	Vent sur la façade principale (V_1)	-0,5	337.8	468.09	11180.3	44519.95
		+0,8	6746.25	28470		
	Vent sur la façade secondaire (V_2)	-0,5	1355.75	2751.98		
		+0,8	2427.62	11751.8		

Tableau. X.5 : Vérification au renversement de la structure.

III-Conclusion :

Les moments résistants (stabilisateurs) sont supérieurs aux moments renversants, il n'y'a donc pas de risque au renversement et la stabilité d'ensemble est assurée.

I-Généralités :

Le pont roulant : est un mécanisme de manutention qui permet de faire progresser les charges levées en trois mouvements possibles deux translations horizontales et une translation verticale. il se compose généralement d'une poutre simple ou composée appelée portée ,de deux sommiers sur lesquels se trouvent fixée les extrémités de la poutre(ces sommiers portent également des galets qui permettent au pont de se mouvoir longitudinalement) et d'un chariot mobile le long de la portée qui porte l'engin de levage (treuil).

La voie de roulement : structure porteuse de l'engin de levage, constituée de deux poutres de roulement et leurs supports, les deux poutres parallèles sont surmontées d'un rail spécial et sur lequel circule le pont roulant.

La poutre de roulement : est l'élément porteur longitudinal de la voie, les poutres de roulement sont des poutres simples ou continues.

L'étude de la voie de roulement est du ressort de l'ingénieur responsable du projet de la halle. En plus du poids propre de la voie de roulement les actions suivantes doivent être prises en considération lors du dimensionnement de la voie de roulement :

- Actions dues au pont roulant :
 - charges verticales transmises par les galets.
 - effets dynamiques.
 - forces horizontales agissant transversalement à la voie de roulement.
 - forces horizontales agissant dans le sens de la voie de roulement.
- Autres actions :
 - effets du vent
 - variations de température.

II-Support de chemin de roulement :

La méthode de support de la poutre de roulement dépend de l'intensité des réactions transmises, en relation avec la rigidité des éléments du portique du bâtiment, ces poutres reposent sur les poteaux du bâtiment ou de l'aire de travail ou de stockage par l'intermédiaire de corbeaux (pièce qui assure la liaison entre le chemin de roulement et les poteaux), pour des réactions plus importantes le support peut être des poteaux accolés aux poteaux du portique, parfois le support est réalisé par des poteaux placés directement sous le chemin de roulement indépendamment de la structure ce qui est notre cas.

III--Rails de roulement :

Le rail du pont roulant doit assurer une bonne répartition de la charge des galets sur la surface de contact, il doit également équilibrer une partie de la torsion due a l'excentrement de ces

charges. La largeur minimale du rail et le type d'acier sont définis par le fabricant du pont roulant, notamment en fonction des réactions d'appui des galets.

Le rail recommandé par le fournisseur est pour notre cas un rail carré de section 50X50, en acier Fe510 ($F_y=35,5\text{daN/mm}^2$).

Dont les caractéristiques sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G= 19.625\text{Kg/ml} \\ B = 50\text{mm.} \\ H = 50\text{mm} \end{array} \right.$$

IV- Caractéristiques moyennes du pont utilisé:

Caractéristiques	Valeurs
Force nominale de levage	N = 10t
Portée du pont	$L_p = 9.32\text{m}$
Poids du pont à vide	B = 2.838t
Poids du chariot à vide	K = 0.674t
Distance entre les galets du pont	$e = 2.5\text{m}$
Distance de l'approche minimale	$a = 0,8\text{m}$
Vitesse d'exécution des mouvements	
- Levage	4m/mn
- Direction	24m/mn
- Translation	40m/mn

Tableau I.1 : Caractéristiques moyennes du pont utilisé.

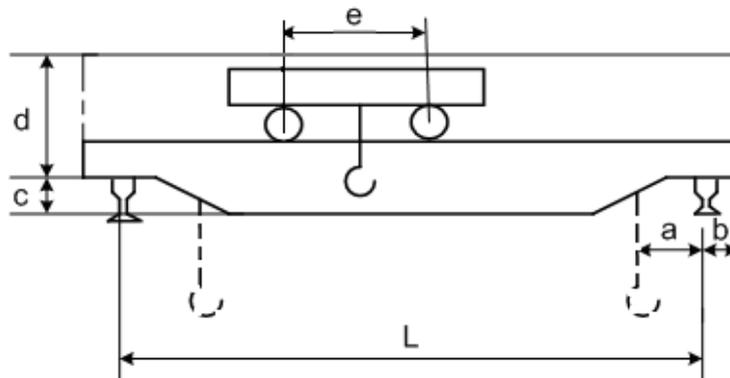


Figure I-2 : schéma de pont roulant

IV-Les coefficients et classement des ponts roulants :

Groupe du pont roulant	C	Chemin de roulement : ψ_1	Support du chemin de roulement : ψ_2	Classement			
I	0,2	1,05	1	A ₁	A ₂	B ₁	C ₁
II		1,15	1,05	A ₃	B ₂		C ₂
III		1,25	1,1		B ₂		C ₃

Tableau I.2: Les coefficients et classement de pont roulant

Suivant les conditions d'utilisation on a :

A : Utilisation occasionnelle non régulière avec périodes de repos.

B : Utilisation régulière en service intermittent.

C : Utilisation régulière en service intensif suivant l'état de charge :

1. Soulèvement exceptionnel de la charge nominale et manutention courante de faible charge.
2. Soulèvement de charges variant de zéro (0) à la charge nominale.
3. Soulèvement régulier de charges voisines de la charge nominale.

C: Coefficient d'adhérence d'un galet sur son rail.

ψ : Coefficient de majoration dynamique des réactions verticales.

V-hypothèses de calcul :

- ♦ le pont roulant d'une puissance de 10t appartient au groupe **I** (utilisation occasionnelle est soulèvement exceptionnel de la charge nominale), selon la classification du **CTICM**.
- ♦ Le chemin de roulement est abrité (intérieur du hangar), les charges climatiques ne sont donc pas prises en compte.
- ♦ La poutre de roulement est composée de deux travées de 7.5 m chacune.
- ♦ Le chemin de roulement est posé sur des poteaux métalliques d'une hauteur de 4.90m
- ♦ La structure métallique est en acier Fe360 ($F_y=23.5\text{daN/mm}^2$).
- ♦ Le rail de section 50x50, est en acier Fe510($F_y=35,5\text{daN/mm}^2$)

I-calcul de la poutre de roulement :

L'étude des actions dues a un pont roulant sur la voie de roulement nécessite la décomposition du cheminement des forces a partir de leur point d'application jusqu'aux fondations de la structure porteuse, a savoir verticalement, transversalement et longitudinalement.

Dans notre cas le pont roulant appartient a la catégorie **I** : $\psi_1 = 1,05$, $C = 0,2$ et $\psi_2 = 1$

I-1.Réactions du pont roulant sur un galet :

➤ **Charges verticales :**

R_{max} : charge maximale statique.

R_{min} : Charge minimale statique.

$R_{1,max}$: charge maximale dynamique.

$R_{1,min}$: charge minimale dynamique

➤ **Charge horizontale longitudinale :**

$R_{2,max}$: charge maximale.

$R_{2,min}$: charge minimale.

➤ **Charge horizontale transversale :**

$R_{3,max}$: charge maximale.

$R_{3,min}$: charge minimale.

Charge (KN)	$Max \Rightarrow \frac{1}{2} \cdot \left[\frac{N+K}{L} \cdot (L-a) + \frac{B}{2} \right]$	$Min \Rightarrow \frac{1}{2} \cdot \left[\frac{N+K}{L} \cdot a + \frac{B}{2} \right]$
R	55,88	11,68
Forces verticales des galets:		
R_1	$\psi_1 \cdot R_{max} = 1,05 \times 55,88$	$\psi_1 \cdot R_{min} = 1,05 \times 11,68$
	58,67	12,26
Reactions horizontales longitudinales :		
R_2	$C \cdot R_{max} = 0,2 \times 55,88$	$C \cdot R_{min} = 0,2 \times 11,68$
	11,18	2,34
Reactions horizontales transversales :		
R_3	Chariot au milieu de la portée du pont :	
	$\left\{ 0,024(N+K+B)\frac{L}{e} + 0,021(N+K) \right\}$	$\left\{ 0,024(N+K+B)\frac{L}{e} - 0,021(N+K) \right\}$
	12,83	11,35
	Chariot à distance minimale du chemin de roulement :	

	$\left\{ 0,0052(N + K + 5B)\frac{L}{e} + 0,021(N + K) \right\}$	$\left\{ 0,0052(N + K + 5B)\frac{L}{e} - 0,021(N + K) \right\}$
	7,06	2.58

Tab .II.1 Les réactions Max et Min

Remarque:

-la réaction verticale est supposée appliquée avec une excentricité horizontale de ¼ de la largeur du rail, et la réaction transversale avec une excentricité verticale par rapport au dessus de la semelle de la poutre de roulement, égale a la hauteur du rail. Cette hypothèse permet de tenir compte des tolérances de l'exécution du pont roulant, ainsi que de l'usure du rail.

