



Université Mohamed khider –Biskra  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Génie civil et d'Hydraulique

# MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies  
Filière : Génie civil  
Spécialité : Structures

Réf. :

---

Présenté et soutenu par :

**Ahmed Mohamed Ahmed Gharni**

Le : jeudi 13 juin 2024

## **Etude d'une Halle Commerciale en charpente métallique**

---

**Jury :**

**Encadreur : Mr BITAM M. Mehdi**

Année universitaire : 2023/2024

## REMERCIEMENTS

Je remercie avant tout notre puissant Dieu Allah de m'avoir gardé en bonne santé et m'avoir donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail scientifique. Ensuite, je tiens à remercier mes chers parents pour leurs éducation, leurs soutiens et sacrifices pour que je puisse acquérir un précieux savoir et terminer mes études universitaires. D'autre part, je veux exprimer mes vives remerciement tous ceux qui m'ont aidés à élaborer ce travail et en particulier mon encadreur Mr. BITAM M. Mehdi, qui a assuré la direction de ce travail, pour tout le soutien, les orientations et la patience manifestés durant la période de réalisation de ce mémoire de master en génie civil.

Je tiens à remercier les membres du jury, pour l'honneur qu'ils m'ont accordé, en acceptant de juger mon travail.

Je ne peux oublier de remercier aussi l'ensemble des enseignants, de notre département de génie civil de l'université de Biskra, qui ont contribué à ma formation. Que tous ceux et celles qui m'ont apporté leur soutien et qui m'ont aidés de près ou de loin pour l'achèvement de ce mémoire trouvent ici l'expression de ma vive et sincère reconnaissance, en particulier ma famille et mes amis

## DEDICACES

Pour que ma réussite soit complète je souhaite la partager avec toutes les personnes que j'aime, je dédie ce modeste travail à:

- Mes très chers parents : pour leur amour et pour le courage et la volonté d'apprendre qu'ils m'ont inculqué,
- A tous les membres de ma famille,
- A tous mes enseignants,
- A toute la promotion de génie civil, chacun par son nom, avec qui nous avons partagé nos meilleurs moments,

## Résumé

Notre projet de fin d'études consiste à faire une étude de dimensionnement d'un hangar à usage commercial, il a une surface en plan rectangulaire de dimensions 80m × 90m. La structure de ce hangar est en charpente métallique de profilés d'acier laminés à chaud.

La toiture est du type à versants multiples parallèles. A l'intérieur du hangar existe un bloc composé d'un seul niveau avec un seul plancher à usage de locaux commerciaux, sa structure est en béton armé. Les deux structures sont indépendantes l'une de l'autre.

Cet ouvrage sera implanté dans la wilaya de « Tipaza », sur un terrain plat, le site est à risque sismique. Le présent mémoire a pour objectifs de concevoir et dimensionner les éléments de la superstructure, ceux de la toiture et des façades. Aussi, nous visons de concevoir le système de fondations en béton armé.

Nous avons proposé une structure principale formée de plusieurs portiques transversaux auto-stables à espacement régulier, et pour la direction longitudinale, nous proposons une ossature à nœuds articulés contreventée par des palées à treillis métalliques.

Notre étude a été réalisée par application des documents techniques réglementaires DTR de conception des structures en acier et en béton armé : Règles CCM 97 et Règles CBA 93, sans oublier le règlement parasismique RPA 2003. L'évaluation des charges et actions a été faite sur la base des DTR BC 2.2 et RNV 2013, tandis que pour les actions sismiques, c'était avec le RPA 2003.

Pour la rédaction du présent mémoire, nous avons suivi l'ordre chronologique de l'étude, en commençant par la présentation des données du projet, les éléments de conception préliminaire de la structure principale, jusqu'aux phases de vérification des systèmes de contreventement à treillis et des éléments structuraux des portiques, des assemblages et fondations, en passant par les évaluations des actions de la neige et du vent, à par l'étude des éléments porteurs secondaires de la toiture et des façades, et aussi l'étude des éléments porteurs en béton armé du bloc interne.

L'outil informatique a été introduit dans les 3 phases d'étude statique, l'analyse dynamique et de vérification des éléments des portiques. Deux logiciels ont été utilisés, « PORTAL+ » pour l'étude des portiques transversaux métalliques, et « ROBOT Structural Analysis » pour l'étude des portiques en béton armé du bloc interne. Ce mémoire a été achevé par une conclusion et une liste des références bibliographiques utilisées.

## Summary

Our graduation project consists of making a design study of a hangar for commercial use, it has a rectangular plan surface with dimensions of  $80\text{m} \times 90\text{m}$ . The structure of this hangar is in metal frame of hot rolled steel profiles.

The roof is of the type with multiple parallel slopes. Inside the hangar there is a block composed of a single level with a single floor for commercial premises, its structure is made of reinforced concrete. The two structures are independent of each other.

This work will be located in the **wilaya of "Tipaza"**, on a flat ground, the site is at seismic risk. The objectives of this thesis are to design and size the elements of the superstructure, those of the roof and the facades. Also, we aim to design the reinforced concrete foundation system .

We have proposed a main structure formed by several self-stable transverse gantries with regular spacing, and for the longitudinal direction, we propose a framework with articulated nodes braced by metal mesh palae .

Our study was carried out by applying the DTR regulatory technical documents for the design of steel and reinforced concrete structures: **CCM 97 Rules** and **CBA 93 Rules**, without forgetting the seismic regulation **RPA 2003**. The assessment of the loads and actions was made on the basis of the **DTR BC 2.2** and **RNV 2013**, while for seismic actions, it was with the **RPA 2003** .

For the writing of this thesis, we followed the chronological order of the study, starting with the presentation of the project data, the preliminary design elements of the main structure, up to the verification phases of the truss bracing systems and the structural elements of the porticoes, assemblies and foundations, passing through the evaluations of the actions of snow and wind, through the study of the secondary load-bearing elements of the roof and facades, and also the study of the reinforced concrete load-bearing elements of the internal block .

The computer tool was introduced in the 3 phases of static study, dynamic analysis and verification of the elements of the gantries. Two software programs were used, "**PORTAL +**" for the study of the metal transverse gantries, and "**ROBOT Structural Analysis**" for the study of the reinforced concrete gantries of the internal block. This thesis was completed with a conclusion and a list of the bibliographic references used.

## ملخص

بين أيدينا دراسة للهندسة المدنية تتعلق بمشروع إنجاز بناية موجهة للاستعمال التجاري. اقترحنا لهذا المبنى هيكلا من الفولاذ مكونا من قطع مصنعة على الساخن مطابقة للقياسات الأوروبية. أما لإنجاز السقف و جدران الواجهات نقترح كذلك اللجوء إلى المنتجات المعدنية منها القضبان و منها الصفائح متعددة الطبقات.

يقع المشروع موضوع مذكرتنا لنيل شهادة الماستر تخصص هياكل الهندسة المدنية في عاصمة ولاية تيبازة على أرضية مستوية في منطقة عمرانية. داخل هذا المبنى الفولاذي يوجد هيكل خرساني صغير موجه لاحتضان محلات تجارية.

تهدف دراستنا إلى تصميم و حساب أبعاد الهيكلين الخارجي الفولاذي والداخلي الخرساني, بالإضافة إلى تصميم نظام الأساسات الخرسانية.

لقد حرصنا على تطبيق تعليمات النظم التقنية للبناء المعمول بها في الجزائر لاسيما نظام تصميم الهياكل الفولاذية « CCM 97 » و نظام تصميم الهياكل الخرسانية المسلحة « CBA .93 » و لتحديد الحمولات و الأفعال المناخية طبقنا الوثائق التنظيمية " DTR BC 2.2 " و " DTR RNV 2013 " . و لأجل الحصول على بناية مقاومة للزلازل المحتمل حدوثها سعينا إلى تنفيذ تعليمات النظام المضاد للزلازل DTR RPA 2003.

إن خطة البحث و الدراسة تحتوي على عدة فصول بدءًا من مرحلة التصميم الابتدائي ثم تقييم الأفعال المناخية إلى دراسة العناصر الحاملة الثانوية الخاصة بالسقف و الواجهات ثم فصل التحليل الاستاتيكي متبوع بمرحلة التحقيقات لكل من أنظمة صد القوى الأفقية الشبكية على مستوى السقف وفي المستوي الشاقولي الطولي. بعد ذلك عرضنا فصلاً خاصاً بدراسة الإطارات الهيكلية العرضية و الذي استندنا فيه لبرمجية « PORTAL+ » هذه الأخيرة قدمت لنا خدمتين عند حساب الإطارات الهيكلية العرضية, الأولى تتعلق بالتحليل الاستاتيكي و الثانية بحسابات التحقيق الضرورية للتأكد من مدى ملائمة العناصر الهيكلية الرئيسية و هي الأعمدة و العوارض. كما عرضنا فصلاً خاصاً بدراسة البناية الخرسانية الموجودة داخل البناية الفولاذية وفي هذا الفصل استخدمنا برنامج ROBOT للتحليلين : الديناميكي و الاستاتيكي. أتمنا الدراسة بفصلين, إنه الفصل الثامن الخاص بتصميم و حساب الوصلات ثم الفصل التاسع الخاص بتصميم و حساب الأساسات و قي هذا عرضنا أيضا معطيات الدراسة الاستكشافية الجيوتقنية. في الأخير قمنا بإعداد خالصة للعمل المنجز و عرضنا قائمة لأهم المراجع التقنية التنظيمية والمراجع العلمية التي استعملناها.

# Sommaire

Remerciements

Dédicaces

Résumé

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

## *Introduction générale*

## *Chapitre I : Analyse des données et conception structurale*

<b>I- Analyse des données</b> .....	1
1- Introduction .....	1
2- Données architecturales .....	1
3- Données topographiques et géotechniques.....	4
4- Données sur les matériaux.....	5
A- Béton d'infrastructure.....	5
B- Aciers d'armatures de béton armé.....	7
C- Aciers de charpente métallique .....	8
5- Classifications vis-à-vis des actions climatiques et accidentelles (neige, vent, le risque sismique...) .....	10
<b>II- Conception structurale préliminaire</b> .....	111
II-1 Choix du type de structure principale .....	11
II.2 Distribution des poteaux :.....	13
II.3 Les systèmes de contreventement : .....	14
II.3.1 Le système de contreventement vertical transversal (CVVX):.....	14
II.3.2 Le système de contreventement vertical dans le sens Y (CVV <sub>Y</sub> ): .....	15
II.3.3 Le système de contreventement horizontal : .....	15
II-4 Pré-dimensionnement des éléments porteurs principaux :.....	15
II-4-1 Introduction et critères de choix : .....	15
II-4-2 Choix des traverses des portiques transversaux :.....	18
II-4-3 Choix des poteaux.....	19
<b>Chapitre II : Etude des actions climatiques</b> .....	
<b>Introduction</b> .....	23
<b>II-1 Charges de neige</b> .....	23
<b>II-2 Actions du vent</b> .....	24

II-2-1 Introduction .....	24
II-2-2 Données relatives au site.....	24
II-2-3 Principe de calcul des pressions du vent W .....	25
II-2-4 Calcul des Pressions dynamiques de pointe sur les parois .....	26
II-2-5 Calcul des Coefficients d'exposition $C_e(z)$ (RNV section 2.3) .....	26
II-2-6 Calcul de la pression $W$ (daN/m <sup>2</sup> ) due au vent sur chaque paroi .....	27
a) Formule de calcul :.....	28
b) Détermination des coefficients de pressions $C_{pe}$ et $C_{pi}$ :.....	28
c) Détermination de la pression aérodynamique $W(z_e)$ :.....	36
II-2-7 Détermination des forces de frottement du vent .....	38
II-2-8 Evaluation de l'action de variation de température $\Delta t$ .....	39

### **Chapitre III : Etude de la toiture**

---

<b>III-1 Introduction</b> .....	41
<b>III-2 Type de couverture</b> .....	41
<b>III-3 Calcul de la couverture</b> .....	42
1- Schéma statique :.....	43
2- Méthode de calcul - Utilisation de la fiche technique du ONDATHERM 1040 TS ....	42
2-1 Valeurs de la charge de calcul «P» .....	44
2-2 Valeurs de la charge admissible « $P_{adm}$ ».....	44
2-3 Vérifications d'un panneau de couverture .....	45
3- Conclusion :.....	45
<b>III-4 Etude des pannes</b> .....	45
III-4.1 Introduction.....	45
III-4.2 Conception des pannes :.....	45
III-4.3 Pré-dimensionnement .....	47
III-4.4 Analyse statique .....	47
III-4.5 Evaluation des charges permanentes $G$ , d'entretien $Q$ , de vent $V$ et de neige $S$ .....	48
III-4.6 Combinaisons des charges .....	49
III-4.7 Analyse statique .....	49
III-4.8 Vérifications des ELU et l'ELS.....	49
1-Vérification de l'ELS de flèche .....	49
2-Vérifications de l'ELU de résistance à la flexion bi-axiale .....	50
3-Vérification ELU de résistance au cisaillement .....	50
4-Vérification à l'ELU de Stabilité contre le déversement .....	50
III-4.9 Conception des liernes. ....	53



Conclusion .....	53
<b>Chapitre IV - Etude des façades</b> .....	
IV-1 Introduction .....	54
IV-2 Conception des façades .....	54
<b>IV-3 Etude du bardage</b> .....	57
1- Notre choix pour le bardage .....	57
2- Vérifications d'un panneau de bardage .....	58
Conclusion .....	59
<b>IV-4 Etude des lisses de bardage</b> .....	60
1- Description et données de calcul .....	60
2- Schémas statiques de calcul d'une lisse .....	61
3- Détermination des sollicitations maximales pour les lisses de long-pan .....	62
4- Détermination des sollicitations maximales pour les lisses de Pignon .....	62
5- Vérification de l'ELS de limitation des flèches .....	63
6- Vérification de l'ELU de résistance à la flexion bi axiale .....	63
7- Vérification de ELU de Résistance au cisaillement .....	64
8- Vérification de la stabilité au déversement .....	64
Conclusion .....	65
<b>IV-5 Etude des potelets</b> .....	66
1- Données de notre conception.....	66
1-1 Schéma statique de calcul du potelet .....	66
1-2 Mode de travail mécanique : .....	66
1-3 Calcul de l'effort normal maximal à la base et la charge verticale répartie correspondante .....	66
1-4 Evaluation des charges permanentes et charges variables du vent .....	67
2- Dimensionnement d'un potelet sur la base de la condition d'ELS de flèche .....	68
3- Calcul des sollicitations maximales : $M_{y,max} = ?$ $V_{z,max} = ?$ .....	69
4- Conditions à vérifier .....	71
5- Vérification de l'ELS .....	71
6- Vérification de l'ELU de non cisaillement .....	71
7- Vérification de l'ELU de résistance à la flexion composée avec N de compression .....	72
7-1 Calcul en élasticité ou calcul en plasticité ? .....	72
7-2 Formules de calcul .....	72
7-3 Application à notre projet .....	73
8- Vérification de l'ELU de stabilité au flambement et au déversement.....	73

8-1 Valeurs des longueurs critiques (de flambement) $L_{cr}$ : .....	73
8-2 Formule de calcul : .....	73
8-3 Détermination des paramètres de calcul .....	73
Conclusion .....	73
<b>Chapitre V : Etude du bloc interne à éléments en béton armé</b> .....	
<b>Introduction</b> .....	75
<b>I- Etude du plancher en dalle pleine</b> .....	76
1.1 Conception d'un joint thermique .....	76
1.2 Choix du type de dalle porteuse et du système de poutraison .....	76
1.3 Prédimensionnement de l'épaisseur « e » de la dalle .....	76
1.4 Evaluation des charges.....	77
1.5 Calcul des moments fléchissants .....	78
1.6 Calcul des efforts tranchants $V$ .....	79
1-7 Calcul du ferrailage .....	80
1.7.1 Calcul des armatures principales à l'ELU .....	81
1.7.2 Section de travée sens $L_x$ .....	81
1.7.3 Section d'appui sens $L_x$ (appui intermédiaire).....	81
1.7.4 Section d'armatures de répartition (secondaires) ( CBA 93, article 5.1.2.2).....	81
1.7.5 Vérification des espacements (CBA 93 article A.5.1, 22).....	81
1.7.6 Vérification du risque de rupture par cisaillement .....	81
1.7.7 Vérification de l'ELS de flèche .....	81
1.7.8 Vérification de l'ELS de fissuration .....	81
<b>II- Etude des Escaliers en béton armé</b> .....	82
2-1- Données de la Conception architecturale .....	82
2.2 Conception structurale .....	83
2.3 Evaluation des charges .....	84
2.4 Calcul des sollicitations .....	87
2.5 Calcul du ferrailage .....	87
2.5.1 Ferrailage à l'ELU .....	87
2.5.2 Condition de non fragilité (CBA93 .Art A4.2.1) : .....	86
2.5.3 Pourcentage minimal .....	86
2.5.4 Armatures de répartition $A_r$ .....	86
2.5.5 Vérification des espacements entre les armatures (CBA 93 article A.8.2, 42).....	86
2.5.6 Vérifications des E.L.S de fissuration .....	86
2.5.7 Vérification de l'effort tranchant (CBA 93 article A.5.1) .....	86

2.5.8 Vérifications des E.L.S de la flèche (Fi) (CBA 93 article B.6.5, 1) .....	87
<b>III- Etude des poutres et poteaux</b> .....	87
3.1 Méthode automatique pour l'analyse statique et pour l'analyse dynamique : .....	87
3.2 Les étapes à suivre: .....	87
3.3 Phase des vérifications : .....	91
3.4 Ferrailage des poteaux et poutres .....	94

## **Chapitre VI : Systèmes de Contreventement à treillis**

---

VI-1 Introduction.....	96
VI-2 Principe de fonctionnement de la poutre au-vent CVHx : .....	96
1- Calcul des forces Fi : .....	97
2- Calcul des forces de réactions d'appuis R : .....	99
3- Calcul statique des efforts normaux Nd dans les barres diagonales : .....	100
4- Conception et calcul des barres diagonales : .....	100
5- Dimensionnement d'une diagonale à l'ELU de résistance sous à la traction simple.....	100
VI-3 Calcul du système de Contreventement vertical longitudinal à treillis CVVy – Les palées de stabilité.....	103
1- Calcul de la force $F_{PS}$ .....	103
2- Calcul statique des efforts normaux Ni et du déplacement maximal dans les barres i..	104
2-1 Schéma statique .....	104
2-2 Méthode de calcul statique .....	1044
3- Calcul du déplacement horizontal maximal en haut du bâtiment $\Delta$ .....	106
4- Dimensionnement des barres diagonales .....	107
5- Vérifications de la condition sur $\Delta$ .....	108

## **CHAPITRE VII - Etude des Portiques Transversaux**

---

7.1 Introduction.....	108
7.2 Choix des méthodes de calcul.....	110
7.2.1 Méthode pour l'analyse statique de la structure métallique : .....	110
7.2.2 Méthode pour les Vérifications réglementaires des éléments structuraux : .....	110
7.2.3 Méthode de calcul choisie pour notre projet : .....	110
7.3 Procédure d'Application du logiciel Portal+ .....	110
7.4 Présentation du logiciel Portal+ : .....	111
7.5 Etapes d'application sur notre projet : .....	113
7.6 Etapes d'exécution automatique et affichage des résultats .....	120
7.7 Conclusion.....	121

## **Chapitre VIII : Conception et calcul des assemblages**

---

<b>1- Introduction</b> .....	124
<b>2- Références réglementaires et normatives</b> .....	124
2.1 Références réglementaires pour les assemblages soudés .....	124
2.2 Références réglementaires pour les assemblages boulonnés .....	125
2.3 Normes pour tous types de travaux d'assemblages .....	125
2.4 Normes pour les travaux d'exécution des assemblages boulonnés .....	125
2.5 Autres normes pour les travaux d'assemblages avec boulons .....	126
2.6 Normes pour les travaux d'exécution des assemblages soudés .....	126
<b>3- Propriétés des boulons utilisés dans notre projet</b> .....	127
<b>4- Conception des assemblages poteau-poutre</b> .....	127
<b>5- Calcul des Assemblages poutre-poteau</b> .....	129
5-1 Conception d'un joint poutre-poteau .....	129
5-2 Efforts $F_i$ dans les boulons (causés par M).....	130
5-3 Cordon de soudure :.....	130
5-4 Soudure de la platine : .....	130
5-5 Joint de la platine à l'âme du poteau par boulons précontraints : .....	130
5-6 Calcul des boulons sollicités :.....	131
6- Conclusion :.....	132
7- Assemblage d'un nœud de palée de stabilité.....	132
7-1 Assemblage des diagonales sur les goussets au niveau du nœud de portique .....	133
7-2 Distribution de l'effort normal sur les boulons .....	133
7-3 Pré dimensionnement du gousset .....	133
7-4 Vérification de la condition de résistance des boulons .....	133
7-5 Dispositions constructives .....	134
7-6 Vérification de la condition de résistance à la pression diamétrale .....	134
7-7 Conclusion :.....	134
8- Calcul des pieds de poteaux : .....	135
8-1 Introduction : .....	135
8-2 Efforts sollicitants : .....	135
8-3 Cordon de soudure :.....	136
8-4 Surface du plaque :.....	136
8-5 Epaisseur de la platine " t " ;.....	137
8-6 Vérification de la contrainte de compression sur la semelle : $\sigma < \overline{\sigma}_b$ ;.....	137
8-7 Vérification de la résistance de la platine a la flexion :.....	137
8-8 Calcul des tiges d'ancrage : .....	137

8-9 Conclusion :.....	138
<b>9- Assemblage Traverse-Traverse aux niveaux du Faitage.....</b>	<b>139</b>
9-1 Principe de conception :.....	139
9-2 Données du problème.....	139
9-3 Choix des cordons de soudure de la platine:.....	139
9-4 Résistance des soudures de la semelle tendue : .....	139
9-5 Calcul de la résistance des soudures de l'âme:.....	140
9-6 Dispositions constructives .....	140
9-7 Résistance des boulons : .....	140
9-8 Vérification de la résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées .....	141
9-9 Conclusion :.....	141
<b><i>Chapitre IX : Étude des fondations</i></b>	
<b>1- Introduction.....</b>	<b>143</b>
<b>2- Conception d'une semelle isolée sous deux poteaux .....</b>	<b>143</b>
2-1 Schéma équivalent .....	144
<b>3- Efforts sollicitants.....</b>	<b>145</b>
<b>4- Données géotechniques .....</b>	<b>1454</b>
<b>3- Pré dimensionnement .....</b>	<b>145</b>
<b>4- Calcul des sections d'armatures .....</b>	<b>146</b>
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>149</b>
<b>Liste des Références Bibliographiques.....</b>	<b>151</b>
<b>Annexes .....</b>	<b>152</b>
Annexe I - Note des calculs relative aux poteaux.....	153
Annexe II- Note des calculs relative aux poutres.....	155
Annexe III : Propriétés normalisées des boulons de construction .....	161
Annexes IV : Fiche Technique des panneaux de modèle « ONDATHERM 1040 TS » pour la toiture.....	162
Annexes V : Quelques résultats fournis par le logiciel PORTAL+ .....	163

## Liste des figures

Figure 1: diagramme conventionnel à L'ELU du béton en compression .....	6
Figure 2: Diagramme simplifié déformation-contrainte aux ELU pour les aciers.....	8
Figure 3: portiques auto-stables avec nœuds rigides pour un seul bloc dans le sens transversal (X).....	12
Figure 4 : : Ossature articulée contreventée par palée de stabilité dans le sens longitudinal..	12
Figure 5 : : plan de distribution des poteaux .....	13
Figure 6: : configuration des portiques transversaux.....	14
Figure 7:: CVHX et CVHY.....	15
Figure 8: Types de poutres à âmes pleines .....	18
Figure 9 : : profilé PRS .....	21
Figure 10 : Désignation des directions du vent .....	25
Figure 11: Conventions pour la représentation des pressions sur les parois.....	28
Figure 12: désignation des ouvertures .....	29
Figure 13: vue en plan de la structure sous V1 .....	29
Figure 14: valeurs du coefficient Cpe dans les parois verticales sous le vent V1.....	30
Figure 15: les versants de la toiture en élévation dans le cas du vent V1.....	31
Figure 16: vue en plan des zones (F – G – H) de toiture .....	32
Figure 17: vue en plan de la structure sous V2 .....	33
Figure 18: valeurs du coefficient Cpe dans les parois verticales sous le vent V2.....	34
Figure 19: les versants de la toiture en élévation dans le cas du vent V2.....	34
Figure 20: vue en plan des zones (F – G – H) de toiture sous vent V2 .....	35
Figure 21: figure 5.14 du RNV pour déterminer les coefficients Cpi .....	36
Figure 22 : Conception et composition de la toiture.....	42
Figure 23: Schéma statique de calcul des panneaux de couverture.....	43
Figure 24: disposition d'une panne et assemblage couverture-panne .....	46
Figure 25: analyse statique d'une panne.....	47
Figure 26: Une conception courante pour les façades pignons .....	57
Figure 27: Présentation de la structure secondaire de la façade long-pan .....	57
Figure 28: coupe de section.....	61
Figure 29: schémas statiques de calcul d'une lisse.....	62
Figure 30: Schéma du calcul statique d'un potelet.....	67
Figure 31: Vue sur la structure du plancher interne en béton armé.....	76
Figure 32: Notre conception du plancher.....	77
Figure 33 : Modélisation d'une dalle continue .....	78
Figure 34: schéma statique .....	79
Figure 35: diagramme des moments à l'ELU .....	80
Figure 36: diagramme des moments à l'ELS.....	80
Figure 37: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....	81
Figure 38: Schéma de l'escalier.....	83
Figure 39: Vue 3D des escaliers .....	84
Figure 40: schéma statique sous charge à l'ELU .....	85
Figure 41: schéma statique sous charge à l'ELS.....	86
Figure 42: schéma statiques avec charge uniforme équivalent Peq .....	86
Figure 43 : menue principale du ROBOT .....	89

Figure 44 : réglemets utilisées .....	90
Figure 45 : matériaux utilisées .....	91
Figure 46 : combinaisons des charges .....	91
Figure 47: résultats dynamiques .....	92
Figure 48: résultats des efforts sismiques .....	92
Figure 49: plan d'exécution poteaux .....	95
Figure 50: Plan d'exécution des poutres principales.....	95
Figure 51: Plan d'exécution des poutres secondaires.....	96
Figure 52: diagrammes des moments et efforts tranchants à l'ELU .....	156
Figure 53 : diagrammes moment - effort tranchant - déformation et contraintes a l'ELS ....	157
Figure 54 : Les palées de stabilité longitudinales en élévation ; plan (y,z) .....	
Figure 55: Schéma statique de la poutre au vent.....	100
Figure 56: Définition des surfaces afférentes revenant aux poteaux et potelets de la façade pignon.....	101
Figure 57: Equilibre statique du nœud isolé.....	102
Figure 58: Désignation des nœuds et barres pour le calcul des efforts normaux et déplacements.....	104
Figure 59: schéma statique des barres tendues seuls .....	105
Figure 60: Icône et menu principal de Portal+ .....	112
Figure 61: Configuration-type du bâtiment et de sa structure.....	113
Figure 62: Géométrie du bâtiment.....	114
Figure 63: Définition des surfaces d'ouvertures sur une façade pignon.....	114
Figure 64: Définition des surfaces d'ouvertures sur une façade long-pan.....	115
Figure 65: Définition des appuis latéraux pour les éléments .....	115
Figure 66: Paramètres pour évaluer les actions de neige. ....	116
Figure 67: Paramètres pour évaluer les actions du vent.....	116
Figure 68: Définition des sections et nuance d'acier des éléments des portiques, un par un.	117
Figure 69: Définition des paramètres de calcul des éléments . ....	117
Figure 70: Définition des cas de charges : leurs intensités et nature .....	118
Figure 71: Définition des charges élémentaires (permanentes G, vent « w », neige « S »)...	118
Figure 72: Définition des combinaisons des charges.....	119
Figure 73: Vue sur écran de la progression d'analyse .....	120
Figure 74: Vue sur écran des résultats de vérification aux ELU d'un portique choisi, tous les critères $\Gamma$ doivent être inférieurs ou égaux à 1.....	120
Figure 75: Notre conception des assemblages poteau-poutre .....	128
Figure 76: Assemblages poteau-poutre raidis et non raidis .....	129
Figure 77: Assemblage rigide poutre-poteau par boulons horizontaux et plaque d'extrémité soudée à la poutre.....	130
Figure 78: Assemblage contreventement à gousset.....	133
Figure 79: Mode d'assemblage.....	133
Figure 80: conception d'assemblage au niveau des pieds des poteaux .....	135
Figure 81: conception d'assemblage traverse-traverse.....	139
Figure 82: conception de notre fondation .....	144
Figure 83: schéma équivalent.....	144
Figure 84: ferailage du semelle vue en plan.....	147
Figure 85: coupe sur ferailage du semelle.....	148

## Liste des tableaux

Tableau 1: Propriétés du profilé HEA800.....	19
Tableau 2: Notre choix du type de poutres des portiques transversaux.....	19
Tableau 3: Notre choix des poteaux .....	21
Tableau 4: Coefficient de forme-toiture versants multiples.....	23
Tableau 5: Valeur de $C_t$ , $C_t$ , $I_v$ et $C_e$ pour les deux directions du vent $V_1, V_2$ .....	27
Tableau 6: Valeur de $q_{ref}$ , $C_e$ , $q_p$ .....	27
Tableau 7: Les valeurs du coefficient $C_{pe}$ des parois verticales.....	30
Tableau 8: Valeurs de coefficient $C_{pe}$ de chaque zone de la toiture sous $V_1$ .....	32
Tableau 9: Les valeurs du coefficient $C_{pe}$ des parois verticales.....	33
Tableau 10: Valeurs des coefficients $C_{pe}$ pour les zones de la toiture ou $\alpha = 8^\circ$ .....	35
Tableau 11: Valeurs des coefficients $C_{pe}$ pour les zones de la toiture ou $\alpha = 15.64^\circ$ .....	35
Tableau 12: Valeurs de la pression $W(Z_j)$ agissant sur les parois verticales pour $V_1$ . .....	37
Tableau 13: La pression aérodynamique $W(Z_j)$ agissant sur la toiture pour $V_1$ .....	37
Tableau 14: Valeurs de la pression $W(Z_j)$ agissant sur les parois verticales pour $V_2$ . .....	37
Tableau 15: La pression aérodynamique $W(Z_j)$ agissant sur la toiture pour $V_2$ où $\alpha = 8^\circ$ ....	38
Tableau 16: La pression aérodynamique $W(Z_j)$ agissant sur la toiture pour $V_2$ où $\alpha = 15.6^\circ$	38
Tableau 17: Caractéristiques des matériaux de base .....	42
Tableau 18: Géométrie et dimensions d'un panneau de couverture.....	42
Tableau 19: Calcul d'espacement des pannes " a " .....	43
Tableau 20: Valeurs de la charge admissible $\langle P_{adm} \rangle$ .....	45
Tableau 21: Propriétés du profilé IPE180.....	46
Tableau 22: Charges admissibles sous vent normal en $daN/m^2$ - Dépression.....	59
Tableau 23: Charges admissibles sous vent normal en $daN/m^2$ - Pression.....	59
Tableau 24: Caractéristiques de UPN 180 .....	61
Tableau 25: Caractéristiques de UPN 260 .....	64
Tableau 26: Caractéristiques de IPE 300 .....	69
Tableau 27: Recapitulatif .....	74
Tableau 28: Evaluation de la charge permanente $G$ .....	78
Tableau 29: Calcul des moments aux ELU .....	79
Tableau 30: Calcul des moments à l'ELS.....	80
Tableau 31: Calcul des efforts tranchants à l'ELU .....	80
Tableau 32: Choix des armatures en travée.....	81
Tableau 33: Choix des armatures d'appuis.....	81
Tableau 34: Vérification des résultats de ferrailage à ELS.....	82
Tableau 35: Charges permanentes d'escalier.....	85
Tableau 36: Calcul des moments de flexion .....	86
Tableau 37: Choix des armatures à l'ELU.....	87
Tableau 38: Résultats de calcul des armatures de répartition .....	87
Tableau 39: Vérifications des conditions d'ELS.....	88
Tableau 40: Valeurs des efforts normaux $N$ dans les barres d'une palée PS, et résultats de calcul du déplacement horizontal en tête des poteaux « $\Delta$ ».....	107
Tableau 41: Epaisseur des goussets en fonction de l'effort appliqué .....	133
Tableau 42: Evaluation du poids propre du bâtiment ; .....	136
Tableau 43: Propriétés dimensionnelles des boulons normalisés ISO.....	161
Tableau 44: Propriétés mécaniques des boulons normalisés ISO .....	161
Tableau 45: Les sollicitations.....	145



## INTRODUCTION GENERALE

Pour réaliser n'importe quel projet de construction, il existe divers procédés de conception et de réalisation selon les besoins et les capacités du maître d'ouvrage, du maître d'œuvre et de l'entreprise des travaux et moyens techniques disponibles et produits de construction commercialisés ou pouvant être construits. On trouve des procédés de construction employant le béton armé, d'autres utilisant le béton précontraint, la charpente en bois, et divers procédés technologiques basés sur l'emploi des produits métalliques, en particulier : l'emploi des profilés laminés à chaud et fers marchands. La plupart des procédés de construction sont réglementés par des normes, des codes et des règlements soit nationaux ou internationaux. Nous nous intéressons au dernier mode situé ici, c'est la construction en acier à base de profilés laminés à chaud et fers marchands normalisés et plaques nervurées métalliques souvent hors normes.

Dans le cadre de notre formation de master en Génie Civil spécialité « structure » à l'Université Mohamed Khider de Biskra, nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études, qu'il s'agit d'une halle commerciale en charpente métallique destinée à être implantée dans la ville de Tipaza.

Les ossatures métalliques se distinguent par certains avantages tel que : la légèreté, le montage rapide et la facilité des transformations, c'est la raison pour laquelle ce hall a été conçu en charpente métallique. Ce pendant ce matériau présente aussi quelques inconvénients qui sont principalement la corrosion et sa faible résistance au feu donc une protection de toute la structure est indispensable

Dans ce projet de fin d'études, nous allons appliquer et compléter les connaissances et les informations acquises le long de notre formation, en utilisant les règles de construction actuellement en vigueur en Algérie, ainsi que le moyen de calcul informatique.

Notre travail contient plusieurs chapitres après l'introduction :

- ❖ Un premier chapitre de généralités qui mentionne la démarche adoptée pour mener à bien ce travail où l'ouvrage est présenté par ces données géométriques et localisation, et dimensionner la structure principale du bâtiment
- ❖ Le deuxième chapitre présente les actions climatiques (vent, neige).
- ❖ Le troisième chapitre est le dimensionnement des éléments de la toiture
- ❖ Le quatrième chapitre est le dimensionnement des éléments de la façade

- ❖ Le cinquième chapitre, concevoir et dimensionner les éléments du bloc interne à éléments en béton armé
- ❖ Le sixième chapitre présente l'analyse statique des portiques transversaux.
- ❖ Le septième chapitre présente les vérifications des éléments porteurs : poteaux et poutres
- ❖ Le huitième chapitre consiste à étudier les différents assemblages métalliques de la structure selon les règles « CCM97 ».
- ❖ Le neuvième chapitre traite l'étude de la conception et dimensionnement des éléments d'infrastructure selon les règles « CBA 93 ».

Comme tout travail, ce mémoire s'achève par une conclusion générale qui synthétise tout ce qui a été fait. Enfin, une série d'annexes vient d'apporter plus de détails et d'explication aux chapitres

---

# Chapitre I : Analyse des données et conception structurale

---

## I- Analyse des données du projet :

### 1- Introduction :

Notre étude de génie civil commence par la lecture du dossier de conception architecturale en phase d'avant-projet. Nous citons les principales données de cette conception, ensuite nous présentons quelques données relatives à la topographie du terrain, et les propriétés des matériaux structuraux nécessaires aux calculs.

### 2- Données architecturales :

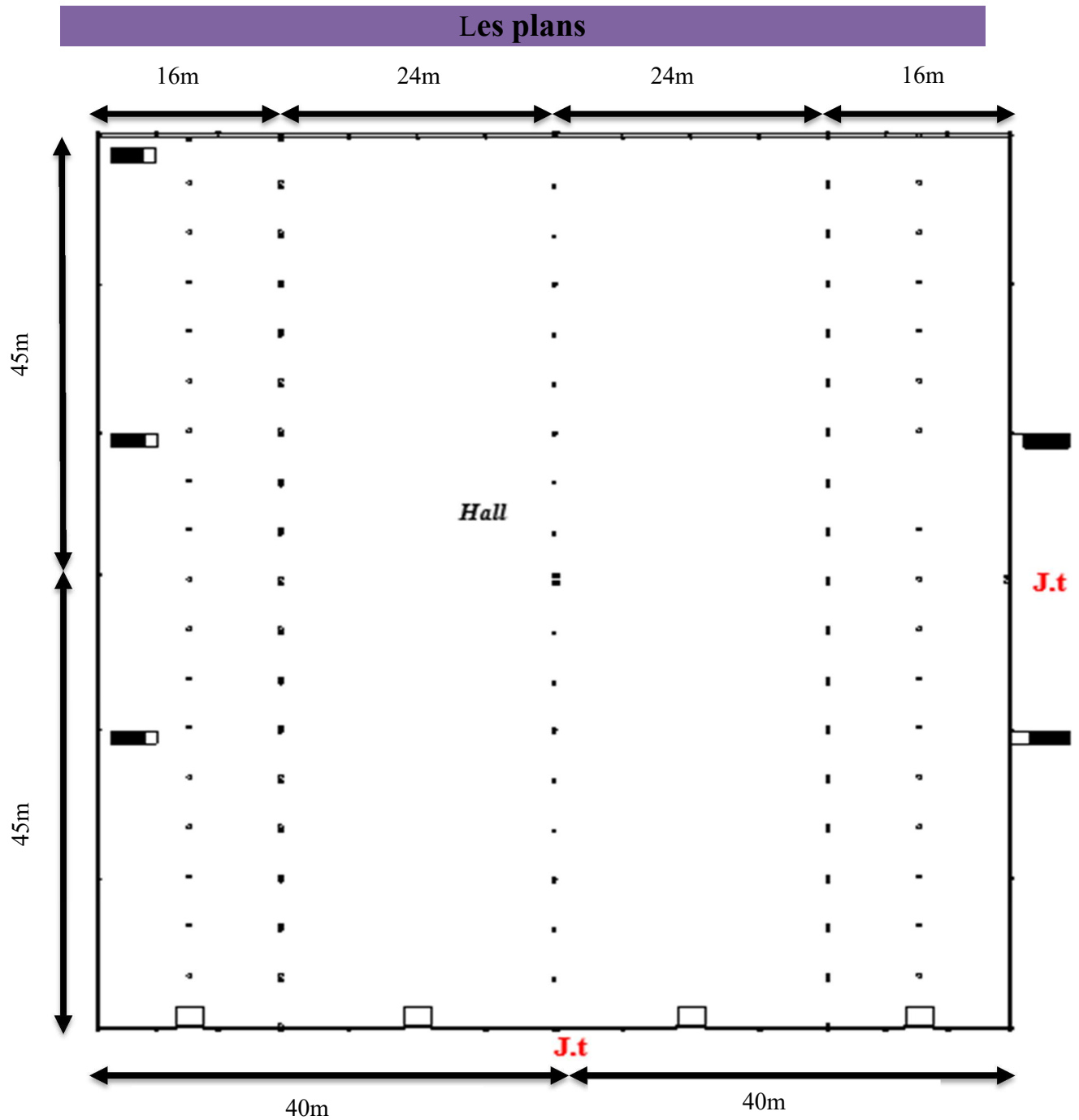
Notre projet de construction consiste à étudier et réaliser un bâtiment composé d'un grand hall à usage commercial. Ce bâtiment possède une surface en plan rectangulaire de dimensions 80m x 90m. La toiture est du type à versants multiples parallèles, elle se compose de deux versants dont la pente est de 28% ; ce sont les versants situés aux extrémités, et six autres versants symétriques ayant une pente de 14% ; ce sont les versants intermédiaires.

Notre halle se compose de deux niveaux, un rez-de-chaussée (RDC) de hauteur 4.50 m et un étage de 4.00 m, la hauteur au sommet est égale à 8.50 m. Cependant les planchers du RDC avec leurs escaliers constituent deux blocs internes à structures indépendantes en béton armé. Ainsi, la structure métallique de notre hall est à niveau unique, avec une hauteur variant entre 8.0 et 8.5 m ; 8.00 m en façades pignons et 8.50 m au niveau des sommets (les faitages).

L'accès au plancher du RDC sera assuré par 3 escaliers intérieurs et 3 escaliers extérieurs.

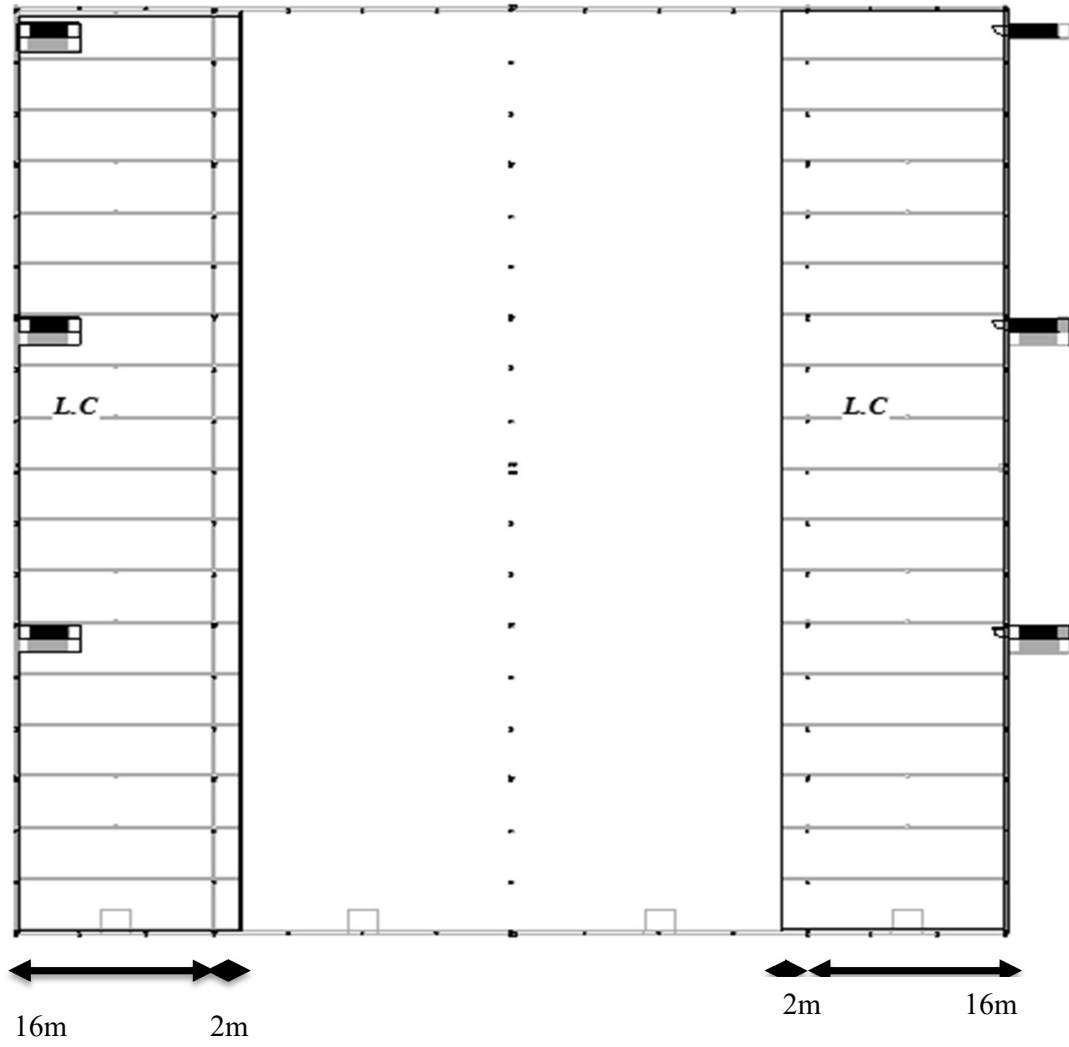
Le plan du RDC, le plan du niveau 4.50 m, les vues 3D et la façade principale sont présentés ci-dessous.

Le plan du RDC indique la disposition des poteaux. Des explications détaillées sur le choix de la structure seront données dans le chapitre suivant : type de système structural, répartition des portiques et pré-dimensionnement des éléments principaux et secondaires.



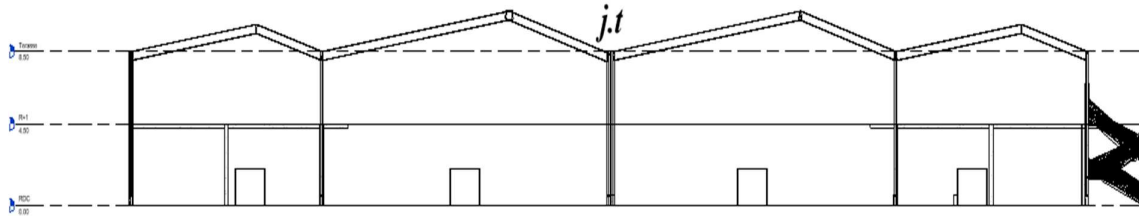
Vue en plan du Rez-de-chaussée (RDC) ; (niveau 0.00)

J.t : joints thermiques

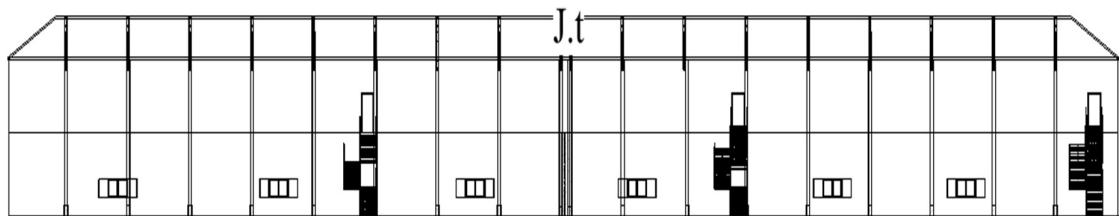


Vue en plan étage (niveau + 4.50)

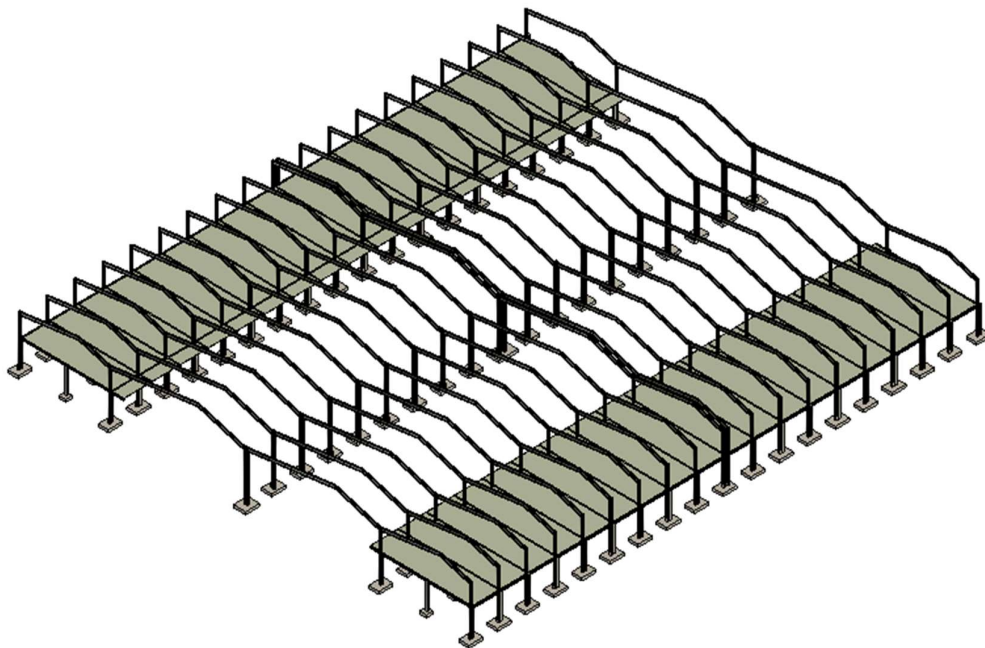
LC : locaux commerciaux



***Façade Pignon***



***Façade Long-pan***



***Vue 3D de l'ossature avec les planchers internes***

### **3- Données topographiques et géotechniques :**

Notre projet sera implanté sur un terrain plat, alors le plan de levé topographique n'est pas important dans notre étude. Pour ce qui est des données géotechniques relatives au sol de

fondation, un résumé se trouve au début du chapitre intitulé « Etude des fondations », il a été rédigé sur la base de notre lecture du rapport de prospection géotechnique menée par un laboratoire d'analyse géotechnique qualifié. On peut dire que pour une profondeur d'assise de 1.50 m le sol est de bonne résistance mécanique avec une contrainte admissible estimée à 3.2 bars, soit 0.32 MPa.

#### **4- Données sur les matériaux :**

**A- Béton d'infrastructure :** Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment, de granulats et d'eau respectant des rapports bien définis.

- **Le ciment :** il doit être conforme à l'arrêté interministériel du 4 juin 2003 portant sur les spécifications techniques et les règles applicables aux ciments. On choisit un des types ciments Portland, soit le ciment composé CPJ-CEM II (A ou B), ou le ciment artificiel CPA-CEM I, de classe minimum 32,5.
- **Le sable :** il doit être propre, à grains de dimensions  $D < 5$  mm et d'une granulométrie admissible conforme aux prescriptions du DTR BE 2.1.
- **Les graviers :** ils doivent être propres et durs, de type concassé, et conforment aux prescriptions du DTR BE 2.1.
- **L'eau de gâchage :** il doit être propre avec un taux faible d'impuretés, et conforme aux prescriptions du DTR BE 2.1;
- **Le rapport eau/ciment :** il est choisi dans l'intervalle : [0.4 ; 0.6]

**a. Composition du béton:** La composition du béton que nous recommandons est courante, pour un  $m^3$  de béton nous proposons :

- de 350 à 400 kg de ciment. On recommande 350 kg de ciment CPJ-CEM II,
- 400 litres de sable à grains de dimensions  $D < 5$  mm, propre et ayant une bonne granulométrie,
- 800 litres de graviers 15/25, propre et conforme aux normes,
- 185 à 200 litres d'eau de gâchage ; soit 185 litres, propre et conforme aux normes,
- Le rapport eau/ciment =  $185 / 350 = 0.53$  : il est compris dans l'intervalle (0.4 et 0.6) exigé par le DTR BE 2-1. Le béton sera donc assez plastique et malléable.

**b. Résistance caractéristique du béton à la compression :** Le béton est défini par sa contrainte caractéristique de compression notée  $f_{c28}$ . Elle est mesurée à 28 jours d'âge, d'après des essais mécaniques sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. Pour les ouvrages structuraux de notre projet, tels que les



dalles, escaliers, poutres et poteaux des blocs internes, semelles de fondation et longrines, on prendra une valeur unique :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

**c. Résistance du béton à la traction** : La résistance du béton à la traction est donnée par la formule suivante :  $f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$ . Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ,  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ .

**d. Contrainte admissible du béton " $f_{bc}$ " :**

➤ **Etat limite ultime** : Pour le calcul aux E.L.U, on adopte le diagramme parabole-rectangle simplifié ci-dessous, pour lequel la contrainte admissible en compression est  $f_{bc}$  :

$$f_{bc} = 0.85 \times f_{cj} / \gamma_b = 14.2 \text{ MPa} ;$$

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité de résistance du béton ;  $\gamma_b = 1.5$  : en situation d'actions courantes,  $\gamma_b = 1.15$  : en situation d'actions accidentelles.

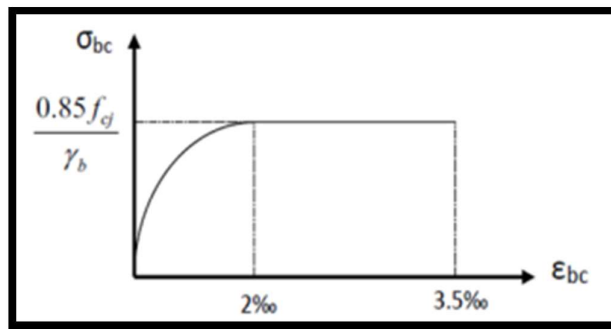


Figure 1: Diagramme conventionnel à l'ELU du béton en compression

➤ **Etat limite de service E.L.S** : Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions réelles non majorées et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes élastiques du matériau. La contrainte limite de service du béton comprimé à ne pas dépasser est  $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$ . Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ , on aura :  $\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ .

**e. Contrainte limite de cisaillement «  $\bar{\tau}$  » :** La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes selon le degré de fissuration : peu nuisible, préjudiciable ou très préjudiciable ;

- Cas de la fissuration peu nuisible :  $\bar{\tau} = \min(0,13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$
- Cas de la fissuration préjudiciable et de la fissuration très préjudiciable :  

$$\bar{\tau} = \min(0,10 f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

**f. Coefficient de Poisson «  $\nu$  » :** On le définit par le rapport suivant des déformations transversales ( $\Delta t/t$ ) aux déformations longitudinales ( $\Delta L/L$ ) :  $\nu = - \frac{\Delta t/t}{\Delta L/L}$

Selon les règles CBA93, pour le béton ce coefficient prend les valeurs suivantes

- ✓  $\nu = 0$  à l'ELU, le béton est supposé fissuré,
- ✓  $\nu = 0.2$  à l'ELS, le béton est supposé non-fissuré.

### **B- Armatures de béton armé :**

**a) Choix des nuances :** Les aciers pour le béton armé sont divers, on suppose que dans le marché national des matériaux de construction on trouve les nuances suivantes :

- Barres d'acier à haute adhérence de nuance **FeE500** dont la contrainte limite d'élasticité « **fe** » est : **fe** = 500 MPa. Elles seront utilisées comme armatures longitudinales des différents ouvrages. •

Barres d'acier lisses de nuance **FeE235** dont la contrainte limite d'élasticité est : **fe** = 235 MPa. Elles seront utilisées comme armatures transversales des poutres, poteaux et longrines. •

Treillis soudés de nuance B500A conforme à la norme NF A 35-080-2. Ils seront utilisés pour le dallage sur terre-plein.

**b) Propriétés physiques et mécaniques :** Les principales propriétés physiques et mécaniques des aciers pour béton armé sont les suivantes :

- Module d'élasticité longitudinale :  $E = 2 \times 10^5$  MPa
- Coefficient de Poisson :  $\nu = 0,30$
- Module d'élasticité transversale (ou de cisaillement) :  $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 81000$  MPa
- Coefficient de dilatation thermique  $\alpha_t = 12 \times 10^{-6}$
- Masse volumique :  $\gamma_a = 7850$  kg/m<sup>3</sup>
- Allongement minimum à la rupture :  $\varepsilon_{lim} = 22$  %

**c) Diagramme déformation-contrainte de calcul aux ELU donné par les règles CBA 93 :**

Le règlement de calcul des structures en béton armé CBA93 définit un diagramme simplifié de relation entre les contraintes  $\sigma_{st}$  dans l'acier des armatures et les déformations correspondantes  $\varepsilon_s$ , il est présenté ci-dessous dans la figure 2. Ce diagramme est valable pour tous les aciers quel que soit leur mode d'élaboration.

**d) Valeur limite des contraintes d'acier aux E.L.S :** Afin de réduire l'ouverture des fissures, on est amené à limiter les contraintes de calcul des armatures  $\sigma_{st}$  pour les états limites de service à la valeur  $\bar{\sigma}_s$  déterminée par les formules ci-dessous selon que la fissuration est peu nuisible, préjudiciable ou très préjudiciable ;  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s$ .

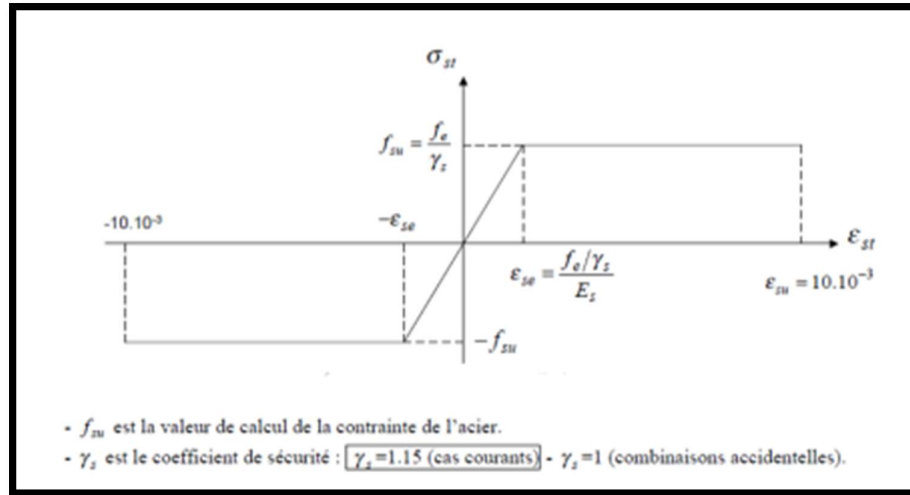


Figure 2: Diagramme simplifié déformation-contrainte aux ELU pour les aciers (Réf. CBA93)

- Cas où la fissuration est peu nuisible : Aucune limitation de la contrainte de traction de l'acier, ce dernier ayant été déterminé en état limite ultime d'où :  $\bar{\sigma}_s = f_e / \gamma_s$
- Cas où la fissuration est préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \min ( 2/3 f_e \text{ et } 110 (\eta f_{tj})^{1/2} \text{ MPa} )$
- Cas où la fissuration est très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \min ( 0,5 f_e \text{ et } 90 (\eta f_{tj})^{1/2} \text{ MPa} )$

$\eta$ : coefficient de fissuration,  $\eta = 1.6$  pour les armatures à haute adhérence (HA) .

$f_{tj}$ : la résistance caractéristique à la traction du béton exprimée en MPa.

