

Projet de Fin d'études

Etude d'un Avant Projet Détaillé d'un Hangar
Industriel

Elèves ingénieurs :

EL BERKAOUI Hicham LACHGUER Mohamed

Sommaire :

1. INTRODUCTION :.....	12
2. PRESENTATION GENERALE DU PROJET :.....	12
3. HYPOTHESES DE CALCUL :	13
1.1. Matériaux :	13
1.2. Portance du sol :	14
1.3. Règlements et normes en vigueur :	14

Chapitre I : Calcul des Chemins de roulement des Ponts Roulants

1. GENERALITES :.....	16
2. CLASSIFICATION DES PONTS ROULANTS :	16
3. CARACTERISTIQUE DES TROIS PONTS ROULANTS :.....	17
4. CHEMIN DE ROULEMENT :	18
4.1. Charges sur la poutre de roulement :	18
4.2. Calcul du chemin de roulement :	19
4.2.1. Principe de vérification :	19
4.2.2. Hypothèses de calcul :	20
4.2.3. Résultats et choix de la section :	20
5. CONCLUSION :	22

Chapitre II : Calcul de la structure en Charpente métallique

1. CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ::.....	24
1.1. Ossature porteuse :	24
1.1.1. Portiques :	25
1.1.2. Contreventement :	25
1.2. La Couverture :	26
1.3. Eléments secondaires :	27
1.3.1. Les Pannes :	27
1.3.2. Lisses :	28
1.3.3. Potelets :	28
1.4. Les Assemblages :	29

1.4.1. Fixation des poteaux métallique sur la structure en béton armé :	29
1.4.2. Jarrets :	30
1.4.3. L'attache des chemins de roulement.....	30
2. CHARGES ET COMBINAISONS DE CALCUL:	30
2.1. Charges Permanentes :	30
2.2. Charges d'exploitation :	31
2.3. Charges accidentelles :	32
2.4. Combinaisons de calcul :	32
3. ÉTUDE AU VENT :	32
3.1. Généralité.....	32
3.2. Pression dynamique de base.....	33
3.3. Pression dynamique de calcul	33
3.4. Coefficient de pression :	35
3.4.1. Actions extérieures :	37
<i>- Parois verticales: (pignon et long-pan) vent normal :</i>	37
<i>- Parois inclinées: (versants des toitures) vent normal :</i>	37
3.4.2. Action intérieures.....	39
3.4.3. Coefficient C_r résultant :	40
3.5. Actions dynamiques exercées par le vent :	41
4. CALCUL DES ELEMENTS :	43
4.1. Vérification des instabilités :	43
4.2. Valeurs limites des déformations :	43
5. CALCUL DE LA STRUCTURE PAR ROBOT BAT (SELON LES REGLES CM66).....	43
5.1. Etapes de dimensionnement :	43
5.2. Vérification Des Divers Eléments :	44
5.2.1. Portiques :	44
5.2.2. Lisses :	46
5.2.3. Panne :	47
5.2.4. Potelets :	52
5.3. Résultats et profilés retenus :	53
5.4. Calcul du Contreventement :	53
5.4.1. Poutre au vent en pignon :	53
5.4.2. Dimensionnement du palé de stabilité :	55
5.5. Calcul de la Couverture :	56

6. CALCUL DES ASSEMBLAGES :	58
6.1. Assemblage Poteau-Traverse :	58
6.1.1. Renfort du jarret :	59
6.1.2. Type de boulons :	59
6.1.3. Calcul de l'assemblage :	59
6.2. Assemblage Traverse-Traverse :	62
6.2.1. Renfort de faîtage :	62
6.2.2. Calcul de l'assemblage de faîtage :	63

Chapitre III : Calcul du sous sol en Béton armé

1. CONCEPTION :	65
1.1. L'ossature porteuse :	65
1.2. Système de contreventement :	65
1.3. Disposition des poteaux et poutres:	65
2. MODÉLISATION :	66
2.1. Modèle d'analyse :	66
2.2. Charges statiques verticales :	67
3. ÉTUDE AU SÉISME :	67
3.1. Généralités :	67
3.2. Paramètres réglementaires :	68
3.3. Analyse statique équivalente :	71
3.4. Analyse dynamique (modale) :	72
4. RÉSULTATS ET VÉRIFICATIONS :	73
4.1. Calculs statiques de la structure :	73
4.2. Résultats de l'analyse modale.....	73
4.2.1. Modes propres et masses effectives participantes :	73
4.2.2. Efforts de dimensionnement des poteaux Rez du chaussé :	74
4.3. Vérification de la structure au séisme	75
5. DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS BÉTON ARMÉ :	75
5.1. Combinaisons d'actions	75
5.2. Sollicitations de calcul :	76
5.3. Dispositions constructifs règlementaires :	76
5.4. Calcul des Poteaux en flexion composée :	77
5.5. Conclusion :	79