Ces excentricités provoquent un moment de torsion qui sollicite la poutre de roulement.

- La réaction longitudinale est appliquée au droit du galet moteur.

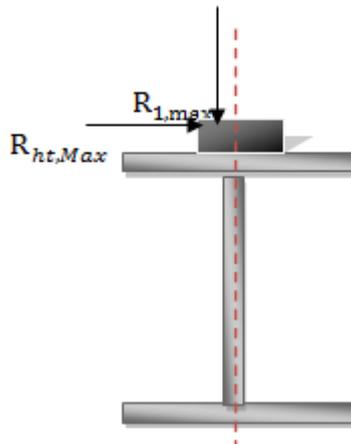


Fig II-1:réactions appliquées sur le galet

I.2 pré dimensionnement de la poutre de roulement :

➤ **Fleche verticale :**

La limitation de la flèche verticale de la poutre de roulement, garantit une certaine rigidité de la poutre de roulement et permet un bon fonctionnement mécanique du pont roulant. Les valeurs caractéristiques des actions à considérer pour cette flèche sont les forces verticales sur les galets calculées sans coefficient dynamique.

Les charges verticales appliquées sur la poutre de roulement sont comme suit :

$R_{Max} = 55,88\text{KN}$ (Effort vertical statique)

Poids du profilé **HEB 400** estimé : $G_p = G_{HEA400} = 155 \text{ daN/ml}$.

rail carré **50x50** $G_{rail} = 19,625 \text{ daN/ml}$.

charge des accessoires : $G_1 = 10\%(G_r + G_p)$

Donc: $G = G_p + G_{rail} + G_1 = 1,1(G_p + G_{rail}) = 1,1(155 + 19.625) = \mathbf{176,37 \text{ daN/ml}}$.

Le pré dimensionnement de la poutre de roulement se fait en limitant la flèche à $L/750$ de la portée considérée.

$$f = l/750 = 1 \text{ cm.}$$

$$\delta v = \frac{R_{Max} (l-e)[3l^2 - (l-e)^2]}{48EI_y} + \frac{5.qz.l^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{750}$$

$$I_y \geq \frac{750\{8.R_{max}(l-e)[3l^2 - (l-e)^2] + 5.G.l^4\}}{384EI_y}$$

$$I_y \geq \frac{750\{8.55,88(750 - 250)[3.750^2 - (750 - 250)^2] + 5.176.37.750^4\}}{384.2,1.10^4} = 43305,08 \text{ cm}^4$$

$I_y \geq 43305,08 \text{ cm}^4 \rightarrow$ ce qui correspond a un **HEB400**.

Dont les caractéristiques sont les suivantes :

H = 400mm.

B = 300mm.

tw = 13,5mm.

Iy = 57680cm⁴

W_{ely} = 2884cm³.

P = 155kg/ml.

A = 197,8cm⁴.

tf = 24mm

Iz = 10820cm⁴.

W_{elz} = 721,3cm³.

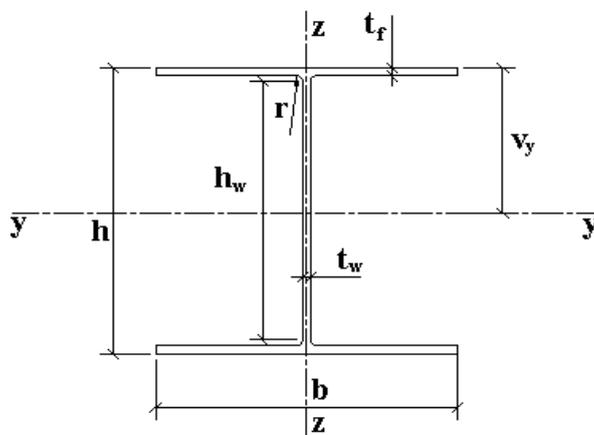


fig II.2 : caractéristiques du profilé

➤ **Fleche horizontale :**

La limitation de la flèche horizontale permet d'éviter le déraillement du pont roulant.

On doit en général considérer uniquement le moment d'inertie en flexion horizontale de la semelle supérieure du profilé, étant donné que la force est appliquée au niveau de l'aile supérieure cette partie constitue souvent l'élément faible de la poutre.

$$\delta h = \frac{R_{3,Max} (l-e)[3l^2-(l-e)^2]}{48EI_z} \leq \frac{l}{750} \quad \text{avec : } I_z = \frac{t f b^3}{12}$$

$$I_z = \frac{2,4 \cdot 30^3}{12} = 5400 \text{ cm}^4$$

$$\delta h = \frac{12,83 \cdot (7,5-2,5)[3 \cdot 7,5^2 - (7,5-2,5)^2]}{48 \cdot 21 \cdot 10^7 \cdot 5400 \cdot 10^{-8}} = 1,69 \text{ cm} \quad \text{et} \quad \frac{l}{750} = 1 \text{ cm}$$

Donc : $\delta h = 1,69 \text{ cm} > 1 \text{ cm}$

Non vérifié

→ On doit renforcer la semelle supérieure par des cornières qui seront dimensionnées sous la flèche horizontale.

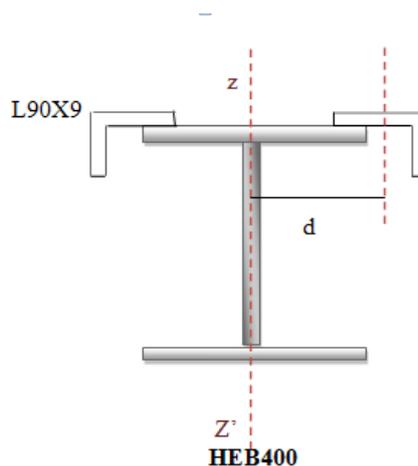


Fig II.3 : schéma de la poutre avec renfort

I-3 Poutre de roulement avec renfort :

$$I_z = \frac{t f x b^3}{12} + 2 \cdot [I_{0(\text{cornière})} + S d^2] \quad ; \quad I_{0(\text{cornière})} = 115,83 \text{ cm}^4 \quad ; \quad L90x9 \quad ;$$

$$S = 15,52 \text{ cm}^2 \quad ; \quad d = 18,16 \text{ cm}$$

$$I_z = \frac{2,4 \times 30^3}{12} + 2 \times [15,52 \times 18,16^2 + 115,83] = 15868,21 \text{ cm}^4$$

→ La nouvelle flèche horizontale après renforcement de la semelle supérieure est :

$$\delta h = \frac{12,83(7,5-2,5)[3,7,5^2 - [7,5-2,5]^2]}{48.15868,21.10^{-8}.2,1.10^8} = 0,576 \text{ cm} < 1 \text{ cm.} \quad \text{Vérfifié}$$

I-4 Les caractéristiques de la section globale :

➤ Centre de gravité :

$$y_G = 20,7 \text{ cm.}$$

$$z_G = 18,34 \text{ cm.}$$

➤ moments d'inerties :

$$I_z = 21275,43 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{b \times e^3}{12} + S_{\text{semelle},1} x d^2 + \frac{t_w x (d)^3}{12} + S_{\text{ame}} x d^2 + \frac{b \times e^3}{12} + S_{\text{semelle},2} x d^2 + 2 \cdot [I_{0(\text{corni ére})} + S d^2] = 65106,70 \text{ cm}^4. (28542.63)$$

➤ Modules élastiques:

$$W_{ely} = \frac{I_y}{z_s} = \frac{65106,7}{18,34} = 3549,98 \text{ cm}^3.$$

$$W_{elz} = \frac{I_z}{y_s} = \frac{21275,43}{20,7} = 1027,80 \text{ cm}^3.$$

II-Rail de roulement :

Le rail du pont roulant doit assurer une bonne répartition de la charge des galets sur la surface de contact, il doit également équilibrer une partie de la torsion due à l'excentrement de ces charges. La largeur minimale du rail et le type d'acier sont définis par le fabricant du pont roulant, notamment en fonction des réactions d'appui des galets.

Le rail recommandé par le fournisseur est un rail carré de section 50X50, en acier Fe510 ($F_y = 35,5 \text{ daN/mm}^2$).

Dimensions du rail du pont roulant :

Designation	Surface S (cm^2)	Poids P (Kg/m)	I_y (cm^4)	I_z (cm^4)	W_y (cm^3)	W_z (cm^3)
Rail 50x50	25	19,625	52,08	52,08	20,83	20,83

Tab II.4: caractéristiques du rail

II-1 vérification des contraintes :**II-1.1 vérification des contraintes verticales :**

Une poutre de roulement étant une structure porteuse sollicitée dynamiquement et de façons répétées, la méthode de calcul élastique est généralement appliquée (calcul élastique des efforts intérieurs et calcul élastique de la résistance des sections).