**C- Aciers de charpente métallique** : Pour réaliser les éléments métalliques de la superstructure, les barres porteuses de la toiture et les barres porteuses des façades, nous optons pour des produits laminés à chaud normalisés conformes aux normes européennes EN 10025 applicables en Algérie. Nous choisissons les nuances et les types de profilés (IPE, IPN, HE, UPE, UPN, Cornières, barres à sections creuses, etc.) sur la base des critères suivants :

- Leur disponibilité sur le marché national des matériaux de construction,
- Leur coût,
- L'avis de l'architecte.
- ❖ Pour construire les éléments de la structure principale : poteaux, traverses des portiques transversaux, éléments des palées de stabilité : L'acier utilisé est de qualité supérieure, soit la nuance **S355**, donc la limite élastique  $f_y$  est égale à **355 MPa**.
- ❖ Pour construire les éléments porteurs secondaires : éléments de toiture, éléments des façades, acrotères : L'acier utilisé est de nuance courante **S235** pour tous ces éléments, donc la limite élastique  $f_y$  est fixée à **235 MPa**

- ❖ **Gamme des profilés à choisir :** Les poutrelles IPE : (IPE 80, IPE 100, ... à IPE 600, )
  - Les poutrelles à ailes larges HE des séries HEA et HEB.
  - Tous les profilés de la série HEA sont disponibles en Algérie de HEA100 jusqu'à HEA600 et tous les profilés de la série HEB sont disponibles de HEB100 jusqu'à HEB600,
  - Les cornières à ailes égales de largeur 35 à 120,
  - Les fers plats et fers ronds,
  - Les profilés UPE : UPE 100 à UPE 330

**D- Acier des panneaux de couverture pour la toiture et panneaux de bardage en façades :**

La couverture de toiture et le bardage en façades seront construits par des panneaux sandwichs légers et thermiquement isolants, les parements seront en acier galvanisé prélaqué, les nuances de ces aciers sont fixées par les fiches techniques de ces produits agréés en Algérie comme nous allons voir dans les chapitres 3 et 4.

**E- Produits d'assemblage pour charpente métallique :**

Les caractéristiques principales du métal pour moyens d'assemblage sont examinées dans cette section. Les moyens d'assemblage peuvent être classifiés selon trois catégories :

- Les moyens d'assemblage mécaniques : On cite principalement les boulons, mais on peut ajouter les rivets, goujons, clous, etc.
- Les divers procédés techniques normalisés de soudage,
- Les moyens d'assemblage chimique : le collage en particulier.

Dans cette phase d'étude de projet, nous devons choisir et noter les principales propriétés des moyens d'assemblage, telles que les nuances d'acier et propriétés géométriques. Le choix se base sur les exigences réglementaires et normatives, sur les données du marché, sur les moyens humains et équipements techniques de l'entreprise de réalisation, et sur le critère économique du coût minimal (métal + travaux).

- Boulons : On distingue deux types de boulons : non précontraints et précontraints. Pour les vis, les valeurs des diamètres nominaux, aires de section en partie lisse, et aires de section en partie filetée, sont données dans les tableaux des normes (ISO 4017 : 2014 et ISO 4014 : 2011).
- Pour les boulons non précontraints, appelés aussi boulons ordinaires de charpente métallique, on choisit la **nuance 6.8** pour plusieurs valeurs de diamètres nominaux M12,

- M14, M16, M18, M20, M24. La contrainte limite élastique et la contrainte ultime de l'acier des boulons sont respectivement :  $f_{yb} = 480 \text{ MPa}$  ;  $f_{ub} = 600 \text{ MPa}$
- Pour les boulons précontraints, appelés aussi boulons à haute résistance à serrage contrôlé, on choisit la **nuance 8.8** pour plusieurs valeurs de diamètres nominaux : M14, M16, M18, M20, M24, M27 et M30. La contrainte limite élastique et la contrainte ultime de l'acier des boulons sont respectivement :  $f_{yb} = 640 \text{ MPa}$  ;  $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$ .
  - Soudures : Pour réaliser les cordons de soudure par le procédé de soudage à l'arc électrique avec électrodes enrobées (procédé 111 des normes ISO), on utilisera des électrodes enrobées normalisées, rutiles ou basiques, leurs propriétés mécaniques sont au moins égales à celles des aciers des pièces, donc :  $f_{y\text{métal d'apport}} \geq f_{y\text{métal de base}} = 355 \text{ MPa}$

### **5- Classifications vis-à-vis des actions climatiques et accidentelles (neige, vent, le risque sismique, le risque d'incendie) :**

Pour notre projet, le site est classé comme zone à risque sismique ; c'est la zone sismique III sismicité élevée. D'autre part, vis-à-vis des charges climatiques de neige, le site est classé comme zone de neige « B » chutes de neige moyennes.

Cependant, vis-à-vis des charges climatiques du vent, le site est classé comme zone de vent « I », les pressions sont d'intensités faibles.

#### Note relative à la protection contre les risques d'incendies :

Les incendies qui naissent dans les locaux fermés sont très dangereux, à la fois pour les occupants et pour la structure. Les services de l'état concernés par la remise du permis de construire, les sociétés d'assurance et le maître d'ouvrage, peuvent exiger une étude de sécurité anti-incendie.

Dans ce cas, l'architecte et l'ingénieur civil doivent appliquer (chacun dans son domaine) un ensemble de règles de protection et d'ingénierie au feu. Des références normatives existent pour ce sujet, nous citons en particulier la norme européenne EN 1993-1.2 : 2005 « Eurocode 3 partie 1.2 » pour le calcul des structures en acier vis-à-vis du feu, et la norme européenne EN 1992-1.2 : 2005 « Eurocode 2 partie 1.2 » pour le calcul du comportement au feu des structures en béton.

**La justification de résistance au feu de notre bâtiment n'est pas un objectif du présent mémoire.**

## II- Conception structurale préliminaire

Aussi, dans ce chapitre nous allons présenter notre conception préliminaire pour la structure principale de notre bâtiment. Nous commençons par le choix de la configuration spatiale de la structure principale et des systèmes de contreventements dans les trois plans : plan vertical transversal, plan vertical longitudinal et plan horizontal de la toiture.

La conception structurale doit tenir compte de plusieurs points critiques, on cite en particulier :

- le problème des grandes portées dans la direction transversale,
- la séismicité du site,
- la qualité du sol de fondation,
- l'économie globale intégrant la réduction des coûts des aciers et la réduction des coûts et délais de réalisation.

### **II-1 Choix du type de structure principale :**

Nous optons pour une structure métallique composée des barres en acier non allié en profilés laminés à chaud, ce sont des pièces conformes aux normes européennes applicables en Algérie. En particulier, nous choisissons les profilés longs définis par la norme EN 10025 : 2017.

- **Dans le sens transversal (X) :** Nous décidons de choisir des portiques parallèles auto-stables avec nœuds rigides et les appuis seront encastres pour tous les portiques. Chaque portique se compose de deux travées inégales chacune est formée d'une poutre brisée à deux branches ayant des inclinaisons inégales admises par la conception architecturale, comme le montre le figure suivante :

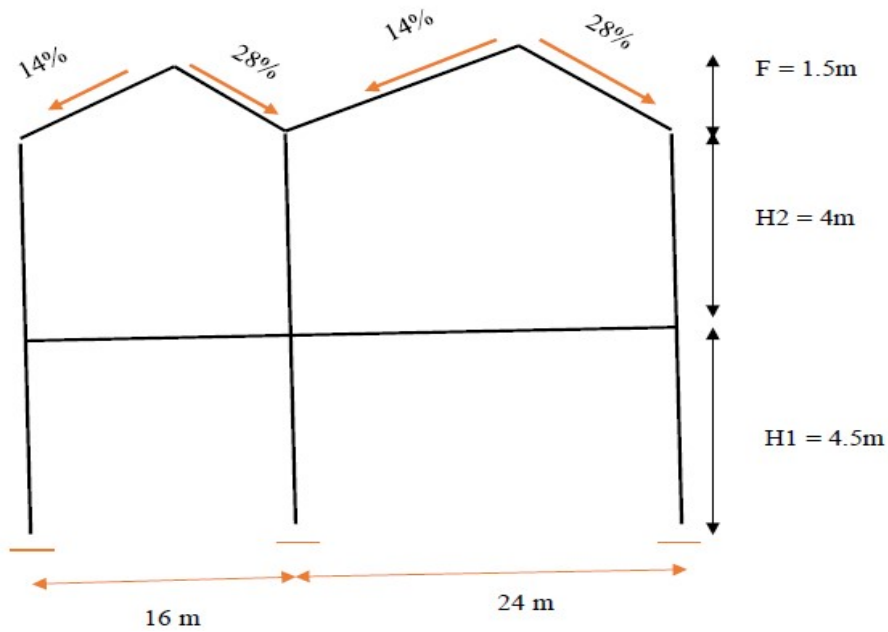


Figure 3: Portiques auto-stables avec nœuds rigides pour un seul bloc dans le sens transversal (X)

- **Dans le sens longitudinal (Y) :** Nous allons choisir une ossature avec nœuds articulés dont le système de contreventement est assuré par des palées à treillis métalliques, où tous les nœuds et tous les appuis seront articulés. L'espacement des poteaux est bien sûr égal à l'espacement des portiques transversaux, il est régulier  $B = 5.000$  m.

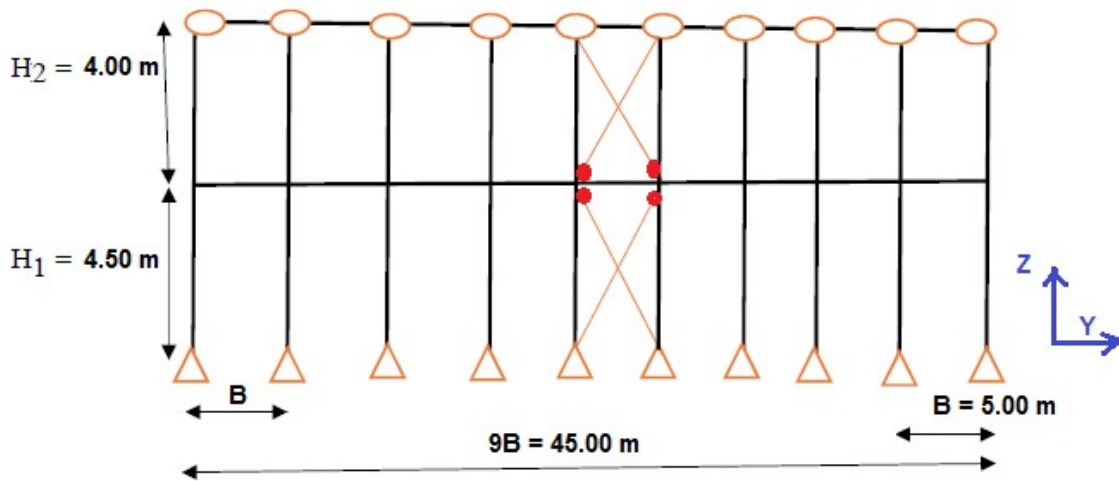


Figure 4 : Ossature articulée contreventée par des palées de stabilité dans le sens longitudinal Y

**II.2 Distribution des poteaux** : La Distribution des poteaux en plan est présentée dans la figure 5 suivante.

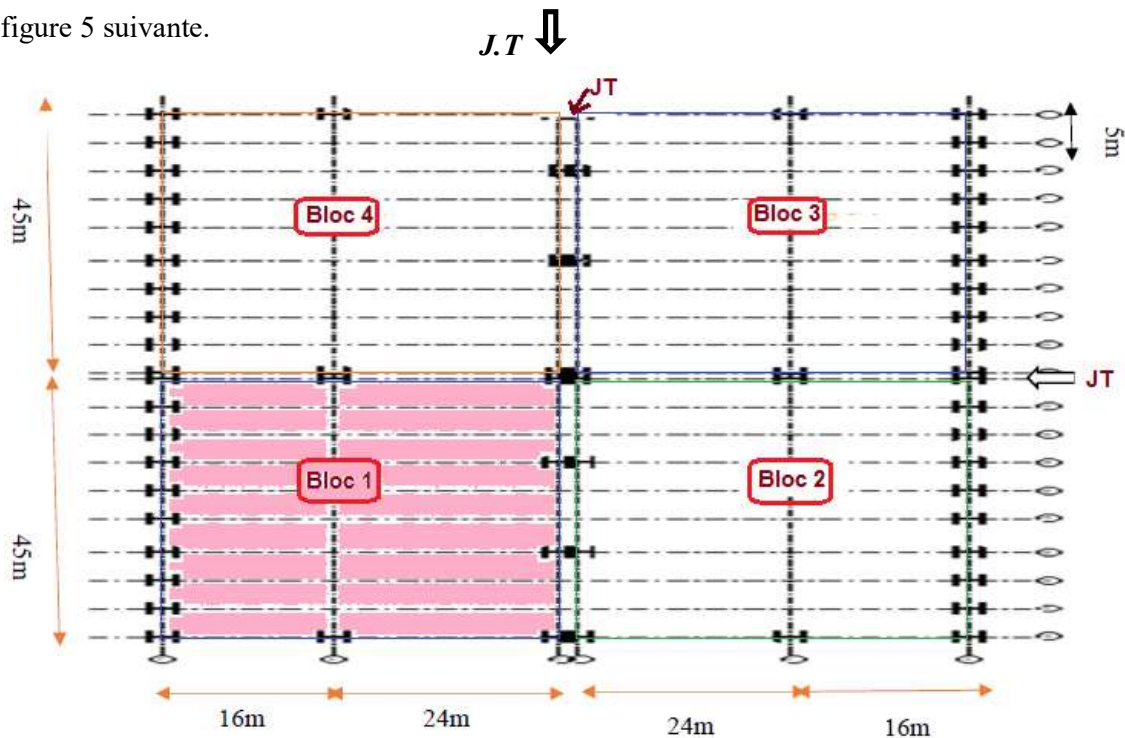


Figure 6 : Plan de distribution des poteaux (J.T : joints thermiques)

- **Dans le sens X**: L'architecte nous interdit de placer plus d'une poteau interne alors nous choisissons pour chaque bloc des portiques transversaux à 2 travées, ils sont composés de 3 poteaux chacun : 2 poteaux de rives axes (A,C) et un poteau interne axe (B). Les espacements des poteaux dans le sens X sont :  $L_{x1} = 16.00 \text{ m}$  ;  $L_{x2} = 24.00 \text{ m}$  comme le montre la figure 3. Dans chaque travée, la poutre se compose de 2 branches non symétriques, les angles d'inclinaison à droite et à gauche sont différents.
- **Dans la direction Y** : On choisit une valeur constante de l'espacement B des poteaux, il est pris dans l'intervalle [5m, 7m] recommandé dans le livre [Hirt, CM, volume 11 du traité de génie civil TGC]. Pour chaque Bloc de longueur de 45.0 m et un nombre d'espacements  $n=9$ , on aura :  $B = L/n = 45/9 = \underline{5.0 \text{ m}}$ , cette valeur appartient à l'intervalle recommandé [5m à 7m], elle est donc retenue.

**Commentaire** : Pour négliger les action des variations des température, nous divisons ce grand complexe commercial de  $90 \times 80 \text{ m}^2$  en quatre (04) blocs de mêmes dimensions. Pour cela nous concevons des joints de séparations thermiques désignées par *J.T*, comme le montre la figure 5.



### II.3 Les systèmes de contreventement (CV) :

Le système de contreventement permet d'assurer une stabilité globale de la construction et la transmission des forces horizontales appliquées vers le système de fondations. Nous allons concevoir la structure principale tridimensionnelle de notre halle en utilisant des profilés normalisés en acier, laminés à chaud. Nous avons trois (03) systèmes de contreventement bidimensionnels désignés par : CVV<sub>x</sub>, CVV<sub>y</sub> et CVH, comme suit :

#### II.3.1 Le système de contreventement vertical transversal (CVV<sub>x</sub>) :

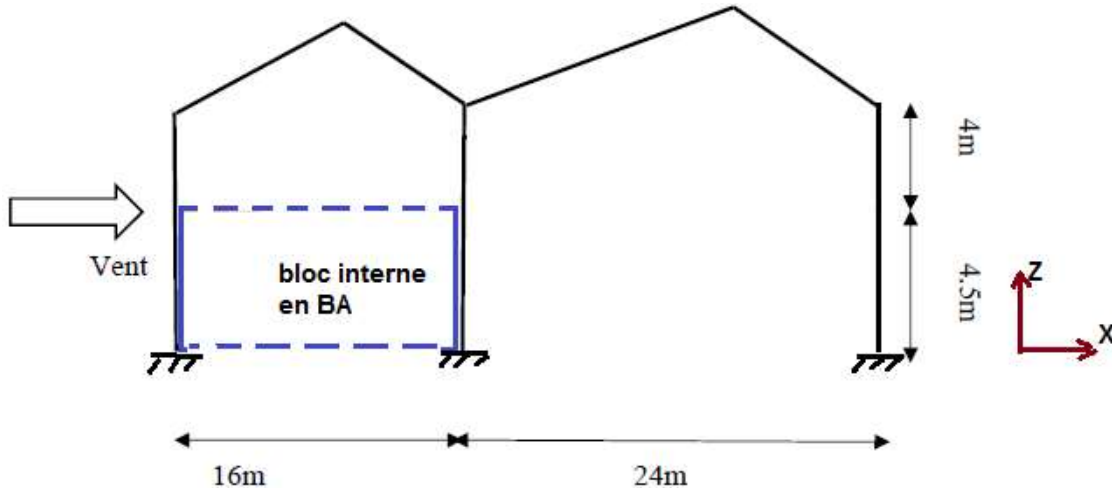


Figure 7 : Configuration des portiques transversaux

Pour chaque bloc, nous trouvons dix (10) portiques transversaux (axes A, B, C, D, E, F, G, H, I, J) d'espacement  $B = 5.00$  m. Nous avons décidé de faire participer au contreventement tous les portiques transversaux.

Les nœuds sont rigides et tous les appuis sont encastres, Cependant, si le calcul des semelles de fondations donne des dimensions très élevées, on peut changer les types d'appuis en articulations comme solution à ce problème économique qu'on peut avoir. En effet, le sol est de bonne résistance mécanique, mais en choisissons des appuis articulés qui éliminent les moments de flexion en pieds de poteaux pose un problème de déplacements horizontaux en tête de poteaux qui peuvent être non admissible sachant que la hauteur de notre bâtiment sous toiture est :  $H = 8.50$  m

D'autre part, le sol de fondation possède une bonne résistance mécanique, donc nous avons décidé d'opter pour des portiques à appuis encastres qui auront des rigidités suffisantes pour rendre les déplacements horizontaux admissibles en têtes de poteaux.

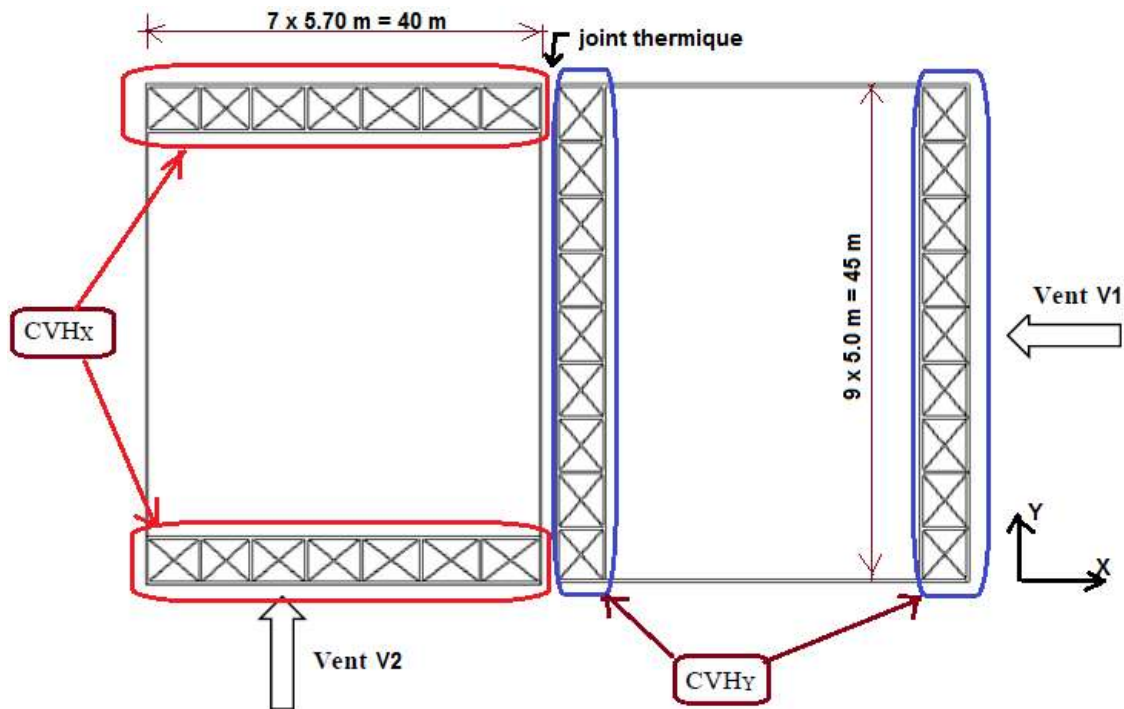
### II.3.2 Le système de contreventement vertical dans le sens Y (CVV<sub>Y</sub>):

Nous allons choisir une ossature avec nœuds articulés dont le système de contreventement est assuré par une palée à treillis métalliques comme le montre la **figure II-4**.

### II.3.3 Le système de contreventement horizontal (CVH) :

On va concevoir deux poutres au vent en treillis métalliques distribuées comme suit :

- 02 poutres CVH<sub>x</sub> pour résister aux charges horizontales dans le sens Y (cas du vent perpendiculaire au pignon), chacune se compose de sept (07) croix (X) correspondant aux sept espacements de 6m entre les poteaux de la façade pignon ; **figure II-7**.
- 02 poutres CVH<sub>y</sub> pour résister aux charges horizontales dans le sens X (cas du vent perpendiculaire au long-pan), chacune se compose de 09 croix (X) correspond aux 09 espacements de 5m entre les portiques transversaux pour chaque bloc ; **figure II-8**.



**Figure 8** : Configuration des poutres du système de contreventement horizontal (CVH<sub>x</sub> et CVH<sub>y</sub>)

## II-4 Pré-dimensionnement des éléments porteurs principaux :

**II-4.1 Introduction et critères de choix** : D'après le cours de « Structures Métalliques » de 1<sup>ère</sup> année de formation en master donné par Mr. M. BITAM. : « L'analyse statique de la structure principale par des modèles de calcul tridimensionnels ou par des portiques bidimensionnels exige de proposer les dimensions des différents éléments ; ce sont des pré-

*dimensions qui seront validées ou modifiées par la suite, selon que les exigences réglementaires et économiques seront respectées ou non. Ce pré-dimensionnement est nécessaire pour appliquer une méthode d'analyse statique analytique, ou pour utiliser un logiciel de calcul des structures de génie civil de performance reconnue. En effet, toutes les méthodes d'analyse statique qu'on connaît et la plupart de logiciels connus (Robot, SAP, Etabs, RDMoss6, etc.) nous demandent les dimensions des sections des éléments de la structure modélisée avant toute analyse ».*

Donc, le choix des pré-dimensions des éléments structuraux des portiques transversaux, à savoir les poutres et poteaux, se fait sur la base du respect de l'avis de l'architecte et la prise en compte des conseils donnés par les experts en construction métallique. Ces recommandations sont très utiles pour gagner du temps lors de notre étude en convergeant vers des valeurs de dimensions qui vérifient toutes ou la majorité des exigences de résistance mécanique, de stabilité et de rigidité, sans oublier la considération des critères économiques de coût réduit : coût d'acier et coût des travaux d'exécution. *« Mais il faut signaler que notre choix doit avant tout respecter les prescriptions des documents réglementaires, à savoir :*

- *Le DTR Règles CCM 97.*
- *Le DTR règles RPA 2003.*

*Cependant notre lecture dans ces documents de référence n'a pas mis en évidence des valeurs minimales des dimensions ou sections des profils qu'il faudra respecter. Donc, nous sommes libres dans nos choix des pré-dimensions »* (Réf. M. Bitam). Pour ce qui est des recommandations des experts, nous avons pris les références suivantes :

- les auteurs du livre de « charpentes métalliques, volume 11 du traité Suisse TGC » ; il s'agit du Prof. M. Hirt et de Mr. M. Crisinel.
- Mon enseignant Mr. Bitam M. Mehdi.
- Pour les éléments fléchis telles les poutres de portiques : L'indication se rapporte à la hauteur « **h** » de section et sur le choix de profils en **I** à inertie **I<sub>y</sub>** plus importante que l'inertie **I<sub>z</sub>**, donc pour une poutre on choisira une valeur de « **h** » plus grande que la largeur « **b** ». Le choix de la hauteur de section « **h** » dépend de plusieurs facteurs :
  - La portée **L** de la poutre,
  - L'intensité des charges verticales descendantes pouvant agir (**G – Q – S**),
  - La participation ou non de cette poutre dans le système de contreventement,

Si la poutre est un élément du système de contreventement, on ajoute les facteurs suivants :

- importance des forces horizontales du vent et des séismes »,
- La valeur de l'angle d'inclinaison ou la pente de toiture à versant(s),
- La nature du système statique de cette poutre, elle est définie par le nombre de travées, le nombre de niveaux, les types des nœuds et les types d'appuis en pieds de poteaux. Souvent, les règles empiriques de pré dimensionnement des poutres tiennent compte du premier facteur « portée L ».

Pour les poutres des bâtiments halles avec toiture légère, on ajoute le facteur « pente de toiture ».

Pour des portées faibles inférieures à 15 m jusqu'à 20 m, on préfère des profilés laminés normalisés de type IPE ou IPN, ils sont souvent plus économiques que les poutres reconstituées soudées à âmes pleines composées à treillis ou à traverses de liaison.

Pour les grandes portées supérieures à 30 m, on préfère les poutres composées à treillis appelées fermes, mais on doit choisir de grandes valeurs de la hauteur **h**, ce qui peut poser des problèmes pour la conception architecturale !

Dans notre projet, la première portée  $L=16\text{m}$  est assez faible donc on choisira la profilé IPE. La portée maximale est de 24 m, donc elle est ni grande ni faible, alors nous avons le choix entre les types suivants : IPE, HE, PRS en I, ou ferme treillis.

- Pour les éléments comprimés tels que les poteaux de portique : L'indication se rapporte à la surface de section « A » et sur la limitation de l'élançement géométrique  $\lambda = L_{cr} / i$  à une valeur limite  $\lambda_{lim}$ . Cette limitation permet le choix du rayon de giration  $i_y$  et  $i_z$  pour les deux directions principales de la section.

D'après (Réf. 10 : Ikhenache S. 2023) : « *Le choix des profils en H à larges ailes de type HEA, HEB et similaires (HEM, HD, ...) est souvent plus économique. Les sections creuses laminées, composées soudés PRS ou composées à treillis, constituent aussi des solutions de bonne conception recommandées par rapport à d'autres formes de section. Ainsi, pour les montants de portiques et les pièces comprimées, les deux inerties  $I_y$  et  $I_z$  sont importantes, autrement dit on pourra avoir des indications utiles sur les choix des valeurs de la hauteur de section « **h** » et de sa largeur « **b** ». D'autres règles de pré dimensionnement plus précises exigent un calcul approché qui fait intervenir le paramètre intensité des charges et une*

condition réglementaire telle que la condition de résistance à la compression simple pour un montant soumis à la compression axiale. On pourra négliger l'effet de flexion dans le poteau en cette phase d'étude ».

#### II-4.2 Choix des traverses des portiques transversaux :

On a deux portées :  $L_1 = 16.0$  m ;  $L_2 = 24.0$  m

❖ Choix du type et du profilé : Les poutres de portiques peuvent être conçues :

- Soit en profils pleins : laminés ou composés soudés PRS,
- Soit en fermes, ce sont des systèmes à treillis,
- Soit en poutres composées à traverses de liaison,
- Soit en poutres ajourées.

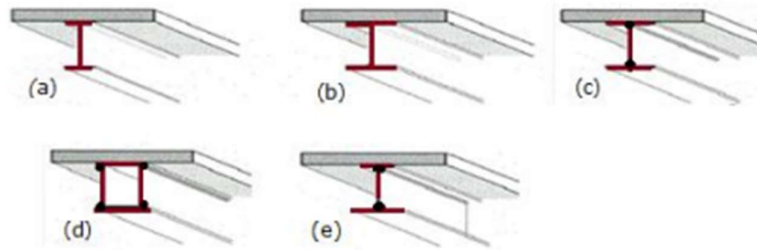


Figure 9 : Types de poutres à âmes pleines (a – profilés en I, b- profilés en H, c- PRS en I, d- PRS en caisson, e- PRS à semelles inégales).

Nous avons opté pour le premier type (où  $L = 16$ m), et entre les profilés laminés normalisés et les profilés reconstitués soudés PRS, nous choisissons les profilés laminés légers de type IPE. Si les calculs montrent que ces profils ne sont pas admissibles, alors on essaiera avec les profilés laminés HE, sinon on passera aux PRS.

Pour la deuxième type (où  $L = 24$ m), le domaine de choix des formes de section et des dimensions est très vaste, alors on fait les calculs après on décidera du bon choix.

❖ Les Profilés IPE : On suppose que la gamme des profils IPE disponibles varie de IPE 80 à IPE 600, on exclue les profils IPE O et IPE A. Donc, on a l'intervalle de choix suivant :

$h = [80\text{mm} ; 600\text{mm}]$ . Alors, on calcule la hauteur  $h$  et on décide après. Avec la formule

empirique suivante :  $h = L/30$

➤ pour  $L_1$  :  $\frac{16000}{30} = 533.33 < 600\text{mm}$  ; les IPE sont admis!

➤ pour  $L_2$  :  $\frac{24000}{30} = 800\text{mm} > 600\text{mm}$  ; les IPE ne sont pas admis !, alors nous passons vers les profils HEA ou vers les PRS.

❖ Les profilés HE : La gamme des profils HE disponibles varie de [HE 100 à HE 1000]

Donc, on a l'intervalle de choix suivant:  $h = [100\text{mm}; 1000\text{mm}]$ .

Notre choix pour  $L_2 = 24\text{m}$  est le profil HEA 800, dont les propriétés sont présentées dans le tableau suivant

	G	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	A	h <sub>x</sub>	d	∅						
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	mm	mm							
HE 800 A	224	790	300	15	28	30	285,8	734	674	M 27						
Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte													Classif EN 1993-		
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending y-y			
G	I <sub>y</sub>	W <sub>el,y</sub>	W <sub>pl,y</sub> ♣	I <sub>y</sub>	A <sub>yz</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>el,z</sub>	W <sub>pl,z</sub> ♣	I <sub>z</sub>	S <sub>s</sub>	I <sub>t</sub>	I <sub>w</sub>	S <sub>235</sub>	S <sub>355</sub>	S <sub>460</sub>	
kg/m	mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm	mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm	mm	mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	mm <sup>6</sup> x10 <sup>9</sup>				
HE 800 A	224	303400	7682	8699	32,58	138,8	12640	842,6	1312	6,65	106,1	596,9	18290	1	1	1

Tableau 1: Propriétés du profilé HEA 800

❖ Les pièces composées soudées PRS forme I avec semelles égales

$$h = h_w + 2t_f \geq 800\text{mm}$$

Ce profil se compose de trois fers plats. Pour les deux ailes :  $t_f = 16\text{mm}$  ;  $b = 300\text{mm}$

Pour l'âme :  $t_w = 16\text{mm}$  ;  $h_w = 800\text{mm}$

On a alors  $h = 800 + 32 = 832 \geq 800\text{mm}$

La surface du PRS est :  $A = 2(16 \times 300) + (16 \times 800) = 22400 \text{ mm}^2$

Analyse des solutions et choix :

- Les IPE sont admis uniquement pour la longueur  $L = 16\text{m}$
- Les HEA800 sont lourds, mais ont l'avantage du coût d'exécution réduit par rapport aux PRS.
- Un PRS de section en I avec  $h = 832$  est léger et économique, mais son coût d'exécution est élevé.

<b>L<sub>1</sub> = 16m</b>	<b>L<sub>2</sub> = 24m</b>
<b>IPE 500</b>	<b>HEA 800</b>

Tableau 2 : Nos choix des types de poutres pour les portiques transversaux

**II-4.3 Choix des poteaux** : Nous distinguons les poteaux des portiques internes et les poteaux des portiques de rive.

**Pour les portiques internes** : On a 3 poteaux dans chaque portique transversal interne, leur longueur vaut 8.50 m. Ils ont le rôle de transmission des charges verticales venant des poutres des portiques, et de participer dans le système de contreventement dans le sens X.

Comme pour les poutres, on peut concevoir plusieurs types :

- soit en profils à âme(s) pleine(s) : laminés ou composés soudés PRS,
- soit en fermes ; ce sont des systèmes à treillis,
- soit en profilés composées à traverses de liaison,
- soit en profilés ajourés.

On commence par le choix des profilés laminés **HEA** qui sont économiques. Pour les dimensions, on suit les recommandations du livre «Charpentes métalliques, volume 11» et celles de nos cours de l'université de Biskra.

Nous avons noté les règles suivantes:

- 1-  $A_{poteaux} \approx A_{traverse}$ , alors on choisit le même profil que celui des traverses HEA
- 2- Deuxième règle de pré-dimensionnement : L'élancement  $\lambda_k$  est limité à une valeur limite  $\lambda_{lim} = \{50; 100\}$ , on prend:  $\lambda_{lim} = 70$
- 3-  $\lambda_k = \frac{L_{cr}}{i} \leq \lambda_{lim} = 70$  ; avec  $L_{cr}$  est la longueur de flambement du poteau.

On distingue deux plans de flambement, le plan du portique caractérisé par une grande inertie  $I_y$  et les propriétés statiques :  $I_y$ ,  $W_{pl}$ , et  $W_{el,y}$ . Dans le plan perpendiculaire au portique, on signale des propriétés statiques faibles : l'inertie  $I_z$ ,  $W_{pl}$ , et  $W_{el,z}$ .

**a) Pour les poteaux de rive :**

- ❖ **Pour le plan du portique** :  $L_{cr}$  est la longueur critique. Elle est égale à l'espacement « $a_0$ » entre les lisses de bardage. On choisit  $a_0$  dans l'intervalle {1m ; 3m}, on prend :  $a_0 = 2 \text{ m}$

$$\lambda_k = 1 \times a_0 / i_y \text{ alors } i_y \geq \frac{a_0}{70} = 2000/70 = 28.57 \text{ mm}$$

Pour HEA300, on a  $i_y = 127.4 \text{ mm}$  qui vérifie la condition.

- ❖ **Pour plan perpendiculaire au portique** : on a:  $L_{cr} = 1 \times 2 \text{ m} = 2000 \text{ mm}$

$$i_z \geq \frac{2000}{\lambda_k} = 2000/70 = 28.57 \text{ mm} ; \text{ Pour HEA300, on a } i_z = 74.9 \text{ mm, il vérifie la condition.}$$

**b) Pour les poteaux intermédiaires :**

- ❖ **Pour le plan du portique** : La longueur critique est égale à la longueur géométrique  $L_{cr} =$

$$8.5 \text{ m} = 8500 \text{ mm} ; i_y \geq \frac{L_{cr}}{70} = 8500/70 = 121.42 \text{ mm}$$

**HEA300** vérifie la condition avec  $i_y = 127.4\text{mm}$

❖ **Pour plan perpendiculaire au portique :**  $L_{cr} = 8.5\text{m}$

$$i_z \geq \frac{L_{cr}}{\lambda_k} = 8500/70 = 121.42\text{mm} \quad \text{HEA300 ne vérifie pas la condition !}$$

Alors on propose des **profilés reconstitués soudés (PRS)** avec la section suivante :

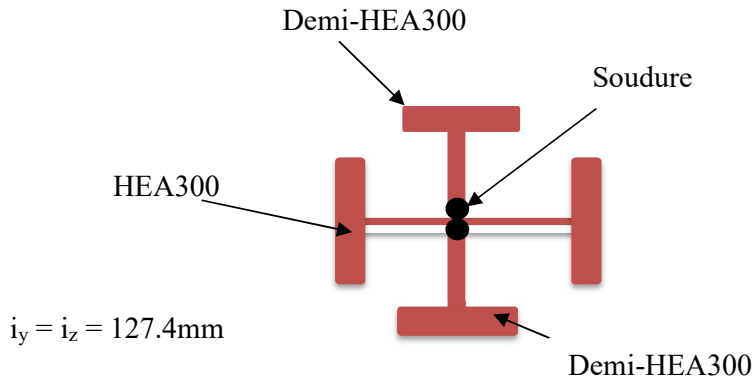


Figure 10 : Profilé PRS pour les poteaux intermédiaires

Poteaux des rives	Poteaux intermédiaires
HEA300	PRS

Tableau 3 : Nos choix des poteaux de rive et poteaux intermédiaires



---

**Chapitre II : Etude des actions climatiques**

---

**Introduction :** Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre structure ayant pour origine le climat ; ils s’agit des actions de la neige (qu’on désigne par S) et du vent (qu’on désigne par W), ces dernières ont une grande influence sur la stabilité de l’ouvrage pour cela, une étude approfondie des effets du vent doit être élaborée. Les évaluations des actions climatiques de la neige et du vent seront menées conformément au règlement neige et vent (RNV version 2013) en vigueur en Algérie, celui-ci est classé comme un document technique réglementaire DTR de code C 2.47.

**II-1 Charges de neige :** La charge caractéristique de neige  $S$  par unité de surface en projection horizontale de toiture ou de toute autre surface soumise à l’accumulation de la neige s’obtient par la formule suivante :  $S = \mu . S_k$  [kN/m<sup>2</sup>]

- $S_k$  : est la charge de neige sur le sol, donnée au paragraphe 4 (RNV 2013, partie I), en fonction de l’altitude du site et de la zone de neige.  
Le RNV définit 4 zones de neige désignées par : A – B – C – D.
- $\mu$  : est un coefficient d’ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture, on l’appelle aussi : coefficient de forme. Il est donné au paragraphe 6, Tableau 2 (RNV 2013 partie I).

a) **Charge de neige au sol «  $S_k$  » :** Notre construction est située dans la wilaya de TIPAZA, classée en zone B sur une altitude d’environ Alt=230 m.

$$S_k = \frac{0.04 \cdot Alt + 10}{100} = \frac{0.04 \cdot 230 + 10}{100} = 0.192 \text{ kN/m}^2 = 19.2 \text{ daN/m}^2$$

b) **Coefficient d’ajustement ( $\mu$ ) :** Pour notre bâtiment, la toiture est à versants multiples, avec deux angles d’inclinaisons différentes :  $\alpha_1 = 15.64^\circ \approx 16^\circ$  ;  $\alpha_2 = 7.96 \approx 8^\circ$ . D’après le tableau 3 du RNV 2013, page 26 , on a :  $0^\circ \leq \alpha_1 \leq 30^\circ$  et  $0^\circ \leq \alpha_2 \leq 30^\circ$  ; alors

Pour la pente  $P1 = 28\%$  -----  $\mu_1 = 0.8$

Pour la pente  $P2 = 14\%$  -----  $\mu_2 = 0.8$

( $\alpha$ ) angle du versant par rapport à l’horizontale (en ° )	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient $\mu_1$	0.8	$0.8 \cdot \left( \frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0
coefficient $\mu_2$	$0.8 + 0.8 \cdot \left( \frac{\alpha}{30} \right)$	1.6	-

Tableau 4: Valeurs du coefficient de forme de la toiture à versants multiples

c) **charges de neige (S) et cas de chargement :**  $S = \mu . S_k$  [kN/m<sup>2</sup>] ;  $S_k = 19.2 \text{ daN/m}^2$

Nous distinguons 2 cas de chargement de neige : cas (i) et cas (ii) ; comme le montre la figure 9 du RNV:

1) *cas i – sans accumulation de neige*

- $\alpha_1 = 15.64^\circ$  ;  $P_1 = 28\%$   
 $\mu = 0.8$  alors  $S = 15.36 \text{ daN/m}^2$
- $\alpha_2 = 7.96^\circ$  ;  $P_2 = 14\%$   
 $\mu = 0.8$  alors  $S = 15.36 \text{ daN/m}^2$

2) *cas ii - avec accumulation de neige*

$$\bar{\alpha} = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2} = 16 + 8 / 2 = 12^\circ \text{ pour lequel } \mu = 0.8 \text{ alors : } S = \mathbf{15.36} \text{ daN/m}^2$$

**II-2 Actions du vent**

**II-2.1 Introduction :** L'effet du vent sur toute construction est important. Pour les halles à toitures métalliques légères, les actions du vent sont plus prépondérantes par rapport à l'action sismique accidentelle. C'est pourquoi, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles. Les actions du vent appliquées aux parois verticales des façades et sur les versants de toiture dépendent de :

- ❖ La direction du vent.
- ❖ Les dimensions du bâtiment : hauteur **h**, largeur parallèle au vent **d** et dimension horizontale perpendiculaire au vent **b**,
- ❖ D'une pression de référence notée : **q<sub>ref</sub>**, dépendant de la zone géographique,
- ❖ La topographie et la rugosité de la région.
- ❖ La forme géométrique de la toiture et la densité des ouvertures dans l'enveloppe externe du bâtiment.

**II-2.2 Données relatives au site :**

Le site du projet se trouve dans la ville de Tipaza dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Zone de vent I ..... **q<sub>ref</sub> = 375 N/m<sup>2</sup>**
- **q<sub>ref</sub> (N/m<sup>2</sup>)** est la pression dynamique de référence donnée par le tableau 2.2 du RNV2013 en fonction de la zone de vent (I, II, III ou IV).

Nous avons supposé que notre projet sera implanté dans une zone assez urbanisée, où de nombreuses constructions sont voisines, alors le terrain est de **catégorie III**. Le tableau

2.4 du RNV 2013 nous donne les caractéristiques suivantes :

- $K_T$ , facteur de terrain ;  $K_T = 0.22$
- $z_0$  (en m), paramètre de rugosité ;  $z_0 = 0.3$  m
  - $z_{min}$  (en m), hauteur minimale ;  $z_{min} = 5$  m
- $\epsilon$ , coefficient utilisé pour le calcul du coefficient  $C_d$  (voir le chapitre 3) ;  $\epsilon = 0,61$
- Topographie du site : Le site est plat alors la valeur du coefficient topographie est :  $C_t = 1$
- Coefficient dynamique  $C_d$  : La valeur du coefficient  $C_d$  est donnée dans le chapitre 3.

L'article 3-2 de ce chapitre définit une valeur simplifiée,  $C_d = 1$  pour tout bâtiment ayant une hauteur  $h$  inférieure à 15 m. C'est aussi le cas de notre halle, dont  $h = 10.0$  m

### II-2.3 Principe de calcul des pressions du vent W

L'action du vent sur une paroi est perpendiculaire à sa surface. Le calcul des actions du vent doit être effectué séparément pour chacun des directions perpendiculaires en plan du bâtiment, on désigne ces actions comme suit :

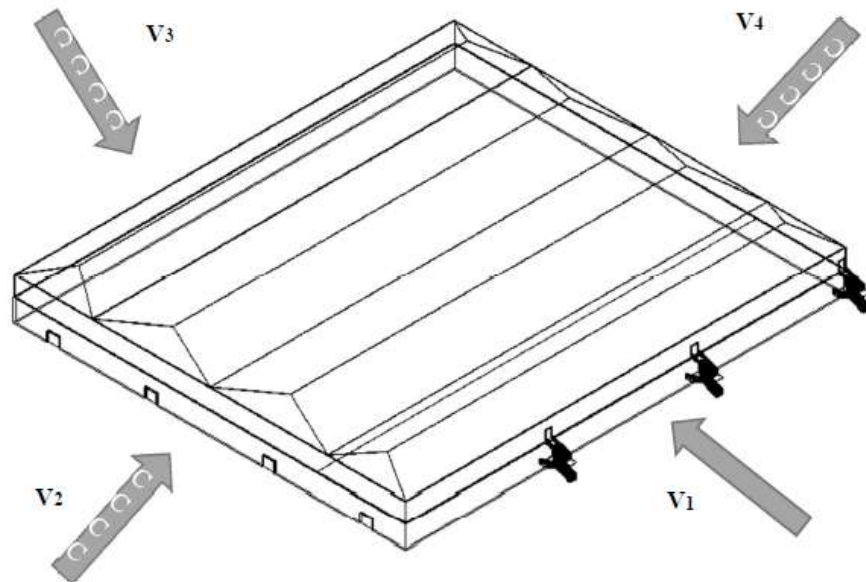


Figure 11: Désignation des actions du vent selon leurs directions

- $V_1$  : action du vent sur une façade long-pan latéral droite
- $V_3$  : action du vent sur une façade long-pan latéral gauche
- $V_2$  : action du vent sur une façade pignon principale
- $V_4$  : action du vent sur une façade pignon postérieure

En raison de la symétrie géométrique et en matière d'ouvertures dans les façades, l'action de  $V_1$  est équivalente à celle de  $V_3$ , et l'action de  $V_2$  est équivalente à celle de  $V_4$ . L'étude sera limitée aux deux actions  $V_1$  et  $V_2$ .

### II-2.4 Calcul des Pressions dynamiques de pointe sur les parois $q_p$ (RNV section 2.3):

La pression dynamique de pointe  $q_p(z_e)$  est donnée par la formule (2.1) du RNV :

$$q_p(z_e) = q_{\text{réf}} \times C_e(z_e) \quad [\text{N/m}^2]$$

$C_e$  : est le coefficient d'exposition au vent (voir le § 2.4); page 51 ;

$z_e$  (en m) : est la hauteur de référence donnée par l'article 2.3.2, du RNV2013

- Pour les murs sous le vent et parallèles au vent,  $z_e$  est prise égal à la hauteur du bâtiment au-dessus du niveau du sol ;  $z_e = h = 8.5 \text{ m}$

- Pour la toiture,  $z_e$  est pris égal à la hauteur maximale du bâtiment ;  $z_e = h+f = 8.5 + 1.5 = 10\text{m}$

### II-2.5 Calcul des Coefficients d'exposition $C_e(z)$ (RNV section 2.4) :

**a) Définitions :** 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.

**b) Formules de calcul :**  $C_e(z)$  est donné par la formule (2.2) du RNV page 51 :

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

- $C_r$  : est le coefficient de rugosité (voir l'article 2.4.4).
- $C_t$  : est le coefficient de topographie (voir l'article 2.4.5).
- $I_v(z)$  : est l'intensité de la turbulence (voir l'article 2.4.6).
- $z$  (en m) : est la hauteur considérée.

• **Dans notre cas où  $C_t(z) = 1$ ,**

• **Calcul des Coefficients de rugosité  $C_r(z)$  :** 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 défini par la loi suivante :  $C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$  pour  $z_{\min} \leq z \leq 200\text{m}$

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \text{ pour } z < z_{\min}$$

Les valeurs du coefficient de rugosité sont données par le tableau 2.5 en fonction de la catégorie du terrain et de la hauteur.

- Pour la toiture :  $z_{\min} = 5\text{m} \leq z_1 = 10\text{m}$  ; alors  $c_r = 0.22 \times \ln\left(\frac{10}{0.3}\right) = 0.77$

- Pour les parois verticales :  $5m \leq z = 8.5 \leq 200$  ;  $c_r = 0.22 \times \ln\left(\frac{8.5}{0.3}\right) = 0.73$
- **Détermination de l'intensité de la turbulence  $I_v$**  : L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent est donnée par l'équation 2.5 (a et b) comme suit.

$$I_v(z) = \frac{1}{c_t(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{pour } z > z_{\min}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{c_t(z) \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} \quad \text{pour } z \leq z_{\min}$$

- La toiture :  $z = 10m > z_{\min}=5m$ ;  $I_{v1} = \frac{1}{1 \cdot \ln\left(\frac{10}{0.3}\right)} = 0.28$
- Les parois verticales :  $z = 8.5m > z_{\min}=5m$  ;  $I_v = \frac{1}{1 \cdot \ln\left(\frac{8.5}{0.3}\right)} = 0.3$

Donc on peut déterminer le coefficient d'exposition  $C_e$  comme suit :

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

$$\text{Et } q_p(z_e) = q_{\text{ref}} \times C_e(z_e) \quad [\text{N/m}^2]$$

On résume les résultats dans les tableaux 5 et 6 suivants :

	Ct	Cr	Iv	Ce
Toiture	1	0.770	0.28	1.75
Parois verticales	1	0.73	0.3	1.65

Tableau 5: Valeurs de  $C_r$ ,  $C_t$ ,  $I_v$  et  $C_e$  pour les deux directions du vent V1 et V2

	$q_{\text{ref}}$ (N/m <sup>2</sup> )	Ce	$q_p$ (N/m <sup>2</sup> )
Toiture	375	1.75	656
Parois verticales	375	1.65	618

Tableau 6: Valeurs de la pression de pointe  $q_p$

### II-2.6 Calcul de la pression $W$ due au vent sur chaque paroi (daN/m<sup>2</sup>) :

L'article '2.5.1 du RNV définit les hypothèses et convention des signes suivantes : « Les pressions  $W_e$ , pression sur la face extérieure d'une paroi, et  $W_i$ , pression sur la face intérieure d'une paroi, sont comptées positivement s'il s'agit de surpression, et négativement s'il s'agit

de dépression. On représente les pressions par des vecteurs perpendiculaires aux parois. Si le vecteur est orienté vers la paroi, il s'agit d'une surpression, sinon il s'agit d'une dépression (voir figure 11 suivante recopiée du RNV) ».

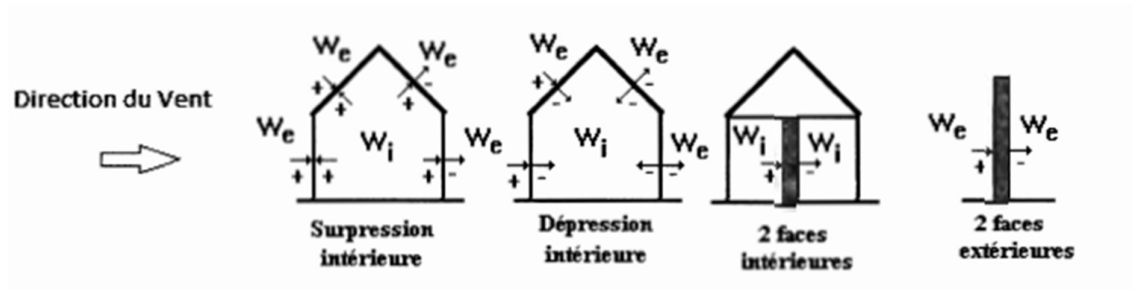


Figure 12: Conventions pour la représentation des pressions sur les parois (Figure 2.4 du RNV)

- a) **Formule de calcul** : Dans notre cas nous avons une face de la paroi est intérieure à la construction, l'autre est extérieur. Alors la pression aérodynamique  $W(z_j)$  agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule 2.6 du RNV 2013, recopiée comme suit :

$$W(z_j) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad (\text{Formule 2.6 du RNV 2013})$$

- $q_p(z_e)$  est la pression dynamique de pointe calculée à la hauteur  $z_e$  relative à l'élément de surface  $j$  (voir section 2.3 du RNV) ;  $q_p = C_e \times q_{ref}$
- $C_{pe}$  est le coefficient de pression extérieure défini au chapitre 5.1 du RNV ;
- $C_{pi}$  est le coefficient de pression intérieure défini au chapitre 5.2 du RNV.

b) **Détermination des coefficients de pressions  $C_{pe}$  et  $C_{pi}$**  :

❖ **Les ouvertures** : Elles sont montrées dans la figure 12 suivante.

- Sur un pignon : 4 portes de  $4.0 \times 3.0 \text{ m}^2$  et 3 fenêtres de  $0.8 \times 1 \text{ m}^2$
- Sur un long-pan : 6 portes de  $0.9 \times 2 \text{ m}^2$  et 12 fenêtres de  $0.8 \times 1.5 \text{ m}^2$

A) **Coefficient de pression extérieure «  $C_{pe}$  »** : Le coefficient de pression extérieure  $C_{pe}$  dépend de la forme géométrique de la base de la structure et de la dimension de la surface chargée  $S$ , avec :

- b**: Dimension perpendiculaire à la direction du vent.
- d**: Dimension parallèle à la direction du vent.

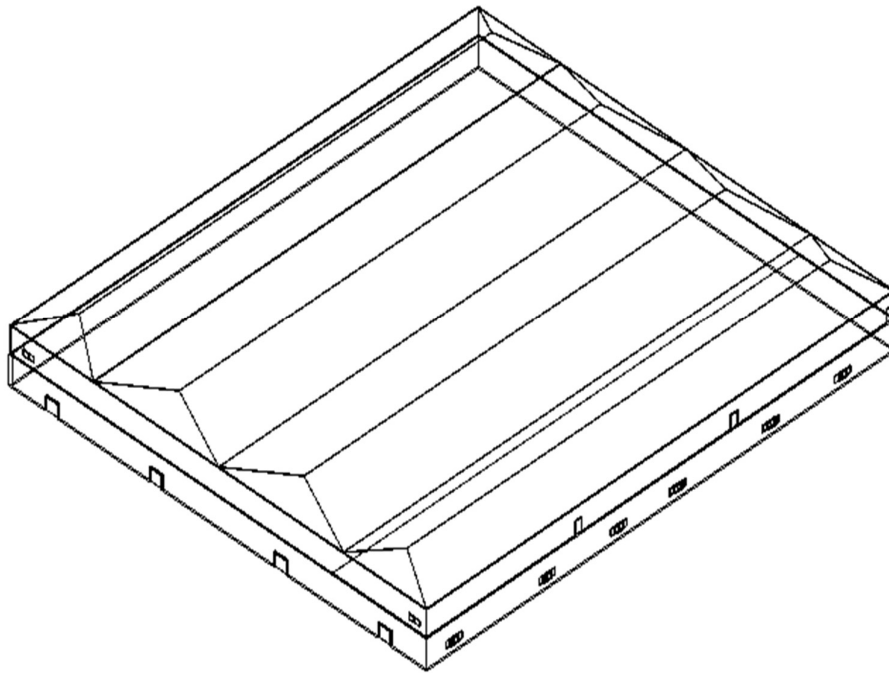


Figure 13: Désignation des ouvertures

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes (voir RNV chapitre 5 article 5.1)

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

S : désigne la surface chargée de la paroi considérée

Pour notre bâtiment, toutes les parois ont des grandes surfaces  $S \geq 10m^2$  alors  $C_{pe} = C_{pe,10}$

➤ Cas de  $V_1$ : action du vent perpendiculaire sur une façade long-pan

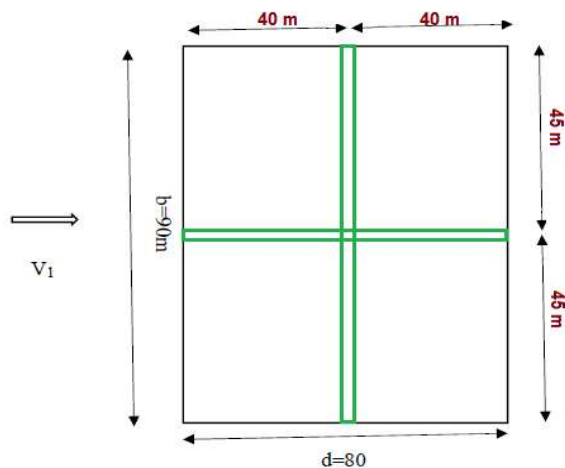


Figure 14: vue en plan du bâtiment sous le vent  $V_1$



- **Parois verticales :**
  - $b = 90\text{m} , d = 80\text{m} , h = 8.5\text{m}$
  - $e = \min (b ; 2h) = \min (90\text{m} ; 17\text{m}) = 17\text{m}$

$d = 80\text{ m} > e = 17\text{m}$  alors les façades pignons seront divisées en zones A– B – C selon RNV2013 ; figure 5.1 page 80. Toutes les parois ont des grandes surfaces  $S \geq 10\text{m}^2$  alors  $C_{pe} = C_{pe,10}$

A	B	C	D	E
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau 7 : Valeurs du coefficient  $C_{pe}$  des parois verticales sous le vent V1

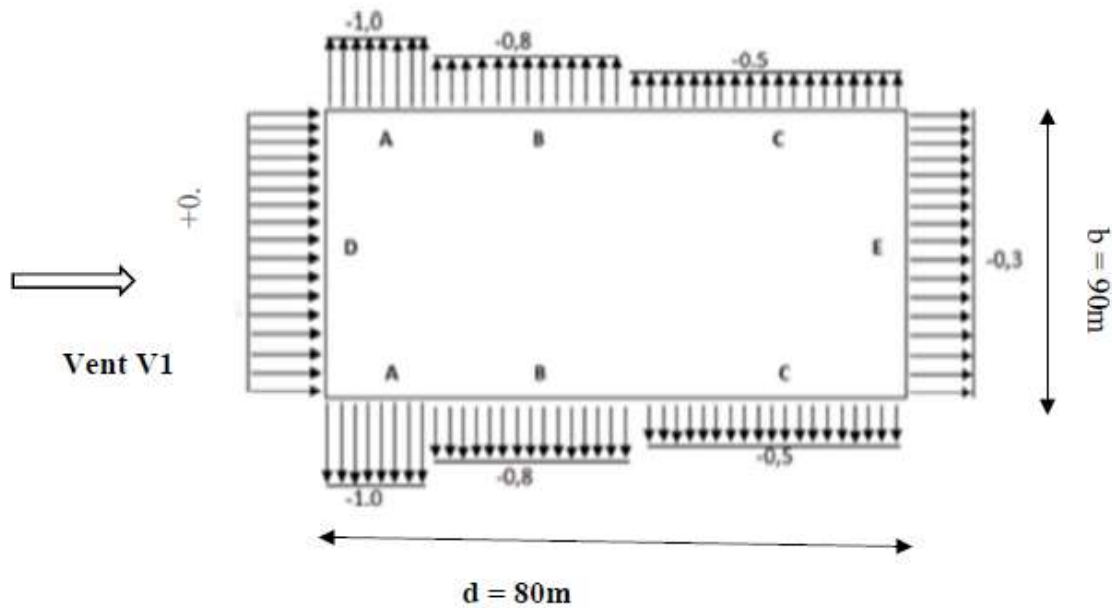


Figure 15: valeurs du coefficient  $C_{pe}$  dans les parois verticales sous le vent V1

- **Toiture :**
  - $b = 90\text{m} , d = 80\text{m} , h = 10$
  - $e = \min (b ; 2h) = \min (90\text{m} ; 20\text{m})$  alors  $e=20\text{m}$  ;

Nous avons une toiture à versants multiples,  $\alpha_1=15.64^\circ \approx 16^\circ$ ,  $\alpha_2=7.96^\circ \approx 8^\circ$ .