6. Etude des Fondations :	80
6.1. Semelles sous les poteauxcentraux (carré 60 cm) :	80
6.1.1. Dimensionnement :	81
6.1.2. Calcul des armatures:	81
6.1.3. Vérification au renversement :	82
6.2. Semelle sous le poteau de rive :	83
6.3. Semelle au niveau du Joint de dilatation :	83

Chapitre IV : Devis Estimatif du projet

1. Charpente Métallique :	85
1.1. Calcul des Quantités:	85
1.2. Estimation des coûts :	86
2. Béton armé :	87
2.1. Poteaux :	87
2.2. Poutres :	88
Béton :	88
Aciers :	88
2.3. Planchers :	88
Béton :	88
Aciers :	88
2.4. Semelles :	88
2.5. Estimation des coûts :	89
Terrassements :	89
Longrines :	89
3. Conclusion :	89

Conclusion	90
-------------------------	----

Annexes	91
----------------------	----

Liste des figures :

Figure 1: Vue de la structure	12
Figure 2: Disposition des blocs	13
Tableau 1: Classes d'utilisation des ponts	17
Tableau 2 : État de charge des ponts roulants	17
Tableau 3 : Coefficient de majoration dynamique pour les PR	18
Figure 3 : Schéma statique de la poutre de roulement	20
Figure 5 : Schéma 2D du bloc 1	24
Figure 4 : Schéma type d'une structure en Charpente métallique	24
Figure 6 : Représentation schématique de contreventement et définition de leurs éléments.....	26
Figure 7 : Plaque NERVESCO.....	27
Figure 8 : Fixation du poteau articulé.....	30
Figure 9 : Règle R-III-2 du règlement NV65, coefficient de réduction des pressions dynamiques δ	34
Tableau 4 : coefficient de réduction des pressions dynamiques δ des différents éléments.....	34
Tableau 5 : pressions dynamiques de calcul des éléments.....	35
Figure 10 : Règle R-III-5 du règlement NV65, Coefficient γ_0 pour les constructions prismatiques à base quadrangulaire reposant sur le sol.....	36
Figure 11 : Règle R-III-6 du règlement NV65, Toiture à un ou plusieurs versants plans. Coefficient C_e	38
Tableau 6 : Bilan des actions du vent	40
Tableau 7 : Bilan des Actions Résultants C_r	41
Figure 12 : Modélisation 2D du portique.....	44
Figure 13 : Efforts dans le portique	45
Figure 14: Diagramme des moments M_y dans le portique 1.....	45
Figure 15 : Déformation du portique 1.....	45
Figure 16 : Détail de l'échantignolle	52
Tableau 8 : Profilés retenus après vérification	53
Figure 17 : Répartition des efforts dans la poutre au vent.....	53
Figure 18 : Calcul de la force d'entraînement sur la toiture	54
Tableau 9 : Efforts de traction dans la poutre au vent.....	55
Figure 19 : Vue spatiale de l'assemblage Poteau-Traverse.....	58
Tableau 10 : détails de l'assemblage Poteau-traverse.....	59
Figure 20 : Schéma de l'Assemblage poteau – traverse.....	60
Figure 21 : Schéma de l'assemblage Traverse-Traverse.....	63
Figure 22 : disposition des poteaux et poutres du sous sol	66

Figure 23 : Zonage sismique du MAROC, fig. 5.2 du RPS200	68
Figure 24 : Facteur d'amplification dynamique, fig. 5.3 du RPS200.....	69
Tableau 11 : Ductilité et classe de bâtiments.....	70
Tableau 12 : Coefficient de majoration dynamique	70
Tableau 13 : Effort tranchant à la base.....	71
Tableau 14 : Résultats analyse modale bloc 2.....	73
Tableau 15 : Efforts poteaux RDC. Extrêmes Globaux.....	74
Tableau 16 : Enveloppe des déplacements par bloc.....	75
Tableau 17 : Coefficient Ψ , extrait du RPS 2000 (Tableau 6.1)	76
Figure 25 : Schéma de principe des longrines	80
Figure 26 : Détails constructifs de la semelle isolée	82