- **Moment maximal dû à la charge roulante :**

On a : $e=2,5m < 0,586l = 4,395m \rightarrow$ le théorème de **BARRE** est applicable.

D'après le même théorème le moment max est à : $x_0 = \left(\frac{l}{2} - \frac{e}{4} \right)$

$$M_{f,Max} = \frac{2.R_{l,Max}}{l} \left(\frac{l}{2} - \frac{e}{4} \right)^2 = \frac{2.5867}{7,5} \left(\frac{7,5}{2} - \frac{2,5}{4} \right)^2 = 15278.61 \text{ daN.m}$$

$$\sigma_{cr,v} = \frac{M_{f,Max}}{W_{ely}} = \frac{15278,61.10^3}{288410^3} = 5,30 \text{ daN/mm}^2 < 23,5 \text{ daN/mm}^2$$

vérifié

- **Moment maximal dû au poids propre:**

Poids propre du chemin de roulement :

Poids propre des rails : $G_{rail} = 19,625 \text{ Kg/ml}$.

Poids propre de la poutre HEB400 : $G_{HEB400} = 155 \text{ Kg/ml}$.

Poids propre des accessoires : $1,1 (G_{rail} + G_{HEB400}) = 17,4625 \text{ Kg/ml}$

Poids propre des cornières : $G_{cornières} = 2.12,2 \text{ Kg/ml} = 24,4 \text{ Kg/ml}$

$$G_{Total} = G_{cornières} + G_{rail} + G_{HEB400} + 1,1 (G_{rail} + G_{HEB400}) = 1,1 G_{HEA360} + G_{rail} = 216,49 \text{ Kg/m.l}$$

➤ Moment à mi-travée:

$$M_{2,Max} = \frac{G_{total} \cdot l^2}{8} = \frac{216,49 \cdot 7,5^2}{8} = 1522,19 \text{ daN.m}$$

$$\sigma_{crp} = \frac{M_{2max}}{w_{ely}} = \frac{1522,19.10^3}{2884.10^3} = 0,528 \text{ daN/mm}^2 < 23,5 \text{ daN/mm}^2$$

vérifié

➤ Moment à distance minimale:

$$M_2 = \frac{G.l.x}{2} - \frac{G.x^2}{2} = \frac{216,49.7,5.3,125}{2} - \frac{216,49.3,125^2}{2} = 1479,91 \text{ daN.m}$$

Moment max pondéré :

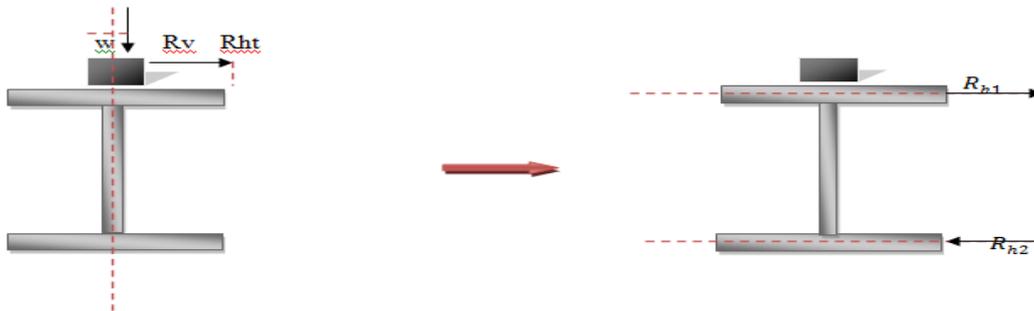
$$M_{v,Max} = 1,5.1,05.M_{1,Max} + 1,35M_{2,Max} = 1,5.1,05.15278,61 + 1,35.1522,19 = 26118,77 \text{ daN.m}$$

Donc la contrainte verticale est égale :

$$\sigma_v = \frac{M_{fy,Max}}{W_{ely}} = \frac{26118,77 \cdot 10^3}{2884 \cdot 10^3} = 9,06 \text{ daN/mm}^2 < 23,5 \text{ daN/mm}^2 \quad \text{vérifié}$$

II-1.2.vérification de la contrainte horizontale :

Le moment Mt provoqué par l'excentricité des forces Rv et Rht est déposé en deux forces horizontales Rh1 et Rh2 appliquées dans l'axe des semelles supérieure et inférieure



FigII.5: réactions horizontales sur la section du profile.

$$\left\{ \begin{array}{l} R_{1,Max} = 58,67 \text{ KN} \\ R_{3,Max} = 12,83 \text{ KN} \\ h = 400 \text{ mm} \\ h_r = 50 \text{ mm} \\ a = 50 \text{ mm} \\ w = \frac{a}{4} = 12,5 \text{ mm} \end{array} \right. ;$$

➤ **calcul de la réaction horizontale :**

$$R_{h1} = \frac{w \cdot R_{1,Max} + R_{3,Max} \cdot (a + h - t_f / 2)}{(h - t_f)} = \frac{12,5 \cdot 58,67 + 12,83 \cdot (50 + 400 - 12)}{(400 - 24)} = 16,896 \text{ KN}$$

Le moment max est donné par la méthode de **BARRE**

$$M_h = \frac{R_{h1} \cdot (l - e / 2)^2}{2l} = \frac{16,89 \cdot (7,5 - 1,25)^2}{2 \cdot 7,5} = 4398,44 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

la semelle supérieure avec le renfort, qui résistent aux efforts horizontaux :

$$\sigma_h = \frac{M_{fh,Max}}{\left(\frac{I}{yG}\right)} = \frac{4398,44 \cdot 10^3}{\left(\frac{15868,21 \cdot 10^4}{207}\right)} = 5,74 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e = 23,5 \text{ daN/mm}^2$$

vérifié

Moment max pondéré :

$$M_{h,max} = 1,5 \cdot M_h = 1,5 \cdot 4398,44 = 6597,65 \text{ daN.m}$$

II-2. contraintes de cisaillement maximal :

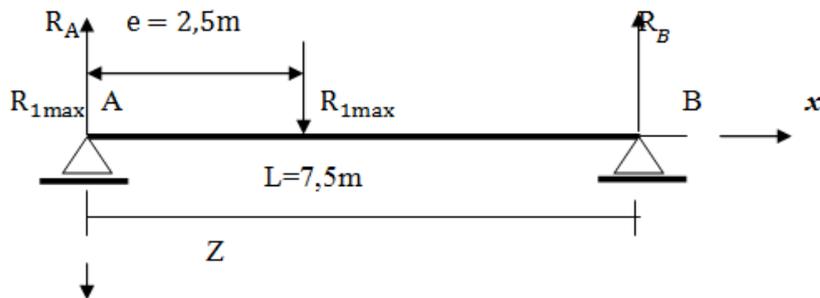


Fig II.6: schéma des efforts tranchants

L'effort tranchant est maximal quand le galet vient au droit de l'appui sous charges dynamiques.

- **Contraintes dues à la charge roulante :**

➤ Effort tranchant, galet sur appuis:

$$\text{Le moment par rapport à } B : M_B = R_A l - R_{max} l - R_{max} (l - e) = 0.$$

$$T_{Max} = \frac{(2l - e)^2 \cdot R_{Max}}{8l} = \frac{(2 \cdot 7,5 - 2,5)^2 \cdot 58,67}{8 \cdot 7,5} = 15278,64 \text{ daN} = T_{Max}$$

$$\tau_V = \frac{T_{Max}}{A_{ame}} = \frac{T_{Max}}{(h - 2t_f) \cdot t_w} = \frac{15278,64}{(400 - 2 \cdot 24) \cdot 13,5} = 3,22 \text{ daN/mm}^2$$

$$\tau_{VcR} = 3,22 \text{ Kg/mm}^2 < \tau_e = 0,58 \cdot f_y = 0,58 \cdot 23,5 = 13,63 \text{ Kg/mm}^2$$

vérifié

- **Contraintes dues à la charge permanente :**

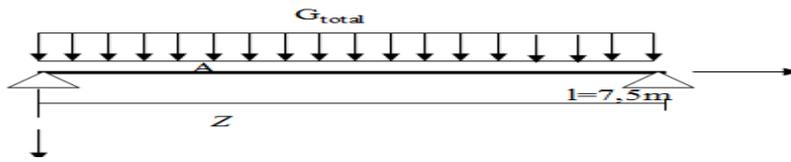


Fig II.7: réaction du a la charge permanente

$$G_{total} = 216,49 \text{ Kg/m.}$$

$$T_{Max} = \frac{G_{Total} \cdot l}{2} = \frac{216,49 \cdot 7,5}{2} = 811,84 \text{ Kg.}$$

$$\tau_V = \frac{T_{Max}}{A_{ame}} = \frac{T_{Max}}{tw(h-2t_f)} = \frac{811,84}{(400-2 \cdot 24) \cdot 13,5} = 0,171 \text{ Kg/mm}^2$$

$$\tau_{VcP} = 0,17 \text{ daN/mm}^2 < \tau_e = 0,58 \cdot f_y = 0,58 \cdot 23,5 = 13,63 \text{ daN/mm}^2$$

vérifié

- contraintes de cisaillement horizontal:

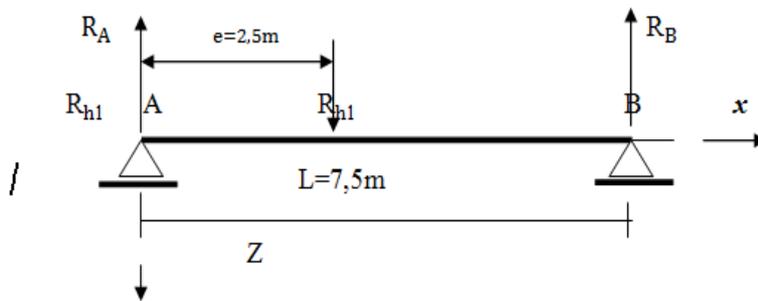


Fig II.8: schéma des réactions

$$R_h = R_A = \frac{(2l-e)R_{h,Total}}{l} = \frac{1689(15-2,5)}{7,5} = T_{Max} = 2815 \text{ daN} \longrightarrow$$

$$\tau_h = \frac{T_{Max}}{\frac{2}{3} \cdot A_{semelle}} = \frac{2815}{\left(\frac{2}{3}\right) \cdot 300 \cdot 24} = 0,586 \text{ daN/mm}^2$$

$$\tau_h = 0,586 \text{ daN/mm}^2 < \tau_h = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = \frac{23,5}{\sqrt{3}} = 13,56 \text{ daN/mm}^2$$

vérifié

II-3. Pondération et sécurité du chemin de roulement:**II-3.1. coefficients de pondération**

$$\left\{ \begin{array}{l} 4/3 \text{ Pour les charges statiques} \\ 3/2 \text{ Pour les charges dynamiques} \\ \text{Coefficient de majoration dynamique } \psi_1=1,05 \end{array} \right.$$

II-3.2 contraintes normales :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{4}{3} \cdot \sigma_{VcrP} + \frac{3}{2} \cdot \psi_1 \cdot \sigma_{VcrR} \leq \delta_e = 23,5 \text{ daN/mm}^2 \\ \frac{4}{3} \cdot \sigma_{VcrP} + \frac{3}{2} \cdot \psi_1 \cdot (\sigma_{VcrR} + \sigma_H) \leq \delta_e = 23,5 \text{ daN/mm}^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{4}{3} \cdot 0,528 + \frac{3}{2} \cdot 1,05 \cdot 5,3 = 9,05 \text{ daN/mm}^2 < \delta_e = 23,5 \text{ daN/mm}^2 \\ \frac{4}{3} \cdot 0,429 + \frac{3}{2} \cdot 1,05 \cdot (5,3 + 5,74) = 17,96 \text{ daN/mm}^2 < \delta_e = 23,5 \text{ daN/mm}^2 \end{array} \right.$$

vérifié

II-3.3 contraintes tangentielles :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{4}{3} \cdot \tau_{VcP} + \frac{3}{2} \cdot \psi_1 \cdot \tau_{VcR} \leq \tau_e = 13,56 \text{ daN/mm}^2 \\ \frac{4}{3} \cdot \tau_{VcP} + \frac{3}{2} \cdot \psi_1 \cdot (\tau_{VcR} + \tau_H) \leq \tau_e = 13,56 \text{ daN/mm}^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{4}{3} \cdot 0,171 + \frac{3}{2} \cdot 1,05 \cdot 3,22 = 5,3 \text{ daN/mm}^2 < \tau_e = 13,56 \text{ daN/mm}^2 \\ \frac{4}{3} \cdot 0,171 + \frac{3}{2} \cdot 1,05 \cdot (3,22 + 0,586) = 6,22 \text{ daN/mm}^2 < 13,56 \text{ daN/mm}^2 \end{array} \right.$$

vérifié

III- Vérification aux instabilités :**III-1 Vérification au flambement :****Résumé des sollicitations :**

- **Moment fléchissant M_{ysd} :**

$$M_{ysd} = 26118,77 \text{ daN.m}$$

- **Moment fléchissant M_{zsd} :**

$$M_{zsd} = 1,5 \cdot 4398,44 = 6597,66 \text{ daN.m}$$

- **Effort normal :**

$$N = 1,5.1188 = 1782 \text{ daN.}$$

$$\begin{cases} W_{ely} = \frac{I_y}{z_s} = \frac{65106,7}{18,34} = 3549,98 \text{ cm}^3. \\ W_{elz} = \frac{I_z}{y_s} = \frac{21275,43}{20,7} = 1027,80 \text{ cm}^3. \end{cases}$$

III-2 Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot f_y} + \frac{k_z \cdot M_{z.Sd}}{M_{plz.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} + \frac{k_z \cdot M_{z.Sd}}{M_{elz.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ely.Rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement χ_{\min}

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

Flambement autour de l'axe fort y-y :

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donnée par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y}$$

Avec : l_y = longueur de la poutre de roulement

$$\lambda_y = \frac{750}{16,87} = 44,45$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{44,45}{93,9} \times 1 = 0,47$$

Courbe de flambement : (voire tableau 1)

$$h/b=400/300=1,33 > 1,2$$

Axe de flambement **y-y** → courbe de flambement a ; $\alpha=0,21$

après interpolation on tire $\chi_y = 0,933$

Flambement autour de l'axe faible z-z :

$$\lambda_z = \frac{750}{9,64} = 77,8$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{77,8}{93,9} \times 1 = 0,83$$

Axe de flambement **z-z** → courbe de flambement b. $\alpha=0,34$

$$\chi_z = 0,777$$

$$\chi_{\min} = (\chi_y; \chi_z) = \min(0,933; 0,777) = 0,777$$

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\} \text{EC3 Art F.1.2 (1)}$$

$$C_1 = 0,938 \quad C_2 = 0,715 \quad C_3 = 4,8 \quad \text{poutre bi encastree}$$

$K = 0,5$ (extrémités libres)

$Z_a = 18,34\text{cm}$ chargement de la semelle supérieure comprimée.

$Z_s = 23,25\text{cm}$ coordonnée du nouveau centre de cisaillement.

$$I_t = 309,2 \quad L = L_0 = 7,5\text{m.} \quad G = 808000 \text{ MPa}$$

$$I_w = B_f (1 - B_f) \cdot I_z \cdot h_s^2.$$

$$B_f = \frac{I_{FC}}{I_{ft} + I_{fc}}.$$

Avec:

I_{FC} : Moment d'inertie de flexion de la semelle comprimée suivant l'axe de faible inertie de la section

I_{ft} : Moment d'inertie de flexion de la semelle tendue suivant l'axe de faible inertie de la section.

$$B_f = 0,746$$

$$I_w = 5975473,84\text{cm}^4.$$

$$M_{cr} = 515,231 \text{ KN.m.}$$

Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis du déversement $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{Bw \cdot \frac{M_{ely}}{M_{cr}}} = 1,04 > 0,4 \quad \Longrightarrow \quad \text{on tient compte du risque de déversement.}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,04 > 0,4 \quad \longrightarrow \quad \text{Il y a risque de déversement}$$

$\alpha_{LT} = 0,49$ (sections reconstituées soudées)

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,49 \cdot (1,04 - 0,2) + 1,04^2 \right] = 1,24$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} = 0,522$$

$$\chi_{LT} = 0,522 < 1$$

Calcul du coefficient k :

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{M_z} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}$$

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

$$\mu_z = 1,04(2 \cdot 1,4 - 4) + \frac{1104 - 1027,8}{1027,8} = -0,922 \quad \text{Avec } \mu_z \leq 0,9$$

$$\mu_y = 0,47(2 \cdot 1,4 - 4) + \frac{3232 - 3549,98}{3549,98} = -0,654 \quad \text{Avec } \mu_y \leq 0,9$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \quad \longrightarrow \quad k_z = 1 - \frac{-0,922 \times 17,82}{0,77 \times 228,84 \times 23,50} = 1,39 \quad \text{Avec } k_z \leq 1,5$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \quad k_y = 1 - \frac{-0,654 \times 17,82}{0,933 \times 228,84 \times 23,50} = 1,23 \quad \text{Avec } k_y \leq 1,5$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15 \quad \longrightarrow \quad \mu_{LT} = 0,15 \cdot 0,83 \cdot 1,4 - 0,15 = -0,024 < 0,9$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_y \cdot \beta_{MLT} - 0,15 \quad \longrightarrow \quad \mu_{LT} = 0,15 \cdot 0,47 \cdot 1,4 - 0,15 = -0,051 < 0,9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{-0,024 \cdot 17,82}{0,777 \cdot 228,84 \cdot 23,50} = 1,01$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot f_y} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{M_{elz,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{M_{ely,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{17,82}{0,777 \cdot 228,84 \cdot 23,50} + \frac{1,39 \cdot 6597,66}{24153,3} + \frac{1,23 \cdot 26118,77}{83424,53} = 0,769 \leq 1$$