La figure 5.7 page 90 du RNV2013 donne les valeurs de  $C_{pe}$  pour 03 versant du bloc étudié, on les désigne par N°02, N°03 et N°04

Le premier versant N°1 sera étudié comme pour une toiture à deux versants, donc on s'oriente vers l'article 2.1.5 page 86, on prendra :  $\theta = 0^\circ$ .

On utilise le tableau 5.4 page 87. Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients  $C_{pe}$  correspondant à ces zones sont portées sur les figures et le tableau suivants :

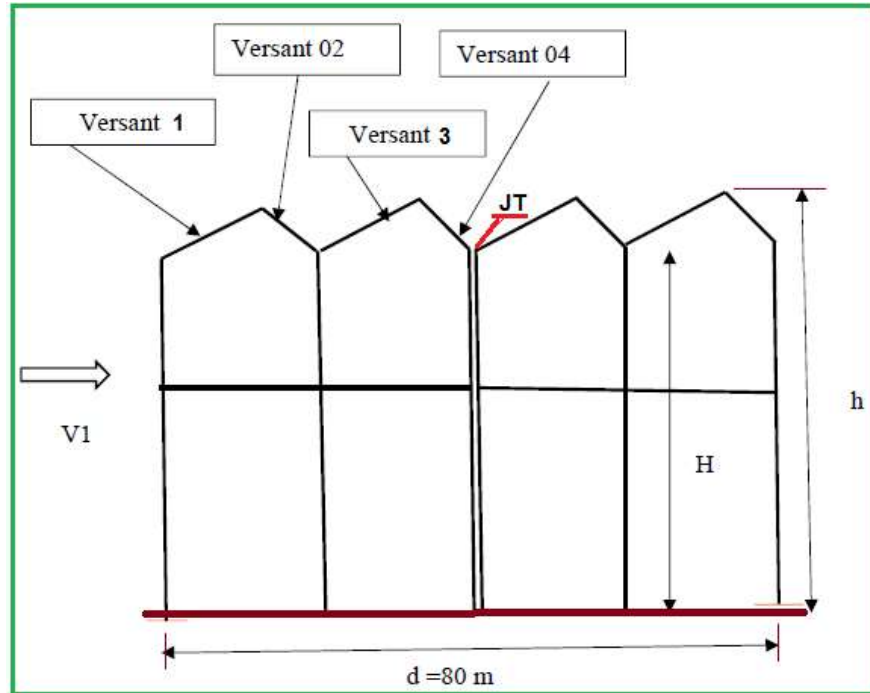


Figure 16: Désignation des versants de toiture en élévation dans le cas du vent V1

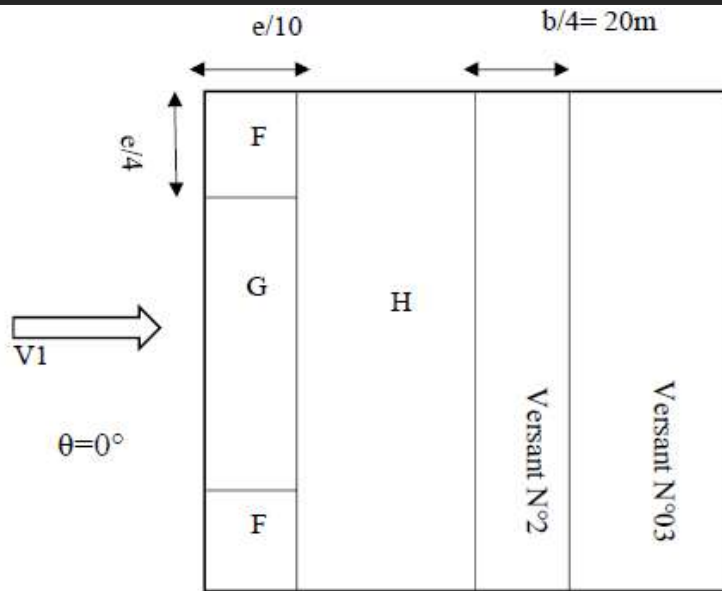


Figure 17 : Vue en plan des zones (F – G – H) du premier versant de toiture

$h_1 = 10\text{m}$  ;  $H = 8.5\text{m}$

Par interpolation entre les valeurs de  $C_{pe}$  de  $\alpha = +5^\circ$  et  $C_{pe}$  de  $\alpha = +15^\circ$

Zone	Versant 01 Zone F	Versant 01 Zone G	Versant 01 Zone H	Versants 02 et 03	Versant 04
$C_{pe}$	-1.46 +0.1	-1.05 +0.1	-0.45 +0.1	-1	-0.6

Tableau 8: Valeurs de coefficient  $C_{pe}$  de chaque zone de la toiture sous V1

➤ Cas de V2 vent perpendiculaire sur la façade pignon

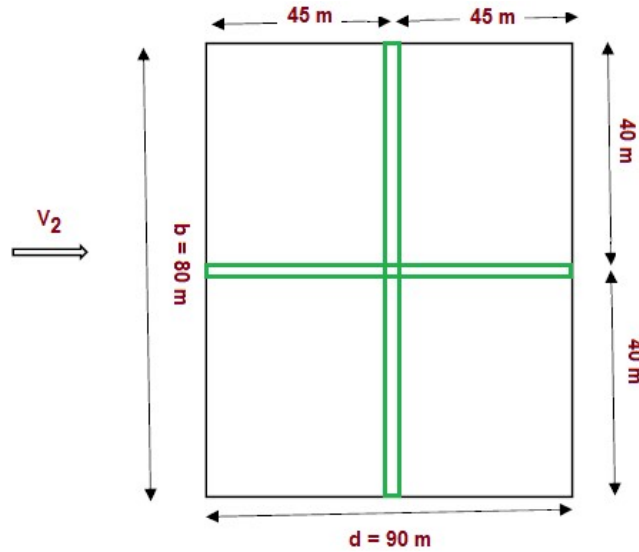


Figure 18: vue en plan du bâtiment sous le vent V2

➤ **Parois verticales**  $\left\{ \begin{array}{l} b = 80\text{m} , d = 90\text{m} , H = 8.5\text{m} \\ e = \min (b ; 2h) = \min (80\text{m} ; 17\text{m}) = 17\text{m} \end{array} \right.$

$d = 80\text{m} > e = 17\text{m}$  alors les façades long-pan seront divisées en trois zones (A– B – C) selon RNV2013 ; figure 5.1. Toutes les parois ont des grandes surfaces  $S \geq 10\text{m}^2$  alors  $C_{pe} = C_{pe,10}$

A	B	C	D	E
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau 9 : Les valeurs du coefficient  $C_{pe}$  des parois verticales sous le vent V2

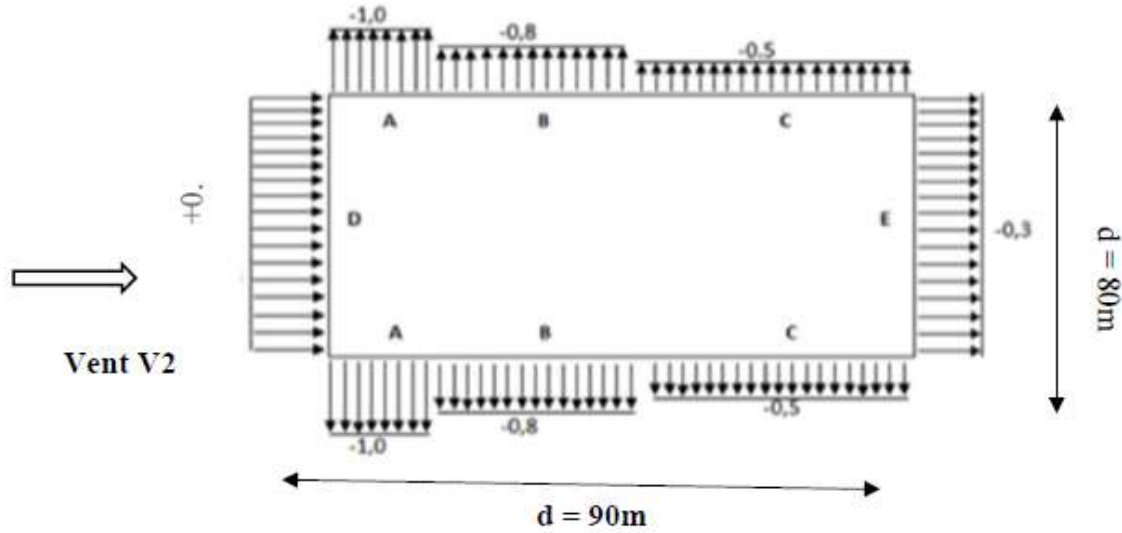


Figure 19: valeurs du coefficient  $C_{pe}$  dans les parois verticales sous le vent V2

➤ **Toiture**  $\left\{ \begin{array}{l} b = 80\text{m} , d = 90\text{m} , h = 10\text{m} \\ e = \min (b ; 2h) = \min (90\text{m} ; 2h) \text{ alors } e=20\text{m} \end{array} \right.$

Nous avons une toiture à versants multiples,  $\alpha_2=15.64^\circ \approx 16^\circ$ ,  $\alpha_1=7.96^\circ \approx 8^\circ$ .

On se réfère à l'article 5.1.8 du RNV page 90. Cet article nous oriente vers le cas de toiture incliné a un versant (art.5.1.4 page 83) on prendra  $\theta=90^\circ$ .

On utilise le tableau 5.3.b page 85. Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients  $C_{pe}$  correspondant à ces zones sont portées sur les figures et le tableau suivants :

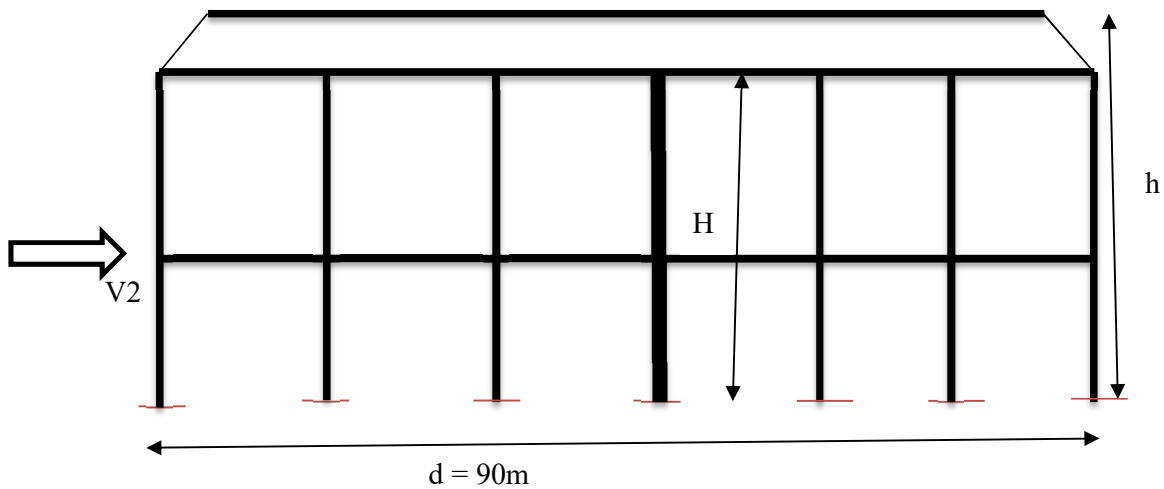


Figure 20 : Versants de la toiture en élévation dans le cas du vent V2

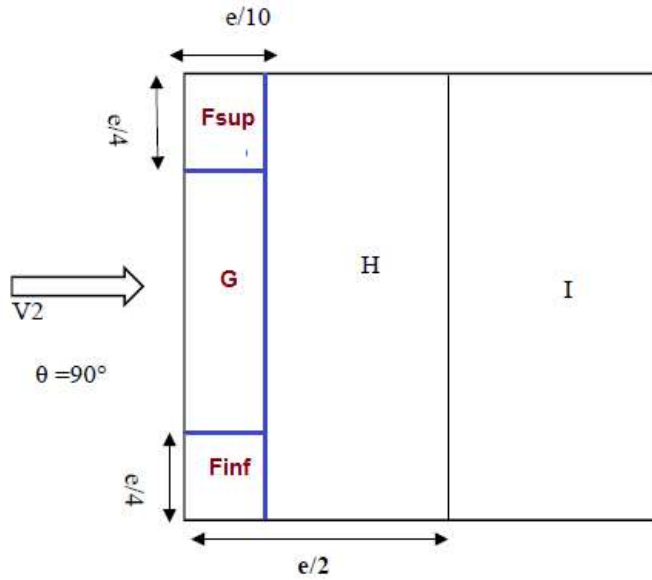


Figure 21: Vue en plan des zones (F – G – H) de toiture sous vent V2 pour un seul versant

$h=10\text{m}$  ;  $H=8.5\text{m}$

- Pour  $\alpha = 8^\circ$  (on faire l'interpolation entre  $\alpha = 5^\circ$  et  $\alpha = 15^\circ$ ) :

Zone	F <sub>sup</sub>	F <sub>inf</sub>	G	H	I
C <sub>pe</sub>	-2.3	-1.97	-1.83	-0.65	-0.55

Tableau 10: Valeurs des coefficients C<sub>pe</sub> pour les zones de la toiture ou  $\alpha = 8^\circ$

- Pour  $\alpha = 15.64^\circ$  (les mêmes valeurs de C<sub>pe</sub> où  $\alpha = 15^\circ$ )

Zone	F <sub>sup</sub>	F <sub>inf</sub>	G	H	I
C <sub>pe</sub>	-2.4	-1.6	-1.9	-0.8	-0.7

Tableau 11: Valeurs des coefficients C<sub>pe</sub> pour les zones de la toiture ou  $\alpha = 15.64^\circ$

**B) Coefficient de pression intérieure « C<sub>pi</sub> » :** Le coefficient de pression C<sub>pi</sub> est donné par

la figure 5.14 du RNV 2013, il est une fonction de l'indice de perméabilité  $\mu_p$  et du

rapport  $\frac{h}{d}$ , cette figure est recopiée ci-dessous ; fig. 21.

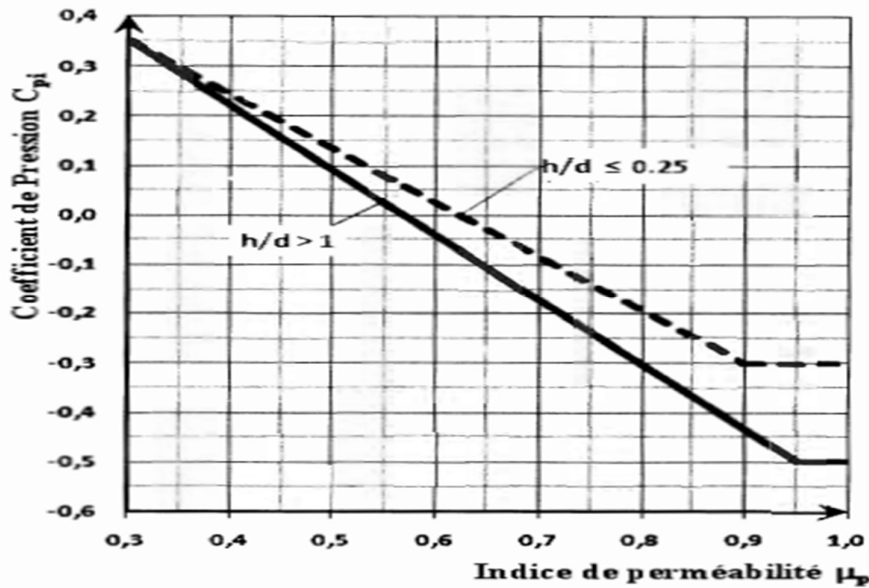


Figure 22: Rappel de la figure 5.14 du RNV pour déterminer les coefficients de pression intérieure Cpi applicables pour un bâtiment sans face dominante

On définit l'indice de perméabilité  $\mu_p$  comme suit :

$$\mu_p = \frac{\text{Somme des surfaces des ouvertures des parois où } C_{pe} \text{ est négatif}}{\text{Somme des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

✓ **Pour vent V1** : b = 90m , d = 80m , h = 8.5m, h/d = 0.10

$$\mu_p = \frac{3\text{portes} + 6\text{fenêtres} + 4\text{portes} + 3\text{fenêtres}}{4\text{portes} + 3\text{fenêtres} + 12\text{fenêtres} + 6\text{portes}} = \frac{3 \cdot 0.9 \cdot 2 + 6 \cdot 0.8 \cdot 1.5 + 8 \cdot 4 \cdot 3 + 3 \cdot 0.8 \cdot 1}{8 \cdot 4 \cdot 3 + 3 \cdot 0.8 \cdot 1 + 12 \cdot 0.8 \cdot 1.5 + 6 \cdot 0.9 \cdot 2} = \frac{185}{206} = 0.89 \dots \dots \dots \mu_p = 0.89$$

La figure 5.14 du RNV donne la valeur : **Cpi ≈ - 0.28**

✓ **Pour vent V2** ; b=80 , d=90m ;h=8.5m ; h/d = 0.09

$$\mu_p = \frac{4\text{portes} + 1\text{fenêtre} + 6\text{portes} + 12\text{fenêtres}}{4\text{portes} + 3\text{fenêtres} + 12\text{fenêtres} + 6\text{portes}} = \frac{4 \cdot 4 \cdot 3 + 0.8 \cdot 1 + 6 \cdot 0.9 \cdot 2 + 12 \cdot 0.8 \cdot 1.5}{8 \cdot 4 \cdot 3 + 3 \cdot 0.8 \cdot 1 + 12 \cdot 0.8 \cdot 1.5 + 6 \cdot 0.9 \cdot 2} = 0.35$$

..... $\mu_p = 0.35$  ; alors **Cpi ≈ + 0.3**

**C) Détermination de la pression aérodynamique W (ze) :**

On rappelle la formule de la pression aérodynamique W(Zj) agissant sur une paroi

$$W(z_j) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

**1. Cas du vent perpendiculaire au long-pan V1**

- **Parois verticales**

Zones	$q_p$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W$ (N/m <sup>2</sup> )
A	618.75	-1	-0.28	-445.5
B	618.75	-0.8	-0.28	-321.75
C	618.75	-0.5	-0.28	-136.125
D	618.75	+0.8	-0.28	668.25
E	618.75	-0.3	-0.28	-12.375

Tableau 12: Valeurs de la pression  $W(Z_j)$  agissant sur les parois verticales pour V1.

- Toiture :

Zones	$q_p$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W$ (N/m <sup>2</sup> )
Versant N°1 zone F	656.25	-1.46 +0.1	-0.28	-774.375 249.375
Versant N°1 zone G	656.25	-1.05 +0.1	-0.28	-505.312 249.375
Versant N°1 zone H	656.25	-0.45 +0.1	-0.28	-111.562 249.375
Versants N°2 et N°3	656.25	-1	-0.28	-472.5
Versant N°4	656.25	-0.6	-0.28	-210

Tableau 13: La pression aérodynamique  $W(Z_j)$  agissant sur la toiture pour V1

2. Cas du vent V2 perpendiculaire au pignon :

- Parois verticales

Zones	$q_p$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W$ (N/m <sup>2</sup> )
A	618.75	-1	0.3	-804.375
B	618.75	-0.8	0.3	-680.625
C	618.75	-0.5	0.3	-495
D	618.75	+0.8	0.3	309.375
E	618.75	-0.3	0.3	-371.25

Tableau 14: Valeurs de la pression  $W(Z_j)$  agissant sur les parois verticales pour V2.

- Toiture



- Pour  $\alpha = 8^\circ$

Zones	$q_p$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	W (N/m <sup>2</sup> )
F <sub>sup</sub>	656.25	-2.3	0.3	-1706.25
F <sub>inf</sub>	656.25	-1.97	0.3	-1489.687
G	656.25	-1.83	0.3	-1397.812
H	656.25	-0.65	0.3	-623.437
I	656.25	-0.55	0.3	-557.812

Tableau 15: La pression aérodynamique  $W(Z_j)$  agissant sur la toiture pour V2 où  $\alpha = 8^\circ$

- Pour  $\alpha = 15.64^\circ$

Zones	$q_p$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	W (N/m <sup>2</sup> )
F <sub>sup</sub>	656.25	-2.4	0.3	-1771.875
F <sub>inf</sub>	656.25	-1.6	0.3	-1246.875
G	656.25	-1.9	0.3	-1443.75
H	656.25	-0.8	0.3	-721.875
I	656.25	-0.7	0.3	-656.25

Tableau 16: La pression aérodynamique  $W(Z_j)$  agissant sur la toiture pour V2 où  $\alpha = 15.64^\circ$

**II-2-7 Détermination des forces de frottement du vent :** D'après l'article 2.6.3 du RNV 2013 p.59-60), les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèle au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent et sous le vent.

- 1) **Cas du vent V1 :**  $b = 90m$  ,  $d = 80m$  ,  $h = 10$   
 $S_1 = 80 \times 10 = 800m^2$  ;  $S_2 = 90 \times 10 = 900m^2$  ;  $2S_1 = 1600 < 4S_2 = 3600m^2$  .....C.V
- 2) **Cas du vent V2 :**  $b = 80m$  ,  $d = 90m$  ,  $h = 10m$   
 $S_1 = 90 \times 10 = 900m^2$  ;  $S_2 = 80 \times 10 = 800m^2$  ;  $2S_1 = 1800 < 4S_2 = 3200m^2$  .....C.V

**Alors dans notre projet, les effets de frottement du vent sont négligés**

### II-2-8 Evaluation de l'action de variation de température $\Delta t$ :

Les changements de température entre la période de construction et la période de réception du bâtiment, entraîne une modification de la longueur du bâtiment d'origine (on parle de dilatation thermique noté  $\Delta$ ) ce déplacement horizontale provoque des sollicitations dans les éléments structuraux. Afin d'éviter ce déséquilibre, nous calculons la différence de longueur notée par «  $\Delta$  » en préparant la phase de calcul statique de la structure, dans les deux directions On utilise la formule connue en sciences physiques :  $\Delta = \alpha_t \cdot L \cdot \Delta t$

$\alpha_t$ : coefficient de dilatation thermique du matériau solide (donc, de l'acier),

Pour l'acier =  $1.2 \times 10^{-5} [^{\circ}\text{C}^{-1}]$

On considère que les effets de  $\Delta$  sont négligeables pour une structure non bridée de longueur  $\leq 45\text{m} = L_{lim}$  (elle vaut 40 m pour le grand sud).

Dans notre projet, nous avons les joins thermiques dans les deux directions :

- Dans le sens longitudinal (y)  $L_y = 45\text{m} = L_{lim} = 45\text{m}$ ,
- Dans le sens longitudinal (x)  $L_x = 40\text{m} < L_{lim} = 45\text{m}$

**Alors les effets de  $\Delta$  sur la structure dans les deux sens sont négligeables.**

---

**Chapitre III : Etude de la toiture**

---

### III-1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons concevoir et dimensionner les éléments métalliques de la toiture du hall. Nous allons choisir une toiture légère, simple à réaliser et probablement économique. C'est une toiture à huit versants deux à deux parallèles symétriques avec deux pentes différentes 14 % et 28%.

Cette toiture repose sur les portiques transversaux de la structure principale métallique, qui se compose d'éléments plans de *couverture métalliques* ou composites (panneaux sandwich ou tôles nervurées renforcé par des isolants thermiques) supporter par des *pannes d'acier* en profiler laminés a chaud normalisés

### III-2 Type de couverture

Pour les versants à grande pente (28%) l'architecte a prévu une couverture en panneaux vitrés, ceux-ci favorisent l'éclairage naturel à l'intérieur du hall.

Pour les versants à faible pente de (14%), nous avons opté pour des panneaux sandwichs préfabriqués à parement d'acier galvanisé pré- laqué, de fabrication locale ou étrangère. Le noyau d'isolation thermique est une mousse rigide de polyuréthane, léger et efficace

. Ces panneaux doivent être accompagnés d'une attestation de contrôle technique appelée « Avis Technique » fournie par l'organisme national de contrôle technique des produits de construction ; il s'agit du centre **CNERIB** (Centre National d'Etudes et Recherches Intégrées au Bâtiment).

Il faut noter que les panneaux choisis sont importés de l'étranger (de France), alors un avis technique fourni par le centre français de contrôle technique **CSTB** (Centre Scientifique et Technique du Bâtiment) est accepté pour garantir les propriétés de qualité de ce produit.

On a choisi des panneaux de modèle « ONDATHERM 1040 TS ». Ci-dessous nous donnons quelques propriétés importantes tirées de la fiche technique de ce produit :

- l'épaisseur : 80 mm
- Longueur = 16000 mm = 16 m
- Largeur = 1080 mm = 1.08 m
- Poids = 14.5 kg /m<sup>2</sup>

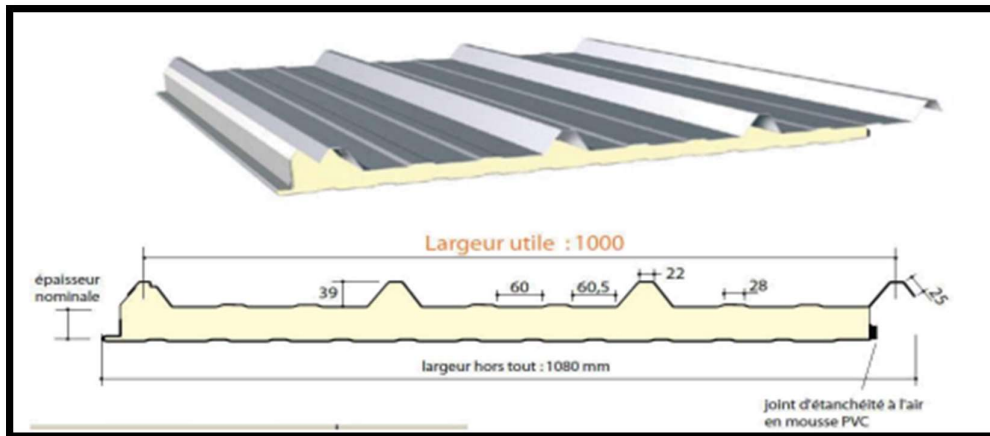


Figure 23 : Propriétés de la couverture de la toiture

CARACTERISTIQUES DES PAREMENTS		NORMES
Nuance d'acier	S 350 GD	NF EN 10346
Type de protection	Galvanisé-Prélaqué	NF EN 10169-1 XP P34301

Tableau 17: caractéristiques des matériaux de base

CARACTERISTIQUES DU PANNEAU		Epaisseurs nominales de l'âme (+/-2 mm)					
		30	40	50	60	80	100
DIMENSIONNELLES	Epaisseur parement extérieur (mm)	0,63 - 0,75					
	Epaisseur parement intérieur (mm)	0,50 - 0,63					
	Largeur utile (+/- 5 mm)	1000 mm					
	Largeur hors tout (+/- 5 mm)	1080 mm					
	Longueur maximale hors tout (+/- 5 mm)	16000 mm					
	Débord en extrémité	50 - 100 - 150 - 200 - 300 mm					
PONDERALES (kg/m <sup>2</sup> )	Ex. en épaisseurs 0,63 et 0,63 mm	12,5	12,9	13,3	13,7	14,5	15,3
ACOUSTIQUES	Isolement : Indice d'affaiblissement (60mm)	R <sub>rose</sub> : 25 dB(A) - R <sub>route</sub> : 22dB(A) - R <sub>w</sub> [C;Ctr] : 25(-1;3) dB					

Tableau 18: Géométrie et dimensions d'un panneau de couverture

**III-3 Calcul de la couverture** : Les panneaux de toiture sont sollicités à la flexion avec un effort axial N sous les charges suivantes :

- Charge verticale du poids propre G
- Charge verticale due aux travaux de montage ou d'entretien Q
- Charge verticale variable de neige S
- Pression du vent perpendiculaire à la surface de couverture W

L'étude du vent a mis en évidence deux valeurs maximales des pressions W sur la toiture : valeur de pression et valeur de dépression.

- 1- **Schéma statique** : Les panneaux de couverture seront supportés par des pannes ; les nervures des panneaux sont perpendiculaires aux pannes.
- Pour une rapidité de pose, on utilise des panneaux en une pièce de longueurs coupées égales à la longueur « L' » d'un versant ;  $L' = (l)/\cos(\alpha)$

avec n : nombre des espacements des pannes dans un seul versant, cet espacement « a » sera égal à la portée constante des travées égales de la couverture ; on écrit que :

$$L' = n \times a + 50\text{cm} + 10\text{cm} ; \text{ ce qui donne : } a = \frac{L' - (50 + 10)}{n}$$

- Le nombre d'appuis d'un panneau est égal au nombre des pannes dans un seul versant.
- L'espacement « a » entre deux pannes est choisi dans l'intervalle suivant :  $1.0 \text{ m} \leq a \leq 3.5\text{m}$

	$\alpha_1$	$\alpha_2$	Cos ( $\alpha_1$ )	Cos ( $\alpha_2$ )	L <sub>1</sub>	L <sub>2</sub>	L <sub>1'</sub>	L <sub>2'</sub>	n <sub>1</sub>	n <sub>2</sub>	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>
16 m	7.96°	15.64°	0.99	0.96	10.65	5.35	10.75	5.55	5	3	2	1.6
24 m	7.96°	15.64°	0.99	0.96	10.65	13.35	10.75	13.9	5	6	2	2.2

Tableau 19: calcul d'espacement des pannes " a "

On adopte (pour les calculs) l'espacement entre les pannes **a = 2.0 m**

Nombres des travées : il est égal à  $15/2 = 7.5 \approx 8$  travées => Le nombre d'appuis = 9 appuis

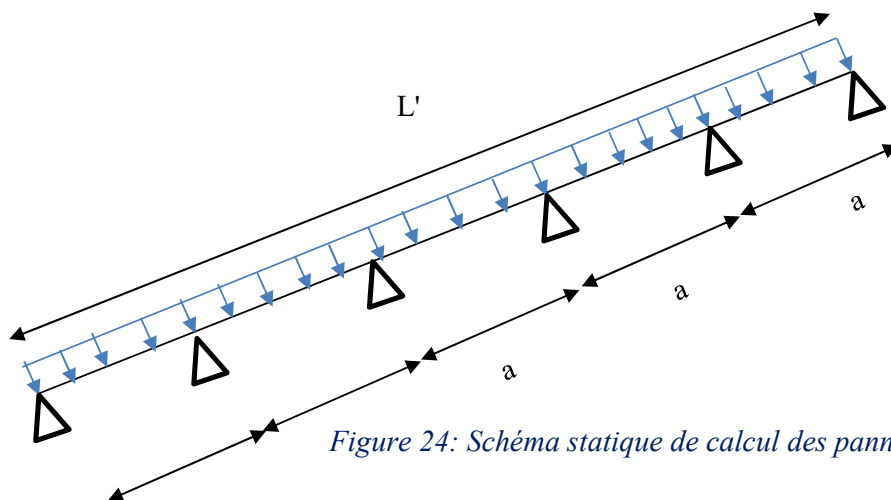


Figure 24: Schéma statique de calcul des panneaux de couverture

2- Méthode de calcul - Utilisation de la fiche technique des panneaux

**ONDATHERM 1040 TS :**

Au lieu de refaire les calculs de résistance et de rigidité nous préférons utiliser directement le tableau de la fiche technique des couvertures « Ondatherm 1040 TS ». Ce tableau exige de vérifier la condition suivante :  $P \leq P_{adm}$ , il est recopie ici sous le nom de Tableau 20 ;

Où  $P_{adm}$  = Valeur de la charge maximale admissible donnée par le tableau, en daN/m<sup>2</sup>

**2-1 Valeurs de la charge de calcul «P» :** On considère les combinaisons des charges définies par le règlement CCM97 à l'ELU, et on retient les valeurs défavorables :

**P<sup>+</sup>**: Valeur maximale positive, donc c'est une charge descendante.

**P<sup>-</sup>**: Valeur maximale négative, donc c'est une charge ascendante.

Charges maximales admissibles en daN/m<sup>2</sup> en fonction des portées d'utilisation (pour épaisseurs de parements 0,63 - 0,50 mm)

	2 APPUIS						PORTÉE (m)	3 APPUIS							
	Epaisseurs nominales de l'âme							Epaisseurs nominales de l'âme							
	100	80	60	50	40	30		30	40	50	60	80	100		
PRESSION					360	305	2,00								PRESSION
DEPRESSION					300	300									DEPRESSION
PRESSION				290	280	225	2,25								PRESSION
DEPRESSION				265	265	265									DEPRESSION
PRESSION		360	310	260	220	170	2,50	250	295						PRESSION
DEPRESSION		270	240	240	240	240		240	240						DEPRESSION
PRESSION		315	275	235	190	145	2,75	205	240	280					PRESSION
DEPRESSION		245	220	220	220	220		220	220	220					DEPRESSION
PRESSION	315	275	235	195	165	125	3,00	180	200	235	255	285			PRESSION
DEPRESSION	225	225	200	200	200	200		200	200	200	200	225			DEPRESSION
PRESSION	280	245	205	165	130	105	3,25	150	175	195	230	265	300	PRESSION	
DEPRESSION	200	200	175	175	175	175		175	175	175	175	200	200	DEPRESSION	
PRESSION	255	215	180	140	110	90	3,50	125	150	165	205	245	285	PRESSION	
DEPRESSION	190	190	160	160	160	160		160	160	160	160	190	190	DEPRESSION	
PRESSION	225	190	155	120	90	75	3,75	110	135	145	185	225	265	PRESSION	
DEPRESSION	180	180	140	140	140	140		140	140	140	140	180	180	DEPRESSION	
PRESSION	200	165	135	100	75	65	4,00	95	115	130	170	205	245	PRESSION	
DEPRESSION	170	170	120	120	120	120		120	120	120	120	170	170	DEPRESSION	
PRESSION	180	150	115	85	60	50	4,25	80	100	120	150	190	220	PRESSION	
DEPRESSION	160	160	110	110	110	110		110	110	110	110	160	160	DEPRESSION	
PRESSION	160	130	100	70	50		4,50	70	90	105	135	170	205	PRESSION	
DEPRESSION	150	150	105	105	105			105	105	105	105	150	150	DEPRESSION	
PRESSION	140	115	85	60			4,75	65	80	95	125	155	190	PRESSION	
DEPRESSION	140	140	95	95				95	95	95	95	140	140	DEPRESSION	
PRESSION	125	100	75	50			5,00	55	70	85	115	145	175	PRESSION	
DEPRESSION	135	135	90	90				90	90	90	90	135	135	DEPRESSION	
PRESSION	105	85	65				5,25	60	75	100	130	155		PRESSION	
DEPRESSION	120	120	70					70	70	70	70	120	120	DEPRESSION	
PRESSION							5,50			70	90	115	140	PRESSION	
DEPRESSION										60	60	120	120	DEPRESSION	
PRESSION							5,75			60	80	105	125	PRESSION	

Tableau 20: valeurs de la charge admissible <P<sub>adm</sub>>

**2-2 Valeurs de la charge admissible «P<sub>adm</sub>» :** On utilise le tableau 20 ci-dessus tiré de la fiche technique des panneaux modèle « Ondatherm 1040 TS ». On prend les deux valeurs suivantes correspondant au cas d'une travée de 2.5m de longueur sur deux appuis :

**P<sub>adm,1</sub>** = 360 daN/m<sup>2</sup> pour une charge de pression donc descendante.

**P<sub>adm,2</sub>** = 270 daN/m<sup>2</sup> pour une charge de dépression donc ascendante.

**2-3 Vérifications d'un panneau de couverture :** On a deux vérifications à faire :

**P<sup>-</sup>** ≤ P<sub>adm,1</sub> = 270 daN/m<sup>2</sup> pour une charge P de dépression.

**P<sup>+</sup>** ≤ P<sub>adm,2</sub> = 360 daN/m<sup>2</sup> pour une charge P de pression.

✚ Cas d'une charge ascendante due au vent de dépression :

$$P^- = | G - 1.5 * W | \leq P_{adm,1}(\text{dépression})$$

où W = max Wi(dans la toiture) = W<sub>zone Fsup</sub> = -177.2 daN/m<sup>2</sup> .

$$P^- = | 14.5 - 1.5 * 177.2 | = 251.3 \text{ daN/m}^2 < P_{adm,1} = 270 \text{ daN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

✚ Cas d'une charge descendante due à un vent de pression :

**P<sup>+</sup>** = le maximum des valeurs calculées suivantes :

- 1.35 G + 1.5 Q + W (↓) = 1.35\*14.5 + 1.5\*100 + 24.9 = 194.5 daN/m<sup>2</sup>
- 1.35 G + 1.5 W (↓) + Q = 1.35\*14.5 + 1.5\*24.9 + 100 = 156.9 daN/m<sup>2</sup>
- 1.35 G + 1.5 S + W (↓) = 1.35 \* 14.5 + 1.5\*23.42 + 24.9 = 79.6 daN/m<sup>2</sup>
- 1.35 G + 1.5 W (↓) + S = 1.35 \* 14.5 + 1.5\*24.9 + 23.42 = 80.34 daN/m<sup>2</sup>

$$P^+ = 194.5 \text{ daN/m}^2 < P_{adm,2} = 360 \text{ daN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Puisque ces conditions ont été vérifiées pour un panneau avec une travée de longueur égale à 2.5m, donc sur deux appuis, alors évidemment ces conditions seront vérifiées pour notre cas où on a plusieurs travées de longueurs inférieures : L = a = 2.0 m

**Conclusion :** On peut utiliser nos panneaux de couverture sans aucun problème de sécurité ou de mauvaise rigidité. Les panneaux ONDATHERM d'épaisseur 80 mm posés en continuité avec un espacement d'appuis de 2.0 m sont alors admis.



III-4 **Etude des pannes**

**III-4.1 Introduction** : Les pannes de couverture sont des poutrelles laminées généralement en I ou U, elles sont soumises à la flexion déviée sous l’effet du poids propre de la couverture, des actions climatiques et de la surcharge d’entretien. L’action de la variation de température sera négligée en concevant des joints permettant la libre dilatation thermique aux extrémités de chaque panne. Elles sont disposées perpendiculairement aux traverses des portiques transversaux, et sont calculées suivant les exigences des règles "CCM97 "

**III-4.2 Conception des pannes** : Pour ce projet nous choisissons des pannes en profilés laminés à chaud normalisés de type IPE avec nuance d’acier S235, elles sont disposées parallèlement aux lignes de la toiture de façon inclinée sur les traverses principales.

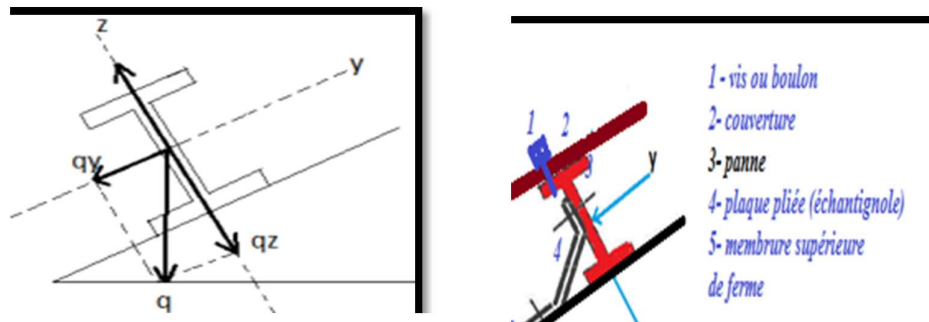


Figure 25: disposition d'une panne et assemblage couverture-panne

**III-4.3 Pré-dimensionnement** : On choisit la hauteur de profil en se référant au livre «Charpentes Métalliques, volume 11 du traité Suisse TGC, p. 230 ;» on peut appliquer la règle empirique suivante :

$h = \frac{l}{40} = \frac{5000}{40} = 125mm$  On opte pour des IPE180 dont les propriétés sont les suivantes :

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche								
	G	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	A	h <sub>1</sub>	d	Ø	p <sub>min</sub>	p <sub>max</sub>	A <sub>1</sub>	A <sub>G</sub>							
kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	mm	mm		mm	mm	m <sup>2</sup> /m	m <sup>2</sup> /t							
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8,0	9,0	23,9	164,0	146,0	M 10	48	48	0,698	37,13							
IPE 180	18,8	1317	146	166	7,42	11,3	101	22,2	34,6	2,05	31,8	4,79	7,43	1	1	1	2	3	✓	✓	✓

Tableau 21: Propriétés du profilé IPE180

Remarque : on prend les pannes du 1<sup>er</sup> versant comme exemple dans nos calculs.

**III-4-4 Analyse statique des panneaux de couverture :**

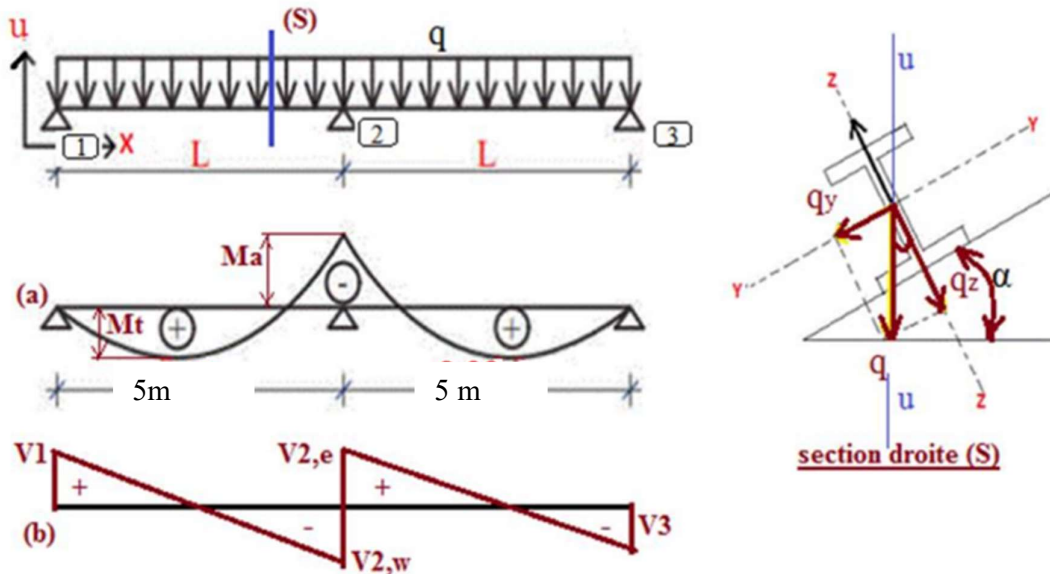


Figure 26: Résultats de l'analyse statique d'une panne

(a) : diagramme des moments de flexion

(b): diagramme des efforts tranchants

$M_a$  : moment sur appui intermédiaire

$M_t$  : moment maximal de travée

$V1$ ,  $V2$  et  $V3$  : efforts tranchants sur appuis.

**III-4-5 Evaluation des charges permanentes G, d'entretien Q, de vent V et de neige S :**

- La charge permanente G:  $G = P_c + P_p + P_{acc}$

$P_c$  : poids de couverture =  $P \cdot a = 14.5 \text{ daN/m}^2 \cdot 2 \text{ m} = 29 \text{ daN/m}$

$P_p$  = poids propre des pannes ;  $P_p = 18.8 \text{ daN/m}$

$P_{acc}$  = poids des accessoires et équipements légers divers. Il est estimé 5%  $\Sigma(P_c + P_p) =$

$P_{acc} = 1.05 \cdot (29 + 18.8) = 50.19 \text{ daN/m}$

Alors  $G = 29 + 18.8 + 50.19 = 98 \text{ daN/m}$

- La surcharge d'entretien Q : Le DTR B.C 2.2 propose une charge uniforme surfacique de  $Q = 1 \text{ kN/m}^2$ , ce qui donne une charge par mètre de largeur  $100 \text{ daN/m}^2 \cdot 2 \text{ m} = 200 \text{ daN/m}$
- La pression du vent "W": L'étude des actions du vent a donné plusieurs valeurs de la pression W. On retient les deux plus grandes valeurs.
  - Le vent de pression ( $W^+$ ) :  $W^+ = 24.9 \text{ daN/m}^2 \cdot 2 \text{ m} = 49.8 \text{ daN/m}$

- Le vent de dépression ( $W^-$ ) :  $W^- = 177.2 \text{ daN/m}^2 * 2\text{m} = 354.4 \text{ daN/m}$ 
  - Charge de neige "S" :  $S = 15.36 \text{ daN/m}^2 * 2\text{m} = 30.72 \text{ daN/m}$ , Elle est faible par rapport à Q, c'est la charge Q qui sera retenue pour le reste des calculs.

### III-4-6 Combinaisons des charges :

❖ pour les ELU :

$$\text{Combi 1 : } G - 1.5 W^- = 98 - 1.5 * 354.4 = -433.6 \text{ daN/m}$$

$$\text{Combi 2 : } 1.35 G + 1.5 Q + W^+ = 1.35 * 98 + 1.5 * 200 + 49.8 = 482.1 \text{ daN/m}$$

$$\text{Combi 3 : } 1.35 G + 1.5 W^{++} + Q = 1.35 * 98 + 1.5 * 49.8 + 200 = 407 \text{ daN/m}$$

La combinaison la plus favorable pour vérifier les conditions de résistance est comb2 ;

$$P = 482.1 \text{ daN/m}$$

Pour la flexion dans le plan (X, Z) de forte inertie :  $P_z = P * \cos \alpha$  donc :

$$P_z = 482.1 * \cos(8^\circ) = 477.4 \text{ daN/m} ;$$

Pour la flexion dans le plan ( X ,Y) parallèlement au versant de toiture ; plan de faible inertie

$$P_y = P * \sin \alpha ; \text{ donc : } P_y = 482.1 * \sin(8) = 67.09 \text{ daN/m} ;$$

❖ Pour les ELS (le calcul de flèche) :

$$\text{combi-4 : } G + Q + W^+ = 98 + 200 + 49.8 = 347.8 \text{ daN/m}$$

$$\text{combi-5 : } G - W^- = 98 - 354.4 = -256.4 \text{ daN/m}$$

La combinaison la plus favorable pour vérifier les conditions de flèche est la combi -4 où :

$$P = 347.8 \text{ daN/m}$$

Pour la flexion dans le plan (X, Z) de forte inertie :  $P_z = P * \cos \alpha$  donc :

$$P_z = 347.8 * \cos(8^\circ) = 344.41 \text{ daN/m} ;$$

Pour la flexion dans le plan ( X ,Y) parallèlement au versant de toiture ; plan de faible inertie

$$P_y = P * \sin \alpha ; P_y = 48.4 \text{ daN/m} ;$$

### III-4-7 Analyse statique :

- Section dangereuse pour My et Mz :  $M_{\max} = \frac{-Pl^2}{8}$  avec l : longueur du panne = 5m

$$M_y = \frac{-P_z * l^2}{8} = - 344.41 * 5^2 / 8 = -1076.28 \text{ daN.m}$$

$$M_z = \frac{-P_y * l^2}{8} = -151.25 \text{ daN.m}$$

- Section dangereuse pour Vy et Vz :  $V_{max} = 0.625 \cdot P \cdot L$   
 $V_z = 0.625 \cdot P_z \cdot l$  ; donc  $V_z = 0.625 \cdot 344.41 \cdot 5 = 1076 \text{ daN}$   
 $V_y = 0.625 \cdot P_y \cdot l$  ; donc  $V_y = 151 \text{ daN}$
- La flèche maximale : Elle est notée  $\Delta_y$  pour la flexion par rapport à l'axe y, elle est notée  $\Delta_z$  pour la flexion par rapport à l'axe z,

La flèche se calcule par la relation :  $\Delta = 0.41 \cdot \frac{5}{384} \cdot \frac{p \cdot l^4}{E \cdot I}$

$$\Delta_y = 0.41 \cdot \frac{5}{384} \cdot \frac{p_z \cdot l^4}{E \cdot I_y} = 0.41 \cdot \frac{5}{384} \cdot \frac{344.41 \cdot 10^{-2} \cdot (5000)^4}{2.1 \cdot 10^5 \cdot 1317 \cdot 10^4} = 4.1 \text{ mm}$$

$$\Delta_z = 0.41 \cdot \frac{5}{384} \cdot \frac{p_y \cdot l^4}{E \cdot I_z} = 0.41 \cdot \frac{5}{384} \cdot \frac{48.4 \cdot 10^{-2} \cdot 5000^4}{2.1 \cdot 10^5 \cdot 101 \cdot 10^4} = 0.6 \text{ mm}$$

$$\Delta = \sqrt{\Delta_y^2 + \Delta_z^2} = 4.14 \text{ mm ;}$$

**III-4-8 Vérifications des ELU et l'ELS** : Il faut vérifier l'ELS de flèche mais aussi l'ELU de résistance aux moments de flexion  $M_y$  et  $M_z$ , les ELU de cisaillement sous  $V_z$  et  $V_y$  séparément, et enfin, on doit vérifier l'ELU de stabilité au déversement sous la charge ascendante (433.6 daN/m) donnée par la combinaison des charges combi-1.

**1- Vérification de l'ELS de flèche :**

La flèche admissible elle est notée  $\Delta_{adm}$  ; elle vaut  $l/200 = 5000/200 = 25 \text{ mm}$

$$\Delta_y = 4.1 \text{ mm} < \Delta_{adm} = 25 \text{ mm} \text{ ----- (c.v)}$$

$$\Delta_z = 0.6 \text{ mm} < \Delta_{adm} = 25 \text{ mm} \text{ ----- (c.v)}$$

**2- Vérifications à l'ELU de résistance à la flexion bi-axiale :**

C'est un cas de flexion déviée (bi-axiale). Le profil IPE 180 est de classe 1 d'après (Réf. 3 : Arcelor-Mittal, Catalogue), alors on peut faire un calcul en plasticité. Il faudrait vérifier la condition suivante :

$$\left( \frac{M_y}{M_{pl,y,Rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_z}{M_{pl,z,Rd}} \right)^\beta \leq 1 \text{ .....formule (5.35) de CCM97}$$

Où  $\alpha$  et  $\beta$  sont des constantes. On se place en sécurité si elles sont prises égales à 1, mais qui peuvent prendre les valeurs précises suivantes :

Pour un profilé laminé en I :  $\alpha = 2$  et  $\beta = 5n$  avec  $\beta \geq 1$  ; Avec :  $n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{N}{A \times f_y / \gamma_{M0}}$

Pour les pannes courantes, n'appartenant pas au système de contreventement de toiture CVH et qui ne transmettent pas des forces du vent aux palées de stabilité, on n'a pas d'efforts N ; N = 0, alors  $\eta = 0$  ; d'où :  $\beta=1$

Nous rappelons que :  $M_y = -1076.28 \text{ daN.m}$  ;  $M_z = -151.25 \text{ daN.m}$

Soit un IPE180, il est classé classe 1 , donc un calcul en plasticité est admis.

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{166 \cdot 10^3 \cdot 235}{1.1} = 3546.36 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz.Rd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{34.6 \cdot 2350 \cdot 10^{-2}}{1.1} = 739.18 \text{ daN.m}$$

$$\left(\frac{1076.28}{3546.36}\right)^2 + \left(\frac{151.25}{739.18}\right)^1 = 0.29 \leq 1 \dots\dots\dots \text{CV}$$

**3- Vérification ELU de résistance au cisaillement :**

Cette vérification est donnée par les formules suivantes :

- Cisaillement suivant l'axe z :  $V_{z.Sd} \leq V_{pl.z.Rd} = \frac{A_{Vz} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$
  - Cisaillement suivant l'axe y :  $V_{y.Sd} \leq V_{pl.y.Rd} = \frac{A_{Vy} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$
- $V_z = 1076.28 \text{ daN}$  ;  $V_y = 151.25 \text{ daN}$

Soit un IPE180 :  $A_{Vy} = 2b \times tf = 2 \cdot 9.1 \cdot 0.8 = 14.56 \text{ cm}^2$

$$A_{Vz} = 1.04 h \times tw = 1.04 \cdot 18 \cdot 0.53 = 9.92 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.z.Rd} = 9.92 \cdot \frac{2350 / \sqrt{3}}{1.1} = 12236 \text{ daN}$$

$$V_{pl.y.Rd} = 17959 \text{ daN}$$

Alors :  $V_z = 1076 \text{ daN} < V_{pl.z.Rd} = 12236 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{CV}$

$V_y = 151 \text{ daN} < V_{pl.y.Rd} = 17959 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{CV}$

**Donc, la résistance au cisaillement est vérifiée.**

**4- Vérification à l'ELU de Stabilité contre le déversement :**

D'après M. Bitam (Réf. 4) : « Le déversement est un phénomène d'instabilité qui menace une pièce sollicitée par la flexion et qui possède une aile comprimée non suffisamment maintenue latéralement, c'est-à-dire dans le plan perpendiculaire au plan de flexion ».

« Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale »

Toute poutre et tout poteau, sollicités à la flexion, doivent être vérifiés au déversement, en particulier s'il n'y a pas suffisamment d'appuis latéraux pour bloquer l'aile comprimée de cette barre. Toutefois, le règlement exige de concevoir au moins 2 appuis latéraux aux extrémités de l'aile comprimée.

Pour l'étude des pannes de toiture, on distingue 2 cas de charge : charges descendantes et charges ascendantes de soulèvement. Dans le premier cas, il n'y a pas risque de déversement puisque l'aile comprimée est l'aile supérieure, et celle-ci est fixée dans la couverture du toit. Il est inutile de faire des calculs de vérification du non-déversement. Dans le second cas, le risque de déversement existe, les calculs de vérification de la stabilité sont alors nécessaires. La charge de soulèvement est donnée par :

$$Q = | G - 1.5 \times W \cdot | = 433.6 \text{ daN/m}$$

$$Q_y = Q \cdot \sin \alpha ; \quad Q_y = 433.6 \times \sin (8^\circ) = 60.34 \text{ daN/m}$$

$$Q_z = Q \cos \alpha ; \quad Q_z = 433.6 \times \cos (8^\circ) = 429.38 \text{ daN/m}$$

$$M_y = \frac{Q_y \cdot l^2}{8} ; \quad M_y = 1341.81 \text{ daN.m}$$

$$M_z = \frac{Q_z \cdot l^2}{8} ; \quad M_z = 188.56 \text{ daN.m}$$

Une panne de toiture inclinée travaille à la flexion déviée, alors la condition de stabilité est donnée par l'article 5.5.4 (2) paragraphe a, pages 84 et 85; c'est la formule (5.52) du règlement CCM 97.

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y, sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl, y} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \cdot M_{z, sd}}{W_{pl, z} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad [D1]$$

$X_{LT}$  : Le coefficient de réduction de la résistance, on a toujours :  $X_{LT} \leq 1$

$$\text{où} \quad k_{LT} = 1 - (\mu_{LT} N_{sd} / \chi_z \cdot A \cdot f_y) \quad \text{mais} \quad k_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \cdot \lambda_z \cdot \beta_{M, LT} - 0.15 \quad \text{mais} \quad \mu_{LT} \leq 0,90$$

Où  $\beta_{MLT}$  : facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement

Pour  $\beta_{MLT}$ , les sections d'extrémité doivent être maintenues au déversement. (Elles doivent être empêchées de subir des rotations d'axe longitudinal ou des déplacements latéraux).

Les facteurs de moment uniforme équivalent  $\beta_{M,y}$ ,  $\beta_{M,z}$  et  $\beta_{M,LT}$  doivent être calculés d'après la figure 55.4, en fonction de l'allure du diagramme des moments fléchissant entre point de maintien, à déterminer comme indiqué dans le tableau 55.4 p.87 des règles CCM97

Pour les pannes qui n'appartiennent pas au système de contreventement de toiture CVH (n'appartiennent pas aux poutres au-vent), les efforts  $N_{sd}$  sont nuls, alors :  $K_{LT} \approx 1$  et la condition s'écrit :

$$\frac{M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad [D2]$$

Où :  $f_y = 235 \text{ MPa}$  ;  $\gamma_{M1} = 1.1$

La condition [D2] est suffisante mais on peut commencer par deux vérifications rapides, à la flexion simple : [D3] et [D3], comme suit.

- Flexion par rapport à l'axe y seul :  $M_y \leq M_{y,Rd} = X_{LT} \times \beta_w \times f_y \times \frac{W_{ply}}{\gamma_{M1}}$  [D3]
- Flexion par rapport à l'axe z seul :  $M_z \leq M_{z,Rd} = X_{LT} \times \beta_w \times f_y \times \frac{W_{plz}}{\gamma_{M1}}$  [D4]

IPE 180 est de la classe 1 alors :  $\beta_w = 1$

Le coefficient de réduction de la résistance :  $X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$  ; mais  $X_{LT} \leq 1$

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

$\alpha_{LT} = 0.21$  pour les profilés laminés.

$$L'élancement réduit : \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{B_w \cdot W_{ply} \cdot F_y}{M_{cry}}}$$

$M_{cry}$  : moment critique élastique de déversement

Pour le calcul de l'élancement réduit  $\bar{\lambda}_{LT}$  nous avons le choix entre deux méthodes :

- ❖ le calcul avec l'élancement géométrique  $\lambda_{LT}$  par une des formules de l'annexe B du règlement CCM 97, telle que la formule approchée (B.25) page 149 ;

$$\lambda_{LT} = \frac{0,9 \cdot kL / i_z}{(C_1)^{0,5} \left[ \left[ \frac{k}{k_w} \right]^2 + \frac{1}{20} \left[ \frac{kL / i_z}{h / t_f} \right]^2 \right]^{0,25}}$$

Où «  $k.L / i_z$  » est  $L_k / i_z$  : c'est-à-dire la longueur de flambement dans le plan latéral (x,y) ;

L : longueur réelle entre 2 appuis latéraux successifs, elle est mesurée dans la direction (y),

k : coefficient de nature des appuis pour le calcul de Lk. Dans certains livres, on le désigne par :  $\mu$ .

$k_w = 1$  (d'après l'annexe B, article B.1.2 (4) page 142 de CCM 97).

❖ Méthode du calcul avec le moment critique  $M_{cr}$ , celui-ci est donné, d'après l'annexe B page 145 de CCM 97, par une des 2 formules suivantes :

$$\text{Par rapport à l'axe } y : M_{cr,y} = C1 \times \pi^2 \times \frac{E.I_y}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_y} + \frac{L^2.G.Lt}{\pi^2.E.I_y}}$$

$$\text{Par rapport à l'axe } z : M_{cr,z} = C1 \times \pi^2 \times \frac{E.I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2.G.Lt}{\pi^2.E.I_z}}$$

$C1 = 1.132$  (D'après le tableau B 1.2 page 144 des règles CCM 97).

$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$  : Module de cisaillement. Les valeurs de E et  $\nu$  sont donnés dans le tableau 3.2 (page 15 CCM97).