Liste des Tableaux :

Tableau 1: Classes d'utilisation des ponts.....	17
Tableau 2 : État de charge des ponts roulants.....	17
Tableau 3 : Coefficient de majoration dynamique pour les PR	18
Tableau 4 : coefficient de réduction des pressions dynamiques δ des différents éléments	34
Tableau 5 : pressions dynamiques de calcul des éléments.....	35
Tableau 6 : Bilan des actions du vent.....	40
Tableau 7 :Bilan des Actions Résultants Cr	41
Tableau 8 : Profilés retenus après vérification	53
Tableau 9 : Efforts de traction dans la poutre au vent.....	55
Tableau 10 : détails de l'assemblage Poteau-traverse.....	59
Tableau 11 : Ductilité et classe de bâtiments.....	70
Tableau 12 : Coefficient de majoration dynamique	70
Tableau 13 : Effort tranchant à la base.....	71
Tableau 14: Résultats analyse modale bloc 2	73
Tableau 15 : Efforts poteaux RDC. Extrêmes Globaux.....	74
Tableau 16 : Enveloppe des déplacements par bloc.....	75
Tableau 17 : Coefficient Ψ , extrait du RPS 2000 (Tableau 6.1)	76
Tableau 18 : Métré des éléments de la charpente métallique	86
Tableau 19 : Tonnage de la charpente métallique du bloc 1	86
Tableau 20 : Devis estimatif du projet réalisé en charpente métallique	87
Tableau 21 : Devis estimatif de la partie en béton armé	89

1. INTRODUCTION :

Les règles de l'art sont avant tout des questions de bon sens, faculté qui s'engourdit faute d'exercice. Elles relèvent de principes évidents qu'il est toutefois bon de rappeler :

Un ouvrage doit être stable dans son ensemble et dans chacun de ses éléments ; il faut pour cela que les efforts qui peuvent lui être appliqués extérieurement puissent cheminer dans ses organes spécialisés pour arriver jusqu'aux bases solides sur lesquelles il est établi : les fondations. Les hypothèses de calcul doivent correspondre à la réalisation pratique des liaisons et réciproquement.

2. PRESENTATION GENERALE DU PROJET :

Notre projet consiste en l'étude d'un hangar industriel dans la région du grande Casablanca. Il est composé de deux niveaux. Un sous sol, en béton armé avec plancher en dalle pleine destiné à abriter des locaux techniques et administratifs et un rez de chaussé où est aménagé un atelier et un espace de stockage des produits.

Le schéma suivant montre la structure porteuse du bâtiment ainsi que la forme de la couverture pour la deuxième variante.

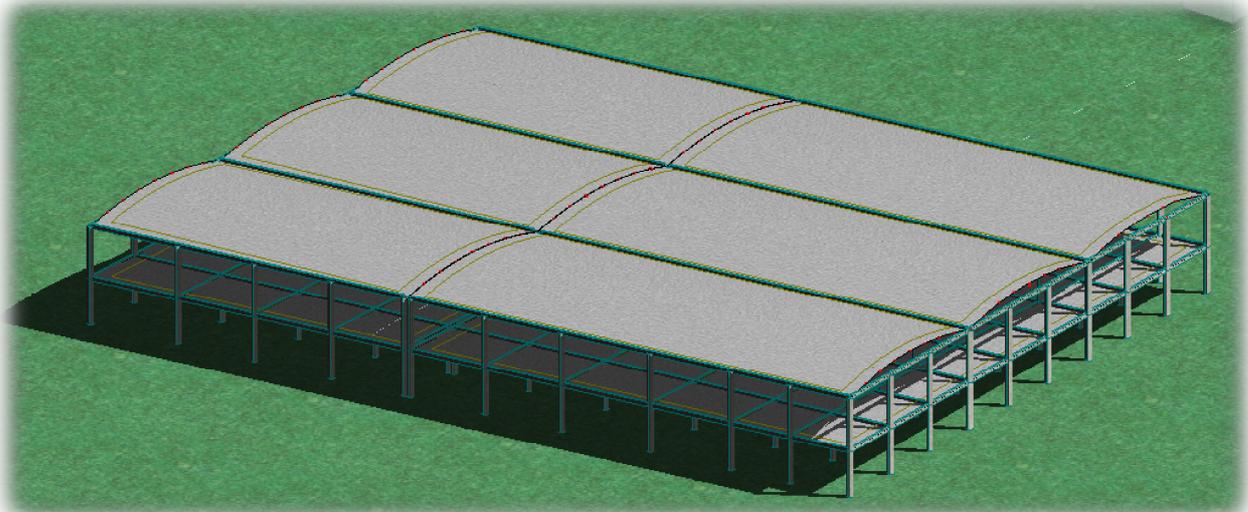


Figure 1: Vue de la structure

La nature des activités dans le hangar engendre de grandes dimensions. En effet, la nature de l'activité exige la présence de trois ponts roulants de capacité nominale de 5T tout au long du hangar ainsi qu'une bonne accessibilité entre les différents blocs.