Vérfié

Vérification au déversement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{M_{elz,Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ely,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{17,82}{0,777 \cdot 228,84 \cdot 23,50} + \frac{1,39 \cdot 6597,66}{1027,8 \cdot 23,50} + \frac{1,01 \cdot 26118,77}{0,84 \cdot 23,50 \cdot 3549,98} = 0,759 \leq 1$$

Vérfié

Iv-vérification aux sollicitations locales :

Iv-1 Contraintes locales dans les poutres de roulement au droit d'un galet :

Aux contraintes de flexion générales dues aux charges verticales viennent s'ajouter des contraintes locales à la liaison âme-semelle dues à la présence d'une charge roulante concentrée, le galet

On envisagera le cas des contraintes locales suivantes :

- Compression locale dans l'âme de la poutre,
- Torsion locale de l'âme (excentricité de P),
- Flexion longitudinale de la semelle supérieure,
- Gauchissement de la semelle du a la torsion locale.

Suivant les recommandations du **CTICM**, des efforts sont supposés répartis à « 45° » dans la hauteur du rail et de la semelle.

-La zone de contact galet-rail est prise égale à : $a=50$ mm.

-La surface d'âme qui supporte la compression locale est donc :

$$S_a = t_w [a + 2 \cdot (h_r + t_r)] , \text{ avec } \begin{cases} t_w : \text{épaisseur d'âme (mm)} = 13,5 \\ h_r : \text{hauteur du rail (mm)} = 50 \\ t_f : \text{épaisseur de la semelle (mm)} = 24 \\ a = 50 \text{ m} \end{cases}$$

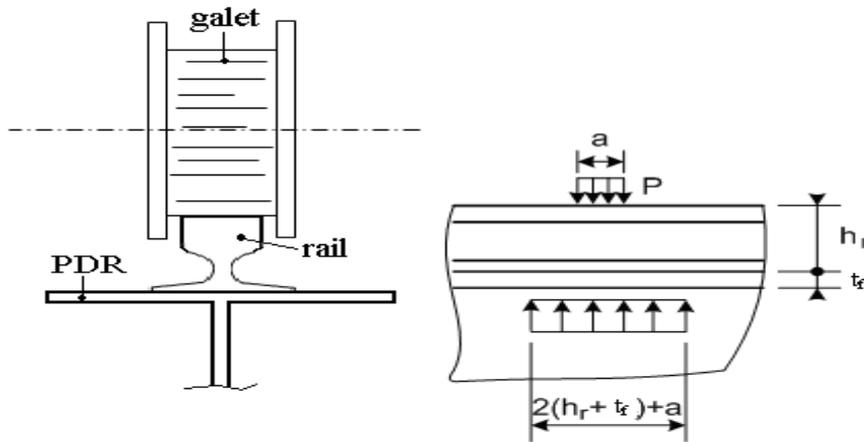


Fig II.9: compression locale

IV-1.1 Compression locale :

$$\sigma_y = \frac{1,05 \times 1,5 \times R_{1,Max}}{t_w [a + 2 \cdot (h_r + t_f)]} = \frac{1,5 \times 1,05 \times 5867}{13,5 [50 + 2 \cdot (50 + 24)]} = 3,46 \text{ daN/mm}^2.$$

Il faut également tenir compte du cisaillement dû à la compression locale :

$$\tau_y = 0,2 \sigma_y ; \tau_y = 0,2 \times 3,46 = 0,692 \text{ daN/mm}^2.$$

IV-1.2 Torsion locale :

Sous l'effet de $R_{3,max}$ (freinage transversal) et de l'excentricité δ de $R_{1,max}$ par rapport

à l'axe de la poutre, la poutre est soumise au moment de torsion M_t :

$$\begin{cases} M_t = R_{1,Max} \cdot \delta + R_{3,Max} \cdot H \\ H = t_f + h_r = 24 + 50 = 74 \text{ mm.} \\ \delta = 1/4 \text{ à } 1/3 \text{ de la largeur du rail (prendre } \delta = 18 \text{ mm).} \end{cases}$$

D'où : $M_t = 1,5 \cdot 1,05 (5867,18 + 1283,74) = 315863,1 \text{ daN}\cdot\text{mm} = 315,863 \text{ daN}\cdot\text{m}$.

La torsion engendre des contraintes de torsion à la liaison âme - semelle entre deux raidisseurs

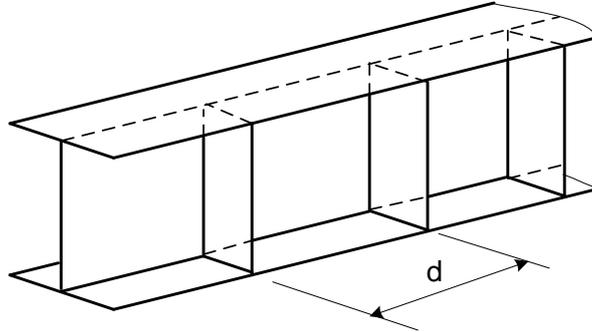


Fig II.10: raidissage de la PDR

$$\sigma_{y_{max}} = \pm \frac{M_t \cdot t_w}{\gamma \cdot J + 0,068 \cdot D \cdot t_w^3}, \text{ avec :}$$

γ : Coefficient fonction du rapport entre la hauteur de l'âme « h_a » et l'espacement des raidisseurs « d » (raidisseurs verticaux).

J : Somme des moments d'inertie de torsion du rail, de la semelle et des raidisseurs verticaux éventuels.

$$h_a = h - 2t_f = 400 - 2 \cdot 24 = 352 \text{ mm}, \text{ et : } d = 1000 \text{ mm}$$

$$\frac{h_a}{d} = \frac{352}{1000} = 0,352 < 0,5 \rightarrow \gamma = 0,34 \quad \text{Tableau APALKO}$$

$$J = \frac{a^4}{3} + \frac{t f^3 \cdot b}{3} = \frac{5^4}{3} + \frac{30 \times 2,4^3}{3} = 346,57 \text{ cm}^3.$$

$$\sigma_y = \frac{315863,1 \times 1,35}{0,34 \times 346,57 + 0,068 \times 1 \times 1,35^3} = 3,613 \text{ daN/mm}^2.$$

IV-1.3 gauchissement de la semelle du a la torsion locale :

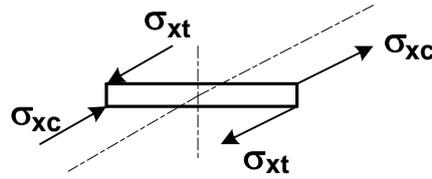


Fig II.11: gauchissement de la semelle

Le gauchissement de section de la semelle provoque des contraintes de torsion (σ_{xt}) et de compression (σ_{xc});

Ces contraintes se cumulent avec celles dues à la flexion générale :

$$\sigma_x = \pm \frac{3.E.t_f.b.\varphi}{4.a^2} \text{ avec : } \varphi = \frac{M_t}{2 \lambda G (J_r + J_s) \cot g \lambda a}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} J_r : \text{Inertie de torsion du rail.} \\ J_s : \text{Inertie de torsion de la semelle supérieure.} \\ G : \text{Module d'élasticité transversale.} \\ a = d/2 : \text{Demi écartement des raidisseurs verticaux d'âme.} \\ \lambda : \text{Valeur auxiliaire de calcul} \end{array} \right.$$

$$\text{Soit : } G = 80800 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda^2 = \frac{0,950 t^3 w}{h_a (J_r + J_s)} \rightarrow \lambda^2 = 1,92 \cdot 10^{-4} \rightarrow \lambda = 0,0138 \quad \varphi = 0,49 \cdot 10^{-4}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} (\varphi \text{ Est limité à } 0,5\% \text{ rd}) \\ (\text{Tolérance d'inclinaison du rail : } 0,3\% \text{ rd}) \\ (\text{Tolérance d'inclinaison du galet : } 0,5\% \text{ rd}) \end{array} \right.$$

$$\sigma_x = 1,05 \times 1,5 \cdot \frac{3,2 \cdot 1 \cdot 10^6 \cdot 2,4 \cdot 30 \cdot 0,49 \cdot 10^{-4}}{4 \cdot 50^2} = 0,035 \text{ daN/mm}^2$$

IV-1.4 flexion longitudinale :

La semelle supérieure est considérée comme une poutre sur appui continu élastique ;

L'âme se comprime de façon continue, élastiquement, sous l'action du galet.