E : Module d'élasticité longitudinale ;  $E = 21 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$

$\nu$  : Coefficient de Poisson ;  $\nu = 0.3$

$$G = \frac{21 \cdot 10^6}{2(1+0.3)} = 8.08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2 \approx 81\,000 \text{ MPa}$$

- Le moment critique par rapport l'axe y :

$$M_{cr,y} = 1.132 \times \pi^2 \times \frac{21 \cdot 10^6 \cdot 1317 \cdot 10^4}{5000^2} \sqrt{\frac{7.43 \cdot 10^9}{1317 \cdot 10^4} + \frac{5000^2 \cdot 81000 \cdot 4.79 \cdot 10^4}{\pi^2 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 1317 \cdot 10^4}} = 3.02 \times 10^9 \text{ N.mm}$$

$$= 302675.16 \text{ daN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{B_w \cdot W_{ply} \cdot F_y}{M_{cry}}} = \sqrt{\frac{1 \cdot 166 \cdot 10^3 \cdot 235}{3.02 \cdot 10^9}} = 1.1 ; \phi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21(1.1 - 0.2) + (1.1)^2] = 1.2$$

$$X_{LT} = \frac{1}{1.2 + \sqrt{1.2^2 - 1.1^2}} = 0.59 ; \text{ alors : } M_{y,Rd} = 0.59 \times 1 \times 235 \times \frac{166 \cdot 10^3}{1.1} = 2092.35 \text{ daN.m}$$

- Le moment critique par rapport l'axe z :

$$M_{cr,z} = 1.132 \times \pi^2 \times \frac{21 \cdot 10^6 \cdot 101 \cdot 10^4}{5000^2} \sqrt{\frac{7.43 \cdot 10^9}{101 \cdot 10^4} + \frac{5000^2 \cdot 81000 \cdot 4.79}{\pi^2 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 101}} = 38819.4 \text{ daN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{B_w \cdot W_{plz} \cdot F_y}{M_{crz}}} = \sqrt{\frac{1 \cdot 34.6 \cdot 10^3 \cdot 235}{38819.4 \cdot 10^4}} = 0.31$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21(0.31 - 0.2) + (0.31)^2] = 0.55 ; X_{LT} = \frac{1}{0.55 + \sqrt{0.55^2 - 0.31^2}} = 0.99$$



$$M_{z,Rd} = 0.99 \times 1 \times 235 \times 10^5 \times \frac{34.6 \times 10^{-6}}{1.1} = 731.79 \text{ daN.m}$$

Les vérifications : Nous avons  $M_y = 1341.81 \text{ daN.m}$  ;  $M_z = 188.56 \text{ daN.m}$

- Vérification N°1, avec (D3) :

$$M_y = 1341.81 \text{ daN.m} < M_{y,Rd} = 2092.35 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- Vérification N°2, avec (D4) :

$$M_z = 188.56 \text{ daN.m} < M_{z,Rd} = 731.79 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- Vérification N°3 : Enfin, il faut vérifier la condition [D2] :

$$\frac{M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

$$\frac{1341.81 \cdot 10^4}{0.59 \cdot 166 \cdot 10^3 \cdot \frac{235}{1.1}} + \frac{1 \cdot 188.56 \cdot 10^4}{34.6 \cdot 10^3 \cdot \frac{235}{1.1}} = 0.89 < 1 \dots\dots\dots \text{CV}$$

**III-4-9 Conception des liernes** : Dans notre projet, on n'a pas besoin de placer des liernes-tirants car nos calculs ont montré que les pannes IPE 180 résistent seules.

**Conclusion** : Le profilé IPE180 en acier de nuance S 235 vérifie toutes les exigences nécessaires, donc il est admis pour les pannes.

---

**Chapitre IV : Etude des Façades**

---

### IV-1 Introduction

Ce quatrième chapitre vise l'étude des façades de notre bâtiment, on commence par la présentation des aspects descriptifs de conception et on termine par les calculs de dimensionnement conformes à la réglementation technique. Cette phase ressemble beaucoup à la phase précédente d'étude de la toiture. On opte pour les solutions avec composants métalliques, on étudie donc des bardages en tôles d'acier, et des éléments porteurs secondaires de façades en profilés laminés à chaud standards: lisses horizontales et potelets verticaux.

**IV-2 Conception des façades** : Pour notre projet de hall commercial (un marché de quartier), nous choisissons des façades long-pans et pignons, toutes en composants métalliques. Une façade se compose des éléments suivants :

- **des éléments porteurs verticaux** : ce sont les poteaux principaux et les potelets, ces derniers sont des éléments de raidissage en profilés d'acier.
- **des éléments porteurs horizontaux** : ce sont les barres horizontales en profilés d'acier placées pour supporter les panneaux de bardage, on les appelle lisses de bardage ou filières.

Les lisses viennent s'appuyer sur les poteaux principaux et les potelets. Chaque lisse peut avoir une travée et s'appuie donc sur deux appuis (2 poteaux ou potelets), elle peut avoir trois ou plusieurs appuis, on dit qu'elle est continue. Dans le premier cas, la lisse est isostatique, dans le second cas, elle est hyperstatique. Pour des lisses en profilés d'acier laminés à chaud standards, on nous recommande des portées allant de 3 m à 5 m.

Pour notre projet en façades long-pan, l'espacement des poteaux principaux est égal à 5m donc on n'a pas besoin de placer des potelets. Cependant, en façades pignons les deux espacements entre poteaux principaux sont égaux à 16m et 24m, ils dépassent les limites recommandées pour des conceptions économiques des lisses, alors nous décidons d'ajouter des potelets comme suit :

- 02 potelets pour la portée 16m
- 03 potelets dans la portée 24m

D'autre part, la valeur d'espacement des lisses dépend de la résistance des panneaux de bardage métalliques, on nous recommande l'intervalle [1m à 3m].

Pour le **choix des panneaux de bardage**, nous avons choisi la solution courante qui consiste

à utiliser des panneaux sandwichs préfabriqués qui ressemblent à ceux de la toiture, ils sont thermiquement isolants, étanches, leur montage est rapide, et ont une bonne résistance mécanique. Ces panneaux composites ont des parements faiblement nervurés ou plats.

Une autre solution pour construire les façades consiste à utiliser des parois en maçonnerie (par exemple, en briques creuses), avec revêtement non métallique (en mortier de ciment et peinture étanche). Aussi, on peut combiner les deux solutions techniques, panneaux métalliques et parois en maçonnerie, on conçoit dans ce cas, une ou deux parois en maçonnerie de briques creuses et on ajoute un revêtement externe en bacs d'acier ou d'aluminium sans isolant thermique.

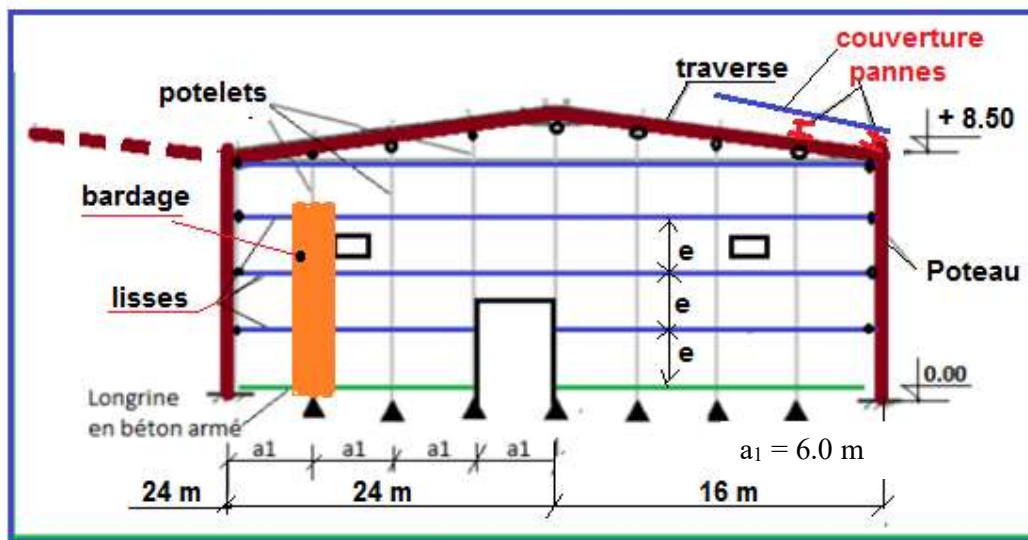


Figure 27: Une conception courante pour les façades pignons ( $e = 2\text{m}$ )

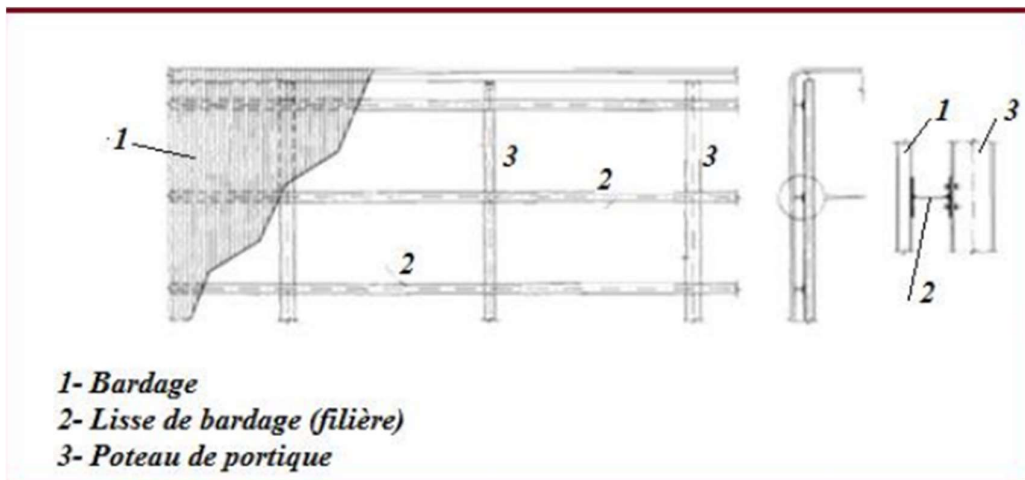


Figure 28: Présentation de la structure secondaire de la façade long-pan

**IV-3 Etude des panneaux de bardage :**

**1 - Notre choix pour le bardage :** On choisit pour notre projet les panneaux sandwichs qui assure plusieurs fonctions : résistances mécaniques aux actions, rigidité, étanchéité, isolation thermique, isolation phonique, adaptation aux exigences architectures : fixation des ouvrants (portes et fenêtres) et esthétique, et l'exigence de facilité de montage. Donc, les panneaux sandwichs sont composés de deux parements en acier galvanisé, et noyau d'isolation thermique en laine minérale non combustible (à bonne résistance au feu). Ces produits sont fabriqués par plusieurs industriels algériens ; on cite la société Hodna Metal filiale du groupe industriel Benhamadi (à M'sila), le groupe industriel Rahmani (à M'sila), la société Baticompos filiale du groupe industriel Cevital (à Benimansour, commune Boudjellil, wilaya de Bejaia). Pour notre projet, nous avons opté pour des produits fabriqués en France par la société Arval-Construction (Ex Hairoville-Pab), qui est une filiale du groupe international Arcelor-Mittal (Réf. 13).

**Quelques données sur les panneaux de bardage (Réf 14) :**

- Modèle : Promisol 1003 B / HB, de Arcelor-Mittal/construction, France
- Épaisseur : 100 mm
- Poids : 14.68 Kg / m<sup>2</sup>
- Référence : On se réfère au dossier technique du produit portant « Avis Technique 2/07-1250 » en date de 14-05-2008.

**2 - Vérifications d'un panneau de bardage :** Nous avons choisi d'appliquer la méthode rapide qui consiste à utiliser les tableaux du fabricant fournis dans le dossier de l'avis technique du produit (**Réf. 14**).

Tableau 6 - DEPRESSION – Charges admissibles sous vent normal en daN/m<sup>2</sup> – Panneaux avec 3 fixations traversantes par appui

Portée (m)	2 appuis												3 appuis											
	Parements 0,5/0,5 ou 0,5/0,63						Parements 0,63/0,63 ou 0,63/0,75						Parements 0,5/0,5 ou 0,5/0,63						Parements 0,63/0,63 ou 0,63/0,75					
	Épaisseur âme (mm)												Épaisseur âme (mm)											
	30	40	50	60	80	100	30	40	50	60	80	100	30	40	50	60	80	100	30	40	50	60	80	100
1,8	95	135					122	159					114						123					
2,0	79	117	160				107	133					83	125					107					
2,2	68	102	137				94	113					79	113					93	122				
2,4	60	89	113	137			81	97	115				74	101	128				82	111	132			
2,6	55	79	97	115			69	84	103	122			68	83	110				72	101	114			
2,8	50	69	83	98			60	75	91	108	158		62	80	92	102			64	91	96	102		
3,0	45	62	73	85	133		53	69	80	96	146		54	74	83	92			56	83	87	92		
3,2		55	64	74	117		47	63	74	85	133		48	67	73	79			50	76	77	79		
3,4		49	57	65	101	138		58	67	77	117			60	67	74			45	68	71	74		
3,6			51	58	92	127		54	61	69	101	133		55	62	70	143		40	61	65	70	144	
3,8			47	53	85	117		43	52	62	88	115		50	57	65	131		36	55	60	66	124	
4,0			42	48	78	108		38	46	55	81	108		46	53	61	109			50	56	62	111	
4,2				44	72	100			42	50	75	101		42	49	57	99	142		46	52	59	102	146

Tableau 22: charges admissibles sous vent normal en daN/m<sup>2</sup> – Dépression (Réf. 14).

Tableau 7 - PRESSION – Charges admissibles sous vent normal en daN/m<sup>2</sup>

Portée (m)	2 appuis												3 appuis											
	Parements 0,5/0,5 ou 0,5/0,63						Parements 0,63/0,63 ou 0,63/0,75						Parements 0,5/0,5 ou 0,5/0,63						Parements 0,63/0,63 ou 0,63/0,75					
	Épaisseur âme (mm)												Épaisseur âme (mm)											
	30	40	50	60	80	100	30	40	50	60	80	100	30	40	50	60	80	100	30	40	50	60	80	100
1,8	159						186						183						211					
2,0	130	183					154						155						182					
2,2	109	151	206				130	215					133	196					159					
2,4	89	127	174	216			108	177					115	170					139					
2,6	74	108	149	186			91	148	206				100	149	194				124	208				
2,8	63	92	128	161			77	126	174				86	131	171	213			113	182				
3,0	54	79	112	141			67	108	149	190			76	116	151	189			102	161	220			
3,2	47	69	99	125	213		58	93	129	164			67	104	134	168			93	144	194			
3,4		60	88	111	188		51	82	113	143			59	93	120	151			85	129	172	215		
3,6		53	78	100	167			72	99	126	210		53	84	108	136			78	116	154	191		
3,8		47	70	89	149	209		64	88	112	182		47	76	98	124	215		72	105	138	171		
4,0			62	79	133	188		57	79	100	164			69	89	112	195		66	96	125	154	220	
4,2			56	71	120	169		51	70	89	146	203		63	81	102	177		61	87	113	139	201	
4,4			50	64	109	153			63	80	131	182		58	74	93	161		57	80	103	127	183	
4,6				58	99	139			57	72	118	164		53	68	85	147	208	53	74	95	116	168	
4,8				53	90	127			51	65	107	148		49	62	79	135	191	49	68	87	106	155	204

Tableau 23: charges admissibles sous vent normal en daN/m<sup>2</sup> – Pression (Réf. 14).

Ces tableaux nous donnent les valeurs admissibles « $P_{adm}$ » en  $daN/m^2$  des charges combinées pouvant agir sur les panneaux de façade dans les situations suivantes:

- cas de vent de dépression, c'est-à-dire la pression  $W$  est négative. Pour cela, on utilise le tableau N°6 page 10 de l'avis technique.
- cas de vent de pression, c'est-à-dire la pression  $W$  est positive. Pour cela, on utilise le tableau N°7 page 11 de l'avis technique.

La valeur de  $P_{adm}$  est donnée en fonction de la portée  $L$  et du nombre d'appuis.

La portée est égale à la distance entre les lisses de bardage, celles-ci jouent le rôle d'appuis pour les panneaux sandwichs.

$L = e = 2m$  partir des tableaux pour ce porté on ne trouve pas le valeur de  $P_{adm}$  correspondant alors on prend seul de la portée 4.8 m et 4.2 m

➤ **Valeurs de la charge de calcul « P »** : On considère les combinaisons des charges définies par le règlement CCM97 à l'ELU, et on retient les valeurs défavorables :

$P^+_{max}$  : la charge de pression

$P^-_{max}$  : la charge de dépression

➤ **Vérifications** : On a deux vérifications à faire :

Vérification 1 : Cas d'une dépression du vent ( $W$  est négative):

$$P^- = |W| \leq P_{adm,1}(\text{dépression})$$

où  $W = \max W_i(\text{dans la paroi}) = W_A = - 80.43 \text{ daN/m}^2$ .

$$P^- = 80.43 \text{ daN/m}^2 < P_{adm,1} = 145 \text{ daN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Vérification 2 : Cas d'une pression du vent ( $W$  est positive) :

$P^+$  = le maximum des valeurs calculées de pression du vent sur les parois verticales

D'après le chapitre II,  $P^+ = W_D = 143.4 \text{ daN/m}^2 < P_{adm,2} = 204 \text{ daN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

**Conclusion** : On peut utiliser nos panneaux “*promisol 1003 B/HB*“ de façade sans aucun problème de sécurité et de mauvaise rigidité.

**IV-4 Etude de lisse de bardage :**

**1- Description et données de calcul :** Nos lisses de bardages sont constituées de poutrelles UPN disposées horizontalement. Pour une façade de long-pan, elles ont 5m de portée et sont supportées par les poteaux de portiques. Pour une façade pignon, les lisses ont 6.0m de portée et sont supportées par les poteaux et les potelets intermédiaires. Les lisses sont destinées à supporter les panneaux de bardage et à reprendre des efforts du vent sur le bardage.

- **Données de calcul :** La structure en charpente à une hauteur maximal de 10.0m, on choisit :
  - L'espace des lisses ( $e= 2m$ )
  - Le nombre de lisses ( $n \approx 5$ )
- **Type de lisses :** on choisit des profilés laminés a chaud UPN180 donne les caractéristiques sont suivant

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte														Classification EN 1993-1-1: 2005			EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2009				
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending y-y			Pure compression								
	$I_y$	$W_{el,y}$	$W_{pl,y}$	$i_y$	$A_z$	$I_z$	$W_{el,z}$	$W_{pl,z}$	$i_z$	$s_s$	$I_t$	$I_w$	$y_s$	$y_m$	S235	S355	S460				S235	S355	S460	
kg/m	$mm^4$ $\times 10^4$	$mm^3$ $\times 10^3$	$mm^3$ $\times 10^3$	mm	$mm^2$ $\times 10^2$	$mm^4$ $\times 10^4$	$mm^3$ $\times 10^3$	mm	mm	mm	$mm^4$ $\times 10^4$	$mm^6$ $\times 10^9$	mm	mm										
UPN 180	22,0	1350	150	179	6,95	15,1	114	22,4	42,9	2,02	26,7	9,55	5,57	1,92	3,75	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓

Tableau 24: caractéristiques de UPN 180

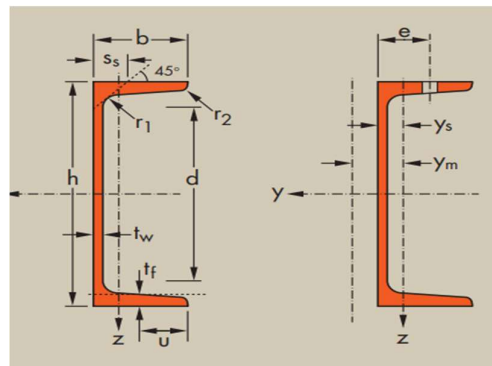


Figure 29: coupe de section

- **Nuance d'acier :** on choisit l'acier S235



- **Espacement entre appuis L :** c'est-à-dire espacement entre deux poteaux ou potelets
  - Pour une façade long-pan, on a  $L = 5.0\text{m}$
  - Pour une façade pignon, on a  $L_1 = 5.34\text{m}$  ;  $L_2 = 6.0\text{m}$  (pour les calculs de vérification on prend la plus grand portée  $L = 6\text{m}$  )

2- **Schémas statiques de calcul d'une lisse :** Les lisses sont simplement appuyées sur deux poteaux, elles sont soumises à la flexion déviée sous l'effet des charges suivantes :

- Une charge horizontale due à la pression de vent :  $143.4\text{daN/m}^2$
- Une charge verticale due au poids du bardage :  $14.68\text{ daN/m}^2$
- Une charge verticale due au poids propre de la lisse :  $22\text{ daN/m}$

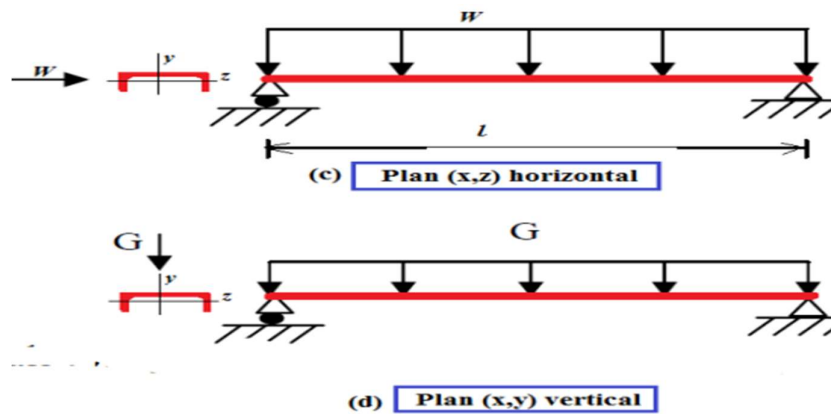


Figure 30: schémas statiques de calcul d'une lisse

- Charge horizontale :  $w = W * e = 143.4 * 2 = 286.8\text{ daN/m}$
- Charge verticale :  $G = 14.68 * 2 + 22 = 51.36\text{ daN/m}$

3- **Détermination des sollicitations maximales pour les lisses de long-pan (L = 5m) :**

- Calcul des moments à l'ELU :

$$M_{y\text{sd}} = 1.35 * \frac{G * l^2}{8} = 1.35 * 51.36 * 5^2 / 8 = 216.67\text{ daN.m}$$

$$M_{z\text{sd}} = 1.5 * \frac{W * l^2}{8} = 1344.37\text{ daN.m}$$

- Calcul des efforts tranchants à l'ELU :

$$V_z = 1.5 * \frac{W * l}{2} = 1075.5\text{ daN}$$

$$V_y = 1.35 * \frac{G * L}{2} = 173.34\text{ daN}$$

4- **Détermination des sollicitations maximales pour les lisses de Pignon (L = 6m) :**

- Calcul des moments à l'ELU :

$$M_{y,Sd} = 1.35 * \frac{G * l^2}{8} = 1.35 * 51.36 * 6^2 / 8 = 312.01 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,Sd} = 1.5 * \frac{W * l^2}{8} = 1935.9 \text{ daN.m}$$

➤ Calcul des efforts tranchants à l'ELU :

$$V_z = 1.5 * \frac{W * l}{2} = 1290.6 \text{ daN} ; V_y = 1.35 * \frac{G * L}{2} = 208 \text{ daN}$$

**5- Vérification de l'ELS de limitation des flèches :**

On vérifie deux flèches  $\delta_1$  et  $\delta_2$  respectivement verticale et horizontale. Pour chaque flèche la condition s'écrit :

$$\delta \leq \delta_{adm} = \frac{L}{200}$$

On considère les lisses des long-pans  $L = 5.0 \text{ m}$ .

➤ Flèche horizontale par rapport à (y-y) :  $\delta_1 = \frac{500}{200} = 2.5 \text{ cm}$

$$\delta_1 = \frac{5 * w * l^4}{384 * E * I_y} = \frac{5 * 286.6 * 10^{-2} * 5000^4}{384 * 2.1 * 10^5 * 1350 * 10^4} = 8.2 \text{ mm} = 0.82 \text{ cm} < 2.5 \text{ cm} \dots \text{CV}$$

➤ Flèche verticale par rapport à (z-z) :  $\delta_2 = \frac{500}{200} = 2.5 \text{ cm}$

$$\delta_2 = \frac{5 * G * l^4}{384 * E * I_z} = \frac{5 * 51.36 * 10^{-2} * 5000^4}{384 * 2.1 * 10^5 * 114 * 10^4} = 1.7 \text{ cm} < 2.5 \text{ cm} \dots \text{CV}$$

Donc la section UPN180 vérifie les conditions de flèches

**6- Vérification de l'ELU de résistance à la flexion bi axiale :** Il faut vérifier la condition

suivante :  $\left(\frac{M_y}{M_{pl,y,Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z,Rd}}\right)^\beta \leq 1 \dots \dots \dots$  [formule (5.35) de CCM97]

Avec :  $\alpha=2 ; \beta=1$ .

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} * f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{179 * 235 * 10^3}{1.1} = 38.24 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} * f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{42.9 * 235 * 10^3}{1.1} = 9.16 \text{ kN.m}$$

- Vérification 1 : Pour les lisses de long-pan

$$\left(\frac{216.67 * 10^4}{38.24 * 10^6}\right)^2 + \left(\frac{1344.37 * 10^4}{9.16 * 10^6}\right)^1 = 1.47 > 1 \dots \dots \dots \text{non vérifiée !}$$

Alors, on augmente le profil vers UPN260, c'est qui donne les propriétés suivantes :

$$M_{pl,y,Rd} = 94.42 * 10^6 \text{ N.mm}$$

$$M_{pl,z,Rd} = 19.56 * 10^6 \text{ N.mm}$$

$$\left(\frac{216.67 \cdot 10^4}{94.42 \cdot 10^6}\right)^2 + \left(\frac{1344.37 \cdot 10^4}{19.56 \cdot 10^6}\right)^1 = 0.69 < 1 \dots\dots\dots CV$$

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte														Classification					
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						EN 1993-1-1: 2005		EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2009			
	G	I <sub>y</sub>	W <sub>el,y</sub>	W <sub>pl,y</sub>	i <sub>y</sub>	A <sub>z</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>el,z</sub>	W <sub>pl,z</sub>	i <sub>z</sub>	S <sub>s</sub>	I <sub>t</sub>	I <sub>w</sub>	y <sub>s</sub>				y <sub>m</sub>	Pure bending y-y	Pure compression
kg/m	mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm x10	mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm x10	mm	mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	mm <sup>6</sup> x10 <sup>9</sup>	mm x10	mm	S235	S355	S235	S355		
UPN 260	37,9	4820	371	442	9,99	27,1	317	47,7	91,6	2,56	33,9	25,5	33,3	2,36	4,66	1	1	1	1	✓

Tableau 25: caractéristiques de profilé UPN 260

- Vérification 2 : Pour les lisses de pignon:

$$\left(\frac{312.01 \cdot 10^4}{94.42 \cdot 10^6}\right)^2 + \left(\frac{1935.9 \cdot 10^4}{19.56 \cdot 10^6}\right)^1 = 0.99 < 1 \dots\dots\dots CV$$

**7- Vérification de l'ELU de Résistance au cisaillement :**

Cette vérification est donnée par les formules suivantes :  $V_{z.sd} \leq V_{plz.Rd}$  ;  $V_{y.sd} \leq V_{ply.Rd}$

$$V_{plz.Rd} = Avz \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) / \gamma_{M0} = \frac{27.1 \cdot 10^2 \cdot 235 / \sqrt{3}}{1.1} = 33425.9 \text{ daN.}$$

$$V_{ply.Rd} = Avy \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) / \gamma_{M0} = 31082.4 \text{ daN.}$$

Avec Avz et Avy sont les aires de cisaillement. Pour le profil UPN 260, on a :

$$A_{vy} = 2b \cdot tf = 2 \cdot 9 \cdot 1.4 = 25.2 \text{ cm}^2 .$$

Vérification pour les lisses de long-pan :

$$V_{z.sd} = 1075.5 \text{ daN} < V_{plz.Rd} = 33425.9 \text{ daN} \dots\dots\dots CV$$

$$V_{y.sd} = 173.34 \text{ daN} < V_{ply.Rd} = 31082.4 \text{ daN} \dots\dots\dots CV$$

Vérification pour les lisses de pignon :

$$V_{z.sd} = 1290.6 \text{ daN} < V_{plz.Rd} = 33425.9 \text{ daN} \dots\dots\dots CV$$

$$V_{y.sd} = 208 \text{ daN} < V_{ply.Rd} = 31082.4 \text{ daN} \dots\dots\dots CV$$

**8- Vérification de la stabilité au déversement :** Il y a trois vérifications à faire :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl.y} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \cdot M_{z.sd}}{W_{pl.z} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

[D1]

Pour les pannes qui n'appartiennent pas au système de contreventement de toiture CVH

(n'appartiennent pas aux poutres au-vent), les efforts  $N_{sd}$  sont nuls, alors :  $K_{LT} \approx 1$  et la condition s'écrit :

$$\frac{M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl.y} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \cdot M_{z.sd}}{W_{pl.z} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad [D2]$$

Où :  $f_y = 235 \text{ MPa}$  ;  $\gamma_{M1} = 1.1$ . La condition [D2] est suffisante mais on peut commencer par deux vérifications rapides, à la flexion simple.

- Flexion par rapport à l'axe y seul :  $M_y \leq M_{y.Rd} = X_{LT} \times \beta_w \times f_y \times \frac{W_{ply}}{\gamma_{M1}}$  [D3]

- Flexion par rapport à l'axe z seul :  $M_z \leq M_{z.Rd} = X_{LT} \times \beta_w \times f_y \times \frac{W_{plz}}{\gamma_{M1}}$  [D4]

UPN 260 est de la classe 1 alors :  $\beta_w = 1$

Le coefficient de réduction de la résistance :  $X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$  ; mais  $X_{LT} \leq 1$

$\phi_{LT} = 0.5 \times [1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$  ;  $\alpha_{LT} = 0.21$  pour les profilés laminés.

L'élançement réduit :  $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{M_{cry}}}$

Par rapport à l'axe y :  $M_{cr,y} = C1 \times \pi^2 \times \frac{E \cdot I_y}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_y} + \frac{L^2 \cdot G \cdot Lt}{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}}$

Par rapport à l'axe z :  $M_{cr,z} = C1 \times \pi^2 \times \frac{E \cdot I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot Lt}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$

$C1 = 1.132$  : d'après le tableau B 1.2 page 144 des règles CCM 97.

$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$  : Module de cisaillement. Les valeurs de E et  $\nu$  sont donnés dans le tableau 3.2 (page 15 CCM97).

E : Module d'élasticité longitudinale ;  $E = 21 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$

Coefficient de Poisson ;  $\nu = 0.3$

$$G = \frac{21 \cdot 10^6}{2(1+0.3)} = 8.08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2 \approx 81\,000 \text{ MPa}$$

- Pour les lisses de long-pan

Le moment critique par rapport l'axe y :

$$M_{cr,y} = 1.132 \times \pi^2 \times \frac{21 \cdot 10^6 \cdot 4820 \cdot 10^4}{5000^2} \sqrt{\frac{33.3 \cdot 10^9}{4820 \cdot 10^4} + \frac{5000^2 \cdot 81000 \cdot 25.5 \cdot 10^4}{\pi^2 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 4820 \cdot 10^4}} = 12326.46 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \cdot 442 \cdot 10^3 \cdot 235}{12326.46 \cdot 10^6}} = 0.71$$

$$\phi_{LT} = 0.5X [1 + 0.21(0.71 - 0.2) + 0.71^2] = 0.80 ; X_{LT} = \frac{1}{0.8 + \sqrt{0.8^2 - 0.71^2}} = 0.85$$

$$M_{y,Rd} = 0.85 \times 1 \times 235 \times \frac{442 \cdot 10^3}{1.1} = 80.26 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

Le moment critique par rapport l'axe z :

$$M_{cr,z} = 1.132 \times \pi^2 \times \frac{21 \cdot 10^6 \cdot 317 \cdot 10^4}{5000^2} \sqrt{\frac{33.3 \cdot 10^9}{317 \cdot 10^4} + \frac{5000^2 \cdot 81000 \cdot 25.5 \cdot 10^4}{\pi^2 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 317 \cdot 10^4}} = 3161.14 \times 10^6$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \cdot 91.6 \cdot 10^3 \cdot 235}{3161.14 \cdot 10^6}} = 0.65$$

$$\phi_{LT} = 0.5X [1 + 0.21(0.65 - 0.2) + 0.65^2] = 0.75 ; X_{LT} = \frac{1}{0.75 \sqrt{0.75^2 - 0.65^2}} = 0.89$$

$$M_{z,Rd} = 0.89 \times 1 \times 235 \times \frac{91.6 \cdot 10^3}{1.1} = 17.41 \times 10^6$$

Vérification D3 :  $M_{y,sd} = 216.67 \text{ daN.m} < M_{y,Rd} = 8026 \text{ daN.m} \dots \text{CV}$

Vérification D4 :  $M_{z,sd} = 1344.37 \text{ daN.m} < M_{z,Rd} = 1741 \text{ daN.m} \dots \text{CV}$

Vérification D2 :  $\frac{216.67 \cdot 10^4}{0.89 \cdot 442 \cdot 10^3 \cdot \frac{235}{1.1}} + \frac{1 \cdot 1344.37 \cdot 10^4}{91.6 \cdot 10^3 \cdot \frac{235}{1.1}} = 0.71 < 1 \dots \text{CV}$

- Pour les lisses de pignon:

Le moment critique par rapport l'axe y :

$$M_{cr,y} = 1.132 \times \pi^2 \times \frac{21 \cdot 10^6 \cdot 4820 \cdot 10^4}{6000^2} \sqrt{\frac{33.3 \cdot 10^9}{4820 \cdot 10^4} + \frac{6000^2 \cdot 81000 \cdot 25.5 \cdot 10^4}{\pi^2 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 4820 \cdot 10^4}} = 8690.14 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \cdot 442 \cdot 10^3 \cdot 235}{8690.14}} = 0.86$$

$$\phi_{LT} = 0.5X [1 + 0.21(0.86 - 0.2) + 0.86^2] = 0.93 ; X_{LT} = \frac{1}{0.93 + \sqrt{0.93^2 - 0.86^2}} = 0.77$$

$$M_{y,Rd} = 0.77 \times 1 \times 235 \times \frac{442 \cdot 10^3}{1.1} = 7270.9 \text{ daN.m}$$

Le moment critique par rapport l'axe z :

$$M_{cr,z} = 1.132 \times \pi^2 \times \frac{21 \cdot 10^6 \cdot 317 \cdot 10^4}{6000^2} \sqrt{\frac{33.3 \cdot 10^9}{317 \cdot 10^4} + \frac{6000^2 \cdot 81000 \cdot 25.5 \cdot 10^4}{\pi^2 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 317 \cdot 10^4}} = 2228.6 \times 10^6$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.78 ; \phi_{LT} = 0.86 ; X_{LT} = 0.81$$

$$M_{z,Rd} = 0.81 \times 1 \times 235 \times \frac{91.6 \cdot 10^3}{1.1} = 15.85 \times 10^6$$

Vérification D3 :  $M_{y,sd} = 312.01 \text{ daN.m} < M_{y,Rd} = 7270.9 \text{ daN.m} \dots \text{CV}$

Vérification D4 :  $M_{z,sd} = 1085.80 \text{ daN.m} < M_{z,Rd} = 1585 \text{ daN.m} \dots \text{CV}$

Vérification D2 :  $\frac{312.01 \cdot 10^4}{0.81 \cdot 442 \cdot 10^3 \cdot \frac{235}{1.1}} + \frac{1 \cdot 1935.9 \cdot 10^4}{91.6 \cdot 10^3 \cdot \frac{235}{1.1}} = 1.03 \approx 1 \dots \dots \dots \text{CV}$

**Conclusion** : Les lisses UPN 260 sont admises pour les pignons et les long-pans.

**IV- 5 Etude des potelets**

**1- Données de notre conception**

**1-1 Schéma statique de calcul du potelet :**

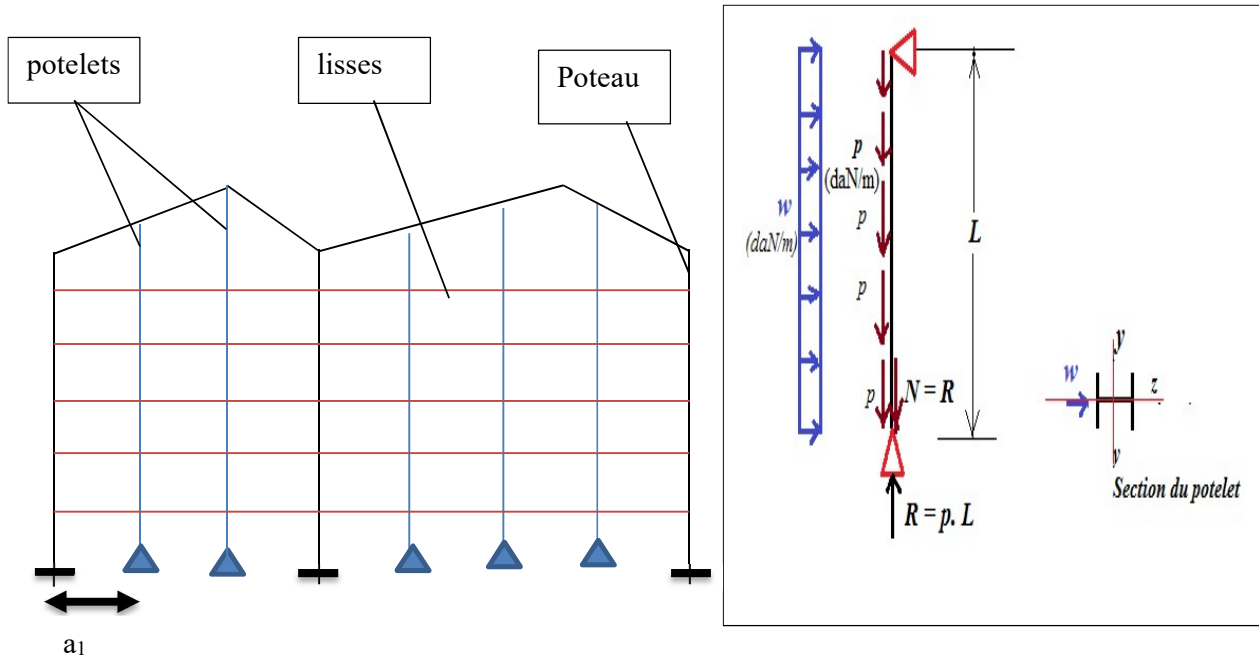


Figure 31: Schéma du calcul statique d'un potelet

**1-2 Mode de travail mécanique** : D'après (Réf. 4) : « Un potelet est un montant bi-articulé de section IPE en acier S235 orientée de façon que leur grande inertie  $I_y$  s'oppose à la flexion du vent, donc ses ailes sont parallèles au plan de façade.

Un potelet est sollicité par 2 actions, la 1<sup>ère</sup> action est celle de la pression du vent  $w$  perpendiculaire à la façade ; c'est l'action la plus importante, elle est uniformément répartie le long du potelet. La 2<sup>ème</sup> action est celle du poids de la façade  $p$ , ce poids est égal à la somme du poids propre, celui des lisses et le poids du bardage fixé aux lisses. »

**Donc, un potelet est une barre sollicitée à la flexion composée avec effort axial N de compression.**

- La flexion est due au vent  $w$  transmis par les bardages et lisses. On a donc :  $M_y$  et  $V_z$ ,
- Les efforts normaux  $N$  de compression sont dus au poids de façade noté  $p$  (bardage + lisses + poids propre du potelet).

On souligne que la flexion peut aussi bien se produire soit vers l'intérieur de la construction sous l'effet des surpressions, soit vers l'extérieur de la construction sous l'effet des dépressions.

**1-3 Calcul de l'effort normal maximal à la base et la charge verticale répartie**

**correspondante :**

- **N : l'effort normal maximal à la base**

N = poids du bardage + poids des lisses + poids propre du potelet.

- Poids du bardage (daN) = poids du bardage tiré de sa fiche technique (daN/m<sup>2</sup>) \* surface afférente (m<sup>2</sup>) ;

Où : surface afférente (m<sup>2</sup>) ≈ a<sub>1</sub> x L<sub>potelet</sub> ; L<sub>potelet</sub> = 10m

a<sub>1</sub> : espacement des potelets ; a<sub>1</sub> = 6m (sur pignon )

- Poids des lisses (daN) = poids d'une lisse (daN/m) x ( $\frac{L_{lisse}}{2} + \frac{L_{lisse}}{2}$ ) x n<sub>lisse</sub>

Où : n<sub>lisse</sub> = nombre de lisses attachées au potelet considéré ;

- Poids propre du potelet (daN) = poids **Pp** tiré du catalogue (daN/m) x L<sub>potelet</sub> ;

Où : Pp est donné dans le tableau des propriétés des IPE (catalogue commercial)

**1-4 Evaluation des charges permanentes et charges variables du vent revenant au**

**potelet le plus chargé** : Le potelet le plus chargé est celui du milieu, sa longueur est :

l = 10 m :

- 1) **Charge permanente** : Elle est verticale donnant des efforts normaux de compression.

- Poids du bardage (poids surfacique = 14.68 kg/m<sup>2</sup>)-----**(14.68\*6\*10) = 880.8kg**

- Poids propre des lisses (UPE180 ; poids = 19,7 kg/m)----- (19.7\*5\*6) =591kg

- Poids propre du potelet (IPE 300 ; poids = 42.2 kg/m) ----- 42.2\*10 = 422 kg

- Effort normal maximal à la base : N= Σ poids= (880.8+ 591+ 422) ; **N = 1893.8** daN
- La charge répartie (en daN/m) sur un potelet est : **p = N / L<sub>potelet</sub> = 1893.8/10 ≈ 189.4** daN/m

- 2) **Charge variable due au vent** : Elle est horizontale suivant le plan de l'âme.

D'après notre étude au vent, on retient la valeur maximale suivante de la pression du vent :

$$W = 143.4 \text{ daN/m}^2$$

w (daN/m) = W (daN/m<sup>2</sup>) \* a<sub>1</sub>(m) = 143.4\*6m= 860.4daN/ ml ; où a<sub>1</sub>= 6m représente l'entre-axe des potelets.

C'est la charge appliquée dans le plan de forte inertie (x,z), donc de **flexion par rapport à l'axe (y)**.

**1-5 Dimensionnement d'un potelet sur la base de la condition d'ELS de flèche :**

La vérification de la flèche  $\delta$  se fait sous le vent non pondéré :  $W = 860.4 \text{ daN/ml}$ .

$$\text{Condition : } \delta = \frac{5 \cdot W \cdot (L)^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \delta_{adm} = \frac{l}{200} ;$$

$$\text{Cela implique : } I_y \geq \frac{1000 \cdot W \cdot (L)^3}{384 \cdot E}$$

$l = 10 \text{ m}$  : longueur du potelet le plus chargé (potelet du milieu).

$$I_y \geq \frac{1000 \times 860.4 \times 10^{-2} \times 10000^3}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 1066.96 \times 10^4 \text{ mm}^4 ; \text{ Ce qui correspond à un profilé IPE 300 où :}$$

$$I_y = 8356 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$\delta = \frac{5 \cdot W \cdot (L)^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 860.4 \cdot 10^{-2} \cdot 10^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 8356 \cdot 10^4} = 6.3 \text{ mm} < \frac{10000}{200} = 50 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte													Classification EN 1993-1-1: 2005								
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending y-y			Pure compression						
	G	$I_y$	$W_{el,y}$	$W_{pl,y}$	$i_y$	$A_x$	$I_z$	$W_{el,z}$	$W_{pl,z}$	$i_z$	$S_x$	$I_t$	$I_w$	$S_{235}$	$S_{355}$	$S_{460}$	$S_{235}$	$S_{355}$	$S_{460}$	EN 10025-2:2004	EN 10025-4:2004	EN 10225:2009
kg/m	$\text{mm}^4$ $\times 10^4$	$\text{mm}^3$ $\times 10^3$	$\text{mm}^3$ $\times 10^3$	mm $\times 10$	$\text{mm}^2$ $\times 10^2$	$\text{mm}^4$ $\times 10^4$	$\text{mm}^3$ $\times 10^3$	$\text{mm}^3$ $\times 10^3$	mm $\times 10$	mm	$\text{mm}^4$ $\times 10^4$	$\text{mm}^6$ $\times 10^6$										
IPE 300	42,2	8356	557	628	12,5	25,7	604	80,5	125	3,35	46,1	20,1	126	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G	h	b	$t_w$	$t_f$	r	A	$h_f$	d	$\emptyset$	$p_{min}$	$p_{max}$	$A_c$	$A_c$
kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	$\text{mm}^2$ $\times 10^2$	mm	mm		mm	mm	$\text{m}^2/\text{m}$	$\text{m}^2/\text{t}$
IPE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15,0	53,8	278,6	248,6	M16	72	86	1,160	27,46

Tableau 26: caractéristiques de IPE 300

**2- Calcul des sollicitations maximales :  $M_{y,max} = ?$  ;  $V_{z,max} = ?$**

❖ Calcul du moment fléchissant maximum à l'ELU :  $M_{y,max} = \frac{w \cdot L^2}{8}$

Le moment maximal pondéré est :  $M_{y,max} = 1.5 \cdot \frac{W \cdot L^2}{8} = \frac{1.5 \cdot 860.4 \cdot 10^2}{8} = \underline{\underline{16132.5 \text{ daN.m}}}$

❖ Calcul des efforts tranchants maximums à l'ELU :  $V_{z,max} = \frac{w \cdot L}{2}$

L'effort tranchant maximal pondéré est :  $V_{z,max} = \frac{1.5 \cdot W \cdot 10}{2} = \underline{\underline{6453 \text{ daN}}}$

**3- Effort normal maximal à la base :  $N = 1893.8 \text{ daN}$  ; cet effort a été calculé précédemment.**

**4- Conditions à vérifier :** Il faudra donc vérifier les conditions d'ELU de résistance, d'ELU de non cisaillement, d'ELU de stabilité à la fois au flambement et au déversement, sauf s'il



y a suffisamment d'appuis pour éviter ces phénomènes d'instabilité. Aussi, il est souvent nécessaire de vérifier la condition d'ELS de limitation de la flèche sous l'effet du vent.

Par conséquent, le potelet risque de subir **5 problèmes** ; il s'agit de :

- La perte de résistance sous l'action combinée de My et N, ----- c'est l'ELUR,
- Le cisaillement sous l'action des efforts Vz, ----- c'est l'ELU de cisaillement,
- Subir une flèche excessive sous les pressions w due au vent ; donc subir une déformation supérieure à une certaine valeur admissible, ----- c'est l'ELS,
- Subir un flambement lorsque l'effort N dépasse une valeur critique Nb,Rd,----- c'est l'ELU-stabilité de non flambement,
- Subir un déversement sous l'effet des dépressions du vent w- lorsque le moment My dépasse une valeur critique M<sub>LT,Rd</sub>,----- c'est l'ELU-Stabilité de non déversement,

**5- Vérification de l'ELS :**

Cette vérification a été faite au paragraphe 2 de prédimensionnement.

**6- Vérification de l'ELU de non cisaillement :**

Cette vérification est donnée par la formule suivante :  $V_z \leq V_{pl,z,Rd}$

Pour le plan (x,z) :  $V_z = 6453 \text{ daN}$  ;  $V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{vz} * (f_y / \sqrt{3})}{\gamma M_0}$

**Pour le IPE300** : (Avz) : aire de cisaillement ;  $A_{vz} \approx 1.04 * h * t_w = 1.04 * 30 * 0.71 = 22.15 \text{ cm}^2$ .

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{vz} * (f_y / \sqrt{3})}{\gamma M_0} = \frac{22.15 * (2350 / \sqrt{3})}{1.1} = 27320.47 \text{ daN}$$

$V_{z,sd} = 6453 \text{ daN} \leq V_{pl,z,Rd} = 27320.47 \text{ daN}$  ..... **CV**

**7- Vérification de l'ELU de résistance à la flexion composée avec N de compression :**

**7-1 Calcul en élasticité ou calcul en plasticité ?**

On sait qu'un calcul en élasticité est plus facile et offre une grande marge de sécurité, et on sait qu'un calcul en plasticité est plus précis parce que l'acier a un comportement plastique très important, dans ce cas le calcul offre un dimensionnement économique. Cependant, pour faire un calcul plastique (ou en plasticité), le règlement exige que la section de l'élément soit de classe 1 ou 2, sinon l'ingénieur n'a pas le choix, il doit faire une vérification par un calcul élastique (ou en élasticité). Donc, pour les éléments avec sections de classe 1 ou 2, nous avons le choix de faire un calcul en élasticité ou en plasticité.

**7-2 Formules de calcul :**

a) Calcul en élasticité :  $\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{W_{el,y}} + \frac{M_z}{W_{el,z}} \leq \sigma_{adm} = f_y / \gamma M_0$  ; pour les potelets  $M_z = 0$  ;

b) Calcul en plasticité :

$$\left(\frac{M_y}{M_{Ny.Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{Nz.Rd}}\right)^\beta = \left(\frac{M_y.s.d}{M_{Ny.Rd}}\right)^\alpha \leq 1 \quad \dots\text{(Référence : CCM 97, formule 5.35)}$$

Où :  $\alpha=2$ . D'autre part, pour les potelets  $M_z = 0$ , alors la formule s'écrit :  $\left(\frac{M_y}{M_{Ny.Rd}}\right)^2 \leq 1$

$M_y$  : Moment fléchissant sollicitant, par rapport à l'axe de flexion y,

$M_{Ny.Rd}$  : Moment de résistance plastique, il est réduit s'il y a en plus un effort axial N.

Si  $N = 0$ , alors :  $M_{Ny.Rd} = M_{pl,y} = W_{pl,y} * f_y / \gamma_{Mo}$  ;

Si  $N \neq 0$ , alors :  $M_{Ny.Rd} = \min \left\{ M_{pl,y} = W_{pl,y} * f_y / \gamma_{Mo} \text{ et } M_{pl,y} * \frac{(1-n)}{(1-0.5*a)} \right\}$

$$n = \frac{N}{N_{pl.Rd}} = \frac{N * \gamma_{Mo}}{A * f_y}$$

$$a = \min \left( \frac{A_w}{A} ; 0.5 \right)$$

$A_w$  : aire de l'âme;  $A_w = A - 2 * A_{ailes}$  ;  $A = 53,8 \text{ cm}^2$

### 7-3 Application à notre projet :

- Classe de section : D'après le catalogue des profilés IPE, le profil IPE 330 en acier de nuance S 235 est classé :

- classe 1 pour le cas de la flexion,
- classe 2 pour le cas d'une compression pure,

Alors pour l'action combinée de M et N, il est certain que la classe soit 2 ou 1. Donc, le **calcul en plasticité est autorisé.**

- Calcul en élasticité :

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{W_{el,y}} + \frac{M_z}{W_{el,z}} = ? \leq \sigma_{adm} = f_y / \gamma_{Mo} = 235 / 1.1 \approx 214 \text{ MPa};$$

$M_z = 0$  ;  $M_{y,max} = 16132.5 \text{ daN.m}$ ;  $N = 1893.8 \text{ daN}$  ;

Vérification :  $\sigma = \frac{18938}{5380} + \frac{16132.5 * 10^4}{557 * 10^3} + 0 = 293 \text{ MPa} > \sigma_{adm}$  ; ..... **CNV**

Solution on choisit **IPE360** au lieu des IPE300 ; avec  $A = 72.7 \text{ cm}^2$  ;  $W_{ely} = 904 \text{ cm}^3$  : c'est qui donne :

$$\sigma = \frac{18938}{72.7 * 10^2} + \frac{16132.5 * 10^4}{904 * 10^3} + 0 = 181.06 \text{ MPa} < \sigma_{adm} = 214 \text{ MPa}; \dots\dots\dots \text{CV}$$

a) Calcul en plasticité :  $\left(\frac{M_y}{M_{Ny.Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{Nz.Rd}}\right)^\beta = \left(\frac{M_y}{M_{Ny.Rd}}\right)^2 = ? \leq 1$

$$n = \frac{N}{N_{pl.Rd}} = \frac{N * \gamma_{Mo}}{A * f_y} = \frac{18938 * 1.1}{7270 * 235} ; n = 0.012$$

$$a = \min\left(\frac{A_w}{A}; 0.5\right) = \min\left(\frac{29.52}{72.7}; 0.5\right) = 0.40$$

$$A = 84.5 \text{ cm}^2; A_w = 72.7 - 2 \cdot 17 \cdot 1.27 = 29.52 \text{ cm}^2$$

Par rapport à l'axe y :  $M_{N,Rd} = \min \left\{ M_{pl,y} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} \text{ et } M_{pl,y} \cdot \frac{(1-\eta)}{(1-0.5 \cdot a)} \right\}$

$$M_{N_y,Rd} = \min (21769.54 \text{ daN.m et } 26885.38 \text{ daN.m}) = 21769.54 \text{ daN.m}$$

**Vérification** :  $\left(\frac{16132.5}{21769.54}\right)^2 = 0.54 < 1 \dots \dots \dots \text{CV}$

**8- Vérification de l'ELU de stabilité au flambement et au déversement :**

**8-1 Valeurs des longueurs critiques (de flambement) « L<sub>cr</sub> » :** Un potelet est sollicité par des efforts N de compression, alors il peut subir une instabilité par flambement. D'autre part, le potelet est sollicité à la flexion dans son plan de grande inertie (x,z), alors il risque une autre instabilité par déversement.

- Pour le risque de flambement : on distingue deux plans (x,z) et (x,y). Le plan (x,z) est celui de la flexion, il est perpendiculaire à la façade, la longueur critique est **L<sub>cr</sub>**, elle est égale à la longueur géométrique du potelet.

Pour étudier les potelets de pignon, on considère le potelet le plus long : **L<sub>cr</sub> = L = 10 m**

- Remarque : La longueur critique s'appelle aussi « longueur de flambement », elle est notée par **L<sub>k</sub>** dans le règlement.

Dans le deuxième plan de faible inertie (x,y), la longueur critique est **L<sub>cr</sub>** est égale à l'espacement **a<sub>l</sub>** des lisses : **L<sub>cr</sub> = a<sub>l</sub> = 2.0 m**

- La charge de calcul est la valeur maximale entre la pression de vent positive « w+ » et la pression de vent négatif « w- » ; c'est la charge utilisée pour calculer les lisses. Alors : **w = 143.4 daN/m<sup>2</sup>**
- Pour le risque de déversement : Cette vérification est nécessaire puisque l'aile comprimée n'est pas suffisamment fixée latéralement dans les lisses. On prend comme longueur critique :

$$L_{cr} = \text{espacement des lisses} ; L_{cr} = a_l = 2.0 \text{ m}$$

**8-2 Formule de calcul** : Nous devons vérifier une seule condition de stabilité qui rassemble le flambement avec le déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y, sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \cdot M_{z, sd}}{W_{pl,z} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

(Référence : Article 5.5.4, formule (5.52) de CCM97)      Où : **M<sub>z</sub> = 0**

**8-3 Détermination des paramètres de calcul :**

❖ Le moment critique par rapport à l'axe y :  $M_{cr,y} = C_1 \times \pi^2 \times \frac{E \cdot I_y}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_y} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_y}}$

- Le coefficient  $C_1$  :  $C_1 = 1.132$  (D'après le tableau B 1.2 page 144 de CCM 97).

- Le module G :  $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2.1 \times 10^5}{2(1+0.3)} = 81000 \text{ MPa}$

$$M_{cr,y} = 1.132 \times \pi^2 \times \frac{21 \times 10^6 \times 16270 \times 10^4}{10000^2} \times \sqrt{\frac{314 \times 10^9}{16270 \times 10^4} + \frac{10000^2 \times 81000 \times 37.3 \times 10^4}{\pi^2 \times 21 \times 10^6 \times 16270 \times 10^4}}$$

$M_{cr,y} = 1715.45 \times 10^6 \text{ N.mm}$ ;

❖ L'élançement de déversement est :  $\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot W_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot 2.1 \times 10^5 \cdot 1019 \times 10^3}{1715.45 \times 10^6}} = 68$

❖ L'élançement réduit de déversement  $\bar{\lambda}_{LT}$  :  $\bar{\lambda}_{LT} = [\lambda_{LT} / \lambda_1] \cdot \sqrt{B_w} = [68 / 93.9] \cdot \sqrt{1} = 0.72$  ;

$\lambda_1 = 93.9 \cdot \varepsilon$  ;

Alors :  $\bar{\lambda}_{LT} = 0.72$  ;  $X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$

$\phi_{LT} = 0.5 \times [1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0.81$

$\alpha_{LT} = 0.21$  pour les profilés laminés. Il lui correspond un coefficient de réduction :

**$X_{LT} = 0.85$**

❖ L'élançement réduit de flambement  $\bar{\lambda}$  :  $\bar{\lambda} = [\lambda / \lambda_1] \cdot \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda}{93.9 \cdot \varepsilon}$

• **Plan de forte inertie ; donc par rapport à l'axe (y - y) :**  $\lambda_y = \frac{l_{cr}}{i_y} = \frac{10000}{166} = 60.2$  ;

Avec :  $L_{cr} = L = 10 \text{ m}$  ;  $\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9 \cdot \varepsilon} = 0.64$

▪ **Plan de faible inertie ; donc par rapport à l'axe (z - z) :**  $\lambda_z = \frac{l_{cr}}{i_z} = \frac{2000}{39.5} = 50.6$  ;

avec  $L_{cr} = \text{espacement des lisses} = 2.00 \text{ m}$  ;  $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.9 \cdot \varepsilon} = 0.53$

❖ coefficients de réduction  $X_y$  et  $X_z$  :

D'après le tableau 55. 3, page 78 et Tableau 55.1 , page 75 de CCM97:

$\alpha_y = 0.21$  et  $\alpha_z = 0.34$

$\phi_y = 0.5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.75$

$\phi_z = 0.5 \times [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.69$

$X_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0.87$  ;  $X_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0.88$  ;

• **Calcul du coefficient  $K_{LT}$  :**  $K_{LT} = \min ( 1 ; 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N}{X_{z,A} \cdot f_y} ) = 1$

Où :  $\mu_{LT} = \min(0.9 \text{ et } 0.15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{M,LT} - 0.15) = -0.033$

$\beta_{M,LT}$ : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement. Il est donné par la

figure 55.4 page 88 du règlement ;  **$\beta_{M,LT} = 1.3$**

- Calcul du coefficient  $K_z$  :  $K_z = \min \left( 1.5 ; 1 - \frac{\mu_z * N}{X_z * A * f_y} \right) = \min \left( 1.5 ; 1 - \frac{-0.34 * 18938}{0.88 * 8450 * 235} \right) = 1.003$   
 $K_z = 1.003$

Cette valeur a été déterminée avec le coefficient :  $\mu_z = \min \left\{ 0.9 \text{ et } \bar{\lambda}_z * (2 * \beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right\}$   
 $\mu_z = - 0.34$

Nsd (daN)	M <sub>y,sd</sub> (daN.m)	M <sub>z,sd</sub> (daN.m)	K <sub>LT</sub>	X <sub>LT</sub>	W <sub>PLY</sub> (mm <sup>3</sup> )	W <sub>PLZ</sub> (mm <sup>3</sup> )	A(cm <sup>2</sup> )
1893.8	16132.5	0	1	0.85	1019x10 <sup>3</sup>	191x10 <sup>3</sup>	72.7

Tableau 27: Récapitulatif des calculs d'ELS de déversement

**Vérification de la formule (5.52) de CCM97 :**

$$\frac{18938}{0.87 * 7270 * \frac{235}{1.1}} + \frac{1 * 16132.5 * 10^4}{0.85 * 1019 * 10^3 * \frac{235}{1.1}} + 0 = 0.88 < 1 \dots\dots\dots CV$$

**Conclusion** : Les potelets **IPE 360 en acier S 235** sont admis.

---

**Chapitre V: Etude des éléments porteurs  
secondaires en béton armé**

---

### Introduction

Dans ce cinquième chapitre, nous allons présenter notre conception du **bloc interne** situé dans la travée de largeur 16m. Cet ouvrage se compose d'un seul niveau avec un seul plancher à usage de locaux commerciaux au niveau 0.00 et au niveau supérieur de son plancher situé à + 4.50. Ce **bloc interne** possède une surface rectangulaire de largeur  $16 + 2 = 18.0$  m et de longueur 45.0 m, nous avons décidé que sa structure soit entièrement composée d'éléments en béton armé : une dalle avec porte-à-faux, des poutres, des poteaux et des escaliers. La structure de ce bloc sera indépendante de la structure métallique de la halle, cependant les poteaux des deux structures (béton armé et métallique) peuvent avoir des semelles de fondations communes. On peut dire que ce **bloc interne** est un bâtiment dans un bâtiment, comme le montre la figure V-1.