Le système traditionnel avec plancher en béton armé n'est pas envisageable. On prévoit alors deux variantes pour l'ossature portante et la couverture du rez de chaussé. La première consiste en une structure totalement en charpente métallique et la deuxième en une couverture en autoportante et d'une ossature poteaux-poutres en béton armé. Etudier et comparer ces deux solutions constitue l'objet du présent projet.

Le bâtiment repose sur une superficie de 4621 m², il est décomposé en quatre blocs séparés entre eux par des joints de dilatation. La géométrie du bâtiment est la suivante :

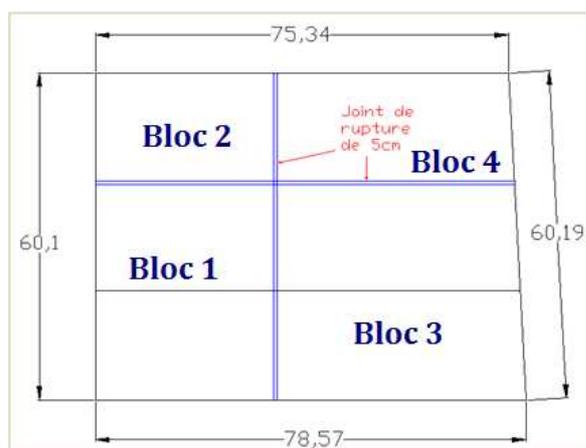


Figure 2: Disposition des blocs

3. HYPOTHESES DE CALCUL :

Une étape essentielle consiste avant tout calcul à établir un ensemble cohérent d'hypothèses, validés à la fois par le maître d'ouvrage, le maître d'œuvre, le bureau de contrôle.

1.1. Matériaux :

Béton :

- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- Contrainte de calcul du béton à l'ELU : $\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$

Aciers pour béton armé :

- Nuance : Fe500
- Contrainte de calcul de l'acier à l'ELU : $\sigma_{su} = \frac{F_e}{1.15} = 434.8 \text{ MPa}$
- Fissuration non Préjudiciable
- Enrobage des aciers : 5cm pour les fondations et 3cm pour tous les éléments en BA

Acier pour profilés de la charpente métallique : S235

- Limite d'élasticité : 235 MPa
- Module de Young : 210 000 MPa
- Coefficient de poisson : 0,3
- Module du cisaillement : 81 000 MPa

1.2. Portance du sol :

Le rapport géotechnique donne une portance de sol à l'état limite de service égale à 1.8 bars.

Pour les autres vérifications, il indique qu'il s'agit d'un sol moyen.

1.3. Règlements et normes en vigueur :

Durant notre travail, on a eu recours à des normes et règlements en vigueur au Maroc et en Europe. On cite notamment :

- Béton Armé : BAEL 91
- Calcul sismique : Règlement de construction parasismique RPS 2000
- Neige et Vent : NV65
- Ponts roulant : SIA 160 (suisse)
- Structure en charpente métallique : CM66 + Additif 80

Chapitre I :

Calcul des Chemins de roulement des Ponts Roulants

1. GENERALITES :

La manutention de charges lourdes dans un hangar de stockage industriel nécessite souvent l'emploi d'engins spéciaux dits engins de manutention ou de levage. Parmi les plus courants, on cite notamment les ponts roulants, La grue console roulante ou pivotante, la grue portique...etc.

Un pont roulant est un engin de levage mobile constitué d'une structure horizontale en acier, se déplaçant sur une structure portante fixe appelée voie de roulement, et des treuils ou palans suspendus sous le pont, eux-mêmes mobiles pour permettre la manutention de la charge dans tout l'espace du hall.

Les éléments mobiles (crochet, chariot, pont) permettent d'effectuer simultanément les trois mouvements suivants :

- Translation : Mouvement d'ensemble du pont sur l'axe longitudinal des voies de roulement
- Direction : Déplacement du chariot suivant l'axe transversal
- Levage : Levage ou descente de la charge dû à l'enroulement des câbles.