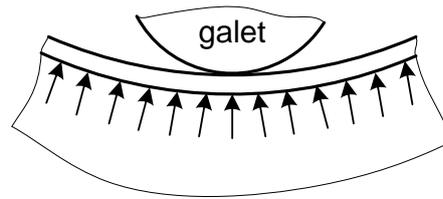


Fig II.12: flexion longitudinale

La valeur de la contrainte de flexion longitudinale locale est donnée par l'A I S E standard N° 13 (recommandations Américaines).

$$\sigma_{xl} = \pm \frac{Rl, \max \times e_s}{8(I_r + I_s)} \sqrt[4]{2 \times (I_r + I_s) \frac{h_a}{e_a}}$$

$$I_s = \frac{b \cdot (t_f)^3}{12} = \frac{30 \times 2,4^3}{12} = 34,56 \text{ cm}^4 \quad ; I_r = \frac{5 \times 5^3}{12} = 52,08 \text{ cm}^4 \quad h_a = 35,2 \text{ cm}$$

$$\sigma_{xl} = \pm \frac{5867,2,4}{8(34,56 + 52,08)} \sqrt[4]{2 \times (34,56 + 52,08) \cdot \frac{35,2}{1,35}} = \pm 1,67 \text{ daN/mm}^2.$$

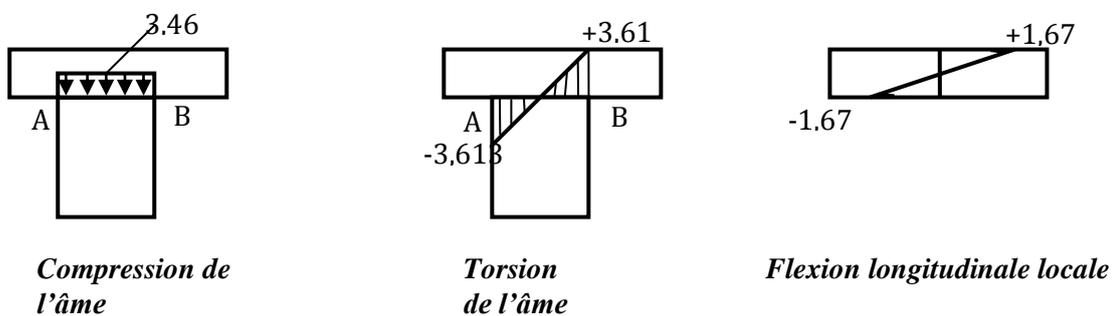


Fig II.13 : sollicitations locales

IV-5 vérifications sous contraintes cumulées :

Il faut vérifier que le cumul de toutes les contraintes à la liaison âme – semelle (ainsi que dans la semelle supérieure) reste admissible.

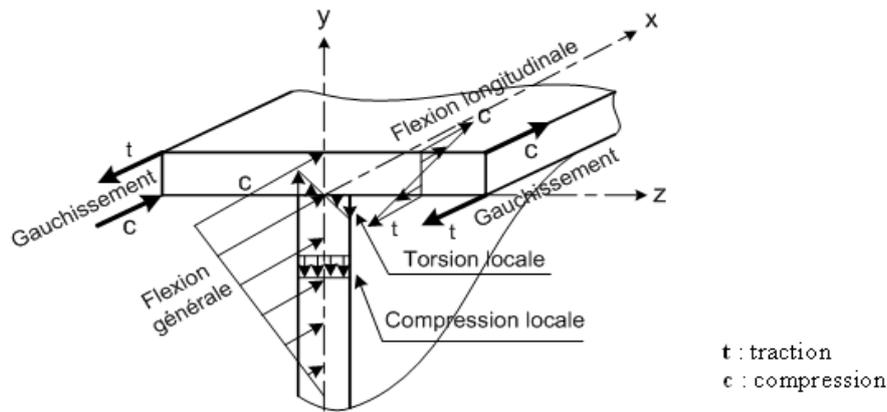


Fig II.14: cumul des contraintes sur la PDR

IV-5.1 liaison âme-semelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_y = \text{compression locale} + \text{torsion locale.} \\ \sigma_x = \text{flexion générale (compression)} + \text{flexion longitudinale locale (traction).} \\ \tau_{xy} = 0,2 \sigma_y \text{ (compression + cisaillement général)} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_y = \sigma_{y(comp)} + \sigma_{y(torsion)} = 3,46 + 3,613 = 7,07 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e = 23,5 \text{ daN/mm}^2 \quad \text{vérifié} \\ \sigma_x = 9,05 + 1,67 + 0,035 = 10,75 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e = 23,5 \text{ daN/mm}^2 \quad \text{vérifié} \\ \tau_{xy} = 0,2 \cdot \sigma_y = 0,692 \text{ daN/mm}^2 < \tau_e = 0,2 \cdot \sigma_e = 4,7 \text{ daN/mm}^2 \quad \text{vérifié} \end{array} \right.$$

La contrainte équivalente est donnée par le CTICM comme suit :

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2} \leq \sigma_e$$

$$\sigma_{eq} = \sqrt{10,75^2 + 7,07^2 - 7,07 \cdot 10,75 + 3 \cdot 0,692^2} = 9,54 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e \quad \text{vérifié}$$

IV-5.2 vérification de la semelle :

$$\sigma_s = \text{flexion générale} + \text{flexion locale} + \text{gauchissement}$$

$$\sigma_s = 1,67 + 0,035 + 9,05 = 10,75 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e \quad \text{Vérifié}$$

V- Vérification au voilement :

L'âme comporte des raidisseurs transversaux intermédiaires avec : $d = 1000$ mm

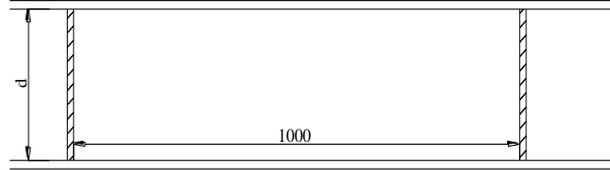


Fig II.15: dimensions de raidisseur de l'âme de la PDR

$$\text{si : } \frac{ha}{t_w} > 30\varepsilon\sqrt{k_z} \quad (\text{risque de voilement}),$$

$$\text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

Le coefficient de voilement par cisaillement k_z est calculé selon le **CTICM** comme indiqué ci dessous :

$$\frac{ha}{d} = 2.84 > 1 \Rightarrow k_z = 5.34 + \frac{4}{\left(\frac{a}{b}\right)^2} \Rightarrow k_z = 5.83$$

$$\frac{ha}{t_w} = 26,07 < 30\varepsilon\sqrt{k_z} = 72,44$$

Vérfifié

\Rightarrow Pas de risque de voilement.

VI-vérification spéciale à la fatigue :

En observant les mouvements d'un pont roulant, on constate que la charge levée et les charges des galets exercées sur les poutres de roulement sont : variables dans le temps, aléatoires, répétées et dynamiques, elles sont de ce fait sujettes à la fatigue, une vérification doit être faite afin d'éviter les risques de ruine brutale engendrés par ce phénomène.

VI-1. Vérification des contraintes normales :

$$\sigma_z = \frac{N}{A} + \frac{M_{sdy}}{w_{ely}} + \frac{M_{sdz}}{w_{elz}} \leq \sigma_f \quad \text{Avec: } \sigma_f = 1600 \text{Kg/cm}^2 = 16 \text{KN/cm}^2.$$

$$\sigma_z = \frac{17,82}{228,84} + \frac{26118,77}{3549,98} + \frac{6597,66}{1027,8} = 13,86 \leq \sigma_f \quad \text{vérifié}$$

VII. Pré dimensionnement des poteaux supports :

Ce sont des éléments porteurs du système poutres, ils supportent les charges transmises par les poutres de roulement, ils participent à la stabilité transversale. Ces derniers seront alors pré dimensionnés en fonction des sollicitations dues au pont roulant.

VII-1 Calcul des efforts s'exerçant sur le poteau :

On estime un HEB500 :

- Transversalement :

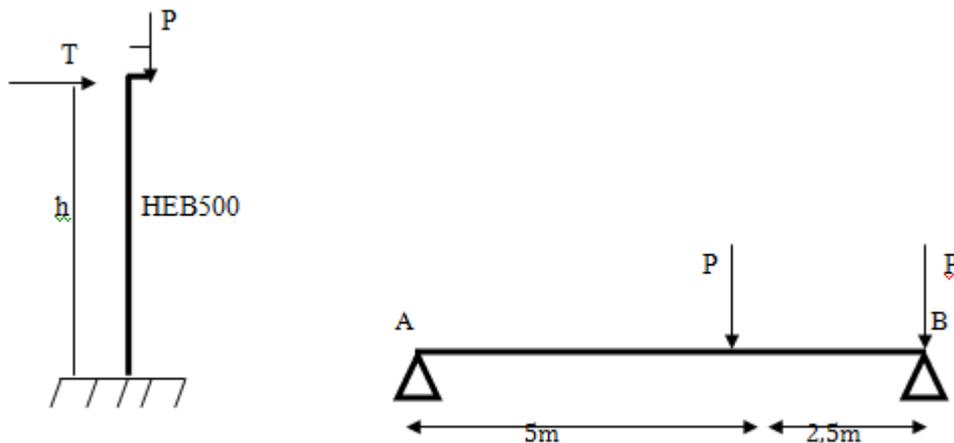


Fig.II.16 : schéma statique du poteau porteur.