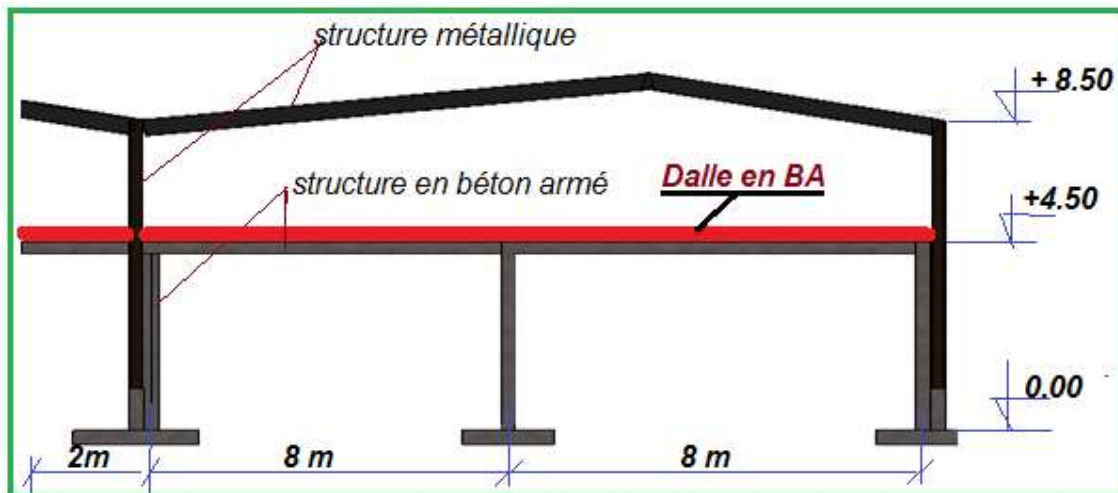


Figure 32: Vue sur la structure du plancher interne en béton armé

Nous avons choisi d'étudier les ouvrages suivants :

- La dalle pleine avec la partie en porte-à-faux,
- Les escaliers : paillasse et paliers,
- Les poutres et les poteaux des portiques constituant la structure porteuse de ce bloc.

Pour chaque ouvrage, nous présentons les résultats de nos calculs statiques des sollicitations (et en cas de nécessité, on ajoute le calcul des déformations). Aussi nous présentons les résultats de dimensionnement, de calcul des armatures et des vérifications réglementaires de sécurité (ELU) et d'aptitude au service (ELS).

### I- Etude du plancher en dalle pleine

#### 1.1 Conception d'un joint thermique :

La longueur 45 m de ce plancher dépasse la limite 30 m autorisée par les règles CBA 93 pour ne pas tenir compte des effets des variations de la température atmosphérique, alors nous avons décidé de concevoir un joint thermique (JT) qui divisera notre plancher en deux planchers de faibles dimensions, ainsi les effets des variations de température seront négligés. La figure V-2 suivante montre la configuration de notre plancher.

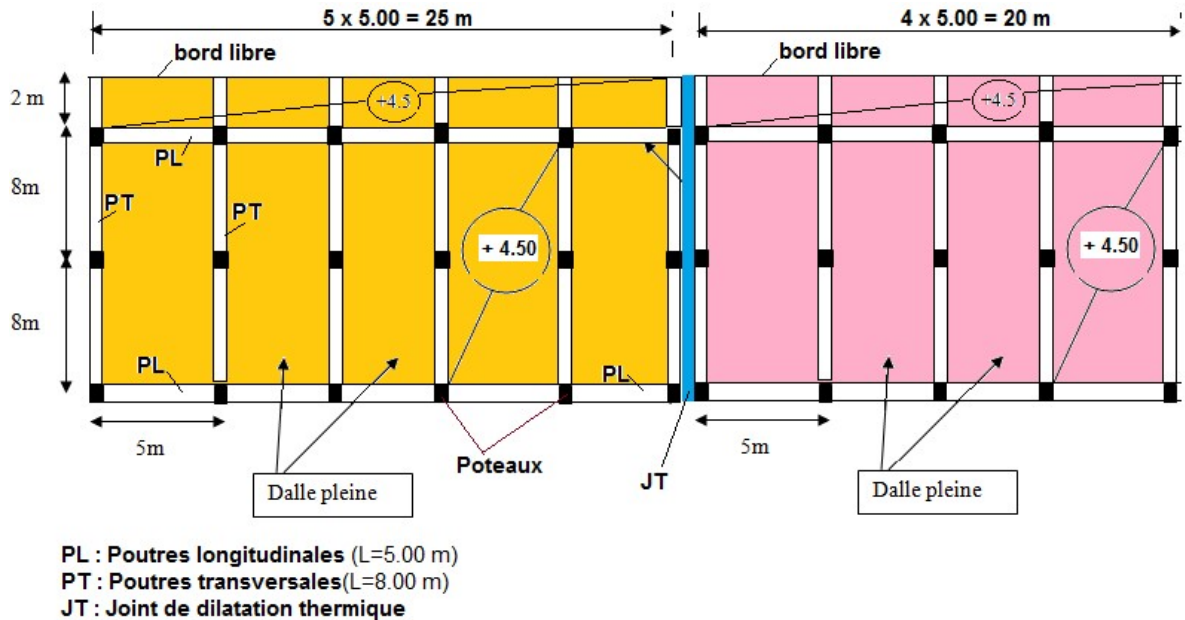


Figure 33: Notre conception du plancher interne en béton armé

#### 1.2 Choix du type de dalle porteuse et du système de poutraison:

Notre plancher doit assurer des fonctions de résistance mécanique, c'est le rôle de l'ingénieur civil, aussi il doit assurer des fonctions protectrices d'étanchéité, d'isolation phonique et thermique, c'est le rôle de l'architecte. Nous avons décidé d'opter pour une dalle pleine à épaisseur constante « e » recouverte de couches de revêtement, en dessous, une couche d'enduit ou des plaques en plâtre de décoration seront fixées sur cette dalle.

Nous concevons des poutres réparties dans les deux directions en plan : des poutres longitudinales (PL) et des poutres transversales (PT), comme le montre la figure V-2 ci-dessous. Nous allons étudier le plancher de droite ayant les dimensions :  $18 \times 20 \text{ m}^2$ , cet ouvrage sera supporté par 18 poteaux répartis régulièrement à espacement de 5.00 m suivant une direction, à espacement de 8.00 m suivant la direction perpendiculaire.



**1.3 Prédimensionnement de l'épaisseur « e » de la dalle:**

❖ Panneaux à 4 appuis : On désigne la petite portée par  $L_x = 5.00$  m, et par  $L_y$  la grande portée d'un panneau. Puisque le rapport  $\frac{L_x}{L_y} = \frac{5.00}{16.00} = 0.31 < 0.4$  alors la dalle porte suivant une seule direction, c'est celle de la petite portée  $L_x = 5.00$  m. La flexion suivant  $L_y$  est négligée. Le calcul se fait pour une bande de 1m à la flexion simple.

$$e \geq \frac{L_x}{25} \Rightarrow \text{cm} \quad \text{on prend } \mathbf{e = 20 \text{ cm}}$$

Dans notre cas, la dalle est supposée continue sur plusieurs poutres en béton, elle se compose de plusieurs travées, leur nombre est supérieur à deux (02).

❖ Panneaux à 3 appuis ; les porte-à-faux : On choisit la même épaisseur  $e = 20$  cm.

**1.4 Evaluation des charges:**

Elément	Epaisseur (m)	pooids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	charges (kN/m <sup>2</sup> )
Dalle pleine	0,2	25	5
enduis sous plafond	0,015	22	0,33
sable sous carrelage	0,05	17	0,85
mortier de pose	0,03	20	0,6
carrelage 25x25			0,55
			<b>7,33</b>

Tableau 28: Evaluation de la charge permanente G

$$G = \Sigma \text{pooids} = 7.33 \text{ kN/m}^2$$

Charge d'exploitation pour un plancher à usage commercial (de marché) :  $Q = 5 \text{ kN/m}^2$

On considère que les moments de flexion dans le sens  $l_y$  sont négligeables car la dalle porte dans une direction. On se trouve en présence d'une poutre continue dans le sens  $L_x$ .

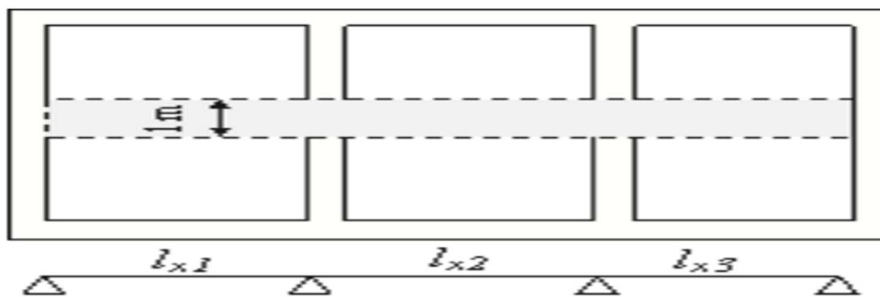


Figure 34 : Modélisation d'une dalle continue

## Chapitre V Etude des éléments porteurs secondaires en béton armé

Donc, on calcule la dalle comme une poutre continue ayant une section rectangulaire de largeur unitaire  $b=1 \text{ m}$  et de hauteur  $h = \text{épaisseur} \ll e \gg$ , sur laquelle on applique la méthode forfaitaire pour la détermination des moments de flexion sur appuis et en travée. Pour un panneau de dalle «  $i$  » on a :

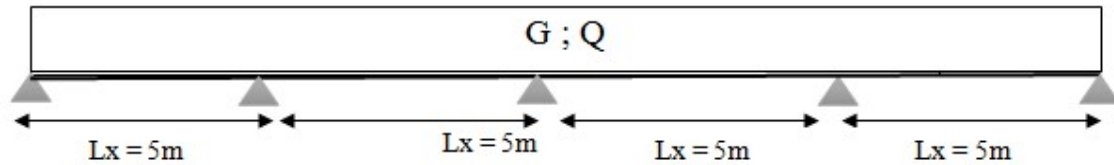


Figure 35: schéma statique

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 17.39 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 12.33 \text{ kN/m}^2$$

### 1.5 Calcul des moments fléchissants :

$$\text{ELU : } M_{ox,u} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{17.39 \times 5^2}{8} = 54.34 \text{ kN.m}$$

$$\text{ELS : } M_{ox,s} = \frac{12.33 \times 25}{8} = 38.53 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy} = 0 ; \alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0.4$$

- Moments aux appuis  $M_a$  :

$$M_a = -0.5M_{ox,u} \text{ ---- pour l'appui voisin de l'appui de rive)}$$

$$M_a = -0.4M_{ox,u} \text{ ---- pour l'appui non voisin de l'appui de rive)}$$

$$M_a = -0.15 M_{ox,u} \text{ ---- pour les appuis de rive}$$

- Moments en travées  $M_t$  :

$$M_t \geq \left( \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \right) M_{ox} \text{ (travée de rive)}$$

$$M_t \geq \left( \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \right) M_{ox} \text{ (travée intermédiaire)}$$

$$M_t + \frac{Md+Mg}{2} \geq \max [1.2+0.3\alpha ; 1.05] \times M_{ox}$$

$M_d$  : moment sur appui de droite de la travée étudiée

$M_g$  : moment sur appui de gauche de la travée étudiée

ELU				
$M_o(\text{kN.m})$	$M_{a,r}(\text{kN.m})$	$M_{a,v,r}(\text{kN.m})$	$M_{a,n,v,r}(\text{kN.m})$	$M_t(\text{kN.m})$
54.34	8.15	27.17	21.73	54.06

Tableau 29: calcul des moments aux ELU

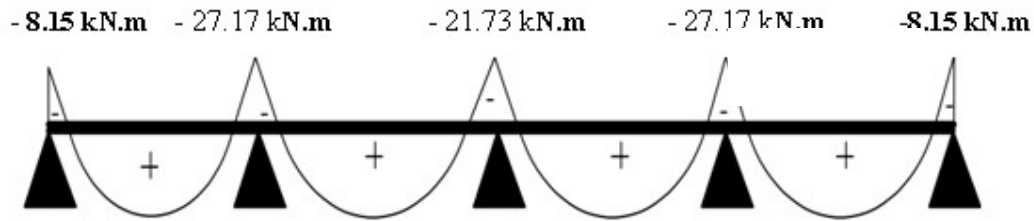


Figure 36: diagramme des moments à l'ELU

ELS				
Ms (kN.m)	M <sub>a,r</sub> (kN.m)	M <sub>a,v,r</sub> (kN.m)	M <sub>a,n,v,r</sub> (kN.m)	Mt(kN.m)
38.53	5.77	19.26	15.41	21.03

Tableau 30: calcul des moments à l'ELS

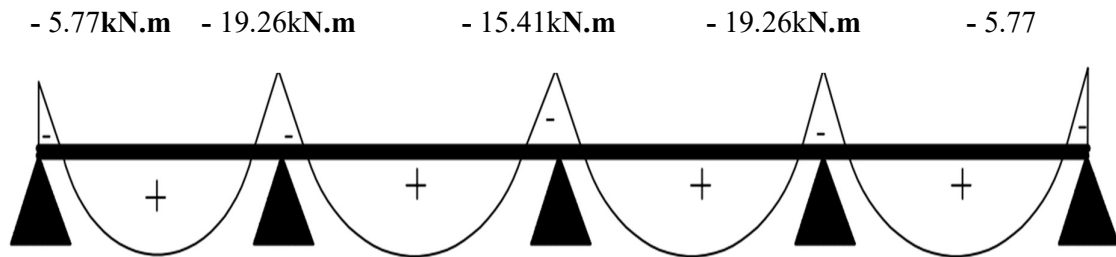


Figure 37: diagramme des moments à l'ELS

**1.6 Calcul des efforts tranchants V :**

$$V_w (x=0) = \frac{P \times l}{2} + \frac{M_e - M_w}{L}; V_e (x=5) = -\frac{P \times l}{2} + \frac{M_e - M_w}{L}$$

- A l'ELU

	Travée de rive	Travée Voisine de rive	Travée intermédiaire
PL/2	43.47	43.47	43.47
Mw (kN.m)	8.15	27.17	21.73
Me (kN.m)	27.17	21.73	21.73
Vw (kN)	47.27	42.38	43.47
Ve(kN)	-39.66	-44.55	-43.47

Tableau 31: calcul des efforts tranchants à l'ELU

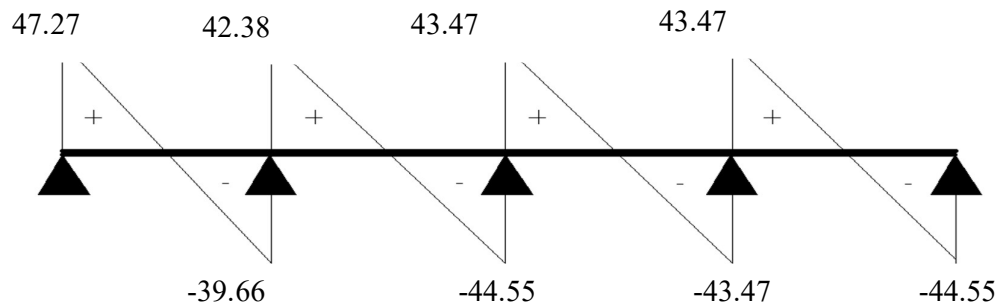


Figure 38: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

### 1.7 Calcul du ferrillage :

#### 1.7.1 Calcul des armatures principales à L'ELU:

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{bd^2 \cdot \sigma_b} ; \text{ avec } b = 100\text{cm} ; d = h - c = 20 - 2 = 18\text{cm} ; \sigma_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{cal} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_s} ; \text{ avec } : \sigma_s = f_e / \gamma_s = 434.78 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1.15$$

#### 1.7.2 Condition de non fragilité (CBA93 .Art A4.2.1) : $A_{min} = 0.23 \times h_o \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

Où  $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1\text{MPa}$

$$A_{adopté} \geq \max ( A_{cal} ; A_{min} )$$

#### 1.7.3 Section de travée sens Lx :

Mu (kN.m)	Mu	A	Z(cm)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
54.34	0.12	0.16	16.8	7.43	0.34	9.05
						8T12

Tableau 32: choix des armatures en travée

#### 1.7.4 Section d'appui sens Lx (appui intermédiaire)

Mu (kN.m)	Mu	A	Z(cm)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
27.17	0.059	0.076	17.45	3.58	0.34	3.93
						5T10

Tableau 33: choix des armatures d'appuis

**1.7.5 Section d'armatures de répartition (secondaires) (CBA 93, article 5.1.2.2)**

$$A_{sr} = \frac{A_s}{4} = 2.26 \text{ cm}^2 \text{ on prend 5T8 avec } A_{sr} = 2.51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**1.7.6 Vérification des espacements : (CBA 93 article A.5.1, 22)**

- **Sens L<sub>x</sub>** :  $S_t \leq \min ( 3h_0 ; 33\text{cm} ) = \min ( 60\text{cm} ; 33\text{cm} ) = 33\text{cm}$   
On prend  $S_t = \frac{100 \text{ cm}}{5 \text{ barres } \varnothing 8} = 25\text{cm}$
- **Sens L<sub>y</sub>** :  $S_t \leq \min ( 4h ; 40\text{cm} ) = ( 80 ; 40\text{cm} ) = 40\text{cm}$   
On prend :  $S_t = \frac{100 \text{ cm}}{8 \text{ barres } \varnothing 12} \approx 11\text{cm}$

**1.7.7 Vérification du risque de rupture par cisaillement** : D'après le CBA93 article 5.1.1,

la contrainte tangentielle  $\tau_u$  doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min ( 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} ) ; \text{ avec } b = 100\text{cm} ; d = 18\text{cm}$$

$$\tau_u = \frac{47.27 \cdot 10^3}{1000 \cdot 180} = 0.26 \text{ MPa} ; 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.26 < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**1.7.7 Vérification de l'ELS de flèche  $\Delta \leq \Delta_{adm}$ :**

$$\Delta = \frac{M_t \times L}{10EI} ; I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{100 \times 20^3}{12} = 6.67 \times 10^{-4} \text{ m}^4 ;$$

$E = 3 \times 10^4 \text{ MPa}$  : module de Young du béton,

$$\Delta = \frac{54.34 \cdot 10^6 \cdot 5000}{10 \cdot 3 \cdot 10^4 \cdot 6.67 \cdot 10^8} = 1.35 \times 10^{-3} \text{ mm}$$

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{500} = 1 \text{ cm} ; \text{ donc } : \Delta \leq \Delta_{adm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**1.7.8 Vérification de l'ELS de fissuration:** La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ . D'autre part, la vérification de la contrainte maximale du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	M <sub>tu</sub> (kN.m)	M <sub>ts</sub> (kN.m)	Γ	A	$\bar{\alpha}$	obs
Travée	54.06	21.03	2.57	0.16	1.03	CV
Appui	27.17	19.26	1.41	0.10	0.45	CV

Tableau 34: vérification des résultats de ferrailage à ELS

## II- Etude des Escaliers en béton armé

### 2-1 Données de la Conception architecturale :

Un escalier dans une construction est une suite régulière des plans horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre. Dans notre projet, on a des escaliers à 3 volées chacun, avec 2 paliers comme il montre les figures V-10 (a et b) et la figure 39

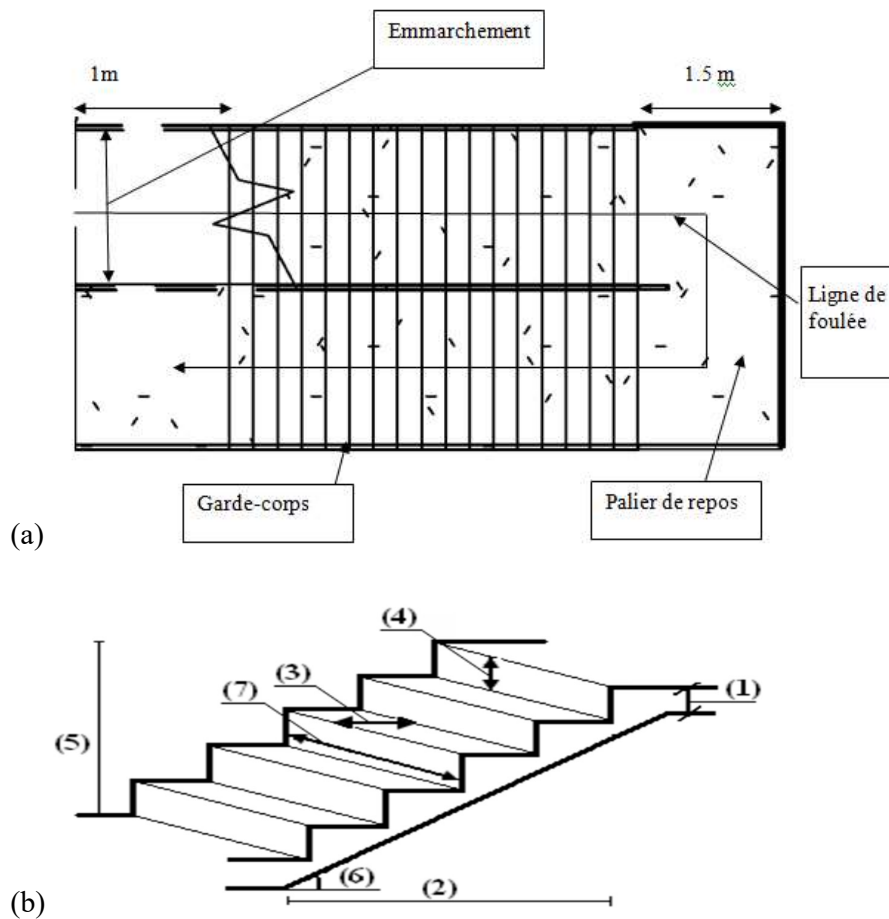


Figure 39: Schéma de l'escalier

- 1 : Epaisseur du palier de repos ;
- 2: Longueur totale d'escalier ;
- 3: Giron  $g$  ;
- 4: Hauteur d'une contre - marche  $h$  ;
- 5: Hauteur de la volée ;
- 6: Inclinaison d'une paillasse  $\alpha$  ;
- 7: Emmarchement

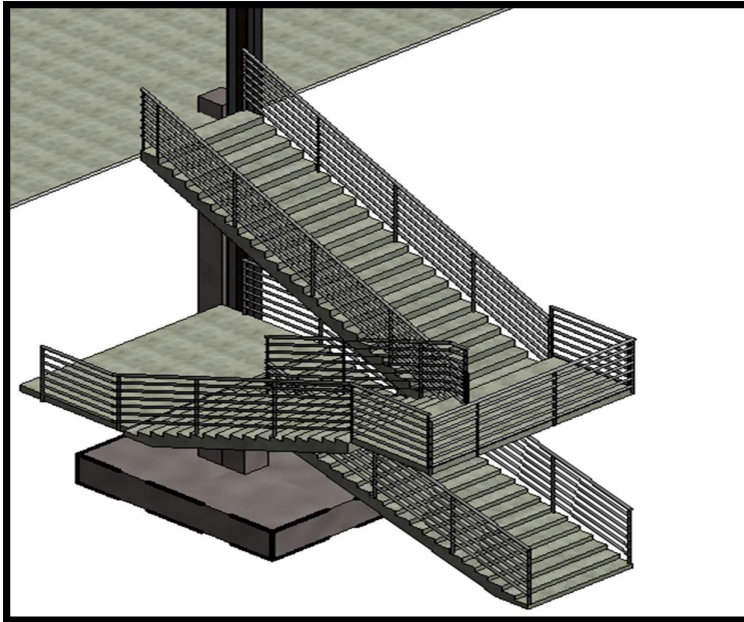


Figure 40: Vue 3D des escaliers

Le dimensionnement des escaliers doit respecter la formule de «BLONDEL» suivante :

$60\text{cm} \leq 2h + g \leq 65\text{cm}$ . On prend:  $h = 17\text{cm}$  ;  $g = 30\text{cm}$

$60\text{cm} \leq 2 \times 17 + 30 \leq 65\text{cm}$ .....CV

- nombre des contre marches :  $n = \frac{H(\text{hauteur de la volée})}{h} = \frac{4.5/3}{17} \approx 9$
- nombre des marches =  $n-1 = 8$  marches
- longueur du volée :  $L_v = g \times \text{nombre des marches} = 30 \times 8 = 240 \text{ cm}$
- la pente  $\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{17}{30}\right) = 29.53^\circ$
- La longueur de la paillasse :  $L' = 1 + \frac{2.4}{\cos(29.53)} + 1.5 = 5.25$

## 2.2 Conception structurale :

Un escalier se compose de dalles inclinées assurant le rôle de paillasse et des dalles horizontales assurant le rôle de paliers, ces dalles en béton armé ont une épaisseur « e » constante. On conçoit des poutres pour supporter ces dalles, et les poteaux du bloc interne pour supporter les poutres. (figure V-11 )

- ❖ **Pré dimensionnement** : L'épaisseur « e » de la paillasse sera choisie par application de la règle empirique suivante :  $e = L' / 30$  à  $L' / 25$  ;  $\frac{525}{30} < e < \frac{525}{25}$  ; soit : **e = 20cm**

**2.3 Evaluation des charges :**

Désignation	$G_{Palier} (kN/m^2)$	$G_{volée} (kN/m^2)$
Poids de la dalle	3.5	3.5
Poids des marches		1.87
Mortier de pose	0.40	0.40
Carrelage	0.44	0.44
Garde-corps		0.6
Enduit de plâtre	0.15	0.15

Tableau 35: Charges permanentes d'escalier

- ✓ Sur la volée :  $G = 6.96 \text{ kN/m}^2$  ;  $Q=2,5 \text{ kN/m}^2$
- ✓ Sur le palier :  $G = 4.49 \text{ kN/m}^2$ ;  $Q=2,5 \text{ kN/m}^2$

**Combinaison des charges :**

- ✓ Pour la volée :  
 ELU :  $P_u = [1,35*6.96+1,50*2,5]*1=13.14\text{kN/m}$   
 ELS :  $P_s = [6.96+2,5] *1 = 9.46\text{kN/m}$
- ✓ Pour le palier :  
 ELU :  $P_u = [1,35*4.49+1,50*2,5]*1=9.81\text{kN/m}$   
 ELS :  $P_s = [4.49+2,5] *1 = 7\text{kN/m}$

**2.4 Calcul des sollicitations :** Dans le présent calcul, on travaille sur la 2<sup>ème</sup> volée (volée du milieu) qui se compose de deux paliers et d'une paillasse.

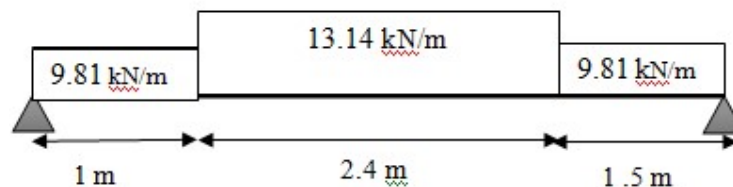


Figure 41: schéma statique sous charge à l'ELU



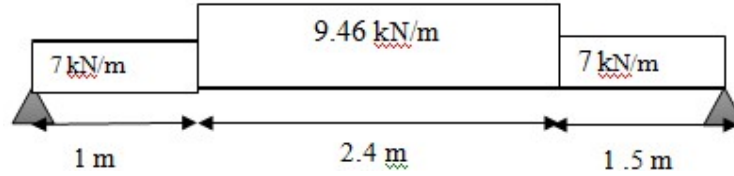


Figure 42: schéma statique sous charge à l'ELS

$$P_{eq} = \frac{\sum P_i \cdot L_i}{\sum L_i} : \text{charge équivalente}$$

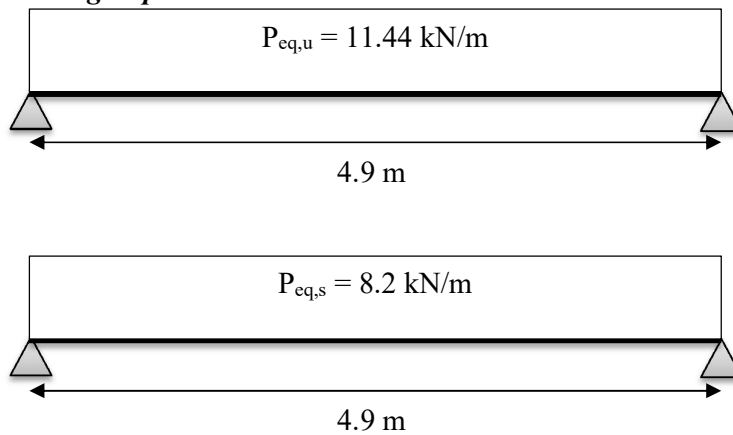


Figure 43: schéma statiques avec charge uniforme équivalente « Peq »

- moment isostatique :  $M_o = \frac{Peq \times l^2}{8}$
- moment en appui:  $M_{app} = -0.4M_o$
- moment en travée :  $M_t = 0.85M_o$
- l'effort tranchant :  $V = Peq \times \frac{L}{2}$

Sollicitations de calcul à L'ELU				
Pu (kN/m)	Mu (kN.m)	Ma (kN.m)	Mt (kN.m)	Vu (kN)
11.44	34.21	13.68	29.07	28.02
Sollicitations de calcul à L'ELS				
Ps (kN/m)	Ms (kN.m)	Ma (kN.m)	Mt (kN.m)	Vs (kN)
8.2	24.61	9.84	20.91	20.09

Tableau 36: Sollicitations de calcul à L'ELU et l'ELS

**2.5 Calcul du ferrailage :**

**2.5.1 Ferrailage à l'ELU :**

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{bd^2 \cdot \sigma_b} ; \text{ avec } b = 100 ; d = 0.9xh ; \sigma_b = 14.2\text{MPa} ; \mu_{lim} = 0.392$$

$$\mu < \mu_{lim} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \beta = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{cal} = \frac{Mu}{\beta \cdot \sigma_s} \text{ avec } \sigma_s = 434.78 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa}$$

**2.5.2 Condition de non fragilité (CBA93 article A4.2.1) :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d}{f_e} \times f_{t28}$$

$$F_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

**2.5.3 Pourcentage minimal :  $A_p = 0.001 b \cdot h$**

	Mu(kN.m)	e (cm)	M	A	$\beta$	Acal (cm <sup>2</sup> )
Travée	29.07	20	0.063	0.081	17.41	3.84
Appui	13.68	20	0.03	0.038	17.7	1.77

	Acal (cm <sup>2</sup> )	Amin(cm <sup>2</sup> )	Ap(cm <sup>2</sup> )	Amax(cm <sup>2</sup> )	Aadp(cm <sup>2</sup> )
Travée	3.84	1.73	2	3.84	4T12 = 4.52
Appui	1.77	1.73	2	2	4T10 = 3.14

Tableau 37: choix des armatures à l'ELU

**2.5.4 Armatures de répartition :  $A_r = Aadp/4$**

	Aadp (cm <sup>2</sup> )	$A_r$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	4.52	1.13 4T8 = 2.01
Appui	3.14	0.78 3T8 = 1.51

Tableau 38: Résultats de calcul des armatures de répartition

**2.5.5 Vérification des espacements entre les armatures : (CBA 93 article A.8.2, 42)**

$$St \leq (3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{ Armatures principales}$$

$$St \leq (4h ; 40\text{cm}) = 40 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Armatures de répartition}$$

- Armatures principales :

On adopte :  $\left\{ \begin{array}{l} 4\Phi 12 \text{ en Travée} \text{ ----} St = 100/4 = 25\text{cm} \\ 4\Phi 10 \text{ en appuis} \text{ ----} St = 100/4 = 25\text{cm} \end{array} \right.$

- Armatures de répartitions :

4Φ8 en travée ----- St = 100/= 25 cm  
 3Φ8 en Appuis ----- St = 100/3 ≈ 33 cm

**2.5.6 Vérifications des E.L.S de fissuration :** La fissuration est considérée comme peu nuisible alors la vérification de la contrainte maximale de l'acier n'est pas nécessaire. Aussi, la vérification de la contrainte maximale du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_c 28}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	Mu (kN.m)	Ms (kN.m)	Γ	A	$\bar{\alpha}$	Observation
Travée	29.07	20.91	1.39	0.081	0.445	CV
Appui	13.68	9.84	1.39	0.038	0.445	CV

Tableau 39: Vérifications des conditions d'ELS

**2.5.7 Vérification de l'effort tranchant : (CBA 93 article A.5.1)**

❖ Condition :  $\tau_u = \frac{V_u}{b*d} \leq \min ( 0.2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa})$  avec b = 100cm ; d = 18cm

$$\tau_u = \frac{28.02 \cdot 10^3}{1000 \cdot 180} = 0.15\text{MPa} ; 0.2 \times \frac{25}{1.5} = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.15 < 3.33$  ..... CV

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**2.5.8 Vérifications des E.L.S de la flèche (Fi) : (CBA 93 article B.6.5, 1) :**

❖ Condition :  $Fi \leq F_{adm} = \frac{L}{500} = 490/500 = 0.98 \text{ cm}$

$$Fi = \frac{5Pser \cdot (\frac{L}{2})^4}{384EI} ; I = \frac{1 \cdot 0.2^3}{12} = 6.67 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$Fi = \frac{5 \cdot 8.2 \cdot (2450)^4}{384 \cdot 32164.19 \cdot 6.67 \cdot 10^8} = 0.017 \text{ cm}$$

$Fi = 0.017 \text{ cm} < F_{adm} = 0.98 \text{ cm}$  ..... CV

### III- Etude des poutres et poteaux

#### 3.1 Méthode automatique pour l'analyse statique et pour l'analyse dynamique :

L'étude des poteaux et poutres ce fait automatiquement à l'aide d'ordinateur en introduisant les charges sismiques avec les charges statiques. Pour cela, nous avons choisi d'utiliser un logiciel performant de calcul de structures de génie civil ; c'est « **ROBOT** Structural Analysis » de la compagnie « AutoDesk ». Nous avons utilisé la méthode d'analyse modale spectrale.

**3.2 Les étapes à suivre:** Avant de commencer la modélisation de la structure, on doit au préalable définir quelques paramètres (ce sont les préférences de l'affaire) concernant les règlements adoptés pour les calculs et les unités. Les figures suivantes montent quelques exemples des choix préférés par l'utilisateur dans la fenêtre du menu principal.

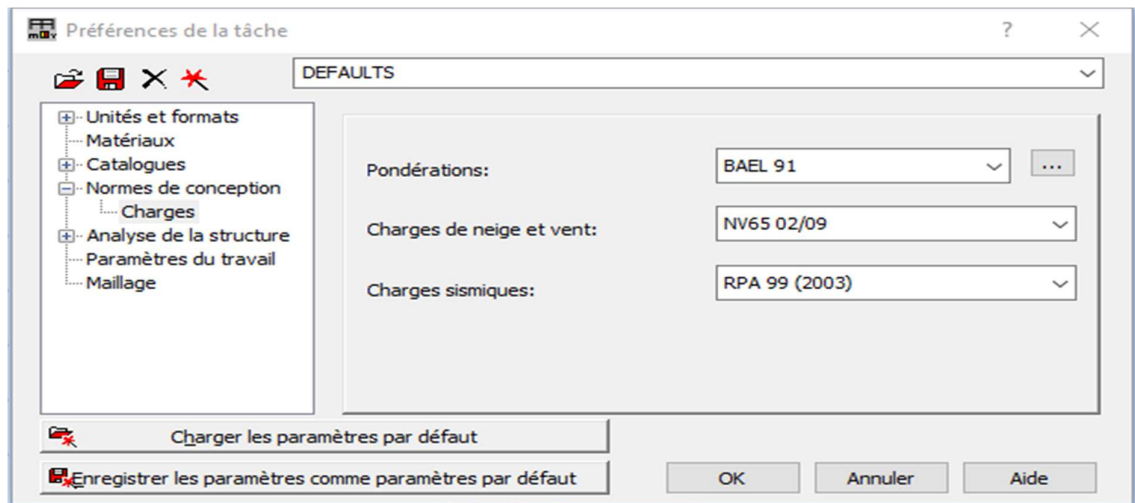


Figure 44: règlements utilisées

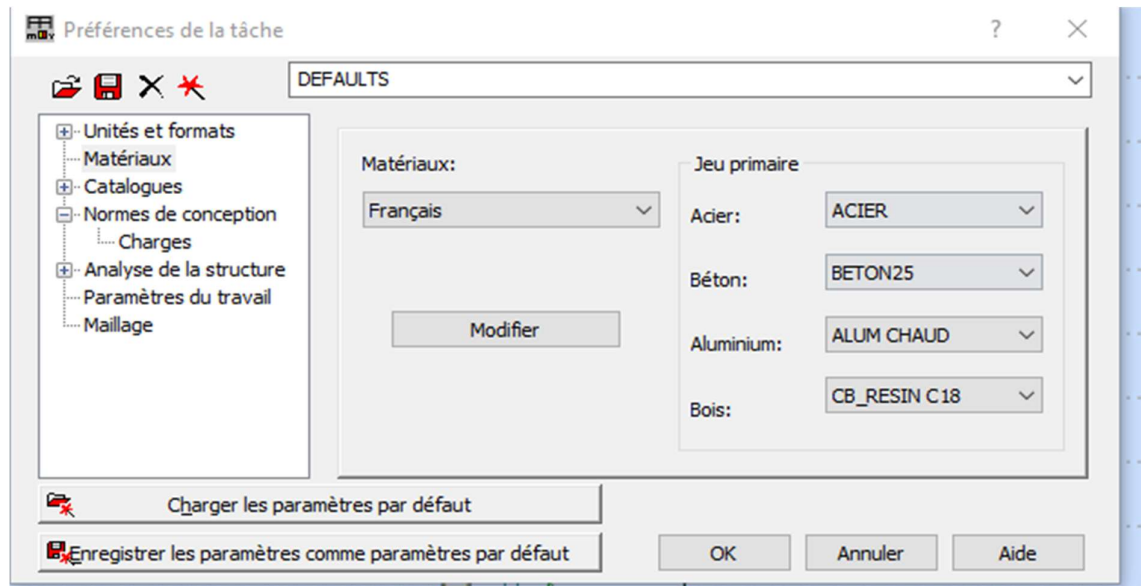


Figure 45: matériaux utilisées

Après avoir modalisé la structure, on passe au chargement, en affectant à la structure les différentes charges à laquelle elle est soumise, ces charges ont été calculées auparavant,. Notre structure est soumise aux charges suivantes :

- Charges permanentes « G »
- Charges d'exploitation « Q »
- Charges sismique « E »

Lorsqu'on termine la saisie des données du chargement de la structure, on passe à la définition des combinaisons de ces charges selon les combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$  ----- (ELU)
- $G + Q$  ----- (ELS)
- $0,8G + E$
- $0,8G - E$
- $G + Q + E$
- $G + Q - E$
- $G + Q + 1,2E$
- $G + Q - 1,2E$

## Chapitre V Etude des éléments porteurs secondaires en béton armé

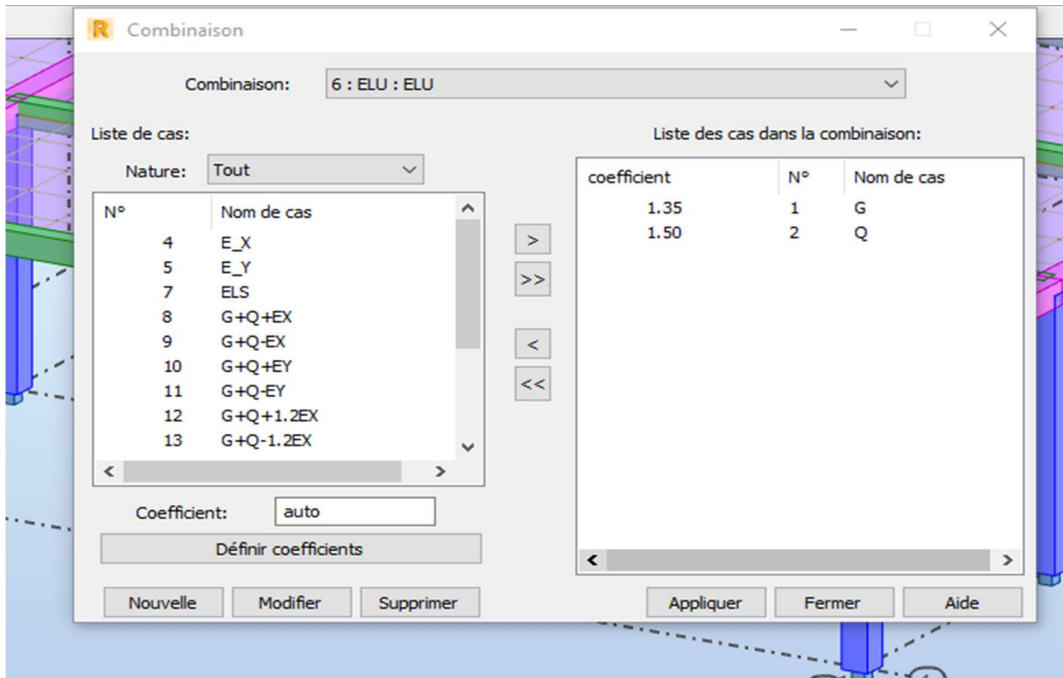


Figure 46 : Combinaisons des charges

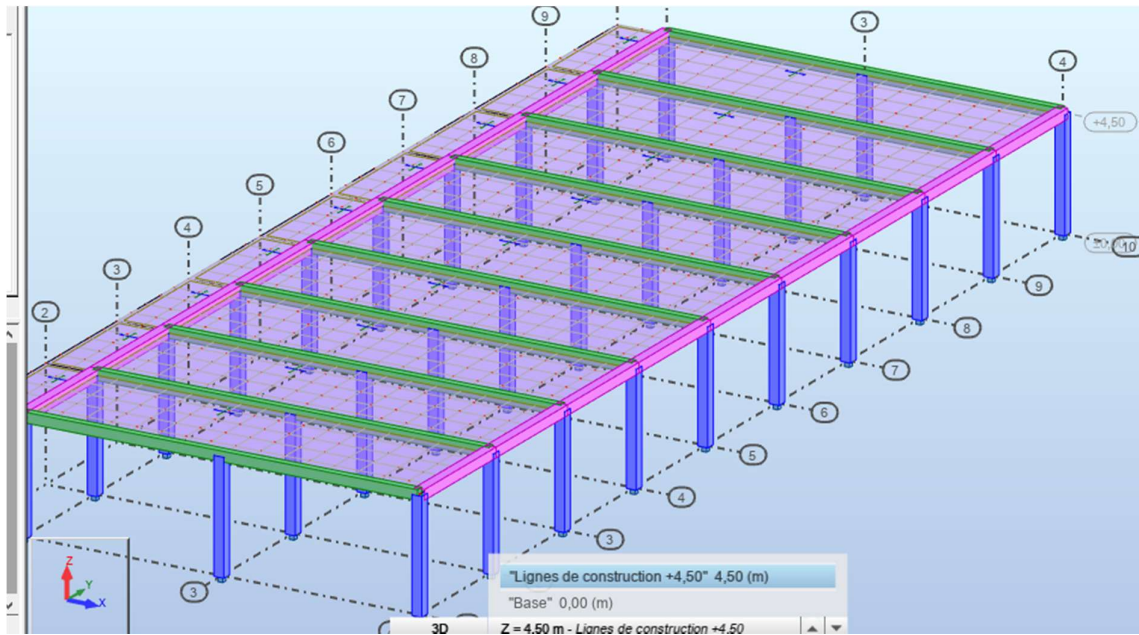


Figure 47 : vue 3D de la structure en Béton Armé

3-3 Phase des vérifications :

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
<b>MAX</b>	78,00	0,33	100,00	100,00	0,0	100,00	89,58	0,0	518978,80	518978,80	0,0
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	10	1	10	10	1	1	2	1	1	1	1
<b>MIN</b>	3,07	0,01	100,00	0,00	0,0	0,00	0,00	0,0	518978,80	518978,80	0,0
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	1	10	1	1	1	3	1	1	1	1	1

Figure 48: Résultats dynamiques

Noeud/Cas/Mode	FX [kgf]	FY [kgf]	FZ [kgf]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
11/ 4/ CQC	2907,23	7,36	1277,26	0,22	73,48	0,03
13/ 4/ CQC	2921,24	15,87	1171,04	0,35	73,76	0,03
15/ 4/ CQC	3621,80	0,71	8,71	0,02	84,07	0,02
17/ 4/ CQC	2932,67	13,54	1175,37	0,30	73,94	0,02
19/ 4/ CQC	2930,24	11,15	1189,47	0,26	73,96	0,02
21/ 4/ CQC	3628,53	0,52	6,81	0,01	84,25	0,02
23/ 4/ CQC	2943,02	9,73	1197,05	0,22	74,17	0,02
25/ 4/ CQC	2935,45	7,71	1188,66	0,18	74,09	0,01
27/ 4/ CQC	3634,37	0,20	6,56	0,00	84,38	0,01
29/ 4/ CQC	2948,62	7,22	1195,68	0,16	74,30	0,01
31/ 4/ CQC	2939,17	3,75	1189,78	0,09	74,16	0,01
33/ 4/ CQC	3638,76	0,14	6,56	0,00	84,47	0,01
35/ 4/ CQC	2952,36	4,24	1196,81	0,10	74,37	0,01
37/ 4/ CQC	2939,56	0,33	1192,94	0,01	74,17	0,00
39/ 4/ CQC	3639,85	0,47	6,82	0,01	84,49	0,00
41/ 4/ CQC	2952,38	1,71	1200,56	0,04	74,38	0,00
43/ 4/ CQC	2936,08	4,58	1176,14	0,09	74,11	0,01
45/ 4/ CQC	3639,99	0,66	8,75	0,02	84,48	0,00
47/ 4/ CQC	2947,57	2,21	1180,45	0,04	74,29	0,01
49/ 4/ CQC	2919,54	1,70	1268,41	0,02	73,83	0,01
51/ 4/ CQC	3638,05	0,98	10,46	0,02	84,41	0,00
53/ 4/ CQC	2927,57	4,25	1288,40	0,04	73,97	0,01
55/ 4/ CQC	2713,76	42,94	1004,16	0,70	70,74	0,07
57/ 4/ CQC	3451,69	1,38	0,94	0,03	81,62	0,02
59/ 4/ CQC	2731,53	42,23	996,87	0,65	71,03	0,05
<b>Cas</b>	4 - E_X					
<b>Mode CQC</b>						
<b>Somme totale</b>	93701,80	302,56	23411,35	5,75	2303,60	0,65
<b>Somme réactions</b>	93701,80	0,00	0,00	0,00	4135,05	20721,21
<b>Somme efforts</b>	93701,80	0,00	0,0	0,00	4135,05	20721,21
<b>Vérification</b>	187403,59	0,00	0,00	0,00	8270,11	41442,42
<b>Précision</b>	2,31935e-02	1,75749e-04				

Figure 49 : Résultats des efforts sismiques

- **Vérification de la force sismique** : La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

La force sismique totale  $V$ , doit être calculée selon la formule :  $V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$

Zone sismique : III ; de sismicité élevée

Groupe d'usage : 1B ; des ouvrage de grande importance pour la société,

$A = 0.30$  : coefficient d'accélération de la zone, il est donné par le tableau 4.1 du RPA 2013.

$Q = 1.25$  : facteur de qualité, il est donné par le tableau 4.4 du RPA 2013.

$R = 5$  : coefficient de comportement du système de contreventement ; il est donné par le tableau 4.3 du RPA 2013.

$W = 5189.8$  KN : poids total de la construction, donc celui du bloc interne ;  $W = W_G + \beta \cdot W_Q$

$W_G$  : poids de la partie des charges permanentes,

$W_Q$  : poids de la partie des charges d'exploitation,

$\beta$  : coefficient de pondération,  $\beta \leq 1$  ; d'après le tableau 4.5 du RPA 2013,  **$\beta = 0.60$**

$D$  : facteur d'amplification dynamique. Il dépend de la période  $T$  propre au système de contreventement adopté.

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

$T_1 = 0.15$  ;  $T_2 = 0.50s$

$$\eta = \sqrt{7 + 2\xi} \geq 0.7 ; \xi = 7\% ; \eta = 0.78$$

$\xi$ : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2 du RPA)

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7 du RPA)

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}} = 0,075 \cdot 4.5^{\frac{3}{4}} = 0.23$$

$D = 2.5$  ;  $\eta = 1.95$

$h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau



## Chapitre V Etude des éléments porteurs secondaires en béton armé

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA.

$$V = 632.50 \text{ kN} ; V_{dy} = 937.01 \text{ kN} ;$$

$$\frac{V_{dy}}{V} = 1.48 > 0.8 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Vérification de la condition sur la période empirique :**

$$T_{dynamique} \leq 1.3 T_{amp} ; T_{dyn} = 0.29s$$

$$T = C_T h_N^{3/4} = 0,075 * 4.5^{3/4} = 0.23s$$

$$T_{dynamiqu} = 0.29 \leq 1.3 T_{amp} = 0.3 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Vérification vis-à-vis au déplacement :**  $\Delta K \leq \bar{\delta}$

$$\Delta K = \delta K = R. \delta e = 5 * 0.7 \text{ cm} = 3.5 \text{ cm}$$

$\bar{\delta}$  : Déplacement admissible (égale à  $0,01 h_e$ ) = 4.5 cm

$$\Delta K \leq \bar{\delta} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ :** On exige que :  $\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k »

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau "k"

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » (Voir paragraphe 4.2.10)

$h_k$  : hauteur de l'étage « k »

$$\theta = \frac{5189.8 * 0.035}{632.50 * 4.5} = 0.06 < 0.1 \text{ alors } \underline{\text{on néglige l'effet de P-}\Delta}$$

# Chapitre V Etude des éléments porteurs secondaires en béton armé

## 3-4 Ferrailage des poteaux et poutres

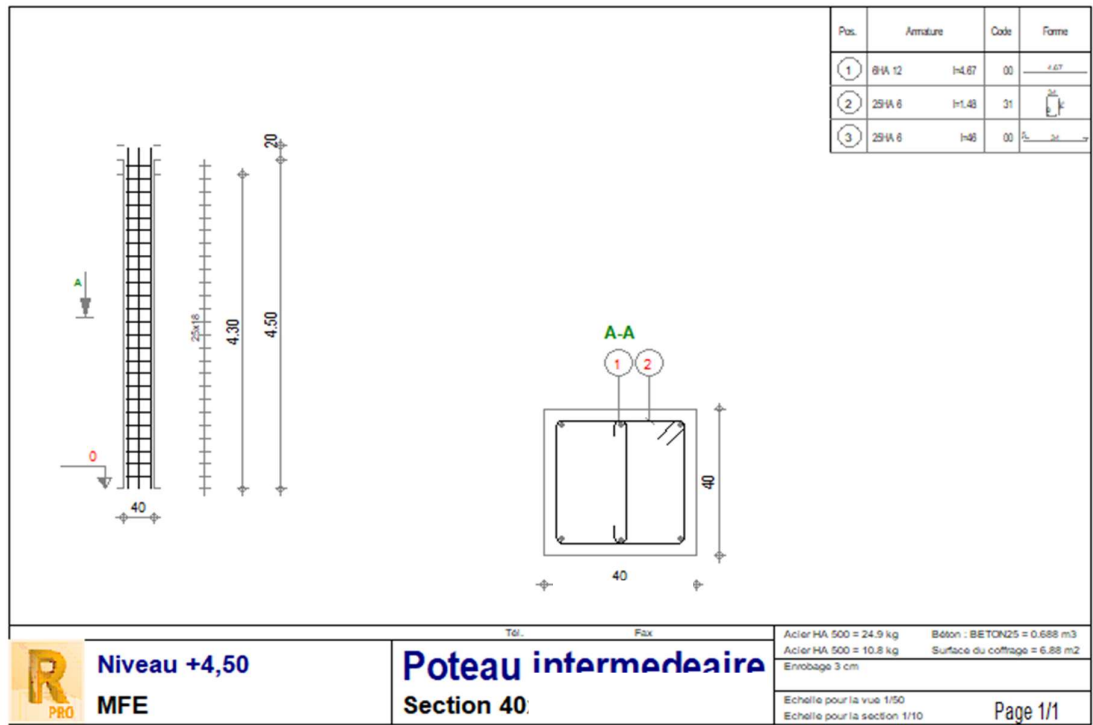


Figure 50: plan d'exécution poteaux

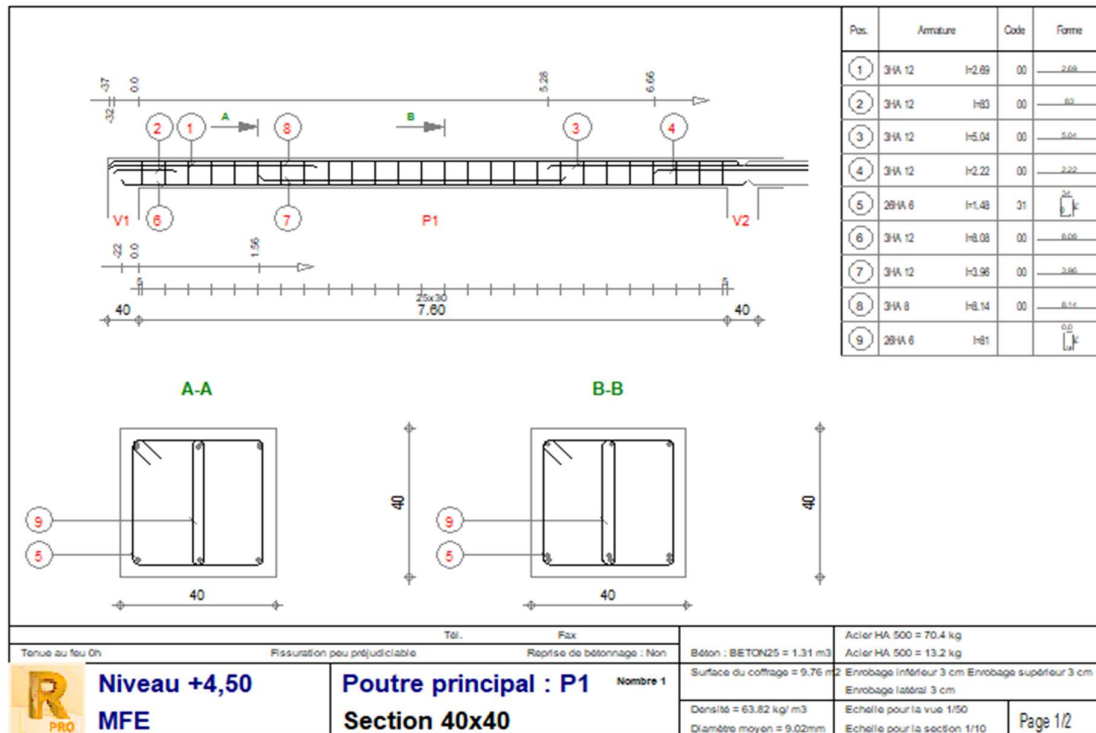


Figure 51: Plan d'exécution des poutres principales

## Chapitre V Etude des éléments porteurs secondaires en béton armé

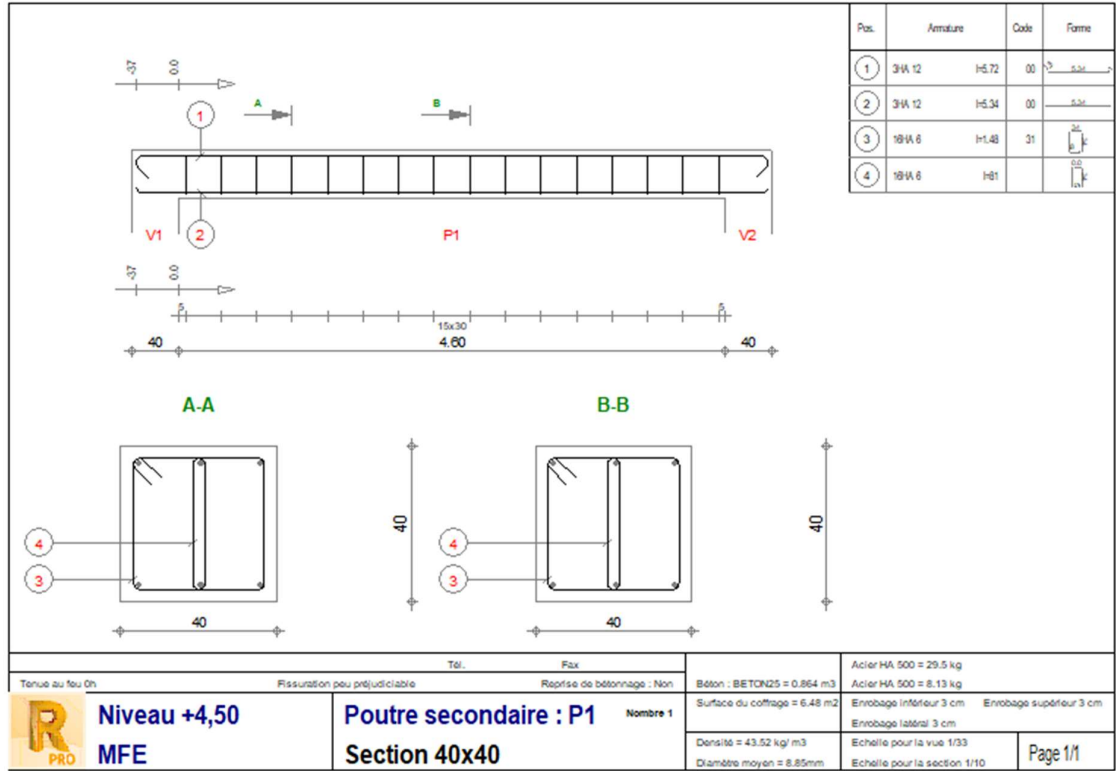


Figure 52: Plan d'exécution des poutres secondaires

---

**Chapitre VI : Etude des systèmes de  
contreventement à treillis**

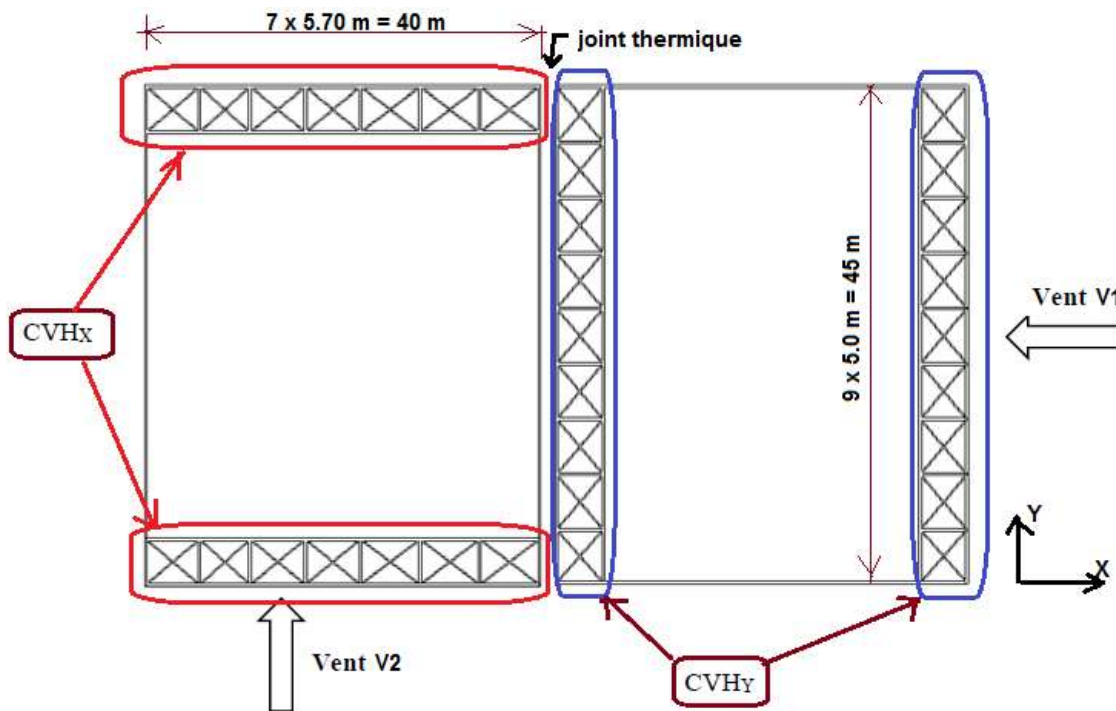
---

### VI-1 Introduction

D'après Ikhenache S. (Réf. 10) : « Les contreventements sont des systèmes qui ont pour objet d'assurer la stabilité de la construction en s'opposant à toutes les forces horizontales : vent, effets de séismes, chocs, etc. Ces systèmes doivent être conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations, et ceci dans les trois plans de l'espace : le plan horizontal (x,y) et les deux plans verticaux (x,z) et (y,z) ».

Dans le chapitre I, nous avons présenté notre conception des trois systèmes de contreventement, parmi eux deux systèmes étaient de type : système à treillis métallique. Il s'agit :

- système de contreventement horizontal « CVH » composé de quatre « poutres au-vent », deux pour chacune des directions x et y. Ces grandes poutres à treillis en croix ont une configuration géométrique qui suit les plans des quatre versants de la toiture ; voir la figure 7 du chapitre I recopiée ci-dessous.



**Figure 7 (Rappel)** : Les poutres au-vent CVHx et CVHy du système CVH

- système de contreventement vertical longitudinal du plan (y,z), désigné par CVVy, il est constitué de deux palées de stabilité « PS» pour chaque bloc, on conçoit une palée dans chaque file de poteaux ; ; voir la figure 4 du chapitre I recopiée ci-dessous.

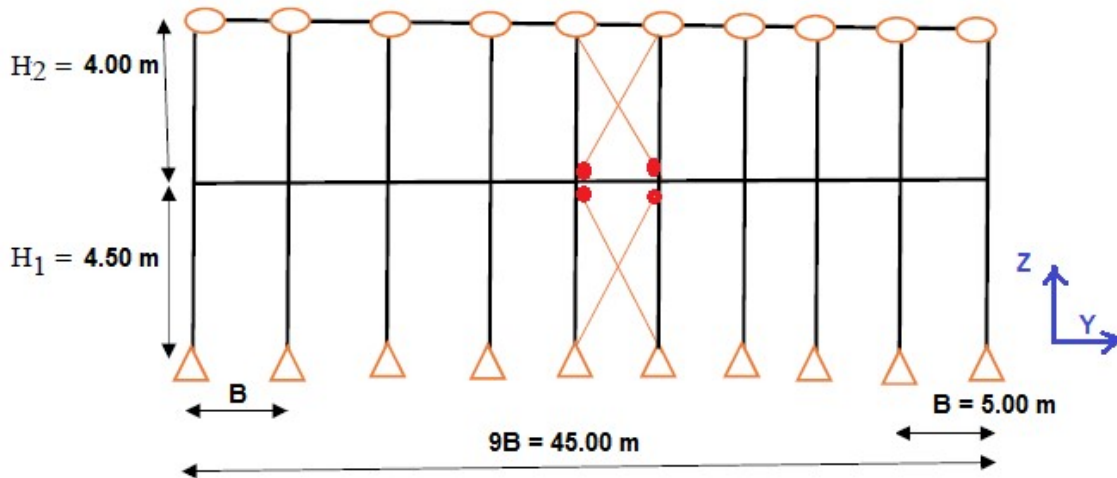


Figure 53 (Rappel) : Ossature articulée contreventée par des palées de stabilité dans le sens longitudinal Y

Dans ce chapitre, nous présentons pour chacun de ces systèmes à treillis :

- les résultats du calcul statique du système,
- les résultats des calculs de dimensionnement des barres composant le système à l'exception des éléments des portiques transversaux (traverses et poteaux). Pour ces derniers, les calculs de vérifications règlementaires seront présentés dans le chapitre VII suivant "Etude des portiques transversaux".

### VI-2 Principe de fonctionnement de la poutre au-vent « CVHx » :

La transmission des forces horizontales, notamment la pression du vent  $V_2$  perpendiculaire à la façade pignon, passe successivement du bardage aux lisses, ensuite vers les potelets, puis aux appuis de chaque poteau et chaque potelet.

Les appuis inférieurs sont les pieds de poteaux et les fondations. Les appuis du haut sont assurés par la traverse du portique transversal de rive, cette dernière n'est pas suffisamment rigide transversalement, alors il est nécessaire de la stabiliser en construisant un dispositif rigide dans le plan de la toiture.

Ce dispositif est présenter par deux grandes poutres à treillis, des longueurs  $L_1 = 16.0$  m,  $L_2 = 24$ m, elles suivent les plans des quatre versants de la toiture et utilise les barres qui

existent déjà. Ce sont les deux traverses des deux portiques transversaux (portique de rive et le portique adjacent), et les pannes. A ces barres, on ajoute des barres diagonales, ce qui va donner un système à treillis avec nœuds articulés.

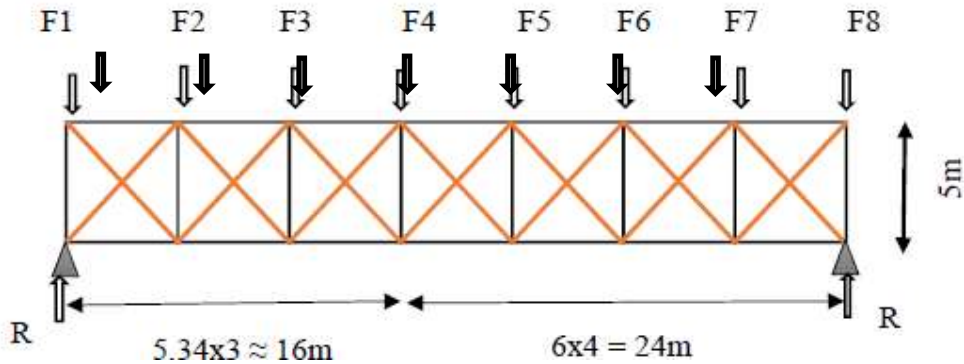


Figure 54: Schéma statique de la poutre au vent

- ❖ Les forces appliquées sont nodales
- ❖ Le système ainsi conçu est à treillis, toute les barres seront sollicitées à l'effort normal  $N$  seul ;  $M = 0$  ;  $V = 0$
- ❖ Pour le choix de profilés, nous optons pour des cornières a ailes égales

**1- Calcul des forces  $F_i$  :** Le nombre de forces  $F_i$  est égal au nombre des poteaux et potelets de la façade pignon ; donc il y a :  $3+5 = 8$  forces qu'on désigne par  $F_1, F_2, \dots, F_8$  ; ( $i = 1$  à  $8$ ).

On applique la formule suivante :

$$F_i = W_{vent} \times S_i + F_{fr}$$

- $S_i$  : Surface afférente à chaque potelet ou poteau, comme il est montré dans la figure ci-dessous.
- $W$  : plus grande pression du vent sur cette façade.
- $F_{fr}$ : La force totale de frottement donnée dans le chapitre II (Dans notre projet, la force du frottement est nulle)

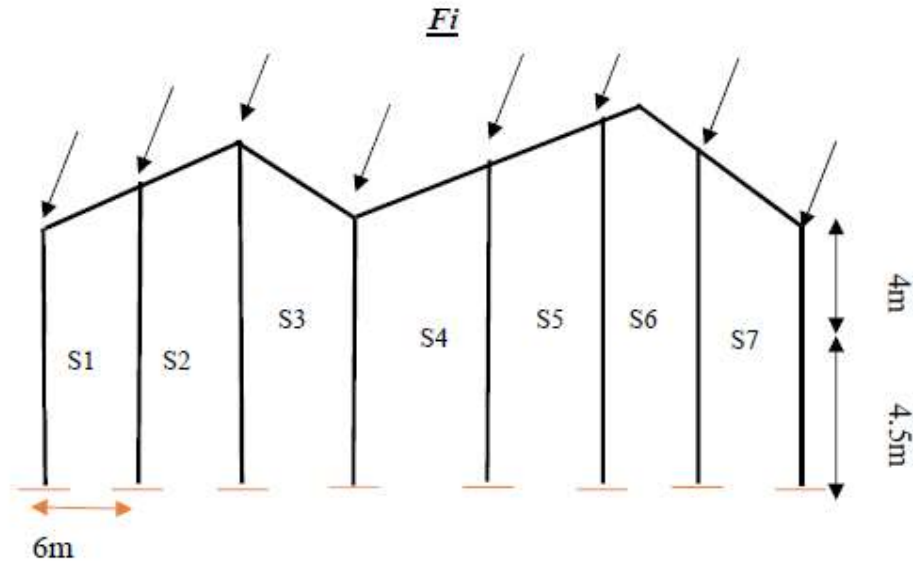


Figure 55: Définition des surfaces afférentes revenant aux poteaux et potelets de la façade pignon

$$S1 = \frac{h}{2} \times \frac{b}{16} = \frac{8.5}{2} \times \frac{16}{16} = 5.25 \text{ m}^2$$

$$S2 = \frac{h}{2} \times \frac{b}{8} = \frac{10}{2} \times \frac{16}{8} = 10 \text{ m}^2$$

$$S3 = \frac{h}{2} \times \frac{b}{16} = \frac{8.5}{2} \times \frac{16}{16} = 5.25 \text{ m}^2$$

$$S4 = \frac{h}{2} \times \frac{b}{16} = \frac{8.5}{2} \times \frac{24}{16} = 6.37 \text{ m}^2$$

$$S5 = \frac{h}{2} \times \frac{b}{8} = \frac{9.25}{2} \times \frac{24}{8} = 13.87 \text{ m}^2$$

$$S6 = \frac{h}{2} \times \frac{b}{8} = \frac{10}{2} \times \frac{24}{8} = 15 \text{ m}^2$$

$$S7 = S5 = 13.87 \text{ m}^2$$

$$W = \max (80.4 \text{ daN/m}^2 ; 66.8 \text{ daN/m}^2) = 80.4 \text{ daN/m}^2$$

$$F1 = 80.4 \times 5.25 = 421.05 \text{ daN}$$

$$F2 = 80.4 \times 10 = 804 \text{ daN}$$

$$F3 = 80.4 \times 5.25 = 421.05 \text{ daN}$$

$$F4 = 80.4 \times 6.37 = 512.148$$

$$F5 = 80.4 \times 13.87 = 1115.148 \text{ daN}$$

$$F6 = 80.4 \times 15 = 1206 \text{ daN}$$

$$F7 = 1115.14 \text{ daN}$$

2- Calcul des forces de réactions d'appuis R :

$$R = \frac{\sum F}{2} = \frac{5594}{2} = 2797.26 \text{ daN}$$



3- Calcul statique des efforts normaux Nd dans les barres diagonales :

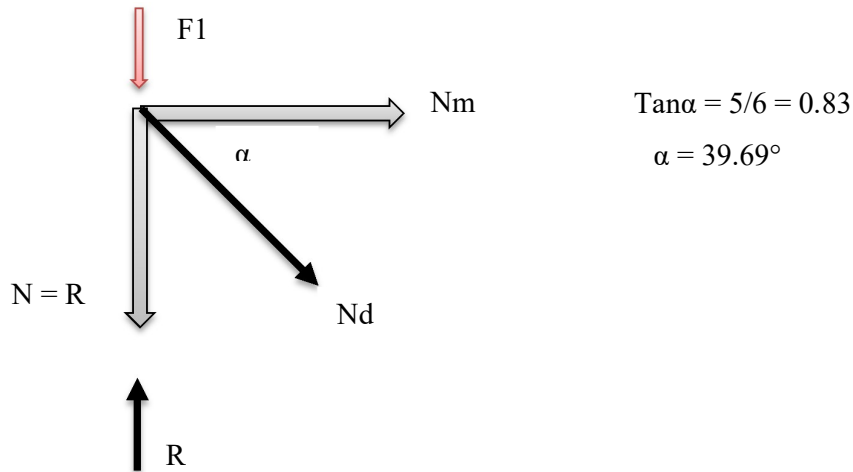


Figure 56: Equilibre statique du nœud isolé

$$N \sin(\alpha) - R + F1 = 0$$

$$Nd = \frac{R - F1}{\sin \alpha} ; Nd = 3720.77 \text{ daN}$$

**Nd** : effort de traction simple

4- Conception et calcul des barres diagonales :

- Notre choix du profilé : Nous choisissons une cornière simple à ailes égales avec nuance d'acier S235,  $f_y = 235 \text{ MPa}$

5- Dimensionnement d'une diagonale à l'ELU de résistance sous à la traction simple:

Le vent est une action variable, alors à l'ELU on doit majorer les forces  $F_i$  dues au vent de 50%.

Au lieu de majorer les  $F_i$ , on peut majorer de 50% les efforts normaux  $N_j$  dans les barres  $j$  du système de contreventement. Alors, on écrit :  $N_{sd} = 1.5 \times Nd$

$$N_{sd} = 1.5 \times 3720.77 = 5581.155 \text{ daN}$$

- condition d'ELU de résistance des sections transversales brutes

$$N_{sd} \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0} \quad \Rightarrow \quad A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma M}{f_y} = \frac{5581.77 \cdot 10 \cdot 1.1}{235} = 261.27 \text{ mm}^2$$

On opte pour une cornière isolée **L(45x45x4.5)** ; **A = 3.9 cm<sup>2</sup>**

- Vérification à l'ELU de résistance de la section nette :

Le règlement CCM 97 (art.5.4.3) exige de vérifier la condition suivante :

$$N_d \leq \text{Min} \left\{ N_{plRd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_M}; N_{uIRd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot \frac{f_u}{\gamma_M} \right\}$$

$$f_u = 510 \text{ MPa}; \gamma_{M2} = 1.25; A_{net} = A - t \cdot d_o = 3.09 \text{ cm}^2$$

t : épaisseur de la cornière = 4.5mm

d<sub>o</sub> : diamètre des trous ; d<sub>o</sub> = 18mm

$$\text{Min} ( 83318.18 \text{ N}; 113464.8 \text{ N} ) = 8331.8 \text{ daN}$$

$$N_d = 3720.8 \text{ daN} \leq 8331.8 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**VI-3 Calcul du système de Contreventement vertical longitudinal à treillis**

« CVVy » – **Les palées de stabilité :**

- Rappel des éléments de conception du système CVVy : Nous avons deux palées de stabilité, une palée pour chaque file de poteaux comme le montre la figure VII-3

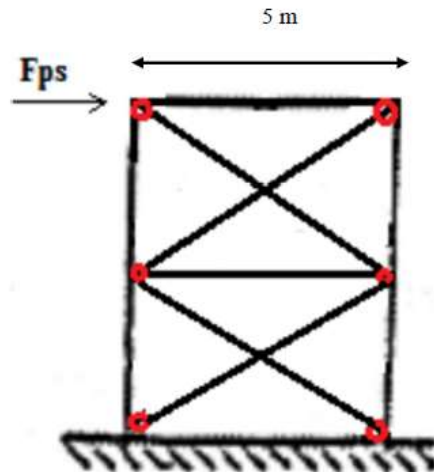


Figure VI-7 : Palée de stabilité en croix (en X)

Dans notre conception, les palées de stabilité se composent de deux niveaux, avec une configuration en croix. Dans chaque niveau, il y a une barre diagonale tendue et une barre diagonale comprimée. En conformité avec les prescriptions du RPA, par mesure de sécurité, nous négligeons la résistance des barres diagonales comprimées face aux forces horizontales.

**1- Calcul de la force Fps :**

C'est la somme de la force R<sub>CVH</sub> qui représente la réaction d'appui de la poutre au-vent du système de contreventement de toiture CVHx, et de la force F<sub>tor</sub> qui représente l'effort de torsion générale du bâtiment causé par l'excentricité accidentelle « e<sub>acc</sub> » exigée par le DTR Règles RNV2013.

Alors :  $F_{ps} = R_{CVH} + F_{tor}$

$R_{CVH} = R_x/2$  ;  $R_x = \Sigma F_i = 5594$  daN alors  $R_{CVH} = 2797$  daN

$F_{tor} = C_{tor}/L$  ;  $C_{tor}$  : Couple de torsion générale =  $R_x \cdot e_{acc}$

$e_{acc} = L/10$  ;  $e_{acc1} = 16/10 = 1.6$  m ;  $e_{acc2} = 24/10 = 2.4$  m

$C_{tor1} = 5594 \times 1.6 = 8950.4$  daN.m ;  $C_{tor2} = 5594 \times 2.4 = 13425.6$  daN.m

$F_{tor1} = ; F_{tor2} = F_{tor} = 13425.6/24 = 8950.4/16 = 559.4$  daN

$F_{ps} = 2797 + 559.4 = 3356.4$  daN

**2- Calcul statique des efforts normaux « Ni » et du déplacement maximal dans les barres i :**

**2-1 Schéma statique :**

Nous avons un système plan à treillis avec nœuds articulés, comme la montre la figure suivante :

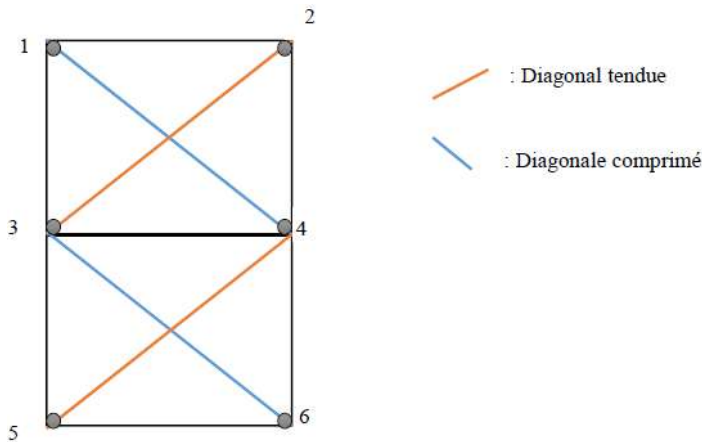


Figure 57: Désignation des nœuds et barres pour le calcul des efforts normaux et déplacement

**2-21 Méthode de calcul statique :** Plusieurs méthodes de calcul statique peuvent être appliquées : méthodes analytiques, méthodes de détermination graphique et une méthode automatique où on peut utiliser un logiciel de calcul des structures (Robot, RDM6oss, SAP, etc.).

Nous avons choisi d'appliquer la méthode analytique d'isolement des nœuds. Dans ce système mécanique, il y a 2 appuis articulés, donc le nombre des réactions d'appuis  $R_i = 4$ , ce système est hyperstatique de degré 1. Mais, il est possible de calculer les efforts  $N_i$  dans les barres sans passer par le calcul des réactions d'appuis  $R_i$ , comme on va le voir ci-dessous

D'autre part, si on néglige les diagonales comprimées, alors le système CVVy devient iso-statique intérieurement, et le calcul analytique devient facile, sans avoir besoin d'utiliser un logiciel.

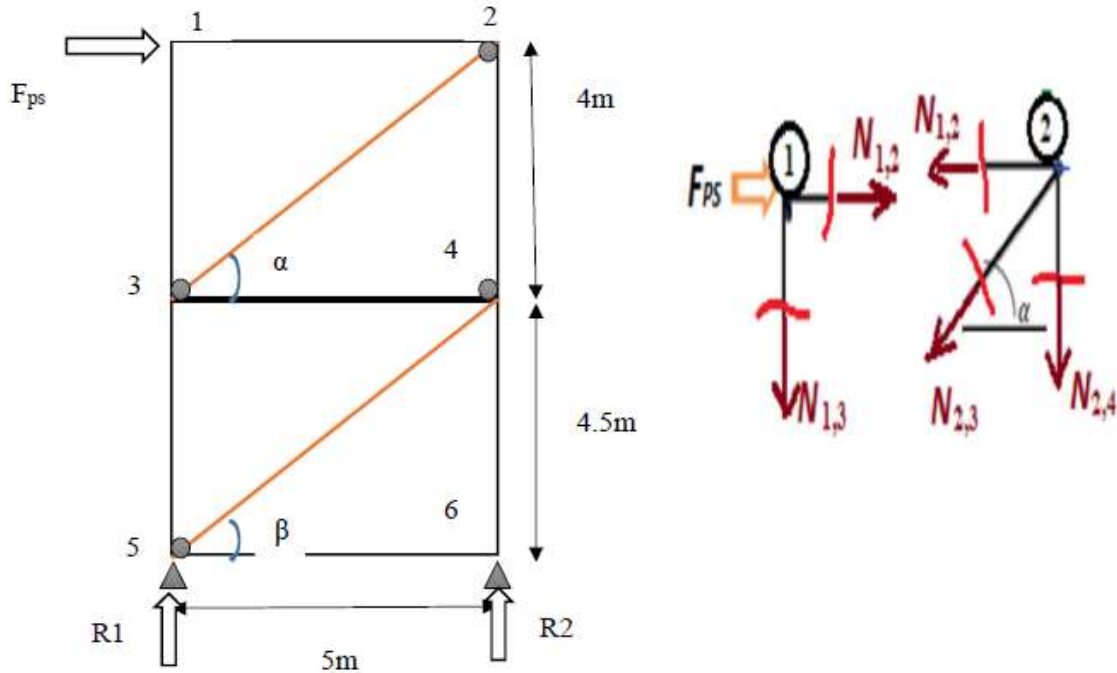


Figure 58: schéma statique des barres tendues seuls

**Les Calculs :**

- Nœud 01 :  $\Sigma F_x = 0 \Rightarrow F_{ps} + N_{1,2} = 0$  alors  $N_{1,2} = -F_{ps} = -3356.4 \text{ daN (traction)}$   
 $\Sigma F_y = 0 \Rightarrow N_{1,3} = 0$
- Nœud 02 :  $\Sigma F_x = 0 \Rightarrow N_{1,2} + N_{2,3}\cos(\alpha) = 0$  avec  $\tan(\alpha) = 4/5 = 0.8 ; \alpha \approx 39^\circ$   

$$N_{2,3} = -\frac{N_{1,2}}{\cos(\alpha)} = 3356.4/0.7 = 4794.85 \text{ daN (compression)}$$
 $\Sigma F_y = 0 \Rightarrow N_{2,4} = -N_{2,3} \times \sin(\alpha) = -2876.91 \text{ daN (traction)}$
- Nœud 03 :  $\Sigma F_x = 0 \Rightarrow N_{3,4} + N_{2,3}\cos(\alpha) = 0$  alors  
 $N_{3,4} = -N_{2,3}\cos(\alpha) = -3726.3 \text{ daN (traction)}$   
 $\Sigma F_y = 0 \Rightarrow N_{3,5} = N_{2,4} = -2876.91 \text{ daN (traction)}$
- Nœud 04 :  $\Sigma F_x = 0 \Rightarrow N_{3,4} + N_{4,5}\cos(\beta) = 0$  avec  $\tan(\beta) = 4.5/5 = 0.9 ; \alpha \approx 42^\circ$

$N_{4,5} = 5014.21 \text{ daN (compression)}$

$\Sigma Fy = 0$

$N_{4,5} \times \sin(\beta) = -1852.93 \text{ daN (traction)}$

Pour  $\bar{N}$  : Fps = 1 alors  $N_{1,2} = -1$  de même manière on refaire les calculs des autres efforts.

**3- Calcul du déplacement horizontal maximal en haut du bâtiment  $\Delta$  :**

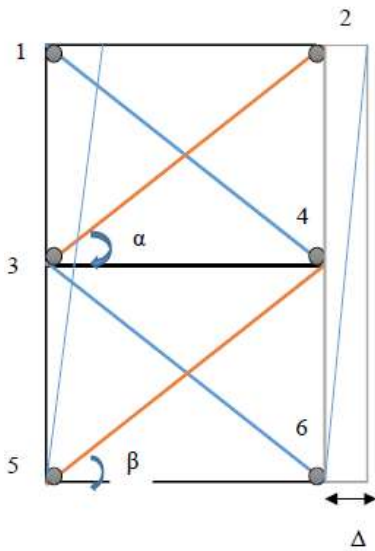
- Principe de méthode analytique de Maxwell-Mohr : Pour le calcul de  $\Delta$ , on applique une force unitaire  $F=1$  horizontale au niveau du nœud 1 en haut du bâtiment sous son toit. Ensuite, on calcule les efforts normaux dans les barres « j », on les désigne par  $\bar{N}$ .

Le déplacement est donné par la formule suivante :

$$\Delta = \sum_{j=1}^m \left( \frac{N \cdot \bar{N}}{E \cdot A} L \right)$$

m : nombre des barres dans le système,

$\bar{N}$  : effort normal dans la barre j causé par une force unitaire horizontale appliqué au niveau du nœud 1.



Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Elément	L (m)	N (daN)	$\bar{N}$	A (cm <sup>2</sup> )	$\frac{N \cdot \bar{N}}{E \cdot A} * L$
1-2	5	-3356.4	-1	28	0.00057
1-3	4	0	0	53.8	0
1-4	6.4	-4794.85	-1.28	3,90	0.000074

2-3	6.4	4794.85	1.28	3,90	0.000074
2-4	4	-2876.91	-0.81	53.8	0.0000002
3-4	5	-3356.4	-1	28	0.00057
3-5	4.5	-2876.91	-0.81	53.8	0.0000002
3-6	6.7	-5014.21	-1.35	3,90	0.0082
4-5	6.7	5014.21	1.35	3,90	0.0082
4-6	3.5	-1852.93	-0.9	53.8	0.00006
					Δ = 0.017mm

Tableau 40: Valeurs des efforts normaux N dans les barres d'une palée PS, et résultats de calcul du déplacement horizontal en tête des poteaux « Δ »

**4- Dimensionnement des barres diagonales :**

- **Barre diagonale du niveau 2 :**

$$N_{sd} = 1.5 \times N_d = 1.5 \times 4794.85 = 7192.27 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{F_y} = \frac{7192.27 \cdot 1.1}{235} = 3.36 \text{ cm}^2$$

On opte pour une cornière isolée L (45 x 45 x 4,5) ; **A = 3,90cm<sup>2</sup>**

$$N_d \leq \text{Min} \left\{ N_{plRd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} ; N_{ulRd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \right\} = \text{Min} \{ 83318.18 \text{ N} ; 113464.8 \text{ N} \} = 83318.18 \text{ N}$$

$$N_d = 47955 \text{ N} < 83319 \text{ N} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$f_u = 510 \text{ MPa} ; \gamma_{M2} = 1.25 ; A_{net} = A - t \cdot d_o = 309 \text{ mm}^2$$

$$t = 4.5 \text{ mm} ; d_o = 18 \text{ mm}$$

- **Barre diagonale du niveau 1 :**  $N_{sd} = 1.5 \times N_d = 1.5 \times 5014.21 = 7521.32 \text{ daN}$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{F_y} = \frac{7521.32 \cdot 1.1}{235} = 3.52 \text{ cm}^2$$

On opte pour une cornière isolée L (45 x 45 x 4,5) ; **A = 3,90cm<sup>2</sup>**

$$N_{plRd} = \frac{A \cdot F_y}{\gamma_M} = 83318.18 \text{ N} ; N_{ulRd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot \frac{F_u}{\gamma_{M2}} = 113464.8 \text{ N}$$

$$N_d = 5014.21 \text{ daN} < 83318.18 \text{ N} \dots \dots \dots \text{CV}$$

**5- Vérifications de la condition sur  $\Delta$**  : On procède à la vérification suivante exigée par le règlement RPA :  $\Delta \leq \bar{\Delta} = (1/R) * 0.01 * h$

$\bar{\Delta}$  : est le déplacement relatif de niveau admissible selon le RPA 2003

Où : R=4 : c'est le facteur de comportement du système de contreventement,

h : hauteur totale du bâtiment = 10m

$\Delta = 0.17 \text{ cm} < \bar{\Delta} = 0.25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$

---

## **Chapitre VII : Etude des Portiques Transversaux**

---



### 7.1- Introduction

Dans ce chapitre, nos objectifs d'étude sont les suivants :

- ❖ Faire une analyse statique de plusieurs portiques transversaux,
- ❖ Effectuer les vérifications réglementaires des éléments d'un portique ; ce sont les deux traverses désignées par le terme « arbalétriers » et les trois poteaux.

### 7.2 - Choix des méthodes de calcul

#### 7.2.1. Méthode pour l'analyse statique de la structure métallique :

Il existe plusieurs méthodes scientifiques de calcul statique des structures du génie civil. Nous distinguons des méthodes analytiques et des méthodes d'analyse statique assistée par ordinateur (CAO). L'application de ces dernières fait appel à des logiciels de CAO pour l'analyse statique des structures du génie civil, tels que : RDM6oss, Robot de Autodesk, SAP, Ansys, Abaqus, etc. (structures 2D et structures 3D). Souvent, ces logiciels s'adaptent à l'étude des structures de bâtiments à composants en acier, ils utilisent des programmes de calcul à base de la méthode des éléments finis (MEF/FEM), leurs performances sont reconnues.

#### 7.2.2 Méthode pour les Vérifications réglementaires des éléments structuraux :

Sur la base des résultats obtenus lors de l'analyse statique, nous devons effectuer une série de vérifications réglementaires des éléments structuraux en conformité des documents techniques réglementaires DTR algériens, en particulier le DTR Règles CCM97 et le DTR Règles RPA 2003. Pour cela, nous pouvons suivre un processus de calculs manuels classiques, ou utiliser un logiciel de calcul spécialisé ; c'est-à-dire faire un calcul automatique par ordinateur. Ce dernier procédé de calcul permet d'offrir des avantages précieux : de confort, de rapidité, de précision et d'optimisation. Des logiciels de vérifications des structures du génie civil à éléments métalliques existent, nous citons : Robot de AutoDesk, SAP, A3C, ABC, Portal+, Trusses+, etc.

#### 7.2.3 Méthode de calcul choisie pour notre projet :

Nous allons utiliser un **logiciel spécialisé** dans l'étude des structures à éléments en acier, il s'appelle **Portal+** ; version 1.38 de l'année 2022.

### 7.3 Procédure d'Application du logiciel Portal+

7.3.1 *Installer le logiciel Portal+*

7.3.2 *Lire et comprendre le guide d'utilisation de Portal+*

7.3.3 *Saisie des données du projet*

7.3.4 Saisie des options de calcul

7.3.5 Exécuter le programme sur un portique choisi

7.3.6 Imprimer le rapport d'analyse

7.3.7 Interpréter les résultats obtenus.

**7.4. Présentation du logiciel Portal+ :** Portal+ est un logiciel développé par le fameux centre français de recherche en construction métallique « CTICTM ». Son domaine d'application se limite à l'étude des bâtiments halles sans étages, à portiques transversaux en profilés d'acier conformes aux normes européennes. Plusieurs versions se sont succédées depuis sa première apparition l'année 2001, la version actuelle de Portal+ porte le numéro 1.38 de l'année 2022.

Portal+ permet de calculer des portiques transversaux d'un bâtiment à simple rez-de-chaussée composé d'éléments en acier laminés à chaud normalisés selon **les** normes européennes, les évaluations des actions et les calculs de vérifications sont conformes aux normes européennes de génie civil « *Les Eurocodes* ».

**Portal+ assure l'analyse statique et les vérifications réglementaires** des éléments, il n'assure par les calculs d'assemblages et n'offre pas les dessins techniques. Cet outil informatique de calcul s'applique à tout bâtiment ayant une base rectangulaire dont l'ossature principale est constituée de portiques transversaux parallèles.

A partir des données de base décrites par l'utilisateur, le logiciel est capable de déterminer les actions de la neige et du vent, de générer les combinaisons d'actions aux états limites ultimes (ELU) et de service (ELS), il permet de calculer les efforts internes dans les éléments (poutres et poteaux) et leurs déplacements, ensuite Portal+ permet de vérifier l'ensemble des critères techniques réglementaires de résistance des sections et de stabilité des éléments pour les combinaisons ELU et des critères de rigidité (flèche de poutre et déplacement en tête de poteau) pour les combinaisons ELS.

❖ *Icône et menu principal :*

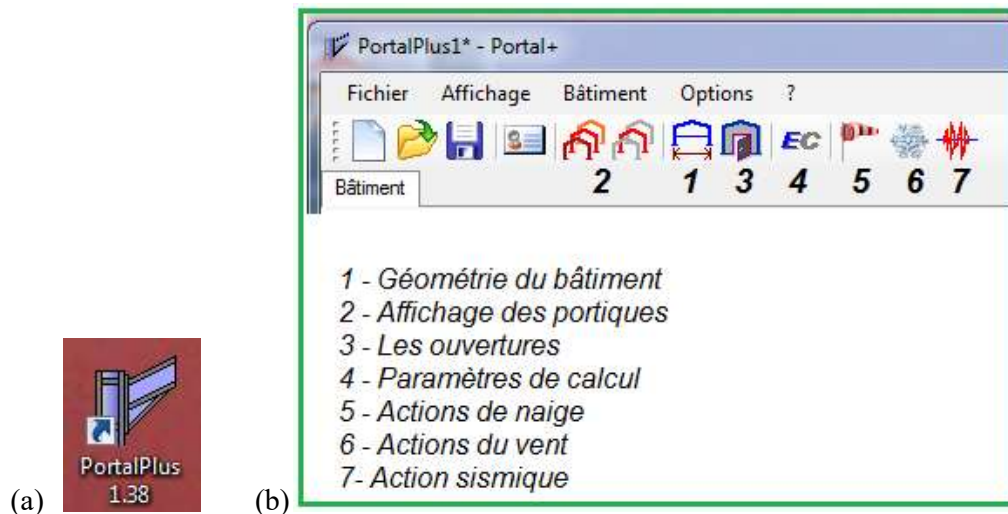


Figure 59: Icône et menu principal de Portal+

- ❖ **Actions** : Elles sont évaluées en conformité avec l'Eurocode 1 et l'Eurocode 8 ;
  - Génération automatique du poids propre
  - Calcul des charges de neige en tenant des accumulations éventuelles, selon l'Eurocode 1 partie 1-3 (la norme EN 1991-1-3),
  - Calcul de l'action du vent sur l'ensemble de l'enveloppe du bâtiment (bâtiment ouvert ou fermé), selon l'Eurocode 1 partie 1-4 (la norme EN 1991-1-4),
  - Calcul des actions sismiques selon l'Eurocode 8 partie 1 (la norme EN 1998-1),
  - Combinaisons d'actions selon l'Eurocode 0 (la norme EN 1990).
- ❖ **Analyse globale selon l'Eurocode 3 partie 1-1 (la norme EN 1993-1-1)** :
  - Analyse globale élastique dans le plan du portique étudié,
  - Prise en compte des effets du second ordre si nécessaire,
  - Prise en compte de l'imperfection globale si nécessaire.
- ❖ **Vérifications aux Etats Limites Ultimes selon l'Eurocode 3 partie 1-1** :
  - Classement des sections,
  - Calcul des caractéristiques efficaces pour les sections de Classe 4,
  - Vérification de la résistance élastique ou plastique des sections,
  - Vérification de la résistance au voilement par cisaillement si nécessaire,
  - Vérification de la résistance au flambement et déversement des barres comprimées et fléchies.
- ❖ **Vérifications aux Etats Limites de Service selon l'Eurocode 3 partie 1-1** :

## CHAPITRE VII Etude des Portiques Transversaux

- Vérification des déplacements et des flèches par rapport à des limites, celles-ci sont définies par l'utilisateur ou des valeurs proposées par défaut par Portal+.
- ❖ **Notes de calcul** : Le logiciel Portal+ offre la possibilité d'éditer des notes de calcul avec différents niveaux de détail selon le choix de l'utilisateur : niveau sommaire, niveau intermédiaire, niveau détails, niveau personnalisé.

### 7.5 Etapes d'application sur notre projet :

Avant de commencer la modélisation de la structure, on doit au préalable définir quelques paramètres ; ce sont les préférences de l'affaire. Ces paramètres concernent les règlements adoptés pour les calculs et les données du projet. Les figures suivantes montrent quelques exemples des choix préférés par l'utilisateur.

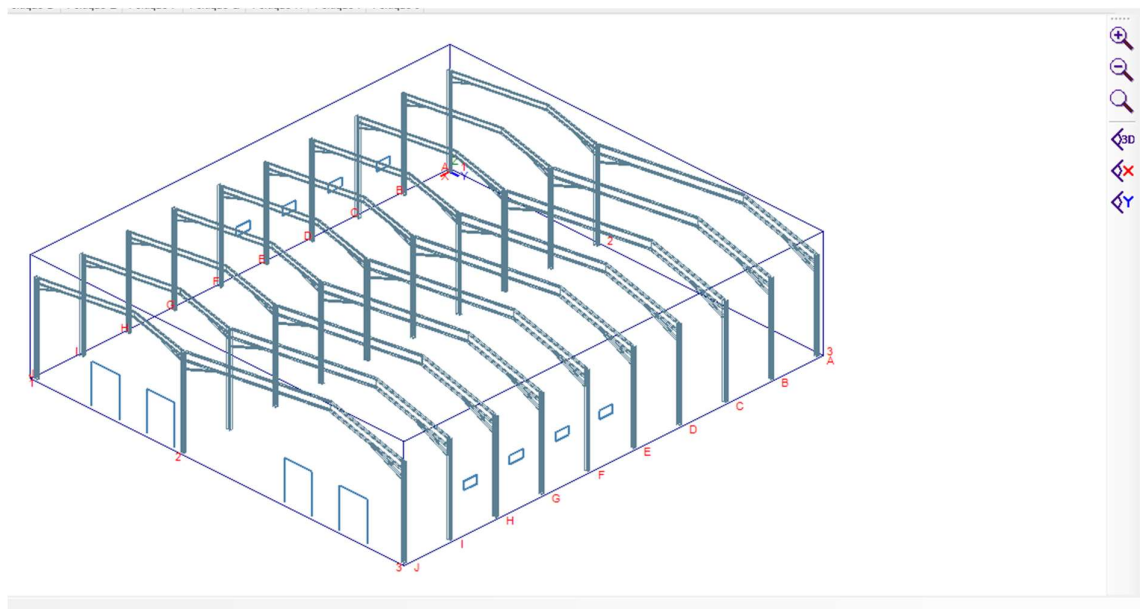


Figure 60: Configuration-type du bâtiment et de sa structure

## CHAPITRE VII Etude des Portiques Transversaux

Architecte       Ingénieur

Hauteur des poteaux:  m

Acrotère:  Acrotère  
 Hauteur des acrotères:  m

Toiture: Epaisseur de la toiture:  m  
 Masse surfacique de la toiture:  kg/m<sup>2</sup>

Direction transversale    Direction longitudinale

Géométrie en plan: Largeur totale:  m  
 Nombre de travées:

Bardage de longpan: Epaisseur du bardage de longpan:  m  
 Masse surfacique des parois de longpan:  kg/m<sup>2</sup>

Travées	Longueur de la travée (m)	Position du poteau gauche (m)	Hauteur du faitage (m)	Position du faitage (m)	Position relative du faitage
1	16	-	10,28	10,65	0,666
2	24	16	11,02	16	0,667

U Unités      OK      Annuler

Figure 61: Géométrie du bâtiment

Pignon A      Pignon J      Long pan 1      Long pan 3

Propriétés de la paroi: Aire totale (prise au vent):  m<sup>2</sup>  
 Aire totale des ouvertures:  m<sup>2</sup>  
 Taux d'ouverture:  %

Méthode de définition:  Définition forfaitaire  
 Définition de chaque ouverture

Définition forfaitaire des ouvertures: Aire totale des ouvertures:  m<sup>2</sup>  
 Taux d'ouverture:  %

Figure 62: Définition des surfaces d'ouvertures sur une façade pignon

## CHAPITRE VII Etude des Portiques Transversaux

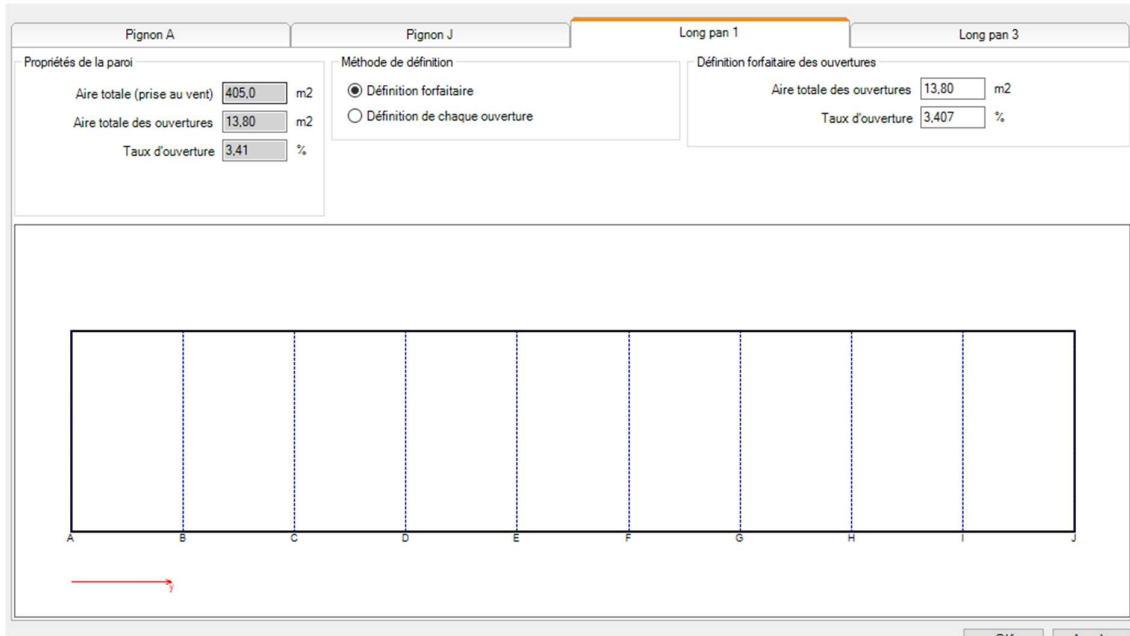


Figure 63: Définition des surfaces d'ouvertures sur une façade long-pan

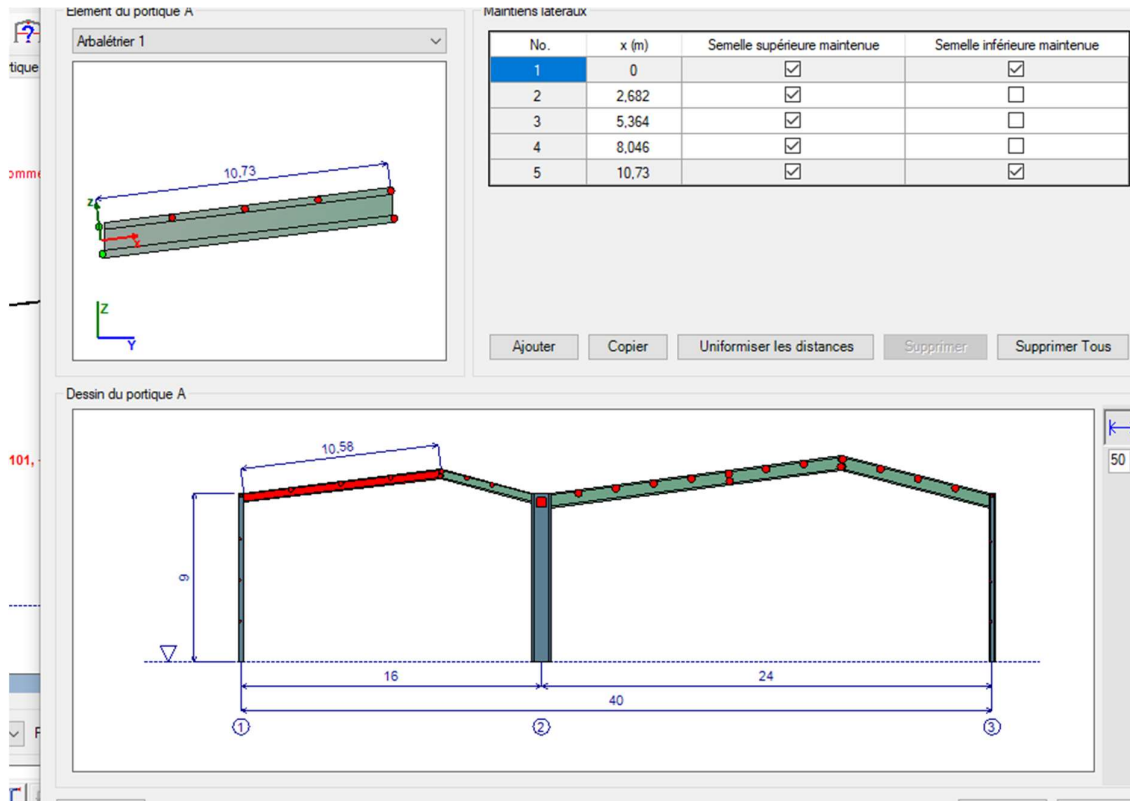


Figure 64: Définition des appuis latéraux pour les éléments

## CHAPITRE VII Etude des Portiques Transversaux

- pour les poutres : les appuis latéraux sont les pannes de toiture,
- pour les poteaux externes : les appuis latéraux sont les lisses des façades long-pans,
- pour le poteau interne : il n'y a que deux appuis latéraux, ils sont situés aux extrémités.

Définition des charges de neige

Situation du bâtiment

Altitude 230 m

Paramètres de la neige

Valeur caractéristique de la charge de neige  $s_k$  0,192 kN/m<sup>2</sup>

Coefficient d'exposition  $c_e$  1,000

Coefficient thermique  $c_t$  1,000

Prise en compte de chutes exceptionnelles de neige

Coefficient pour les charges exceptionnelles  $C_{esl}$  2,000

Charges exceptionnelles de neige  $S_{Ad}$  0,384 kN/m<sup>2</sup>

Prise en compte des accumulations exceptionnelles de neige

Editer OK Annuler

Figure 65: Paramètres pour évaluer les actions de neige.

Définition des charges de vent

Paramètres généraux Façades Note de calcul

Valeur de base de la vitesse de référence  $v_{b,0}$  25,0 m/s

Coefficient de saison  $c_{season}$  1,00

Réduction des actions globales due à l'absence de corrélation entre les faces au vent et sous le vent

Fréquences propres du bâtiment  Calcul automatique  A définir par l'utilisateur

Fréquence propre du bâtiment (Direction longitudinale) 6,098 Hz

Fréquence propre du bâtiment (Direction transversale) 5,750 Hz

Editer la note de calcul du vent OK Annuler

Figure 66: Paramètres pour évaluer les actions du vent

## CHAPITRE VII Etude des Portiques Transversaux

Sections du portique J

No.	Élément	Section	Nuance d'acier	Qualité	Courbe de réduction	fy (MPa)	Longueur (m)	Masse (kg)
1	Poteau 1	HE 300 A	S355	JR/J0/J2/K2	EN 10025-2	355	9	795,01
2	Poteau 2	HE 1000 A	S355	M/ML	EN 10025-4	345	9	2450,46
3	Poteau 3	HE 300 A	S355	JR/J0/J2/K2	EN 10025-2	355	9	795,01
4	Arbalétrier 1	IPE 500	S355	JR/J0/J2/K2	EN 10025-2	355	10,76	975,81
5	Arbalétrier 2	IPE 500	S355	JR/J0/J2/K2	EN 10025-2	355	5,566	504,72
6	Arbalétrier 3	HE 800 A	S355	JR/J0/J2/K2	EN 10025-2	345	16,19	3632,42
7	Arbalétrier 4	HE 800 A	S355	JR/J0/J2/K2	EN 10025-2	345	8,313	1865,26

Portique J

Figure 67: Définition des sections et nuance d'acier des éléments des portiques, un par un.

Paramètres de calcul par défaut

Norme de calcul

Norme EN  
Norme EN + Annexe Nationale Française

Paramètres de calcul

Paramètre	Symbole	Valeur
<b>Combinaisons</b>		
Génération des combinaisons ULS selon EN 1990 (maximum 2 actions v...)		<input checked="" type="checkbox"/>
Génération des combinaisons ELS selon EN 1990 (maximum 2 actions v...)		<input checked="" type="checkbox"/>
<b>Coefficients partiels sur les charges</b>		
Charges permanentes (Défavorable)	$\gamma_{G,sup} =$	1,35
Charges permanentes (Favorable)	$\gamma_{G,inf} =$	1,00
Charges variables	$\gamma_Q =$	1,50
<b>Coefficients partiels sur les résistances</b>		
Résistance de la section (sans instabilité)	$\gamma_{M0} =$	1,10
Résistance de l'élément (avec instabilité)	$\gamma_{M1} =$	1,1
<b>Etats Limites Ultimes</b>		
Résistance plastique de section sous sollicitations combinées (M-N ou M...)		Calcul exact
Résistance au déversement des barres en flexion (EN 1993-1-1)		Clause 6.3.2.2
Facteurs d'interaction $k_{ij}$ (clause 6.3.3 - EN 1993-1-1)		Annexe A
Application du facteur $f$ au calcul de déversement (clause 6.3.2.3(2) - EN...)		<input type="checkbox"/>

Figure 68: Définition des paramètres de calcul des éléments : coefficients de sécurité des combinaisons de charges et coefficients de sécurité sur les résistances.



## CHAPITRE VII Etude des Portiques Transversaux

**Cas de charges**

Poids propre des éléments pris en compte  
 Afficher Cas de charges de Neige et Vent

No.	Notation	Description	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	$\psi$
1	G	Charges permanentes				
2	Q1	Charges variables	1,00	1,00	1,00	1,00
3	W1	Vent sur Pignon A, Cpi=0,31, ...	0,60	0,20	0,00	1,00
4	W2	Vent sur Pignon J, Cpi=-0,3, C...	0,60	0,20	0,00	1,00

Ajouter Supprimer

**Charges concentrées**

No.	x (m)	Position	Repère	Fx	Fz	M (daN/m)	Actif

Ajouter Supprimer Copier

**Élément du portique A**

Abalétrier 2

Unités

**Charges réparties**

No.	x1 (m)	x2 (m)	Position	Repère	qx1 (daN/m)	qz1 (daN/m)	qx2 (daN/m)	qz2 (daN/m)	Actif
1	0	5,533	Semelle supérieure	Global	0	-100	0	-100	<input checked="" type="checkbox"/>

Ajouter Supprimer Copier

**Portique A**

OK Annuler

Figure 69: Définition des cas de charges : leurs intensités et nature

Cas de charges élémentaires

No.	Notation	Cas de charges	Combiné
1	G	Charges permanentes	<input checked="" type="checkbox"/>
2	W1	Vent sur Pignon A, Cpi=0,2, Cpe(FGH), Cpe(IJ)	<input checked="" type="checkbox"/>
3	W2	Vent sur Pignon A, Cpi=-0,3, Cpe(FGH), Cpe(IJ)	<input checked="" type="checkbox"/>
4	W3	Vent sur Pignon H, Cpi=0,2, Cpe(FGH), Cpe(IJ)	<input type="checkbox"/>
5	W4	Vent sur Pignon H, Cpi=-0,3, Cpe(FGH), Cpe(IJ)	<input type="checkbox"/>
6	W5	Vent sur Longpan 1, Cpi=0,2, Cpe(FGH)<=0, Cpe(IJ)<=0	<input checked="" type="checkbox"/>
7	W6	Vent sur Longpan 1, Cpi=0,2, Cpe(FGH)<=0, Cpe(IJ)>=0	<input checked="" type="checkbox"/>
8	W7	Vent sur Longpan 1, Cpi=0,2, Cpe(FGH)>=0, Cpe(IJ)<=0	<input checked="" type="checkbox"/>
9	W8	Vent sur Longpan 1, Cpi=0,2, Cpe(FGH)>=0, Cpe(IJ)>=0	<input checked="" type="checkbox"/>
10	W9	Vent sur Longpan 1, Cpi=-0,3, Cpe(FGH)<=0, Cpe(IJ)<=0	<input checked="" type="checkbox"/>
11	W10	Vent sur Longpan 1, Cpi=-0,3, Cpe(FGH)<=0, Cpe(IJ)>=0	<input checked="" type="checkbox"/>
12	W11	Vent sur Longpan 1, Cpi=-0,3, Cpe(FGH)>=0, Cpe(IJ)<=0	<input checked="" type="checkbox"/>
13	W12	Vent sur Longpan 1, Cpi=-0,3, Cpe(FGH)>=0, Cpe(IJ)>=0	<input checked="" type="checkbox"/>
14	W13	Vent sur Longpan 3, Cpi=0,2, Cpe(FGH)<=0, Cpe(IJ)<=0	<input type="checkbox"/>
15	W14	Vent sur Longpan 3, Cpi=0,2, Cpe(FGH)<=0, Cpe(IJ)>=0	<input type="checkbox"/>
16	W15	Vent sur Longpan 3, Cpi=0,2, Cpe(FGH)>=0, Cpe(IJ)<=0	<input type="checkbox"/>
17	W16	Vent sur Longpan 3, Cpi=0,2, Cpe(FGH)>=0, Cpe(IJ)>=0	<input type="checkbox"/>
18	W17	Vent sur Longpan 3, Cpi=-0,3, Cpe(FGH)<=0, Cpe(IJ)<=0	<input type="checkbox"/>
19	W18	Vent sur Longpan 3, Cpi=-0,3, Cpe(FGH)<=0, Cpe(IJ)>=0	<input type="checkbox"/>
20	W19	Vent sur Longpan 3, Cpi=-0,3, Cpe(FGH)>=0, Cpe(IJ)<=0	<input type="checkbox"/>
21	W20	Vent sur Longpan 3, Cpi=-0,3, Cpe(FGH)>=0, Cpe(IJ)>=0	<input type="checkbox"/>
22	S1	Neige sans accumulation	<input checked="" type="checkbox"/>
23	S2	Neige avec accumulation	<input checked="" type="checkbox"/>

Compatibilité entre Cas de charges    Sélectionner Tous    Désélectionner Tous    OK    Annuler

Figure 70: Définition des charges élémentaires (permanentes « G », du vent « w », de neige « S »)

## CHAPITRE VII Etude des Portiques Transversaux

Portal+ va nous donner la liste des charges que nous avons définies dans l'étape précédente. Vous pouvez désactiver quelques charges que vous jugez non défavorables et gagner du temps d'analyse.