L'effort max se trouve lorsque l'un des galets est sur un appui,

$$\sum M_A = -F \times 7,5 + R_1 \times 5 + R_1 \times 7,5 = 0$$

$$F = R_1 + \frac{R_1 \cdot 5}{7,5}$$

- effort normal pondéré du a F :

$$F = (5867 + \frac{5867 \cdot 5}{7,5}) = 14667,5 \text{ daN.}$$

- Effort tranchant T pondéré:

$$T = 1,5 \cdot 1283 = 1924,5 \text{ daN}$$

- *Moment fléchissant pondéré :*

$$M_x = F.a + T.h$$

h : hauteur du poteau

a : excentricité d'application de R_1 , $a = \frac{w}{4} = 12,5 \text{ cm}$

$$M_x = 14667,5 \cdot 0,125 + 1924,5 \cdot 4,90 = 11263,49 \text{ daN.m}$$

- *Effort normal total pondéré :*

$$N = 1,35 G + F = 1,35 \cdot 187 + 14667,5 = 14919,95 \text{ daN.}$$

Résumé des efforts agissants transversalement :

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 14919,95 \text{ daN.} \\ V = T = 1924,5 \text{ daN.} \\ M_x = 11263,49 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

VII-2 résistance des sections transversales :

Interaction (M+N+V) :

Vérification du critère $V \leq V_{pl} = 0,58 \cdot f_y \cdot A_v / \gamma_{M0}$

A_v : Aire de cisaillement de la section

$$A_v = A_{vz} = 89,82 \text{ cm}^2.$$

$$V_{pl} = 0,58 \cdot 235 \cdot 89,82 / 1 = 1224,25 \text{ KN}$$

$$V = 19,245 \text{ KN}$$

$$V \leq 0,5 \cdot V_{pl}$$

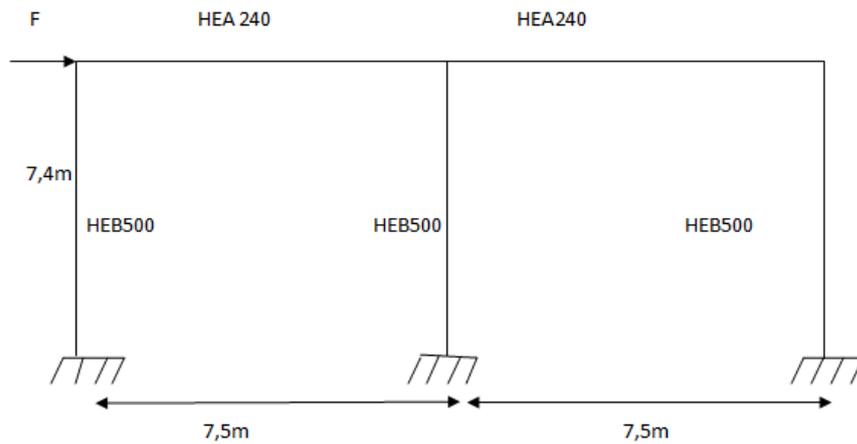
➤ Longitudinalement :

$$F = 1,5 \cdot 11,88 = 17,82 \text{ daN (réaction de tamponnement)}$$

$$M_A = 3644 \text{ daN.m}$$

$$(\delta l) = 10,2 \text{ mm (déplacement en tête)}$$

- **Vérification du poteau :**



FigII.17 : vue longitudinale de la voie de roulement

VIII-Calcul de la sablière :

VIII-1.1 Pré-dimensionnement de la poutre sablière :

La panne sablière va former avec les poteaux un portique autostable qui va reprendre les efforts transversaux dus principalement levage oblique de la charge marche en crabe du chariot et déplacement du chariot comme déjà cité.

Elle est sollicitée par un effort normal T, et son poids propre elle travaille donc à la flexion composée.

$$N^{max} = 1,5.1283daN = 1924,5daN$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{max} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{1924,5}{2350} = 0,819cm^2$$

On choisit un IPE300 dont les caractéristiques sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_y = 8356 cm^4 \\ I_z = 604 cm^4 \\ W_{ely} = 557 cm^3 \\ W_{elz} = 80,5 cm^3 \\ W_{ply} = 628 m^3 \\ W_{plz} = 125 m^3 \\ A = 53,8 cm^2 \\ G = 42,2 Kg / ml \end{array} \right. , I_t = 20,1 cm^4$$

IX-Conclusion :

*Le profilé **HEB400** résiste aux sollicitations verticales engendrées par le pont roulant, quand a la résistance vis-à-vis des charges horizontales, un renforcement par cornières **L90x90x9** a été nécessaire, la section obtenue résiste aux sollicitations locales et a la flexion générale. La poutre sablière sera un profilé **IPE300***

1 Semelle isolée : Semelle11

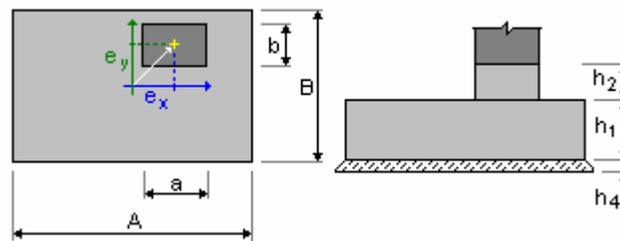
Nombre : 1

1.1 Données de base

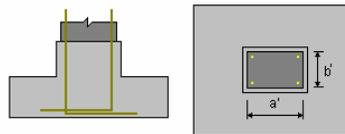
1.1.1 Principes

- Norme pour les calculs géotechniques : DTU 13.12
- Norme pour les calculs béton armé : BAEL 91
- Forme de la semelle : libre

1.1.2 Géométrie :



A	= 2,00 (m)	a	= 0,60 (m)
B	= 2,00 (m)	b	= 0,60 (m)
h1	= 0,70 (m)	ex	= 0,00 (m)
h2	= 0,50 (m)	ey	= 0,00 (m)
h4	= 0,05 (m)		



a'	= 40,0 (cm)
b'	= 40,0 (cm)
c1	= 5,0 (cm)
c2	= 3,0 (cm)

1.1.3 Matériaux

- Béton : BETON25; résistance caractéristique = 25,00 MPa
Poids volumique = 2501,36 (kG/m3)
- Aciers longitudinaux : type HA 400 résistance caractéristique = 400,00 MPa
- Aciers transversaux : type HA 400 résistance caractéristique = 400,00 MPa

1.1.4 Chargements :**Charges sur la semelle :**

Cas	Nature	Groupe N	Fx (kN)	Fy (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)		
1.35G+1.5Q		de calcul	----	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
G+Q	de calcul	----	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
G+Q+Ex	de calcul	----	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
G+Q+Ey	de calcul	----	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0.8G+Ex	de calcul	----	18,88	1,39	0,00	-0,00	2,21	
0.8G-Ex	de calcul	----	18,88	1,39	0,00	-0,00	2,21	
0.8G+Ey	de calcul	----	18,88	1,39	0,00	-0,00	2,21	
0.8G-Ey	de calcul	----	18,88	1,39	0,00	-0,00	2,21	
G+Q+1.2E	de calcul	----	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
G+Q+1.2E	de calcul	----	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Charges sur le talus :

Cas	Nature	Q1 (kN/m ²)
-----	--------	----------------------------

1.1.5 Liste de combinaisons

1/	ELU : 1.35G+1.5Q
2/	ELS : G+Q
3/	ACC : G+Q+Ex
4/	ACC : G+Q+Ey
5/	ACC : 0.8G+Ex N=18,88 My=2,21 Fx=1,39
6/	ACC : 0.8G-Ex N=18,88 My=2,21 Fx=1,39
7/	ACC : 0.8G+Ey N=18,88 My=2,21 Fx=1,39
8/	ACC : 0.8G-Ey N=18,88 My=2,21 Fx=1,39
9/	ACC : G+Q+1.2E
10/	ACC : G+Q+1.2E
11/*	ELU : 1.35G+1.5Q
12/*	ELS : G+Q
13/*	ACC : G+Q+Ex
14/*	ACC : G+Q+Ey
15/*	ACC : 0.8G+Ex N=18,88 My=2,21 Fx=1,39
16/*	ACC : 0.8G-Ex N=18,88 My=2,21 Fx=1,39
17/*	ACC : 0.8G+Ey N=18,88 My=2,21 Fx=1,39
18/*	ACC : 0.8G-Ey N=18,88 My=2,21 Fx=1,39
19/*	ACC : G+Q+1.2E
20/*	ACC : G+Q+1.2E

1.2 Dimensionnement géotechnique

1.2.1 Principes

Dimensionnement de la fondation sur :

- Capacité de charge
- Glissement
- Renversement
- Soulèvement

1.2.2 Sol :

Contraintes dans le sol : $\sigma_{ELU} = 0.23 \text{ (MPa)}$ $\sigma_{ELS} = 0.15 \text{ (MPa)}$

Niveau du sol : $N_1 = 0,00 \text{ (m)}$
 Niveau maximum de la semelle : $N_a = 0,00 \text{ (m)}$
 Niveau du fond de fouille : $N_f = -1,20 \text{ (m)}$

Argiles et limons fermes

- Niveau du sol : 0.00 (m)
- Poids volumique: 2039.43 (kG/m³)
- Poids volumique unitaire: 2692.05 (kG/m³)
- Angle de frottement interne : 30.0 (Deg)
- Cohésion : 0.02 (MPa)

1.2.3 États limites

Calcul des contraintes

Type de sol sous la fondation: uniforme

Combinaison dimensionnante **ELU : 1.35G+1.5Q**

Coefficients de chargement: **1.35** * poids de la fondation
1.35 * poids du sol

Résultats de calculs: au niveau du sol

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: $Gr = 147,82$

(kN)

Charge dimensionnante:

$N_r = 147,82 \text{ (kN)}$ $M_x = -0,00 \text{ (kN*m)}$ $M_y = 0,00 \text{ (kN*m)}$
 Dimensions équivalentes de la fondation:
 $B' = 1$
 $L' = 1$
 Épaisseur du niveau: $D_{min} = 1,20 \text{ (m)}$

Méthode de calculs de la contrainte de rupture: pressiométrique de contrainte (ELS), (DTU 13.12, 3.22)

$q_{ELS} = 0.15 \text{ (MPa)}$
 $q_u = 0.45 \text{ (MPa)}$

Butée de calcul du sol:
 $q_{lim} = q_u / \gamma_f = 0.22 \text{ (MPa)}$
 $\gamma_f = 2,00$

Contrainte dans le sol : $q_{ref} = 0.04 \text{ (MPa)}$
 Coefficient de sécurité : $q_{lim} / q_{ref} = 6.088 > 1$

Soulèvement

Soulèvement ELU

Combinaison dimensionnante **ELU : 1.35G+1.5Q**
 Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
 1.00 * poids du sol

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: $Gr = 109,50$
 (kN)

Charge dimensionnante:

$N_r = 109,50 \text{ (kN)}$ $M_x = -0,00 \text{ (kN*m)}$ $M_y = 0,00 \text{ (kN*m)}$
 Surface de contact $s = 100,00 \text{ (%)}$
 $s_{lim} = 10,00 \text{ (%)}$

Soulèvement ELS

Combinaison défavorable : **ELS : G+Q**
 Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
 1.00 * poids du sol

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: $Gr = 109,50$
 (kN)

Charge dimensionnante:

$N_r = 109,50 \text{ (kN)}$ $M_x = -0,00 \text{ (kN*m)}$ $M_y = 0,00 \text{ (kN*m)}$
 Surface de contact $s = 100,00 \text{ (%)}$
 $s_{lim} = 100,00 \text{ (%)}$

Glissement

Combinaison dimensionnante **ELU : 1.35G+1.5Q**
 Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
 1.00 * poids du sol
 Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 109,50
 (kN)
 Charge dimensionnante:
 Nr = 109,50 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = 0,00 (kN*m)
 Dimensions équivalentes de la fondation: A_ = 2,00 (m) B_ = 2,00
 (m)
 Surface du glissement: 4,00 (m²)
 Cohésion : C = 0.02 (MPa)
 Coefficient de frottement fondation - sol: tg(φ) = 0,58
 Valeur de la force de glissement F = 0,00 (kN)
 Valeur de la force empêchant le glissement de la fondation:
 - su niveau du sol: F(stab) = 134,75 (kN)
 Stabilité au glissement : □

Renversement

Autour de l'axe OX
 Combinaison dimensionnante **ACC : 0.8G+Ex N=18,88 My=2,21**
Fx=1,39
 Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
 1.00 * poids du sol
 Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 109,50
 (kN)
 Charge dimensionnante:
 Nr = 128,38 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = 3,88 (kN*m)
 Moment stabilisateur : M_{stab} = 128,38 (kN*m)
 Moment de renversement : M_{renv} = 0,00 (kN*m)
 Stabilité au renversement : 1.265e+018 > 1

Autour de l'axe OY
 Combinaison défavorable : **ACC : 0.8G+Ex N=18,88 My=2,21**
Fx=1,39
 Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
 1.00 * poids du sol
 Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 109,50
 (kN)
 Charge dimensionnante:

Nr = 128,38 (kN)	Mx = -0,00 (kN*m)	My = 3,88 (kN*m)
Moment stabilisateur :	M _{stab} = 128,38 (kN*m)	
Moment de renversement :	M _{renv} = 3,88 (kN*m)	
Stabilité au renversement :	33,08 > 1	

1.3 Dimensionnement Béton Armé

1.3.1 Principes

- Milieu : non agressif
- Condition de non-fragilité

1.3.2 Analyse du poinçonnement et du cisaillement

Pas de poinçonnement

1.3.3 Ferrailage théorique

Semelle isolée :

Aciers inférieurs :

$$\text{ACC : } 0.8G+Ex \quad N=18,88 \quad My=2,21 \quad Fx=1,39$$

$$My = 4,55 \text{ (kN*m)} \quad A_{sx} = 7,44 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$\text{ACC : } 0.8G+Ex \quad N=18,88 \quad My=2,21 \quad Fx=1,39$$

$$Mx = 3,21 \text{ (kN*m)} \quad A_{sy} = 7,44 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$A_s \text{ min} = 7,44 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

Aciers supérieurs :

$$A'_{sx} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$A'_{sy} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$A_s \text{ min} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

Fût :

$$\text{Aciers longitudinaux } A = 14,40 \text{ (cm}^2\text{)} \quad A_{\text{min}} = 9,60 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A = 2 * (Asx + Asy)$$

$$Asx = 4,80 \text{ (cm}^2\text{)} \quad Asy = 2,40 \text{ (cm}^2\text{)}$$

1.3.4 Ferrailage réel

2.3.1 Semelle isolée :

Aciers inférieurs :

En X :

$$19 \text{ HA } 400 \text{ } 10 \quad l = 1,90 \text{ (m)} \quad e = 1 * -0,95$$

En Y :

$$19 \text{ HA } 400 \text{ } 10 \quad l = 1,90 \text{ (m)} \quad e = 0,10$$

Aciers supérieurs :

2.3.2 Fût

Aciers longitudinaux

En X :

$$3 \text{ HA } 400 \text{ } 12 \quad l = 3,44 \text{ (m)} \quad e = 1 * -0,24 + 2 * 0,24$$

En Y :

$$5 \text{ HA } 400 \text{ } 12 \quad l = 3,49 \text{ (m)} \quad e = 1 * -0,26$$

Aciers transversaux

$$7 \text{ HA } 400 \text{ } 6 \quad l = 2,28 \text{ (m)} \quad e = 1 * 0,27$$

2 Quantitatif :

- Volume de Béton = 2,98 (m³)
- Surface de Coffrage = 6,80 (m²)
- Acier HA 400
 - Poids total = 72,75 (kG)
 - Densité = 24,41 (kG/m³)
 - Diamètre moyen = 9,9 (mm)
 - Liste par diamètres :

Diamètre	Longueur	Poids
	(m)	(kG)

6	15,95	3,54
10	72,20	44,53
12	27,79	24,68

Conclusion :

L'étude de ce projet nous a permis d'une part de mettre en pratique les connaissances acquises durant notre cursus et de les approfondir, et d'autre part de nous familiariser avec les règlements en vigueur.

La complexité des calculs en génie civil fait inévitablement appel aux services d'outils numériques tels que SAP2000 ou AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, à qui on doit un gain en temps, en précision et en fiabilité.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions :

- La modélisation doit être aussi proche que possible de la réalité, afin d'approcher le comportement réel de la structure et obtenir de meilleurs résultats.

- Dans les structures métalliques les actions du vent sont souvent les plus défavorables.

- Les possibilités d'erreurs sont nombreuses, et peuvent se situer à différents niveaux, notamment durant la modélisation, et c'est difficile de s'en apercevoir.

- La bonne conception des assemblages est primordiale pour la stabilité des structures métalliques néanmoins, un assemblage bien conçu est mieux qu'un assemblage trop rigide

Enfin nous espérons que ce modeste travail, servira de support pour nos camarades à venir, intéressés par cette voie.