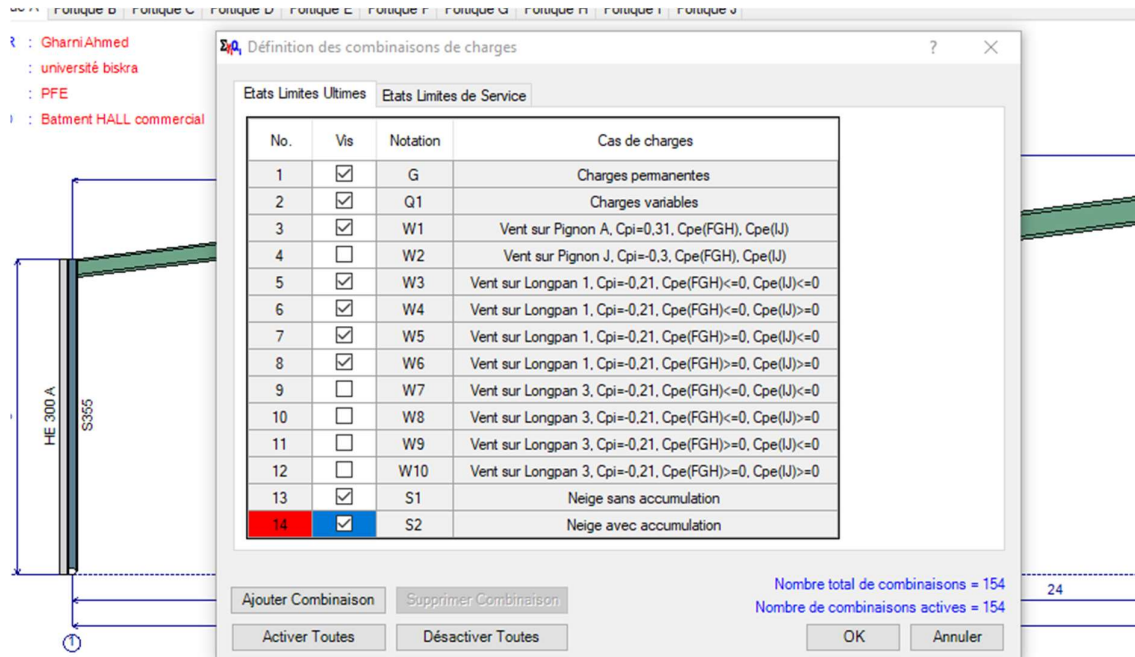


Figure 71: Définition des combinaisons des charges

Portal+ va générer automatiquement des combinaisons des charges en conformité avec les règles EN 1990 et 1993-1-1 (Eurocodes 0 et 3). Nous pouvons désactiver quelques combinaisons lorsque nous jugeons qu'elles ne sont pas défavorables pour gagner du temps d'analyse.

On distingue 2 types de combinaisons : celles pour les **ELU** et celles pour les **ELS**

## 7.6. Etapes d'exécution automatique et affichage des résultats

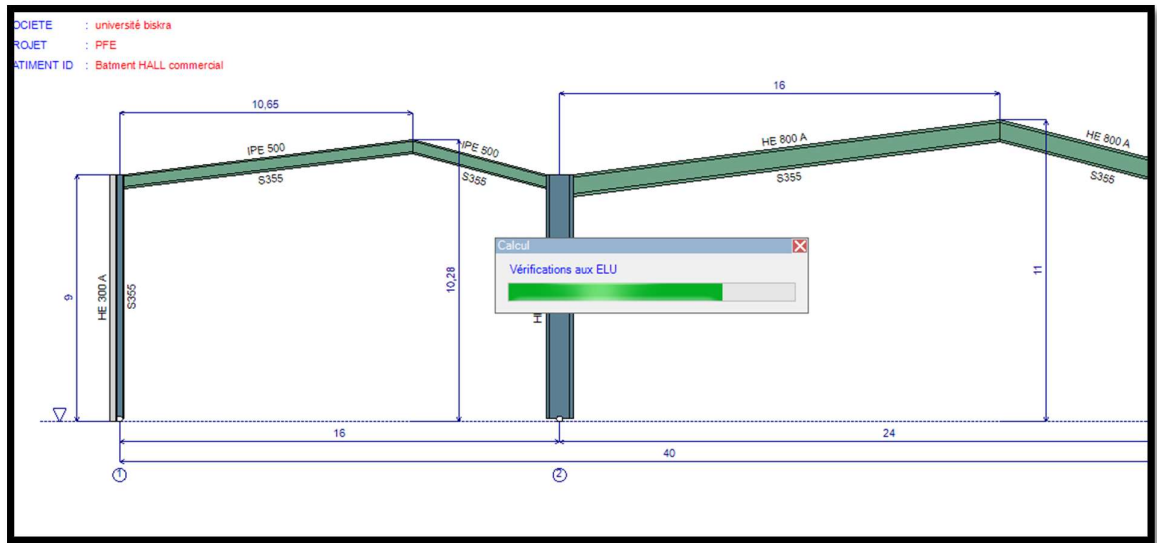


Figure 72: Vue sur écran de la progression d'analyse

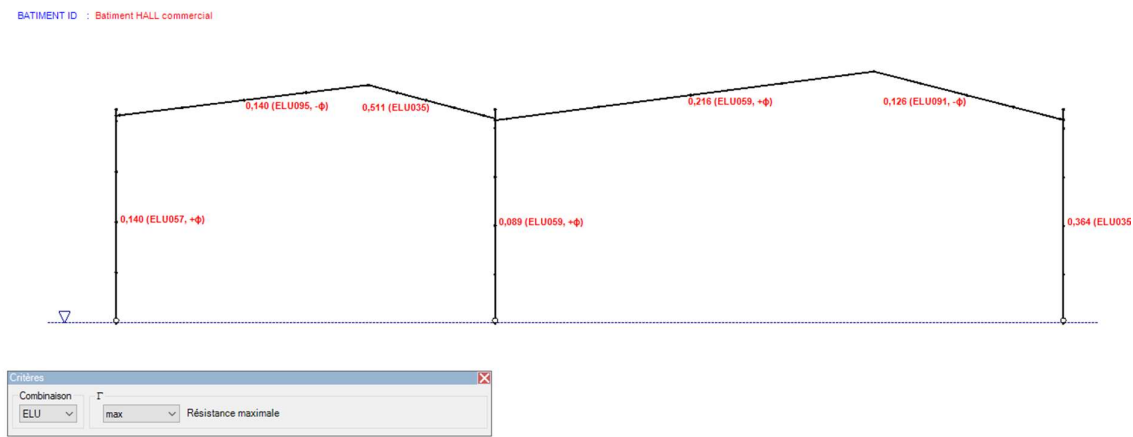


Figure 73: Vue sur écran des résultats de vérification aux ELU d'un portique choisi, tous les critères  $\Gamma$  doivent être inférieurs ou égaux à 1.

Dans notre présent projet, Portal+ donne :

- Tous les critères  $\Gamma$  d'ELU sont inférieurs à 1, donc les ELU sont satisfaits.
- Tous les critères  $\Gamma$  d'ELS sont inférieurs à 1, donc les ELS sont satisfaits.
- La combinaison défavorable des charges aux ELU est :
  - Pour les poteaux: c'est la combinaison ELU 035
  - Pour les poutres : c'est la combinaison ELU 035
- Les profilés sont tous corrects puisque les critères  $\Gamma$  sont inférieurs à 1,
- Pour les poteaux :  $\Gamma = 0.36 < 1$  .....Ok !

## CHAPITRE VII Etude des Portiques Transversaux

- Pour les poutres :  $\Gamma = 0.51 < 1$  ..... Ok !

Note sur la définition des critères de vérification  $\Gamma$  : Par référence à nos cours à l'université de Biskra par Professeur M. Bitam, nous définissons quelques critères de bonne conception désignées par le symbole  $\Gamma$ .

- Pour la condition d'ELU de résistance d'une section sous l'effet de N seul, nous écrivons :  
$$N \leq N_{Rd} = A \times f_y / \gamma_{M0} ; \text{ c'est équivalent à : } \Gamma_N = \frac{N}{N_{Rd}} \leq 1$$
- Pour la condition d'ELU de résistance d'une section sous l'effet de My seul, nous écrivons  
$$M_y \leq M_{Rd} = \beta_w \times W_y \times f_y / \gamma_{M0} ; \text{ c'est équivalent à : } \Gamma_{My} = \frac{M_y}{M_{Rd}} \leq 1$$
  - $\beta_w = W_{pl,y} / W_y$  ----- si la section est de classe 1 ou 2
  - $\beta_w = W_{el,y} / W_y$  ----- si la section est de classe 3
  - $\beta_w = W_{eff,y} / W_y$  ----- si la section est de classe 4

### 7.7 Conclusion

Dans ce septième chapitre, nous avons mené une étude sur la structure principale de notre bâtiment, les deux objectifs visés étaient de faire une analyse statique et les vérifications réglementaires des éléments pour les portiques transversaux (les poutres et les poteaux). Pour cela, nous avons choisi d'appliquer un logiciel d'aide à la conception, c'était **Portal+**, il permettait d'assurer les deux fonctions.

**Pour les portiques de rive axes A et J**, nous avons obtenu les résultats suivants :

- ❖ Poteaux externes : **Le profilé choisi est HEA 300 en acier S 355,**
- ❖ Poteau interne : **Le profilé choisi est HEA 300 en acier S 355,**
- ❖ Poutres : **Les profilés choisis pour toutes les poutres sont admis ; IPE 500 et HEA800 acier S 355**
- ❖ Acrotères : **Les profilés choisis pour les tous les acrotères sont admis ; IPE 100 acier S 235**
- ❖ Note : **Tous nos choix sont économiques pour les portiques de rive.**

## *CHAPITRE VII Etude des Portiques Transversaux*

---

Enfin, après l'utilisation de l'outil informatique **Portal+** dans les deux phases d'étude des portiques transversaux : l'analyse statique et les vérifications réglementaires des éléments, nous mettons en évidence les précieux avantages de cette méthode de Conception Assistée par Ordinateur – CAO :

1. Rapidité d'analyse des structures du génie civil,
2. Précision des résultats,
3. Confort de l'utilisateur,
4. Possibilité de refaire d'autres analyses dans un but d'optimisation.

---

**Chapitre VIII : Conception et calcul des  
assemblages**

---

## 1- Introduction

Ce chapitre est dédié à l'étude des assemblages, ici nous allons présenter les conceptions de quelques-uns des principaux joints entre éléments de la superstructure métallique, et les joints en pieds de poteaux où des liaisons sont nécessaires avec l'infrastructure en béton. Aussi, nous présentons les calculs de dimensionnement et de vérification des exigences réglementaires de sécurité (ELU) et d'aptitude au service (ELS).

Nous avons choisi d'étudier les assemblages suivants :

- un assemblage au niveau de faitage, il réunit deux branches d'une traverse de portique transversal,
- un assemblage poutre-poteau au niveau d'un nœud rigide d'un portique transversal,
- un assemblage au niveau d'un nœud d'une palée de stabilité,
- un joint en pied de poteau.

D'après J. Morel « *Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsions* ». [5]

En construction métallique, les procédés d'assemblages les plus utilisés sont :

- Les fixations mécaniques à l'aide de boulons non précontraints, appelés aussi « boulons ordinaires »,
- Les fixations mécaniques à l'aide de boulons précontraints à serrage contrôlé,
- Le soudage à l'arc électrique.

## 2- Références réglementaires et normatives

Une conception correcte d'une structure de génie civil exige une conception correcte de ses assemblages. Ce travail est guidé par des règles de sécurité, des normes de choix des produits, des normes qui définissent les travaux d'exécution et d'autres normes pour le contrôle de qualité.

### 2.1- Références réglementaires pour les assemblages soudés :

- *Pour tous les assemblages soudés* : Règles CCM 97[1], chapitre 6. En particulier, on applique les règles de la section 6.6.

- Le métal d'apport doit avoir des propriétés mécaniques au moins égales à celles du métal de base (à celui des pièces),
- Nous devons donner beaucoup d'importance à la qualité des travaux d'exécution. Pour cela, il est fondamental de suivre les prescriptions de la norme EN 1090-2,
- Il n'y a pas de calcul à faire pour les cordons en bout,
- Le **DTR CCM97[1]** donne les règles de calcul *des cordons d'angle réalisés par un procédé de soudage à l'arc électrique*,
- Pour le calcul des soudures d'angle : On applique les règles CCM 97 **section 6.6**, en particulier l'article : 6.6.5, formules (6.9) et (6.10).
- Méthode simplifiée pour le calcul des soudures d'angle : On applique **l'annexe D** de CCM 97.

### 2.2- Références réglementaires pour les assemblages boulonnés :

Règles CCM 97[1], chapitre 6. En particulier, on applique les règles de la **section 6.5**.

### 2.3 Normes pour tous types de travaux d'assemblages :

Pour une exécution correcte des assemblages boulonnés (appelés aussi : fixations mécaniques) et pour une exécution correcte des assemblages soudés, nous avons besoin de plusieurs documents normatifs. Nous commençons par lire et comprendre les prescriptions de la norme de base : **EN 1090-2 de l'année 2008**. [12]

Ensuite, selon le cas mentionné dans cette norme, nous nous orientons vers une ou plusieurs autres normes.

La norme européenne EN 1090-2 : 2008 s'intitule : Exécutions des structures en acier et des structures en aluminium (En anglais : *Execution of steel structures and aluminium structures*). Cette norme a été publiée en 2008 par le comité européen de normalisation (*The European Committee for Standardization (CEN)*). Aussi l'Association Française de Normalisation (**AFNOR**) a publié cette norme en février 2009. L'EN 1090 se compose des trois parties suivantes :

- Partie 1 : Exigences pour l'évaluation de la conformité des éléments structuraux ;
- Partie 2 : Exigences techniques pour les structures en acier ;
- Partie 3 : Exigences techniques pour les structures en aluminium.

Nous nous intéressons à la partie 2.

### 2.4 - Normes pour les travaux d'exécution des assemblages boulonnés :

Pour bien mener les travaux d'exécution des joints avec boulons ordinaires non précontraints, ou avec des boulons précontraints ou avec rivets, nous devons lire les recommandations du



**chapitre 8 de la norme base EN 1090-2[12]**, il a comme titre : **Fixations mécaniques**.

Mais, nous avons aussi besoin de lire les sections suivantes :

- **sections 5.6 du chapitre 5, intitulée : Fixations mécaniques,**
- **sections 6.6 du chapitre 6, intitulée : Perçage.**

Aussi, les annexes suivantes de cette norme sont utiles :

- **annexes G, H, J** : pour les joints avec boulons précontraints.
- **annexes F** : pour les travaux de préparation des surfaces, en particulier pour préparer les boulons et les surfaces en contact pour joints à boulons précontraints.

### 2.5 Autres normes pour les travaux d'assemblages avec boulons :

La norme EN 1090-2[12], nous a donné une **longue liste** de normes de référence pour bien mener les travaux d'assemblages avec boulons. Dans le sommaire de cette norme, on peut voir le **titre 2.2 « Produits constitutifs »** qui nous intéresse à ce sujet, il contient une liste de normes à ce sujet, voici quelques unes :

- EN 14399-1, Boulonnerie de construction à haute résistance apte à la précontrainte - Partie 1 : Généralités.
- EN 14399-2, Boulonnerie de construction à haute résistance apte à la précontrainte - Partie 2 : Essai d'aptitude à l'emploi pour la mise en précontrainte.
- EN 14399-3, Boulonnerie de construction à haute résistance apte à la précontrainte - Partie 3 : Système HR - Boulons à tête hexagonale (vis + écrou + rondelle).

### 2.6- Normes pour les travaux d'exécution des assemblages soudés :

Pour les travaux d'exécution de joints soudés, nous devons lire les recommandations du **chapitre 7 de la norme EN 1090-2 [12]** ayant pour titre : **SOUDAGE**. Il est aussi utile de lire la **section 12.4 (page 7) du chapitre 12 relatif aux Contrôles, essais et réparations**.

#### ❖ Exemples de normes pour Produits consommables de soudage :

- EN 756, Produits consommables pour le soudage — Fils pleins, couples fils pleins-flux et fils fourrés-flux pour le soudage à l'arc sous flux des aciers non alliés et à grains fins — Classification.
- EN 757, Produits consommables pour le soudage — Électrodes enrobées pour le soudage manuel à l'arc des aciers à haute résistance — Classification.

#### ❖ Exemples de normes pour Travaux d'exécution des joints soudés :

- EN 287-1, Épreuve de qualification des soudeurs - Soudage par fusion ; Partie 1 : Aciers.
- EN 1011-1:1998, Soudage — Recommandations pour le soudage des matériaux métalliques — Partie 1 : Lignes directrices générales pour le soudage à l'arc.
- EN 1011-2:2001, Soudage — Recommandations pour le soudage des matériaux métalliques ; Partie 2 : Soudage à l'arc des aciers ferritiques.

- EN ISO 3834:2005 (toutes parties), Exigences de qualité en soudage par fusion des matériaux métalliques.
- EN ISO 4063:1998, Soudage et techniques connexes ; Nomenclature et numérotation des procédés.

### 3- Propriétés des boulons utilisés dans notre projet :

Les principales propriétés de calcul des boulons sont :

- diamètre nominale désigné par "d", il peut prendre les valeurs suivantes : 14, 16, 18, 20, 22, 24, 27, 30 mm.
- surface de la section en partie lisse  $A = \pi \cdot d^2 / 4$ ,
- surface de la section en partie fileté  $A_s$ ,
- diamètre normal des trous désigné par "do" ; on prend :  $d_o = d + 2$  mm
- classe de qualité de l'acier (classe 4.6, classe 5.6, ..., classe 10.9), et les valeurs correspondantes de la contrainte limite d'élasticité «  $f_{yb}$  » et de la contrainte ultime de rupture «  $f_{ub}$  » pour l'acier des boulons.

**Dans notre projet :** Nous utilisons des boulons normalisés ISO, disponibles dans le marché national des produits de construction.

- ❖ Pour les assemblages d'éléments porteurs secondaires, on utilise la classe 4.6 pour laquelle  $f_{yb} = 240$  MPa ;  $f_{ub} = 400$  MPa
- ❖ Pour les assemblages d'éléments porteurs principaux (joints poutre-poteau, etc.), on utilise une des 2 classes de haute-résistance HR ; soit la classe 8.8 pour laquelle  $f_{yb} = 640$  MPa et  $f_{ub} = 800$  MPa ; soit la classe 10.9 pour laquelle  $f_{yb} = 900$  MPa et  $f_{ub} = 1000$  MPa.

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de **distinguer les assemblages articulés des assemblages rigides** :

### 4- Conception des assemblages poteau-poutre :

Pour les portiques transversaux les nœuds poutre-poteau sont rigides à résistance complète, les assemblages seront conçus comme la montre figure 1 suivante :

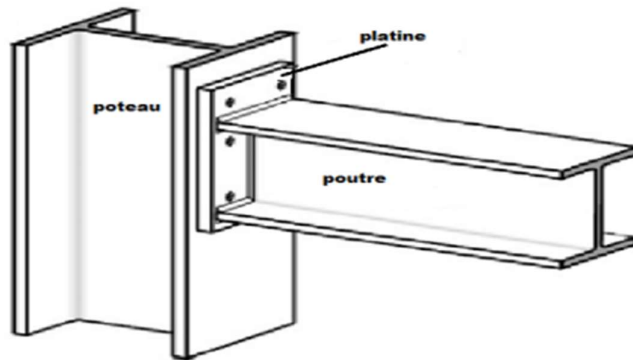


Figure 74: Notre conception des assemblages poteau-poutre

La liaison fait intervenir une plaque frontale soudée à la poutre, souvent appelée : platine d'extrémité. Celle-ci sera fixée à l'aile du poteau par boulonnage, on utilisera deux files verticales de boulons précontraints répartis en rangées horizontales, chaque rangée comporte 2 boulons répartis symétriquement

Nous signalons les points suivants :

- Les assemblages peuvent être soudés, boulonnés par platine d'extrémité avec boulons extérieurs, ou boulonnés par platine d'extrémité sans boulons extérieurs.
- L'âme du poteau peut comporter :
  - des raidisseurs alignés sur les deux semelles de la poutre,
  - des raidisseurs alignés sur l'une des deux semelles de la poutre,
  - aucun raidisseur aligné sur les semelles de la poutre.
- L'âme du poteau peut être renforcée par :
  - des raidisseurs diagonaux,
  - une doublure d'âme (voir figure J.2.1. de l'Eurocode 3 édition 1992)
- Dans les assemblages boulonnés, les semelles de poteau peuvent être renforcées à l'aide de contre-plaques.
- Un assemblage poutre-poteau est caractérisé par :
  - sa résistance au moment fléchissant,
  - sa rigidité en rotation,
  - sa capacité de rotation

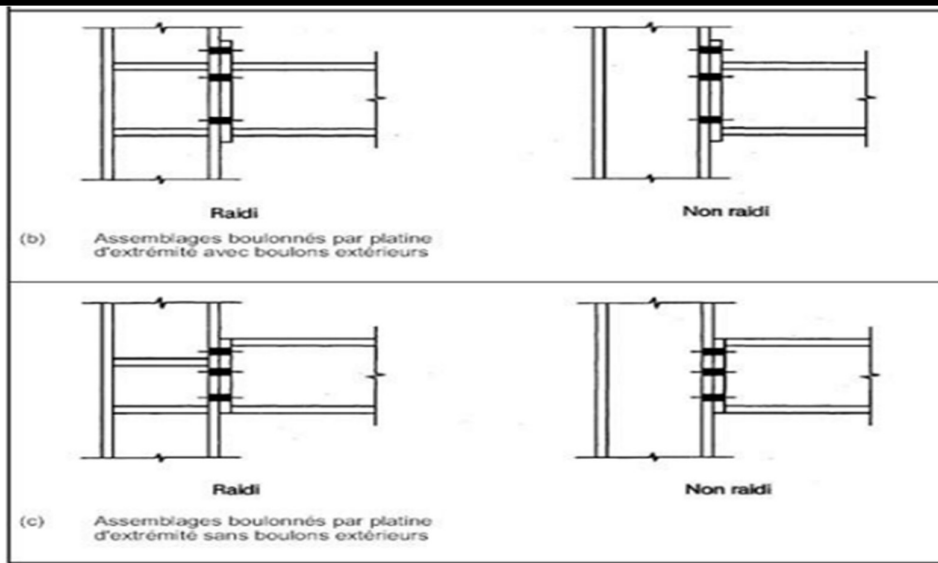


Figure 75: Assemblages poteau-poutre raidis et non raidis (source : figure J.1.1 de l'Eurocode 3 édition 1992)

### 5- Calcul des Assemblages poutre-poteau :

Efforts sollicitant : Nous consultons le rapport des résultats d'analyse statique des portiques transversaux, on rappelle que ce rapport a été fourni par le logiciel PORTAL +.

Nous avons obtenu les sollicitations maximales dans les nœuds poutre-poteau, leurs valeurs sont les suivantes : ( $V_{sd}$ ,  $N_{sd}$ ,  $M_{sd}$ , Des efforts internes sous combinaison d'ELU)

$$N_{sd} = 28,381 \text{ kN} ; V_{sd} = 49,977 \text{ kN} ; M_{sd} = 432,434 \text{ kN.m}$$

**5-1 Conception d'un joint poutre-poteau :** La figure suivante montre notre conception

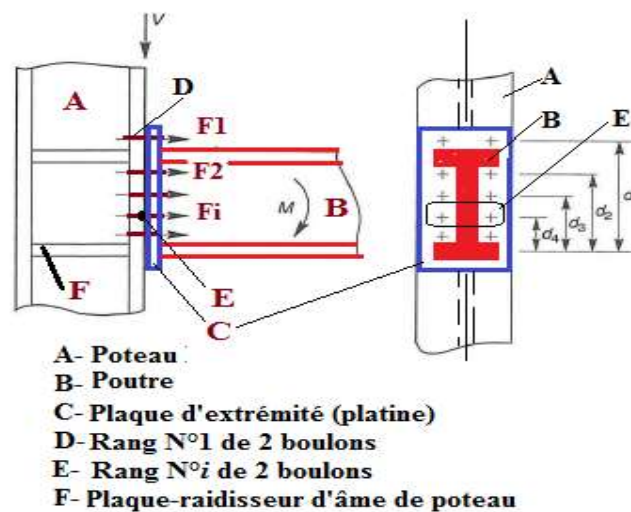


Figure 76: Assemblage rigide poutre-poteau par boulons horizontaux et plaque d'extrémité soudée à la poutre.

L'action du moment de flexion négatif  $M$  ramené par la poutre se traduit par des efforts de traction  $F_i$  dans les boulons.

5-2 Efforts  $F_i$  dans les boulons (causés par  $M$ ):  $F_i = \frac{MR \cdot d_i}{d_i^2} < n_0 \times F_p$

$n_0$  : nombre de boulons par rangée dans le joint poutre-poteau de la Figure VIII-3,

$n_0 = 2$ . Nous choisissons 3 rangées, alors nous avons 06 boulons

$F_p = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$  .....force de précontrainte

5-3 Cordon de soudure :

Epaisseur de la platine : on choisit  $e_p = 20\text{mm}$

$18\text{mm} \leq a_{\max} \leq 30\text{mm}$

$a_{\min} \leq a \leq a_{\max}$

$a_{\min} = 5\text{mm}$  ;  $a_{\max} = 0.7t = 14\text{mm}$

Alors : on prend un cordon de soudure d'épaisseur :  $a = 13\text{mm}$

5-4- Soudure de la platine :

- Soudure de la semelle tendue :

$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{432.43}{0.8} + 28.38 = 568.91 \text{ KN}$

$a \cdot \Sigma l \geq \beta w \cdot \gamma M_w \cdot \frac{N \cdot \sqrt{2}}{f_u}$  ;  $R_s = \frac{a \cdot \Sigma l \cdot f_u}{\beta w \cdot \gamma M_w \cdot \sqrt{2}} = \frac{13 \cdot 800 \cdot 510}{1.2 \cdot \sqrt{2}} = 3125.41 \text{ KN}$

$l = h = 800\text{mm}$  ;  $F_y = 355\text{Mpa}$   $\square \rightarrow$   $F_u = 510\text{Mpa}$  ;  $\beta w \cdot \gamma M_w = 1.2$

Donc  $N_d = 568.91 \text{ KN} < R_s = 3125.41 \text{ KN}$  .....(CV)

- Soudure de l'âme :

$R_s = \frac{a \cdot \Sigma l \cdot f_u}{\beta w \cdot \gamma M_w \cdot \sqrt{2}} = \frac{13 \cdot 300 \cdot 510}{1.2 \cdot \sqrt{2}} = 1172 \text{ KN}$

Donc  $N_d = 568.91 \text{ KN} < R_s = 1172 \text{ KN}$  .....(CV)

5-5- Joint de la platine à l'âme du poteau par boulons précontraints :

- o **Disposition constructives** : On opte pour des boulons HR 10-9 précontraints pour assurer l'encastrement de la poutre sur le poteau ( $f_{yb} = 900 \text{ MPa}$  ;  $f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$ ).

Après plusieurs simulations, nous disposons 6 boulons M20, à trous  $d_0 = 20 + 2 = 22\text{mm}$ , continue en 2 files de 3 rangées :  $m = 1$  ;  $n = 6$

- **Pince longitudinale  $e_1$**  : Sa valeur est choisie dans l'intervalle :  $1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t$  ; soit :  $1.2 \cdot 22 \leq e_1 \leq 12 \cdot 20$  ; donc :  $26.4\text{mm} \leq e_1 \leq 240\text{mm}$  ;  
On prend  $e_1 = 80\text{mm}$
- **Espacement  $p_1$**  : Sa valeur est choisie dans l'intervalle :  $2.2d_0 \leq p_1 \leq 14t$  ; soit :  $2.2 \cdot 22 \leq p_1 \leq 14 \cdot 20$  ; donc :  $48.4\text{mm} \leq p_1 \leq 280\text{mm}$  On prend  $p_1 = 140\text{mm}$
- **Pince transversal  $e_2$**  : Sa valeur est choisie dans l'intervalle :  $1.5d_0 \leq e_2 \leq 12t$  ; soit :  $1.5 \cdot 22 \leq e_2 \leq 12 \cdot 20$  ; donc :  $33\text{mm} \leq e_2 \leq 240\text{mm}$  On prend  $e_2 = 80\text{mm}$
- **Espacement  $p_2$**  : Sa valeur est choisie dans l'intervalle :  $3d_0 \leq p_2 \leq 14t$  ; soit  $3 \cdot 22 \leq p_2 \leq 14 \cdot 20$  ; donc :  $66\text{mm} \leq p_2 \leq 280\text{mm}$  On prend  $p_2 = 140\text{mm}$

**5-6 Calcul des boulons sollicités :**

- **Résistance d'un boulon soumis au cisaillement /glissement:**

Effort revenant à un boulon :  $V_1 = \frac{V}{n} = 50 / 6 = 8.34\text{KN}$

$V_1 \leq F_s = k_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{M_s}$  (voir la formule 6.4 p. 115 de CCM97)

$F_s$  : La résistance au glissement d'un boulon précontraint,

$m$  : nombre d'interfaces (ou surfaces de contact) de frottement, = 1

$k_s$ : coefficient, il dépend de la dimension des trous de perçage, il vaut :

$k_s = 1,0$  pour les trous à tolérances normales (non surdimensionnés), à savoir :

$\gamma_{M_s}$  : est le coefficient partiel de sécurité qui vaut :

à l'ELU :  $\gamma_{M_s} = 1.25$  pour les trous à tolérances normales,

Avec un coefficient de frottement  $\mu = 0.2$  pour des surfaces au contact non traitées ; classe D.

Force de précontrainte d'un boulon :  $F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 1000 \times 245 = 171.5 \text{ kN}$

$$F_s = 1 \times 1 \times 0.2 \times 171.5 / 1.25 = 27.44 \text{ kN}$$

Donc  $V_1 = 8.34 \text{ kN} \leq F_s = 27.44 \text{ kN}$ .....(CV)

- **Résistance d'un boulon soumis à la traction :**

L'effort pour un boulon est :  $N_1 = \frac{N}{n} = 28.38 / 6 = 4.73 \text{ kN}$

$N_1 = 4.73 \text{ kN} \leq F_p = 171.5 \text{ kN}$ .....(CV)

- *Vérification de la résistance des boulons HR soumis à l'action combinée de traction avec glissement:*

Condition :  $F_{v,sd} \leq F_s = k_s \cdot m \cdot \mu \cdot (F_P - 0,8 \cdot N_1) / \gamma_{Ms}$

$F_v = V_1 = 8.34 \text{ kN} < F_s = 33.54 \text{ kN} \dots\dots\dots$  CV

6- Conclusion :

on choisit pour chaque assemblage poutre-poteau :

- Des boulons HR 10-9, nous disposons 6 boulons M20
- Un cordon de soudure d'épaisseur : a = 13mm

7- Assemblage d'un nœud de palées de stabilité : Le calcul est fait pour l'élément le plus sollicité avec un effort de traction:

$N_{tsd} = 5014.21 \text{ daN} = 50.14 \text{ kN}$

Mode d'assemblage : On choisit des boulons non précontraints. L'effort N est perpendiculaire aux tiges des boulons, donc ces derniers travaillent au cisaillement.

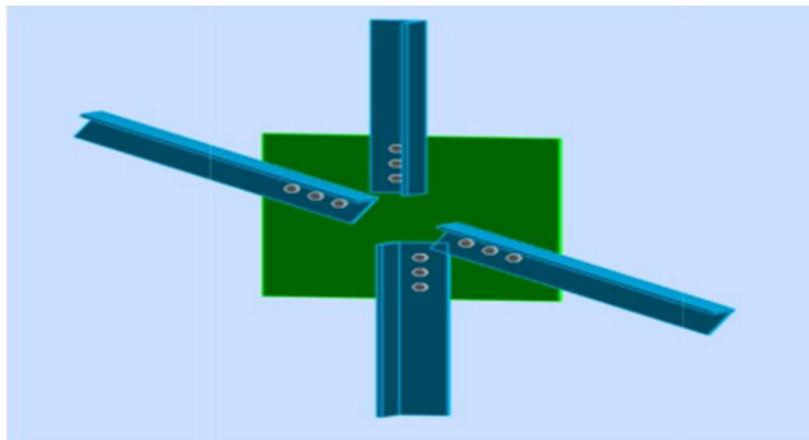


Figure 77: Assemblage contreventement à gousset

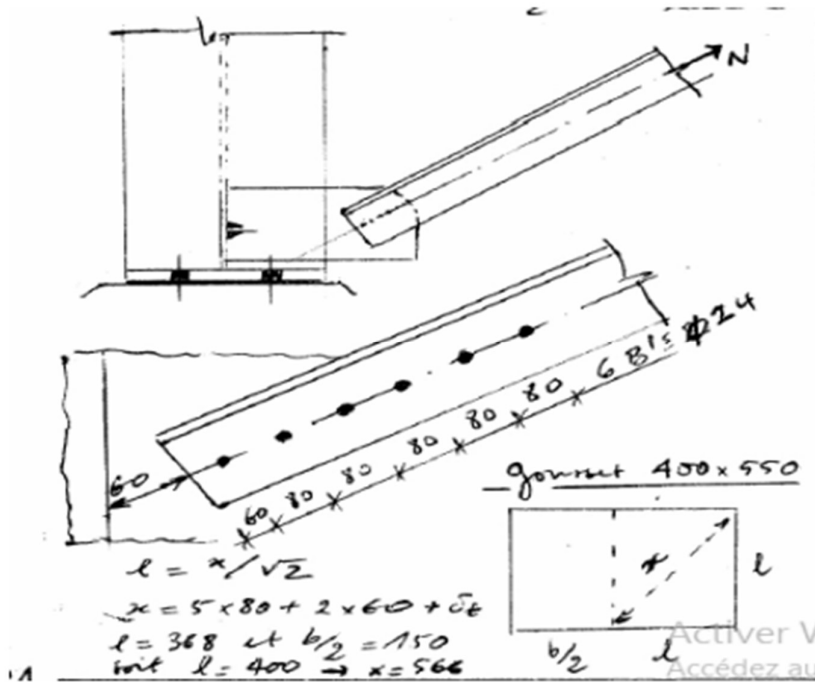


Figure 78: Mode d'assemblage

**7-1- Assemblage des diagonales sur les goussets au niveau du nœud de portique :**

Pour ce type d'assemblage, on choisit des boulons ordinaires de classe 10-9 et on dispose 3 boulons en une seule file.

**7-2- Distribution de l'effort normal sur les boulons :**

$$F_{vsd} = \frac{Vsd}{n \cdot p} = \frac{50.14}{3 \cdot 1} = 16.71 \text{ kN}$$

avec : p est le nombre de plan de cisaillement ;

**7-3- Pré dimensionnement du gousset :**

L'épaisseur de gousset dépend de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

F (kN)	200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

Tableau 41: épaisseur des goussets en fonction de l'effort appliqué

On a pour les diagonales des palées de stabilité :  $N_{tsd} = 50.14 \text{ KN}$

Donc on prend  $e = 8 \text{ mm}$

**7-4- Vérification de la condition de résistance des boulons:**

$$F_{V.Sd} \leq F_{V.Rd} = 0.5 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}}$$



On choisit des boulons M16 classe 10-9 avec un diamètre  $d=16$  et des trous  $d_o = 16+2 = 18$  ;  
 $A_s = 157\text{mm}^2$  ;  $t=10\text{mm}$  ;  $f_{yb} = 900 \text{ MPa}$  ;  $f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$

$$F_{V.Rd} = \frac{0.5 \cdot 157 \cdot 1000}{1.25} = 62.8 \text{ kN}$$

On a :  $F_{V.Sd} = 16.71 \text{ kN} < F_{V.Rd} = 62.8 \text{ kN}$  ..... CV

**7-5- Dispositions constructives :**

Cornière L (45 x 45 x 4,5)

- \* Valeur de la pince  $e_1$  :  $1.2 d_o \leq e_1 \leq 12t$
- \* Espacement des trous  $e_1$  :  $2.2 d_o \leq p_1 \leq 14t$
- \* Valeur de la pince  $e_2$  :  $1.5 d_o < e_2$

On prend  $e_1 = 50 \text{ mm}$  ;  $p_1 = 70 \text{ mm}$

**7-6- Vérification de la condition de résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées**

$$F_{V.Sd} \leq F_{b.Rd}$$

$$F_{b.Rd} = 2.5 \times \alpha \times f_u \times \frac{d \times t}{\gamma_{Mb}} ; \text{ où } \alpha = \min \left( \frac{e_1}{3 d_o} ; \frac{p_1}{3 d_o} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right) = 0.75$$

$$F_{b.Rd} = 2.5 \times 0.75 \times 18 \times 10 \times \frac{1000}{1.25} = 270 \text{ kN}$$

**On a :**  $F_{V.Sd} = 16.71 \text{ kN} < F_{b.Rd} = 270 \text{ kN}$  ..... CV

Donc, il n'y a pas risque de pression diamétrale

**7-8- Conclusion :**

Dans l'assemblage d'un nœud de palées de stabilité on choisit des boulons ordinaires de types M(16) classe 10-9 avec un diamètre  $\Phi 16$

8- Calcul des pieds de poteaux :

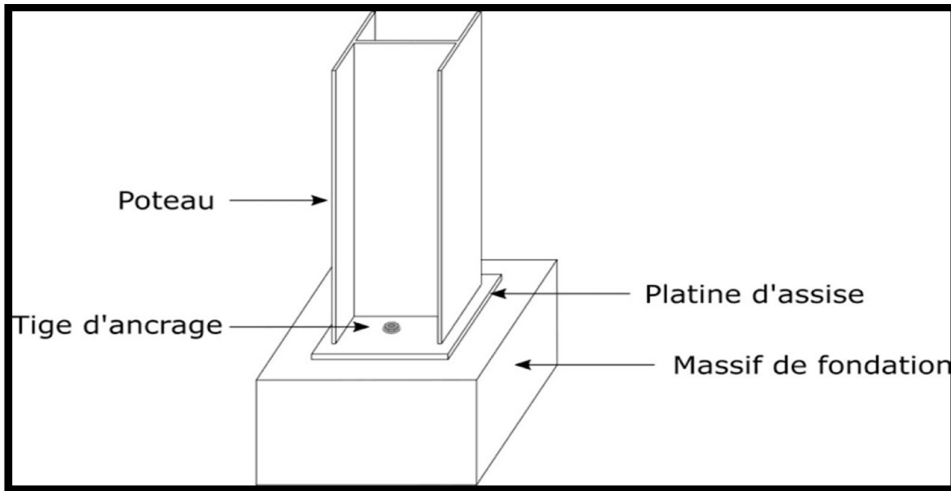


Figure 79: conception d'assemblage au niveau des pieds des poteaux

**8-1- Introduction :** Les bases des poteaux et les tiges d'ancrage sont des éléments de continuité qui assurent la transmission des efforts de la superstructure aux fondations, ce sont des dispositifs de liaisons. Ces derniers sont constitués d'une plaque d'assise appelée platine assurant la réduction de la pression dans le béton, soudée au poteau reposant sur la fondation et fixée par des écrous aux tiges d'ancrage qui sont noyées dans le béton.

**8-2- Efforts sollicitants:** Les efforts maximaux à prendre en compte pour calculer un assemblage sont :

$N = 196,150 \text{ kN}$  : effort de compression donné par Portal+,

$V = 31,015 \text{ kN}$  : effort tranchant donné par Portal+,

$M = 257,639 \text{ kN.m}$  : moment de flexion donné par Portal+,

$$N_{\text{traction}} = \left| \sum(-1.5W(\text{toiture}) \times S) + \text{Poids du bâtiment (noté } G_{\text{str}}) \right|$$

Le tableau suivant résume le calcul de  $G_{\text{str}}$

Elément	Toiture	Façade	Potelets IPE360	Poteaux HEA300	PRS 2HEA300	Traverse1 IPE500	Traverse2 HEA800
nombre	1	4	10	20	10	10	10
Longueur(m)	45	40;45	10	8.5	10	16	24
G(KN)	44.1	348.5	57.1	150.11	176.6	145.12	537.6

Tableau 42: Evaluation du poids propre du bâtiment ;

$$G_{str} = 1459.13 \text{ KN}$$

Zones	W (N/m <sup>2</sup> )	Surface (m <sup>2</sup> )	Fw (N)
F <sub>sup</sub>	-1706.25	0.001	-1.706
F <sub>inf</sub>	-1489.687	0.001	-1.5
G	-1397.812	0.798	-115.45
H	-623.437	3.2	-1995
I	-557.812	3.2	-1785
			-3.9 kN

**Tableau VIII-5** : Evaluation de la force de soulèvement de la toiture sous le vent V2 pour la pente 14% ( $\alpha = 8^\circ$ )

Zones	W (N/m <sup>2</sup> )	Surface (m <sup>2</sup> )	Fw (N)
F <sub>sup</sub>	-1771.875	0.001	-1.77
F <sub>inf</sub>	-1246.875	0.001	-1.24
G	-1443.75	0.798	-1152.11
H	-721.875	3.2	-2310
I	-656.25	3.2	-2100
			-5.56 kN

**Tableau VIII-6**: Evaluation de la force de soulèvement de la toiture sous le vent V2 pour la pente 28% ( $\alpha = 15.64^\circ$ )

$$N_t = | 9.46 - 1.5 \times 1459.13 | = 2179.23 \text{ KN}$$

**8-3- Cordon de soudure :**

Semelle : HEA300

$$a_s = 0.7t_f = 0.7 \times 14 = 9.8 \text{ mm} ; \text{ On prend } a_s = 12 \text{ mm}$$

$$\text{Ame: HEA300 } a_s = 0.7t_w = 0.7 \times 8.5 = 5.95 \text{ mm} ; \text{ On prend } a_a = 8 \text{ mm}$$

**8-4- Surface du plaque :**

$$a \geq h_a + 2a_s ; \text{ alors : } a \geq 290 + 2 \times 12 = 314 \text{ mm} ; \text{ on prend } a = 400 \text{ mm}$$

$$b \geq h_s + 2a_s ; \text{ alors : } b \geq 300 + 2 \times 12 = 324 \text{ mm} ; \text{ on prend } b = 400 \text{ mm}$$

**8-5- Epaisseur de la platine “ t ” ;**

$$t \geq U \times \sqrt{\frac{3\sigma}{f_y}} ; \text{ avec :}$$

$$U = 50\text{mm} ; \sigma = \frac{N}{a*b} = \frac{2179.23}{0.4*0.4} = 13620.18 \text{ kN/m}^2$$

$$t \geq 50 \times \sqrt{\frac{3*13620.18*10^{-3}}{355}} = 16.96\text{mm} ; \text{ on opte pour la platine une épaisseur : } t = 18\text{mm}.$$

**8-6- Vérification de la contrainte de compression sur la semelle :  $\sigma < \bar{\sigma}_b$  ;**

Vérification de la contrainte de compression sur la semelle :  $\sigma < \bar{\sigma}_b$  ; avec  $\bar{\sigma}_b = 0.85f_c \cdot 28/\gamma_b$

Cette formule a été donnée par les règles des ouvrages en béton armé DTR CBA93 :  $\bar{\sigma}_b = 21$

MPa ;  $\sigma = 13620.18 \text{ KN/m}^2 = 13.62\text{MPa}$

$$\sigma = 13.62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 21 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**8-7- Vérification de la résistance de la platine a la flexion :**

$$\sigma * b * \frac{U^2}{2} \leq M_c$$

avec :  $M_e$  est le moment résistant élastique de platine ;  $M_e = \frac{f_y * b * t^2}{6}$

$$\sigma * b * \frac{U^2}{2} = 13.62 * 400 * 50^2 / 2 = 68 * 10^5 \text{ N.mm} ; M_e = \frac{355 * 400 * 18^2}{6} = 76.68 * 10^5 \text{ N.mm}$$

$$\sigma * b * \frac{U^2}{2} \leq M_c \dots\dots\dots \text{CV}$$

**8-8- Calcul des tiges d’ancrage :**

Pour les calculs des tiges, on prend comme référence l’annexe C du CCM97, et les règles constructives des anciennes normes françaises CM66.

**- Diamètre des tiges d’ancrage :**

Les tiges d’ancrage sont dimensionnées à la traction simple, sous un effort de traction ( $N_{st}$ )

$$b = h + 2c ; p = b + 2c$$

$h$  : la hauteur de la section HEA300..... $h = 300\text{mm}$

$c$  : le débord, donné par  $c = (100 ; 150\text{mm})$  ; on prend  $c = 100\text{mm}$ , d’où :

$$b = h + 2c = 300 + 2 * 100 = 500\text{mm}$$

$$p = b + 2c = 290 + 2 * 100 = 490\text{mm}$$

**- Effort de traction pour un boulon « F » :**

$$F = \frac{Nt}{n} + \frac{My}{3p} = \frac{2179.23}{6} + \frac{257.63}{3 \cdot 0.490} = 538.46 \text{ KN}$$

L'ancrage est réalisé par 6 tiges n=6

On choisit la nuance d'acier 8.8 ; alors  $f_y = 640\text{MPa}$  ;  $f_u = 800 \text{ MPa}$

$$F \leq \frac{\pi \cdot \Phi^2}{4} \times f_y \text{ alors } \Phi \geq \sqrt{\frac{4 \cdot F}{\pi \cdot f_y}} = 32.72 \text{ mm} ; \text{ Alors } \underline{\text{on choisit 6 tiges de diamètre } \Phi 40}$$

- **Vérification des tiges d'ancrage :**

L'effort admissible par tige « Na » est donné par la formule suivante :

$$Na = 0.1 \left( 1 + \frac{7gc}{1000} \right) \frac{\Phi}{1 + \frac{\Phi}{d1}} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2) ; \text{ avec } gc : \text{ dosage de ciment} = 350\text{kg/m}^3$$

$$L1 = 20\Phi = 800\text{mm}$$

$$L2 = 2\Phi = 80\text{mm}$$

$$r = 3\Phi = 120\text{mm}$$

$$d1 = 5\text{cm}$$

D'après les anciennes règles françaises de la construction métallique « CM66 », il faut que :

$$F \leq Na ; \text{ où } Na = 4106.67 \text{ kN}$$

$$F = 538.46 \text{ kN} < Na = 4106.67 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**8-9- Conclusion :** Pour les pieds des poteaux on choisit :

- 06 tiges d'ancrages de diamètre  $\Phi 40$  avec nuance d'acier 8.8 ;
- Une platine rectangulaire de surface  $400 \times 400\text{mm}^2$  ; épaisseur = 18mm ;
- Cordons de soudure :
  - Cordon de semelle :  $a_s = 12\text{mm}$  ;
  - Cordon d'âme :  $a_a = 8\text{mm}$ .

## 9- Assemblage Traverse-Traverse aux niveaux du Faitage

## 9-1- Principe de conception :

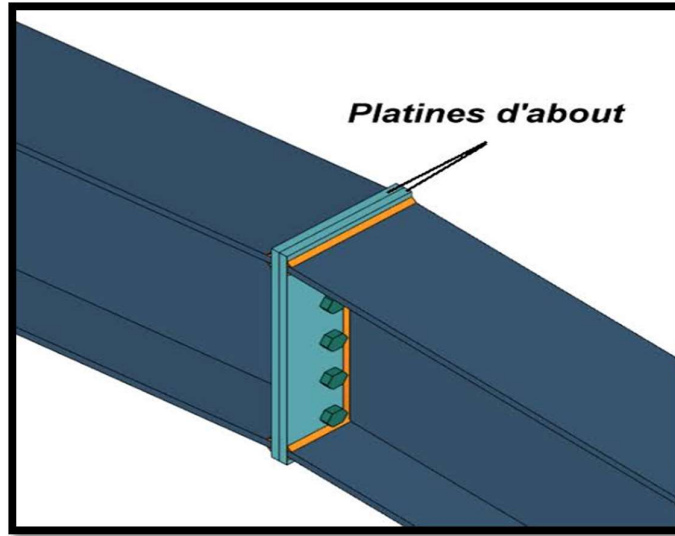


Figure 80: conception d'assemblage traverse-traverse

Le principe de l'assemblage est de souder deux platines en bout des traverses, et assurer leurs assemblages par des boulons de disposition parallèle avec l'axe des traverses .

## 9-2- Données du problème

Nous choisissons la plus long traverse brisée de portée  $L=24\text{m}$  de profilé HEA800

Les efforts sollicitants sont :

$$N = 42,595 \text{ kN}$$

$$M = 432,434 \text{ kN.m}$$

$$V = 82,536 \text{ KN}$$

9-3 Choix des cordons de soudure de la platine:

- **Cordon de soudure :**

Epaisseur de la platine :  $18\text{mm} \leq e_p \leq 20\text{mm}$  ; on choisit  $e = 20\text{mm}$

$$a_{\min} \leq a \leq a_{\max}$$

$$a_{\min} = 5\text{mm} ; a_{\max} = 0.7e_p = 14\text{mm}$$

alors on prend un cordon de soudure d'épaisseur  $a = 10\text{mm}$

9-4 Résistance des soudures de la semelle tendue :

$$N_d \leq N_{Rs}$$

$$N_{Rs} = \frac{a \cdot \Sigma l \cdot f_u}{\beta w \cdot \gamma M w \cdot \sqrt{2}} = \frac{10 \cdot 800 \cdot 510}{1.2 \cdot \sqrt{2}} = 2404.16 \text{ kN}$$

$$N_d = \frac{M}{h} + N = 583.13 \text{ kN avec } h = 800 \text{ mm}$$

$$N_d \leq N_{Rs} \dots \dots \dots \text{CV}$$

9-5 Calcul de la résistance des soudures de l'âme: On écrit la condition :  $N_d \leq N_{Rs}$

$$N_d = 583.13 \text{ kN ; } N_{RS} = \frac{10 \cdot 300 \cdot 510}{1.2 \cdot \sqrt{2}} = 901.56 \text{ kN}$$

$$N_d \leq N_{RS} \dots \dots \dots \text{CV}$$

9-6 Dispositions constructives :

- **Choix des diamètres des boulons**

$$10 \leq t \leq 20 \text{ mm alors } d = (16 \text{ mm ; } 20 \text{ mm ; } 24 \text{ mm})$$

On prend deux files de 4 boulons précontraintes M20 ;  $d = 20$  ;  $A = 380.13 \text{ mm}^2$ ; l'aire de la section réduite  $A_s = 303 \text{ mm}^2$

On choisit la nuance 10.9 avec  $f_y = 900 \text{ MPa}$  ;  $f_u = 1000 \text{ MPa}$

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$$2.2d_0 \leq p_1 ; p_2 \leq 14t$$

$$1.5d_0 < e_2 ; d_0 = d + 2 = 22 \text{ mm ; } t = e_p = 20 \text{ mm}$$

On prend  $e_1 = 55 \text{ mm}$  ;  $p_1 = 200 \text{ mm}$  ;  $e_2 = 90 \text{ mm}$  ;  $p_2 = 120 \text{ mm}$

9-7- **Résistance des boulons :**

- **Cisaillement sous l'effort tranchant  $V$  :**  $V_1 \leq F_s$

$$V_1 = V/n = 82.53/8 = 10.31 \text{ kN dans chaque boulon}$$

$$F_s = K_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{ms}$$

$$F_p = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0.7 \cdot 1000 \cdot 303 = 212100 \text{ N}$$

$$F_s = 67.87 \text{ kN}$$

$$V_1 \leq F_s \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Vérification de la résistance a la traction:**  $F_{t.Sd} \leq F_{t.Rd} = 0.9 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}} = 182 \text{ kN}$

$$F_{t.Sd} = 67.87 \text{ kN} \leq F_{t.Rd} \dots \dots \dots \text{CV}$$

9-8 Vérification de la résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées :

$$F_{V.Sd} \leq F_{b.Rd}$$

$F_{b.Rd}$  : résistance à la pression diamétrale

$$F_{b.Rd} = 2.5 \times \alpha \times f_u \times \frac{d \times t}{\gamma_{Mb}}; \text{ où } \alpha = \min \left( \frac{e_1}{3 d_o}; \frac{p_1}{3 d_o} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = 0.83$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2.5 \times 1000 \times 10^{-3} \times 20 \times 20 \times 0.83}{1.25} = 730.4 \text{ kN}$$

On a :  $F_{V.Sd} = V_1 = 10.31 \text{ kN} \leq F_{b.Rd} = 730.4 \text{ kN} \dots\dots\dots CV$

9-9 Conclusion :

On choisit pour chacun des assemblages Traverse-Traverse aux niveaux des faitages :

- deux files de 4 boulons précontraintes M20 de diamètre  $\Phi 20$  et de nuance 10.9
- une platine d'épaisseur  $e = 20 \text{ mm}$
- un cordon de soudure d'épaisseur  $a = 10 \text{ mm}$



---

**Chapitre IX : Étude des fondations**

---

### 1- Introduction :

Dans ce dernier chapitre de notre mémoire, nous présentons notre conception et nos calculs de dimensionnement du système de fondations pour le bâtiment.

Il est utile de définir les fondations comme étant des ouvrages structuraux situés en bas des éléments de la superstructure (sous un poteau).

La fonction principale d'une fondation est d'assurer le rôle d'appui pour un élément de la superstructure et être capable de transmettre les efforts venant de cet élément vers le sol d'assise.

On sait que toute étude de conception et dimensionnement des fondations d'un ouvrage du génie civil exige une étude de prospection du sol destiné à recevoir ces fondations, on l'appelle « Etude de sol » ou « Etude géotechnique ».

Pour notre projet, et suite à la demande du maître d'ouvrage, un laboratoire spécialisé dans les études géotechniques a été chargé de faire une étude de prospection du terrain qui servira d'assise au projet « Hall commercial » prévu dans la wilaya de TIPAZA.

Au fait, ce laboratoire a réalisé une étude de prospection du sol, pour cela il a appliqué des procédés techniques in-situ et des essais expérimentaux sur échantillons prélevés et transférés à son laboratoire d'analyse de mécanique de sol. Cette étude s'est achevée par la rédaction d'un rapport des résultats d'analyse obtenus, ce rapport a été remis au maître d'ouvrage (ou au bureau des études de génie civil).

### 2- Conception d'une semelle isolée sous deux poteaux (*les semelles jumelées*) :

Soit une semelle rectangulaire (A x B) supportant deux poteaux, un poteau métallique situé à gauche ; désigné par Poteau-1, et un poteau en béton est situé du côté droit, il est désigné par Poteau-2. Poteau-1 reçoit les sollicitations défavorables ( $N_1 - V_1 - M_1$ ), tandis que le Poteau-2 reçoit les sollicitations défavorables ( $N_2 - V_2 - M_2$ ) déterminées par la même combinaison d'actions que celle du poteau-1 ; voir la figure suivante.

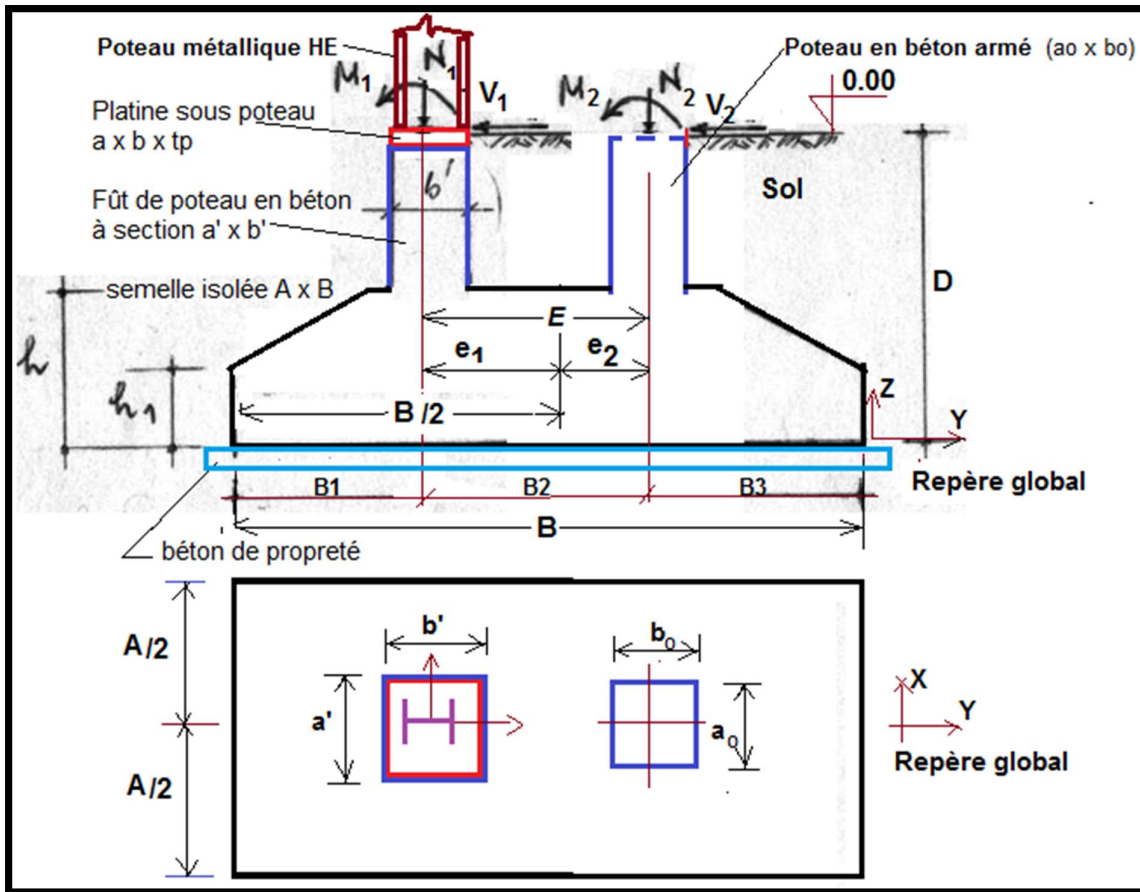


Figure 81: conception de notre fondation (E: espacement des deux poteaux ; entraxes).

2-1- Schéma équivalent :

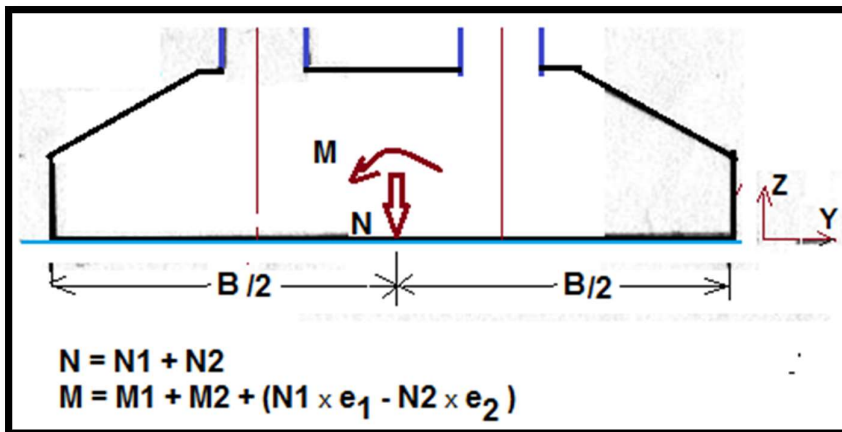


Figure 82: schéma équivalent

3- **Efforts sollicitants** : On calcule l'excentricité « e » de l'effort normal N :  $e = \frac{M}{N}$

	Nu (kN) de compression	Mu (kN.m)	e (cm)	N*e (kN.m)
Poteau en acier	2179,23	257,639	11	239.71
Poteau en béton	355.55	114.09	32	113.77

Tableau 43: Intensités des efforts sollicitants

$$N = 2179.23 + 355.55 = 2534.78 \text{ KN}$$

$$M = 257.639 + 114.09 + (239.71 - 113.77) = 497.67 \text{ KN.m}$$

4- **Données géotechniques** :

Résumé du rapport de sol : Après avoir finalisé et interprété les résultats obtenus par la campagne géotechnique (essai in-situ et essais de laboratoire) on peut conclure ce qui suit:

L'ouvrage " hall commercial" serait fondés dans le terrain de fondation par l'intermédiaire de semelles isolées ancrées vers 1.5 m de profondeur et dimensionnées pour un taux de travail de  $q_a = 3.2 \text{ bars}$  ; c'est la contrainte admissible du sol d'assise, elle est souvent désignée par :  $\sigma_{sol}$  ou  $\sigma_{adm}$ .

5- **Pré dimensionnement** : On commence par un pré dimensionnement, on néglige l'effet déflexion, on suppose donc que la semelle travaille à la compression simple. Il y a deux conditions pour dimensionner une semelle rigide sous chargement centré :

- La condition de résistance du sol,
- La condition de rigidité de la semelle.

On appelle A et B les dimensions de la semelle, a et b les dimensions du poteau tel que  $a = a' = 40 \text{ cm}$  et  $b = E + \frac{b'}{2} + \frac{b''}{2} = (e_1 + e_2) + 20\text{cm} + 20\text{cm} = 83\text{cm}$

A est parallèle au côté a du poteau ( $a = 40 \text{ cm}$ ), B est parallèle au côté b du poteau ( $b = 83 \text{ cm}$ ),

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal maximal à l'ELU N qui est obtenu à la base du poteau.  $N = 2534.78 \text{ KN}$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{40}{83} = 0.48 ; \text{ alors : } A = 0.48 B$$

$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{adm}} = \frac{253.478}{32} = 7.92 \text{m}^2 \text{ alors } 0.48 \times B^2 \geq 7.92 \text{ m}^2$$

$$B \geq 4.06 \text{ m} ; \text{ on prend : } \mathbf{B = 4.20 \text{ m et } A = 2.00 \text{ m}}$$

Conclusion : Nous proposons des semelles isolées de dimensions  $A \times B = 200 \text{ cm} \times 420 \text{ cm}$

$$S_{\text{semelle}} = 8.4 \text{m}^2$$

- Condition de rigidité : La hauteur utile au calcul du béton armé est « d » : On choisit un enrobage  $c = 5 \text{ cm}$ , alors la hauteur de section est :  $h = d + c$

$$d \geq \text{Max} \left[ \frac{A-a}{4} ; \frac{B-b}{4} \right] = 0.84 ; d = 84 \text{cm} ; h = 89 \text{cm}$$

### 6- Calcul des sections d'armatures:

On écrit les formules de calcul des contraintes normales de flexion composée  $\sigma$  aux extrémités et celles de calcul des sections d'armatures dans les deux sens du plan :

- $A_A$  : armatures longitudinales parallèles à la largeur  $A = 2.00 \text{ m}$ ,
- $A_B$  : armatures longitudinales parallèles à la largeur  $B = 4.20 \text{ m}$ ,

$$N = 2534.78 \text{ kN}$$

$$M = 497.67 \text{ kN.m}$$

$$e = 497.67 / 2534.78 = 0.19 \text{ m}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = \frac{N}{A \times B} \left( 1 \mp \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma_1 = \frac{2534.78}{8.4} \left( 1 + \frac{6 \times 0.19}{4.2} \right) = 0.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{2534.78}{8.4} \left( 1 - \frac{6 \times 0.19}{4.2} \right) = 0.21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 0.388 + 0.21}{4} = 0.33 \text{ MPa}$$

$$N^* = \sigma_{\text{moy}} \times A \times B = 0.33 \times 4200 \times 2000 = 2772 \text{ kN}$$

$$\mathbf{A_A} = \frac{N^*(A-a)}{8d\sigma_s} = \frac{2772 \times 10^3 \times (2000-400)}{8 \times 840 \times 434.78} = 15.18 \text{ cm}^2 \text{ . soit } \mathbf{5HA20} = 15.70 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_B} = \frac{N^*(B-b)}{8d\sigma_s} = \frac{2772 \times 10^3 \times (4200-830)}{8 \times 840 \times 434.78} = 31.97 \text{ cm}^2 \text{ , soit } \mathbf{10HA20} = 31.41 \text{ cm}^2$$

- Hauteur libre :  $h' \geq 6\phi + 6 \text{ cm} = 18 \text{ cm}$  on prend  $\mathbf{h' = 40 \text{ cm}}$
- Espacement des barres « St » :

$$St.A = \frac{A-2(\text{enrobage})}{\text{nombre d'espacement}} \quad . \quad St.B = \frac{B-2(\text{enrobage})}{\text{nombre d'espacement}}$$

On a les valeurs constructives suivantes :

Enrobage au bord droit et gauche : 5cm

Nombre d'espacement = nombre des barres – 1

$$S_{t,A} = \frac{200 - 2 \times 5}{4} = 47.5 \text{ cm on prend } 48 \text{ cm}$$

$$S_{t,B} = \frac{B - 2 \times 5}{9} = \frac{400 - 10}{9} = 43.34 \text{ cm on prend } 45 \text{ cm}$$

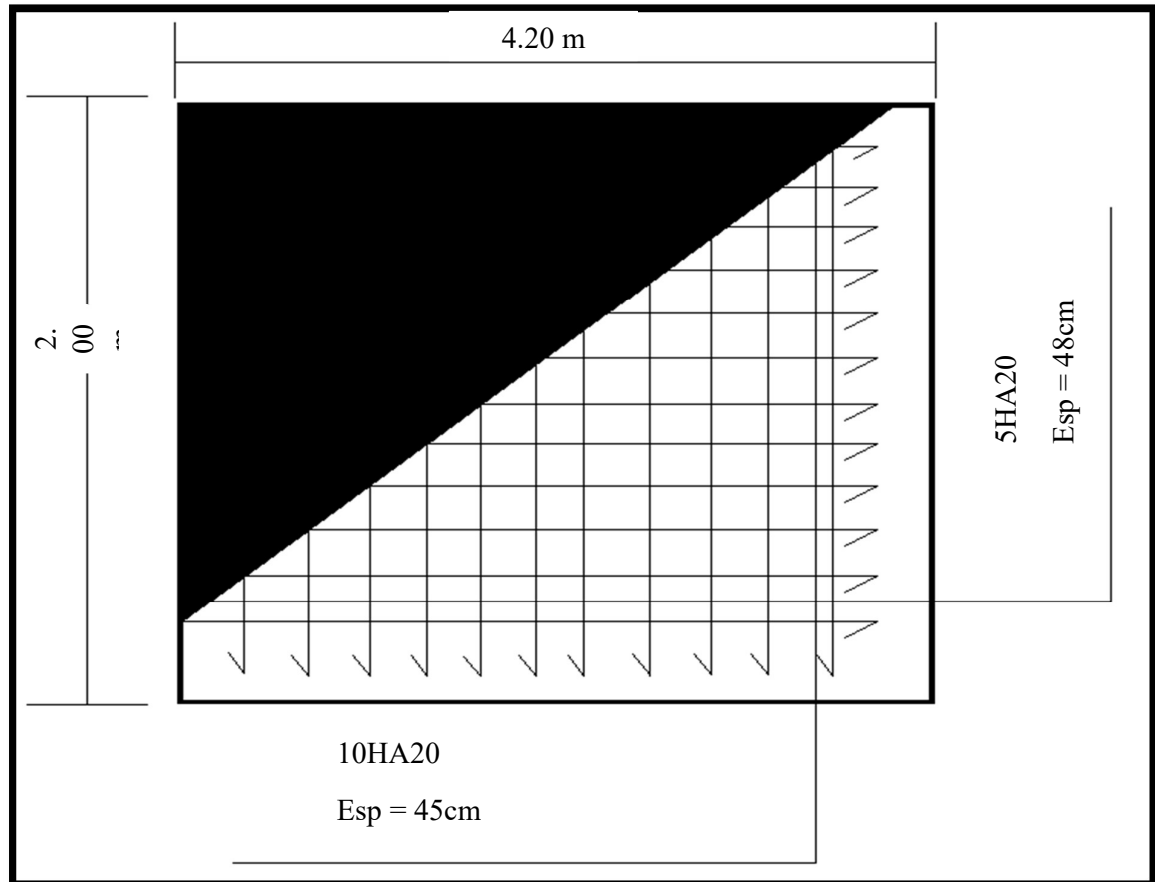


Figure 83: ferrailage du semelle vue en plan

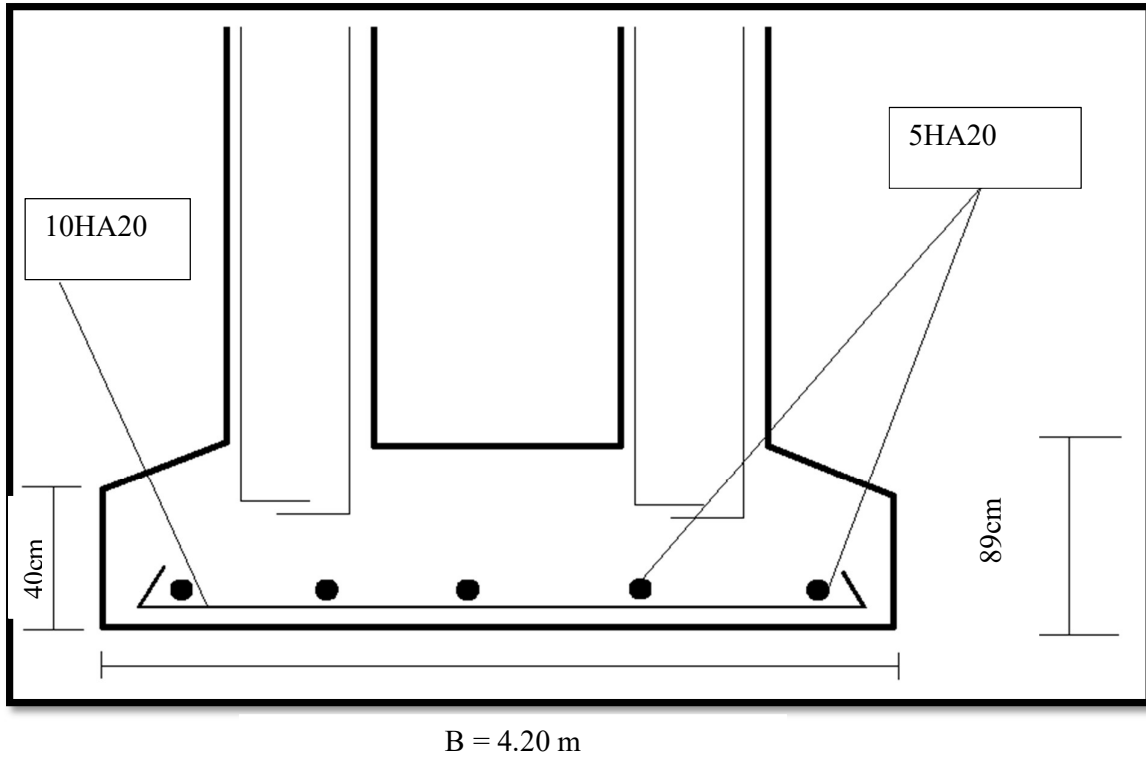


Figure 84: coupe sur ferailage d'une semelle jumelée sous deux poteaux

## Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude nous a donné l'occasion de lier et synthétiser les différentes connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire, aussi, il nous a familiarisés avec les différents règlements de conception et de calcul dans le domaine du génie civil, selon leurs exigences sur un cas réel, celui de la conception et dimensionnement des structures d'un grand bâtiment à usage commercial situé dans un site à risque sismique élevé. Du point de vue architectural, notre bâtiment se compose de deux niveaux : un RDC et un étage. Cependant, du point de vue structure portante, notre bâtiment se compose de deux structures séparées par des joints. La première structure est entièrement métallique ; c'est la structure externe, elle classe donc notre bâtiment dans la catégorie des halles à niveau unique de grande hauteur (8.50 m). La deuxième structure est entièrement composé d'éléments en béton armé ; c'est la structure des blocs internes, elle classe aussi notre bâtiment dans la catégorie des bâtiments à niveaux uniques mais sa hauteur est faible (4.50 m).

Au cours de notre étude, nous avons enregistré des difficultés sur quelques points, mais à travers nos consultations et recherches documentaires, et avec l'usage des outils informatiques, nous avons pu surmonter ces problèmes techniques.

Ce travail consistait donc à étudier et dimensionner les structures et le système de fondations d'un hangar commercial, conçues sous des formes régulières, que ce soit pour la charpente métallique ou pour les structures en béton armé des blocs internes. Après avoir défini les charges agissantes sur la structure, les poteaux, poutres sablières, fermes, contreventements, pannes, potelets, lisses de bardage et les éléments porteurs en béton armé comme éléments de la structure ont été dimensionnés

En plus d'approfondir nos connaissances dans le domaine de la construction métallique, notre compréhension des phénomènes d'instabilité. Cette étude nous a permis de mieux utiliser les logiciels "PORTAL+" et "ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS" qui peuvent nous aider dans notre avenir professionnel.

Les prescriptions des règlements techniques CCM97 et CBA93 ont été respectées dans ce projet à fin de vérifier la majorité des exigences de sécurité (ELU) et de bon service (ELS), en



particulier la stabilité des éléments de la structure métallique au flambement et au déversement. D'autre part, les prescriptions du règlement parasismique RPA 2003 ont été respectées lors du dimensionnement de nos structures. Ces vérifications ont montré que le système structural de l'ouvrage était stable et résistant aux différentes actions permanentes, variables ou sismiques pouvant agir sur notre halle.

A la fin de ce parcours, nous pouvons dire que les objectifs visés au début de l'étude ont été atteints à des niveaux acceptables. En effet, nous avons conçu une structure principale pour notre bâtiment, et dimensionner un grand nombre d'éléments composant la structure principale métalliques (poutres et poteaux métalliques), mais aussi des systèmes de contreventement à treillis pour la toiture et le plan vertical longitudinal. Aussi, nous avons conçus et dimensionner les éléments porteurs en acier pour la toiture et les façades ; à savoir la couverture, les pannes, le bardage, les lisses et les potelets.

D'autre part, nous avons conçu et dimensionner un grand nombre d'éléments en béton armé composant les blocs internes ; à savoir la dalle, les escaliers, les éléments principaux des portiques (poutres et poteaux en béton armé).

La conception et le calcul des assemblages pour l'ossature métallique n'étaient pas complets puisqu'on a choisi quelques joints pris comme modèles d'étude.

D'autre part, nous avons conçu et dimensionner un système de fondation de type semelles isolées en béton armé. Nous pouvons dire que tous nos choix constructifs et dimensionnements assurent les exigences réglementaires de sécurité, d'aptitude au service, de durabilité, et à un niveau acceptable les exigences d'économie.

Cette expérience nous a permis aussi de faire mieux comprendre le domaine de la construction métallique qui nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans ce domaine, et développer les idées grâce à la lecture des différentes références bibliographiques et surtout à l'aide des conseils de nos professeurs du département de génie civil de l'université de Biskra.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail serait une référence pour de futurs mémoires, thèses universitaires et études de projets de construction.

## Liste des Références Bibliographiques

- [1] DTR BC 2.44, Règles CCM97 de conception et du calcul des structures en acier, Edition du CGS, Alger, 1998,
- [2] DTR BC 2-4.8, Règles RPA 99 version 2003, Règles Parasismiques Algériennes, Edition du CGS , Alger, 2004,
- [3] Arcelor-Mittal, Catalogue de vente des produits « Profilés et aciers marchants », site Internet [www.constructalia.com](http://www.constructalia.com) (2016)
- [4] Bitam M., Cours des matières : Structures Métalliques SM et Projet de CM, cycle master en génie civil, Université de BISKRA, 2023 et 2024
- [5] Morel J., Conception et Calcul des Structures Métalliques selon l'aurocode 3 édition Eyrolles, Paris, 1995.
- [6] Arcelor-Mittal, société Arval-construction (ex. Haironville-Pab), France, fiches techniques des panneaux de toiture, site Internet [www.constructalia.com](http://www.constructalia.com) (2024)
- [7] Règles BAEL 91, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, éditions Eyrolles, Paris, 1996.
- [8] Mémoire de master, Etude d'un hall industriel à structure métallique avec chemins de roulement de ponts roulants, Fites Khoulood, université de Biskra, département de génie civil, 2019
- [9] Mémoire de master, Etude d'un hall industriel à structure de portique en béton armé avec une toiture métallique et chemins de roulement de ponts roulants, Larouci Imane, université de Biskra, département de génie civil, 2018
- [10] Mémoire de master, Etude d'un bâtiment industriel à structure et enveloppe métalliques, équipé de chemins de roulement avec deux systèmes de contreventement, Ikhenache Slimane, université de Biskra, département de génie civil, 2023
- [11] Mémoire de master, Etude d'une halle commerciale, à structure et enveloppe métalliques, équipée d'un pont roulant, Rebiha Amina, université de Biskra, département de génie civil, 2021
- [12] Norme EN1090, Exécution des structures en acier et des structures en aluminium, partie 2 : Exécution des structures en acier, 2008
- [13] Arcelor-Mittal, société Arval-construction (ex. Haironville-Pab), France, fiches techniques des panneaux de bardage, site Internet [www.constructalia.com](http://www.constructalia.com) (2024)

[14] Centre scientifique et technique du Bâtiment (CSTB), Avis technique de validation des panneaux Promisol 1003 B / HB, de Arcelor-Mittal/construction, France, 2008

[15] DTR C 2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation, édition du CGS, Alger, 1989,

[16] DTR C 2.47, Règles RNV 2013 Neige et Vent, Edition du Centre National des Etudes et Recherches intégrées dans la Bâtiment (CNERIB), Alger, 2014.

## Annexes

### Annexe I - Note des calculs relative aux poteaux en béton armé du bloc interne

Référence : Logiciel ROBOT

#### 1 Niveau:

- Nom : Niveau +4,50
- Niveau de l'étage : 0,00 (m)
- Tenue au feu : 2 h
- Fissuration : peu préjudiciable
- Milieu : non agressif

#### 2 Poteau: Poteau intermédiaire

Nombre d'éléments identiques: 1

##### 2.1 Caractéristiques des matériaux:

- Béton :  $f_{c28} = 25,00$  (MPa) Poids volumique= 2501,36 (kG/m<sup>3</sup>)
- Armature longitudinale : type HA 500  $f_e = 500,00$  (MPa)
- Armature transversale : type HA 500  $f_e = 500,00$  (MPa)

##### 2.2 Géométrie:

- 2.2.1 Rectangle 40,0 x 40,0 (cm)
- 2.2.2 Epaisseur de la dalle = 0,20 (m)
- 2.2.3 Sous dalle = 4,50 (m)
- 2.2.4 Sous poutre = 4,30 (m)
- 2.2.5 Enrobage = 3,0 (cm)

##### 2.3 Hypothèses de calcul:

- Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
- Dispositions sismiques : non
- Poteau préfabriqué : non
- Tenue au feu : forfaitaire
- Prédimensionnement : non
- Prise en compte de l'élanement : oui
- Compression : simple
- Cadres arrêtés : sous plancher
- Plus de 50% des charges appliquées: : après 90 jours

##### 2.4 Chargements:

Cas	Nature	Groupe	N (kgf)
ELU	de calcul	11	35555,31
ELS	cal.ELS	11	26312,50
G+Q+EX	de calc. acc.	11	26319,31
G+Q-EX	de calc. acc.	11	26305,70

G+Q+EY	de calc. acc.	11	26320,48
G+Q-EY	de calc. acc.	11	26304,52
G+Q+1.2EX	de calc. acc.	11	26320,67
G+Q-1.2EX	de calc. acc.	11	26304,33
G+Q+1.2EY	de calc. acc.	11	26322,08
G+Q-1.2EY	de calc. acc.	11	26302,93
0.8G+EX	de calc. acc.	11	20878,48
0.8G-EX	de calc. acc.	11	20864,87
0.8G+EY	de calc. acc.	11	20879,66
0.8G-EY	de calc. acc.	11	20863,70

## 2.5 Résultats théoriques:

### 2.5.1 Analyse de l'Elancement

	Lu (m)	K	$\lambda$
Direction Y:	4,50	1,00	38,97

### 2.5.2 Analyse détaillée

$$\lambda = \max(\lambda_y; \lambda_z)$$

$$\lambda = 38,97$$

$$\lambda < 50$$

$$\alpha = 0,85 / (1 + 0,2 * (\lambda / 35)^2) = 0,68$$

$$Br = 0,14 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$A = 6,79 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$N_{ulim} = \alpha [Br * f_{c28} / (0,9 * \gamma_b) + A * Fe / \gamma_s] = 206216,90 \text{ (kgf)}$$

### 2.5.3 Ferrailage:

- Coefficients de sécurité
- global (Rd/Sd) = 5,80
- section d'acier réelle A = 6,79 (cm<sup>2</sup>)

## 2.6 Ferrailage:

### Barres principales:

- 6 HA 500 12 l = 4,67 (m)

### Armature transversale:

- 25 Cad HA 500 6 l = 1,48 (m)  
e = 3\*0,17 + 22\*0,18(m)
- 25 Ep HA 500 6 l = 0,46 (m)  
e = 3\*0,17 + 22\*0,18(m)

## 3 Quantitatif:

- Volume de Béton = 0,69 (m<sup>3</sup>)
- Surface de Coffrage = 6,88 (m<sup>2</sup>)
- Acier HA 500
  - Poids total = 35,64 (kG)
  - Densité = 51,81 (kG/m<sup>3</sup>)
  - Diamètre moyen = 8,2 (mm)
  - Liste par diamètres:

Diamètre	Longueur	Poids
----------	----------	-------

	(m)	(kG)
6	48,46	10,76
12	28,02	24,89

## Annexe II- Note des calculs relative aux poutres en béton armé du bloc interne

**Référence : Logiciel ROBOT**

### Niveau :

- Nom : Niveau +4,50
- Niveau de l'étage : ---
- Tenue au feu : 0 h
- Fissuration : peu préjudiciable
- Milieu : non agressif

## 2 Poutre: Poutre Nombre d'éléments identiques: 1

### 2.1 Caractéristiques des matériaux:

- Béton :  $f_{c28} = 25,00$  (MPa) Densité = 2501,36 (kG/m<sup>3</sup>)
- Armature longitudinale : type HA 500  $f_e = 500,00$  (MPa)
- Armature transversale : type HA 500  $f_e = 500,00$  (MPa)
- Armature additionnelle: : type HA 500  $f_e = 500,00$  (MPa)

### 2.2 Géométrie:

2.2.1	Désignation	Position	APG (m)	L (m)	APD (m)
	<b>P1</b>	<b>Travée</b>	<b>0,40</b>	<b>4,60</b>	<b>0,40</b>

Section de 0,00 à 4,60 (m)  
40,0 x 50,0 (cm)  
Pas de plancher gauche  
Pas de plancher droit

### 2.3 Hypothèses de calcul:

- Règlement de la combinaison : BAEL 91
- Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
- Dispositions sismiques : non
- Poutres préfabriquées : non
- Enrobage : Aciers inférieurs  $c = 3,0$  (cm)  
: latéral  $c_1 = 3,0$  (cm)  
: supérieur  $c_2 = 3,0$  (cm)
- Tenue au feu : forfaitaire
- Coefficient de redistribution des moments sur appui : 0,80
- Ancrage du ferrailage inférieur:
  - appuis de rive (gauche) : Auto
  - appuis de rive (droite) : Auto
  - appuis intermédiaires (gauche) : Auto
  - appuis intermédiaires (droite) : Auto

### 2.4 Chargements:

## 2.5 Résultats théoriques:

### 2.5.1 Sollicitations ELU

Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (kgf)	Vd (kgf)
P1	19,01	-2,28	-30,53	-30,38	4068,03	-4060,24

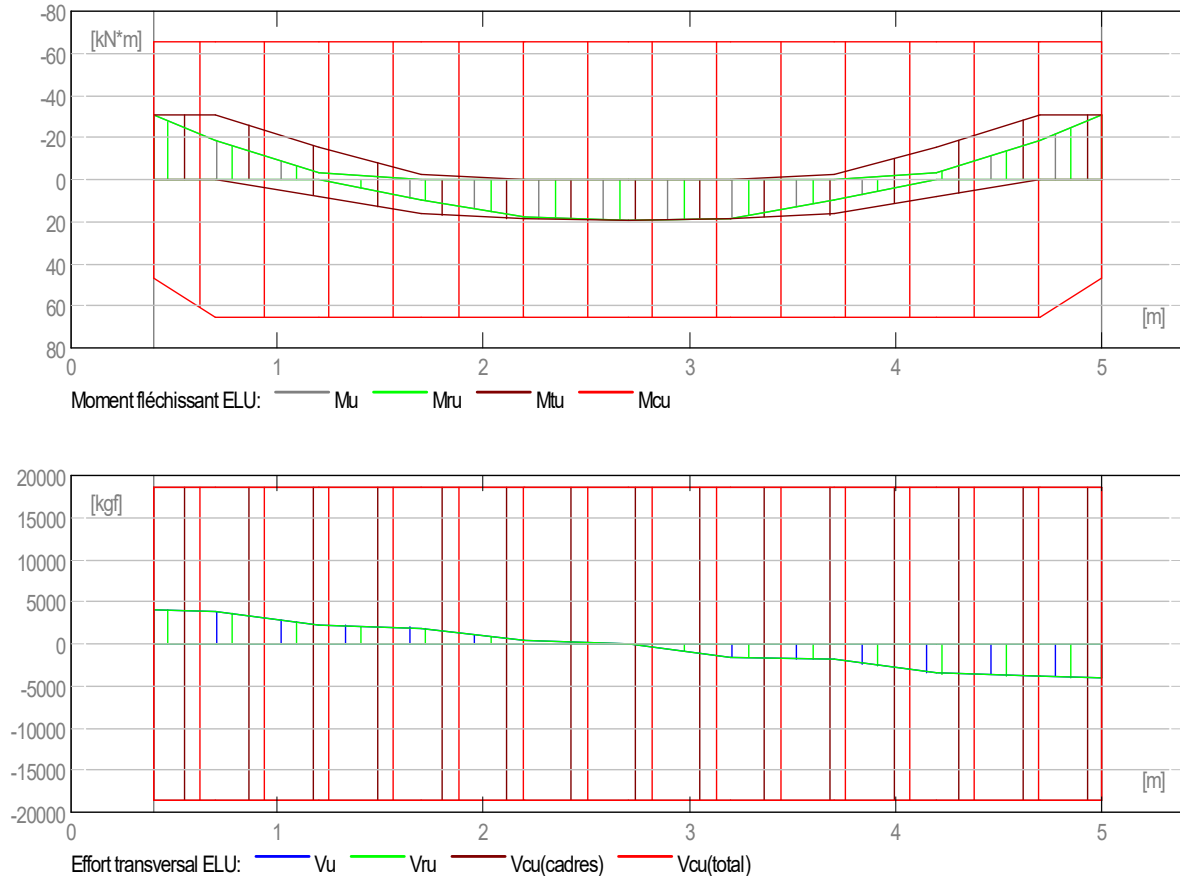


Figure 85: diagrammes des moments et efforts tranchants à l'ELU

### 2.5.2 Sollicitations ELS

Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (kgf)	Vd (kgf)
P1	14,07	0,00	-22,60	-22,48	3011,31	-3005,56

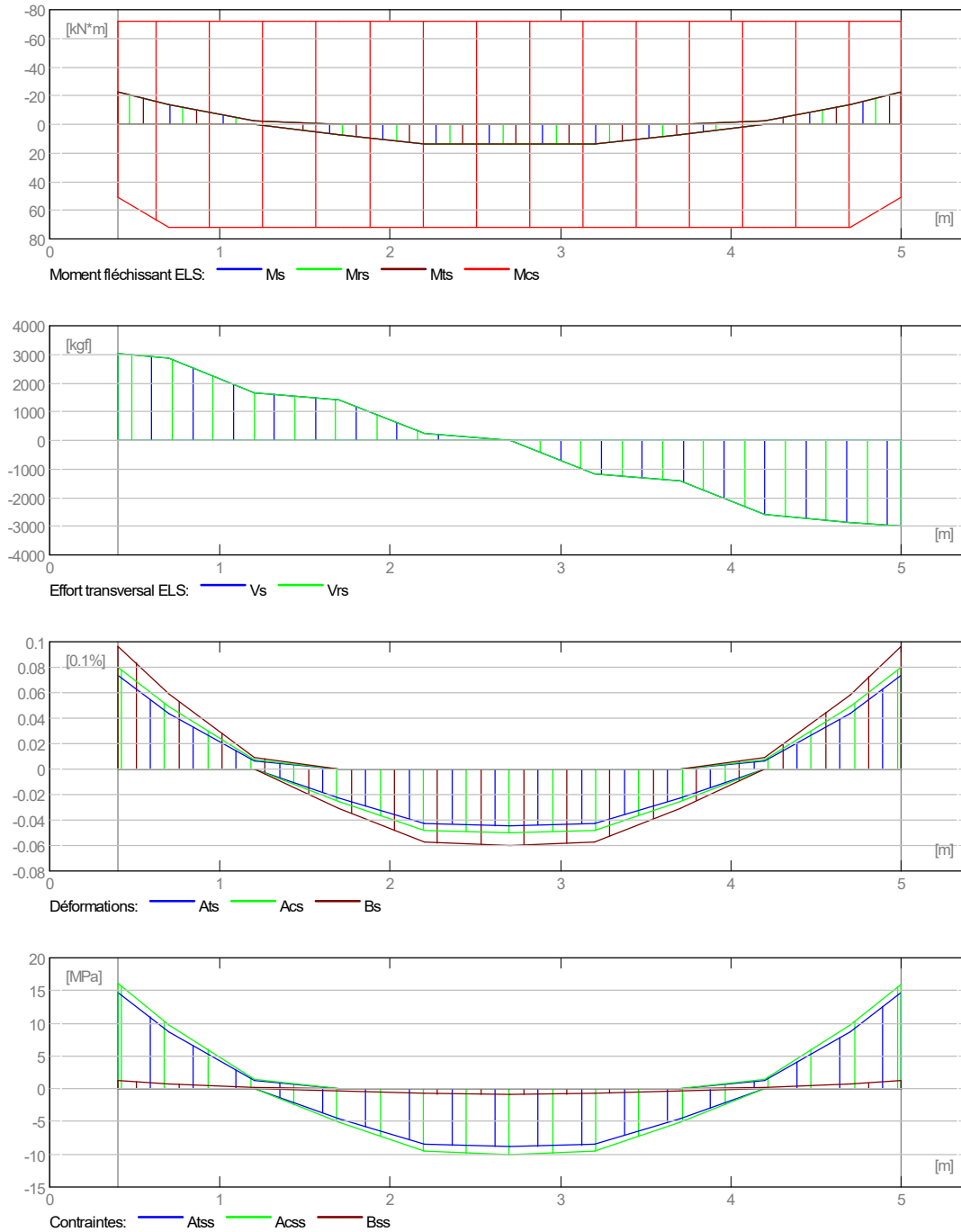
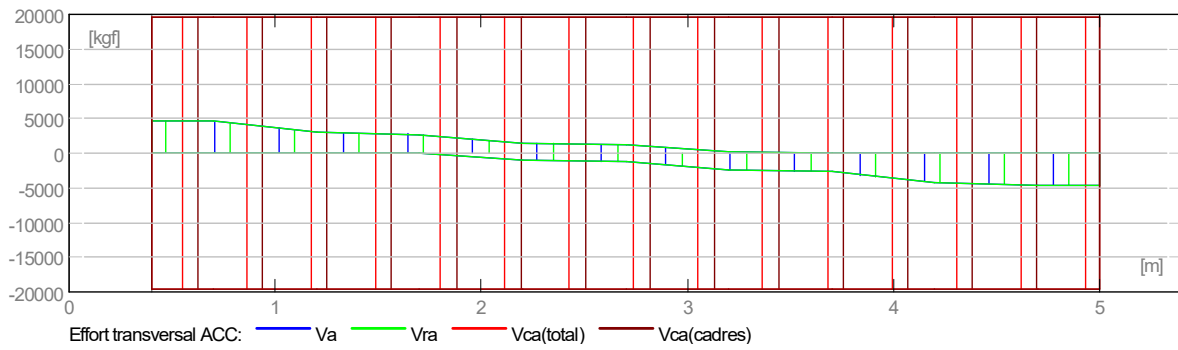
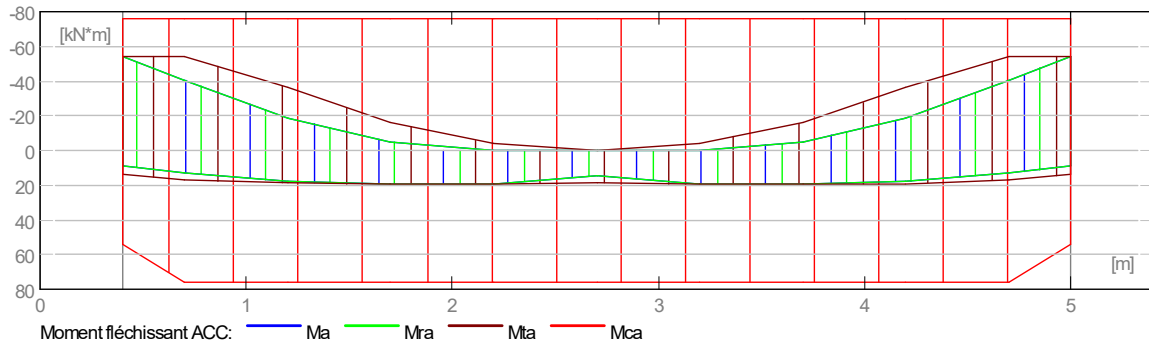


Figure 86 : diagrammes moment - effort tranchant - déformation et contraintes a l'ELS

### 2.5.3 Sollicitations ELU - combinaison rare

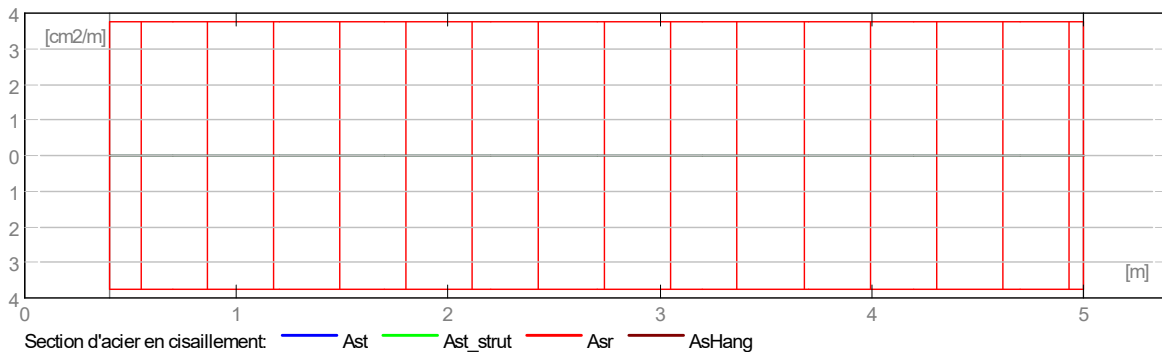
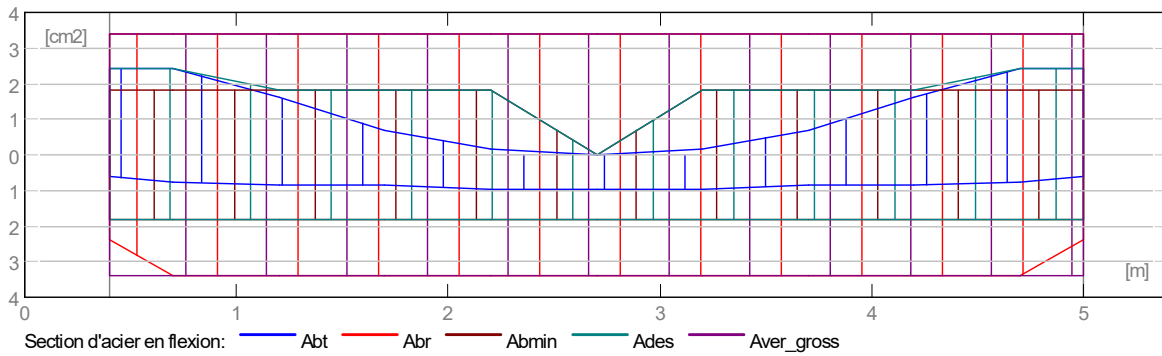
Désignation	Mtmax. ( $kN \cdot m$ )	Mtmin. ( $kN \cdot m$ )	Mg ( $kN \cdot m$ )	Md ( $kN \cdot m$ )	Vg (kgf)	Vd (kgf)
P1	19,30	-16,04	-54,12	-54,11	4702,63	-4703,30





### 2.5.4 Sections Théoriques d'Acier

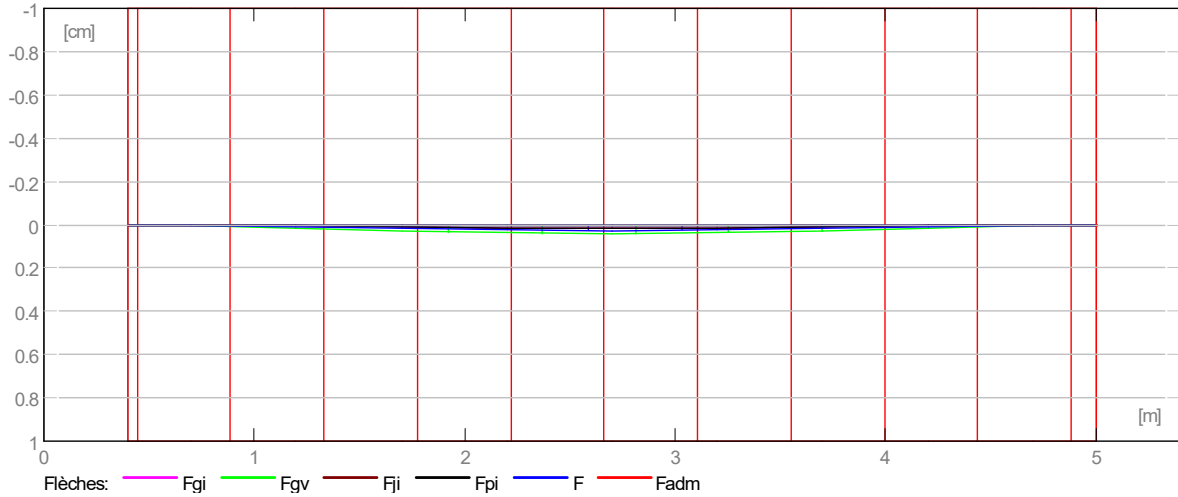
Désignation	Travée (cm <sup>2</sup> )		Appui gauche (cm <sup>2</sup> )		Appui droit (cm <sup>2</sup> )	
	inf.	sup.	inf.	sup.	inf.	sup.
P1	0,98	0,00	0,61	2,44	0,62	2,44



### 2.5.5 Flèches

Fgi - flèche due aux charges permanentes totales  
 Fgv - flèche de longue durée due aux charges permanentes  
 Fji - flèche due aux charges permanentes à la pose des cloisons  
 Fpi - flèche due aux charges permanentes et d'exploitation  
 ΔFt - part de la flèche totale comparable à la flèche admissible  
 Fadm - flèche admissible

Travée	Fgi (cm)	Fgv (cm)	Fji (cm)	Fpi (cm)	ΔFt (cm)	Fadm (cm)
P1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0



### 2.5.6 Contrainte dans la bielle comprimée

Valeur admissible: 13,33 (MPa)

	a/add (m)	σbc A (MPa)	Atheor (cm <sup>2</sup> )	Ar (cm <sup>2</sup> )
Travée P1 Appui gauche Vu = 4702,63(kgf) Bielle inférieure	0,35	0,66	1,06	2,37
Travée P1 Appui droit Vu = 4703,30(kgf) Bielle inférieure	0,35	0,66	1,06	2,37

## 2.6 Résultats théoriques - détaillés:

### 2.6.1 P1 : Travée de 0,40 à 5,00 (m)

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.		A chapeau (cm <sup>2</sup> )	A travée (cm <sup>2</sup> )	A compr. (cm <sup>2</sup> )
	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)			
0,40	0,00	-30,53	0,00	-22,60	13,77	-54,12	2,44	0,61	0,00
0,70	0,00	-30,53	0,00	-13,81	16,91	-54,12	2,44	0,75	0,00
1,20	7,70	-15,50	0,00	-2,11	18,94	-36,05	1,60	0,84	0,00
1,70	16,46	-2,28	7,13	0,00	19,28	-16,04	0,70	0,84	0,00
2,20	18,84	-0,00	13,45	0,00	19,30	-3,95	0,17	0,97	0,00
2,70	19,01	-0,00	14,07	0,00	18,33	-0,00	0,00	0,98	0,00
3,20	18,85	-0,00	13,48	0,00	19,29	-3,96	0,18	0,97	0,00
3,70	16,51	-2,28	7,17	0,00	19,30	-15,90	0,69	0,84	0,00
4,20	7,75	-15,39	0,00	-2,11	19,03	-36,01	1,60	0,84	0,00
4,70	0,00	-30,38	0,00	-13,72	16,97	-54,11	2,44	0,75	0,00

5,00    0,00    -30,38    0,00    -22,48    13,93    -54,11    2,44    0,62    0,00

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.	
	V max. (kgf)	V red. (kgf)	V max. (kgf)	V red. (kgf)	V max. (kgf)	V red. (kgf)
0,40	4068,03	4067,35	3011,31	3011,31	4702,63	4702,13
0,70	3865,41	3865,41	2861,23	2861,23	4552,55	4552,55
1,20	2251,80	2251,80	1666,93	1666,93	2957,19	2957,19
1,70	1914,12	1914,12	1416,79	1416,79	2707,05	2707,05
2,20	340,82	340,82	252,46	252,46	1451,83	1451,83
2,70	3,14	3,14	2,32	2,32	1201,69	1201,69
3,20	-1569,82	-1569,82	-1161,76	-1161,76	-2453,52	-2453,52
3,70	-1907,50	-1907,50	-1411,89	-1411,89	-2703,66	-2703,66
4,20	-3519,95	-3519,95	-2605,34	-2605,34	-4303,08	-4303,08
4,70	-3857,63	-3857,63	-2855,47	-2855,47	-4553,22	-4553,22
5,00	-4060,24	-4059,57	-3005,56	-3005,56	-4703,30	-4702,80

Abscisse (m)	$\epsilon_\alpha$	$\epsilon_{\alpha\chi}$	$\epsilon_\beta$	$\sigma_\alpha$ (MPa)	$\sigma_{\alpha\chi}$ (MPa)	$\sigma_\beta^*$ (MPa)
0,40	0,07	0,00	0,10	14,74	0,00	1,29
0,70	0,04	0,00	0,06	8,74	0,00	0,79
1,20	0,01	0,00	0,01	1,34	0,00	0,12
1,70	-0,02	0,00	-0,03	-4,51	0,00	-0,41
2,20	-0,04	0,00	-0,06	-8,51	0,00	-0,77
2,70	-0,04	0,00	-0,06	-8,90	0,00	-0,80
3,20	-0,04	0,00	-0,06	-8,53	0,00	-0,77
3,70	-0,02	0,00	-0,03	-4,54	0,00	-0,41
4,20	0,01	0,00	0,01	1,34	0,00	0,12
4,70	0,04	0,00	0,06	8,67	0,00	0,78
5,00	0,07	0,00	0,10	14,67	0,00	1,28

\*- contraintes dans ELS, déformations en ELS

## 2.7 Ferrailage:

### 2.7.1 P1 : Travée de 0,40 à 5,00 (m)

#### Armature longitudinale:

- Aciers inférieurs  
3 HA 500 12 l = 5,34 de 0,03 à 5,37
- Chapeaux  
3 HA 500 12 l = 5,72 de 0,03 à 5,37

#### Armature transversale:

- 16 HA 500 6 l = 1,68  
e = 1\*0,05 + 15\*0,30 (m)
- 16 HA 500 6 l = 1,01  
e = 1\*0,05 + 15\*0,30 (m)

## 3 Quantitatif:

- Volume de Béton = 1,08 (m3)
- Surface de Coffrage = 7,64 (m2)
- Acier HA 500
  - Poids total = 39,02 (kG)
  - Densité = 36,13 (kG/m3)
  - Diamètre moyen = 8,6 (mm)
  - Liste par diamètres:

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
6	43,04	9,56
12	33,18	29,47

### Annexe III : Propriétés normalisées des boulons de construction :

**III.1 Propriétés dimensionnelles** : Les normes internationales ISO définissent les propriétés dimensionnelles des boulons de construction, comme le montre le tableau suivant.

<b>Diamètre nominal du boulon <math>d</math> (mm)</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>18</b>	<b>20</b>	<b>22</b>	<b>24</b>	<b>27</b>	<b>30</b>
<b>Désignation du boulon</b>	<b>M14</b>	<b>M16</b>	<b>M18</b>	<b>M20</b>	<b>M22</b>	<b>M24</b>	<b>M27</b>	<b>M30</b>
<b>Section de la partie lisse <math>A</math> (mm<sup>2</sup>)</b>	<b>154</b>	<b>201</b>	<b>254</b>	<b>314</b>	<b>380</b>	<b>452</b>	<b>572</b>	<b>707</b>
<b>Section résistante de la partie filetée <math>A_s</math> (mm<sup>2</sup>)</b>	<b>115</b>	<b>157</b>	<b>192</b>	<b>245</b>	<b>303</b>	<b>353</b>	<b>459</b>	<b>561</b>

Tableau 44: Propriétés dimensionnelles des boulons normalisés ISO

**III.2 Propriétés mécaniques** : Les normes internationales ISO définissent les propriétés mécaniques de l'acier des boulons de construction, comme le montre le tableau suivant.

<b>Nuance</b>	<b>4.6</b>	<b>5.6</b>	<b>6.5</b>	<b>6.8</b>	<b>8.8</b>	<b>10.9</b>
<b><math>f_{yb}</math> (MPa)</b>	240	300	300	480	640	900
<b><math>f_{ub}</math> (MPa)</b>	400	500	600	600	800	1000

Tableau 45: Propriétés mécaniques des boulons normalisés ISO

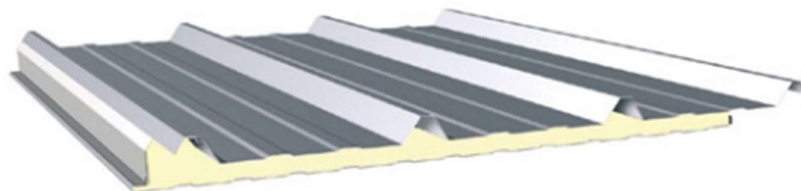
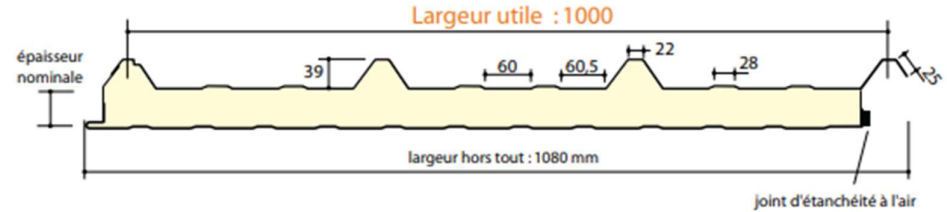
Annexes IV : Extrait de la Fiche Technique des panneaux de modèle « ONDATHERM 1040 TS » pour la toiture ; tableau d'utilisation.

Référence N°3 : Arcelor-Mittal, Catalogue de vente des produits « Profilés et aciers marchants », site Internet www.constructalia.com (2016)

**Arval** by ArcelorMittal Panneaux sandwichs de couverture  
Ondatherm 1040 TS

Mousse de Polyuréthane sans HCFC

COUVERTURE POUR LOCAUX A FAIBLE OU MOYENNE HYGROMETRIE

CARACTERISTIQUES DES PAREMENTS		NORMES
Nuance d'acier	S 350 GD	NF EN 10346
Type de protection	Galvanisé-Prélaqué	NF EN 10169-1 XP P34301

CARACTERISTIQUES DU PANNEAU		Epaisseurs nominales de l'âme (mm)						
		30	40	50	60	80	100	120
<b>DIMENSIONNELLES</b>	Epaisseur parement extérieur (mm)	0,63 - 0,75						
	Epaisseur parement intérieur (mm)	0,50 - 0,63						
	Largeur utile	1000 mm						
	Largeur hors tout	1080 mm						
	Longueur maximale hors tout	16000 mm						
	Débord en extrémité	50 - 100 - 150 - 200 - 300 mm						

## TABLEAU D'UTILISATION

Charges maximales admissibles en daN/m<sup>2</sup> en fonction des portées d'utilisation (pour épaisseurs de parements 0,63 - 0,50 mm)

	2 APPUIS						PORTÉE (m)	3 APPUIS						
	Épaisseurs nominales de l'âme							Épaisseurs nominales de l'âme						
	100	80	60	50	40	30		30	40	50	60	80	100	
PRESSION						360	305							PRESSION
DEPRESSION						300	300							DEPRESSION
PRESSION						290	280	225						PRESSION
DEPRESSION						265	265	265						DEPRESSION
PRESSION		360	310	260	220	170		250	295					PRESSION
DEPRESSION		270	240	240	240	240		240	240					DEPRESSION
PRESSION		315	275	235	190	145		205	240	280				PRESSION
DEPRESSION		245	220	220	220	220		220	220	220				DEPRESSION
PRESSION	315	275	235	195	165	125		180	200	235	255	285		PRESSION
DEPRESSION	225	225	200	200	200	200		200	200	200	200	225		DEPRESSION
PRESSION	280	245	205	165	130	105		150	175	195	230	265	300	PRESSION
DEPRESSION	200	200	175	175	175	175		175	175	175	175	200	200	DEPRESSION
PRESSION	255	215	180	140	110	90		125	150	165	205	245	285	PRESSION
DEPRESSION	190	190	160	160	160	160		160	160	160	160	190	190	DEPRESSION
PRESSION	225	190	155	120	90	75		110	135	145	185	225	265	PRESSION
DEPRESSION	180	180	140	140	140	140		140	140	140	140	180	180	DEPRESSION
PRESSION	200	165	135	100	75	65		95	115	130	170	205	245	PRESSION
DEPRESSION	170	170	120	120	120	120		120	120	120	120	170	170	DEPRESSION
PRESSION	180	150	115	85	60	50		80	100	120	150	190	220	PRESSION
DEPRESSION	160	160	110	110	110	110		110	110	110	110	160	160	DEPRESSION
PRESSION	160	130	100	70	50			70	90	105	135	170	205	PRESSION
DEPRESSION	150	150	105	105	105			105	105	105	105	150	150	DEPRESSION
PRESSION	140	115	85	60				65	80	95	125	155	190	PRESSION
DEPRESSION	140	140	95	95				95	95	95	95	140	140	DEPRESSION
PRESSION	125	100	75	50				55	70	85	115	145	175	PRESSION
DEPRESSION	135	135	90	90				90	90	90	90	135	135	DEPRESSION
PRESSION	105	85	65					60	75	100	130	155		PRESSION
DEPRESSION	120	120	70					70	70	70	120	120		DEPRESSION
PRESSION									70	90	115	140		PRESSION
DEPRESSION									60	60	120	120		DEPRESSION
PRESSION									60	80	105	125		PRESSION
DEPRESSION									50	50	100	100		DEPRESSION

(les panneaux sont fixés à chaque sommet de nervure et sur tous les appuis)

## FILM DE PROTECTION

Un film polyéthylène adhésif de protection est appliqué en usine sur les parements prélaqués extérieur et intérieur des panneaux. Celui-ci devra être enlevé au fur et à mesure de la pose et au plus tard 3 mois après la mise à disposition de la marchandise en usine.

## PERCAGES ET DECOUPES

**Annexe V : Quelques résultats fournis par le logiciel PORTAL+ pour le calcul statique et vérifications des éléments des portiques transversaux métalliques ; cas du portique Axe B**

**I - SYNTHÈSE DES VÉRIFICATIONS DU PORTIQUE B**

*I.1 - Résultats de vérification aux ELU du portique B*

- Limitation des déplacements entre étages

**Poteau 1 : Satisfaisant**

**Poteau 2 : Satisfaisant**

**Poteau 3 : Satisfaisant**

- Résistance des sections

Tableau 1 : Résistance des sections - Résistance de l'âme.

Barre physique	$\Gamma_N$	$\Gamma_V$	$\Gamma_M$	$\Gamma_{MN}$	$\Gamma_{MV}$	$\Gamma_{MNV}$	$\Gamma_{Vb}$	$\Gamma_{MNVb}$
Poteau 1 (Comb. ELU)	0,016 (071, + $\phi$ )	0,039 (002)	0,118 (020)	<b>0,125</b> (057, + $\phi$ )	0,118 (020)	<b>0,125</b> (057, + $\phi$ )	-	-
Poteau 2 (Comb. ELU)	0,020 (095, + $\phi$ )	0,009 (059, + $\phi$ )	<b>0,064</b> (059, + $\phi$ )	<b>0,064</b> (059, + $\phi$ )	<b>0,064</b> (059, + $\phi$ )	<b>0,064</b> (059, + $\phi$ )	0,009 (059, + $\phi$ )	-
Poteau 3 (Comb. ELU)	0,031 (095, - $\phi$ )	0,035 (002)	0,338 (035)	<b>0,363</b> (035)	0,338 (035)	<b>0,363</b> (035)	-	-
Arbalétrier 1 (Comb. ELU)	0,010 (005, - $\phi$ )	0,033 (035)	<b>0,113</b> (095, - $\phi$ )	<b>0,113</b> (095, - $\phi$ )	<b>0,113</b> (095, - $\phi$ )	<b>0,113</b> (095, - $\phi$ )	-	-
Arbalétrier 2 (Comb. ELU)	0,010 (029, - $\phi$ )	0,049 (083, - $\phi$ )	<b>0,302</b> (095, - $\phi$ )	<b>0,302</b> (095, - $\phi$ )	<b>0,302</b> (095, - $\phi$ )	<b>0,302</b> (095, - $\phi$ )	-	-
Arbalétrier 3 (Comb. ELU)	0,005 (053, + $\phi$ )	0,040 (091, + $\phi$ )	<b>0,158</b> (035)	<b>0,158</b> (035)	<b>0,158</b> (035)	<b>0,158</b> (035)	-	-
Arbalétrier 4 (Comb. ELU)	0,005 (053, + $\phi$ )	0,033 (095, - $\phi$ )	<b>0,124</b> (091, - $\phi$ )	<b>0,124</b> (091, - $\phi$ )	<b>0,124</b> (091, - $\phi$ )	<b>0,124</b> (091, - $\phi$ )	-	-

Note :

(-) Aucune vérification requise

- Résistance des éléments

Tableau 2 : Résistance des éléments.

Barre physique	$\Gamma_{by}$	$\Gamma_{bz}$	$\Gamma_{LT}$	$\Gamma_{bMN1}$	$\Gamma_{bMN2}$	$\Gamma_{op}$
Poteau 1 (Comb. ELU)	0,025 (071, + $\phi$ )	-	-	-	-	<b>0,140</b> (057, + $\phi$ )

Tableau 2 (Suite) : Résistance des éléments.

Barre physique	$\Gamma_{by}$	$\Gamma_{bz}$	$\Gamma_{LT}$	$\Gamma_{bMN1}$	$\Gamma_{bMN2}$	$\Gamma_{op}$
Poteau 2 (Comb. ELU)	0,018 (095, + $\phi$ )	0,067 (095, + $\phi$ )	-	0,081 (059, + $\phi$ )	<b>0,089</b> <b>(059, +<math>\phi</math>)</b>	-
Poteau 3 (Comb. ELU)	0,046 (095, - $\phi$ )	-	-	-	-	<b>0,364</b> <b>(035)</b>
Arbalétrier 1 (Comb. ELU)	0,010 (027, - $\phi$ )	-	-	-	-	<b>0,140</b> <b>(095, -<math>\phi</math>)</b>
Arbalétrier 2 (Comb. ELU)	0,015 (029, - $\phi$ )	-	-	-	-	<b>0,511</b> <b>(035)</b>
Arbalétrier 3 (Comb. ELU)	0,007 (053, + $\phi$ )	-	-	-	-	<b>0,216</b> <b>(059, +<math>\phi</math>)</b>
Arbalétrier 4 (Comb. ELU)	0,007 (053, + $\phi$ )	-	-	-	-	<b>0,126</b> <b>(091, -<math>\phi</math>)</b>

Note :

(-) Aucune vérification requise

## 1.2 - Résultats de vérification aux ELS du portique B

### - Déplacement horizontal au sommet des poteaux

<b>Poteau 1 :</b>	$ u_{max}  =  31,2  \text{ mm} = H/289$ (Combinaison ELS018) $ u_{max}  < H/150 \Rightarrow$ <i>Satisfaisant</i>
<b>Poteau 2 :</b>	$ u_{max}  =  31,4  \text{ mm} = H/286$ (Combinaison ELS018) $ u_{max}  < H/150 \Rightarrow$ <i>Satisfaisant</i>
<b>Poteau 3 :</b>	$ u_{max}  =  37,3  \text{ mm} = H/242$ (Combinaison ELS018) $ u_{max}  < H/150 \Rightarrow$ <i>Satisfaisant</i>

### - Déplacement vertical au faitage

<b>Travée 1 :</b>	$ w_{max}  =  -7,2  \text{ mm} = L_1/2209$ (Combinaison ELS029) $ w_{max}  < L/200 \Rightarrow$ <i>Satisfaisant</i>
<b>Travée 1 :</b>	$w_{3,max} = 0 \text{ mm}$ $ w_{3,max}  < L/300 \Rightarrow$ <i>Satisfaisant</i>
<b>Travée 2 :</b>	$ w_{max}  =  -23,2  \text{ mm} = L_2/1035$ (Combinaison ELS018) $ w_{max}  < L/200 \Rightarrow$ <i>Satisfaisant</i>
<b>Travée 2 :</b>	$w_{3,max} = 0 \text{ mm}$ $ w_{3,max}  < L/300 \Rightarrow$ <i>Satisfaisant</i>