On distingue deux types de ponts : les mono-poutres et les bipoutres, selon que le chariot est suspendu à un seul sommier roulant ou qu'il est posé sur deux poutres. On distingue également le cas où le pont est posé sur le chemin de roulement ou suspendu à celui-ci.



Le choix est posé, dans notre projet sur des ponts roulants bipoutres. En effet, ils offrent un choix optimum en termes de distances minimales d'approche aussi bien en translation, en direction qu'en levage, avec un maximum de sécurité et de confort en service.

On s'intéresse ci-dessous au dimensionnement des chemins de roulement, le calcul et le dimensionnement des ponts eux-mêmes étant du ressort du fabricant spécialisé.

2. CLASSIFICATION DES PONTS ROULANTS :

La Fédération Européenne de la Manutention (F.E.M) a établi des règles pour le calcul et la classification des appareils de levage. La section I (appareils lourds de levage et de manutention), classe les ponts roulants en différents groupes selon deux critères : l'état de chargement et la fréquence ou la classe d'utilisation.

Fréquence d'utilisation :

La classe d'utilisation du pont indique la fréquence d'utilisation de l'appareil et le nombre de cycles de levage que l'appareil est supposé accomplir au cours de son service.

<i>Classe d'utilisation</i>	<i>Fréquence d'utilisation du mouvement de levage</i>
A	Utilisation occasionnelle non régulière, suivie de longues périodes de repos
B	Utilisation régulière en service intermittent
C	Utilisation régulière en service intensif
D	Utilisation en service intensif sévère assuré par exemple à plus d'un poste

Tableau 1: Classes d'utilisation des ponts

Etat de charge :

Le tableau ci-dessous définit les quatre classes conventionnelles suivant l'état de chargement du pont roulant. Ces états servent à préciser dans quelle mesure le pont soulève la charge maximale ou une charge réduite.

<i>Etat de charge</i>	<i>Définition</i>
Q1 (très léger)	Appareil soulevant exceptionnellement la charge nominale et couramment des charges très faibles
Q2 (léger)	Appareils ne soulevant que rarement la charge nominale et couramment des charges de l'ordre du 1/3 de la charge nominale
Q3 (moyen)	Appareils soulevant assez fréquemment la charge nominale et couramment des cares comprises entre 1/3 et 2/3 de la charge nominale
Q4 (lourd)	Appareils régulièrement chargés au voisinage de la charge nominale

Tableau 2 : État de charge des ponts roulants

3. CARACTERISTIQUE DES TROIS PONTS ROULANTS :

Nos ponts roulants ont une charge nominale à soulever de 5T et ont une portée moyenne (sens transversal) de 20 m. Ci-dessous, un tableau définissant les coefficients de majoration dynamique en fonction de la classification du pont considéré.

Groupe du pont roulant	Chemin de roulement φ_1	Support du chemin φ_2
I	1.05	1.00
II	1.15	1.05
III	1.25	1.10
IV	1.35	1.15

Tableau 3 : Coefficient de majoration dynamique pour les PR

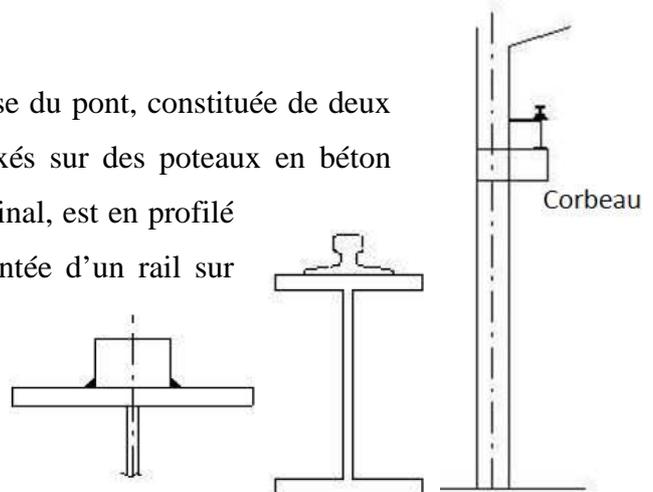
Les normes *SIA160* donnent les caractéristiques moyennes des ponts roulants usuels de type bipoutre en fonction des portées et des charges nominales levées Q_{nom}

On a les caractéristiques suivantes :

- Distance minimale entre le crochet et les galets du pont : $e_{min} = 700$ mm
- Empattement des galets : $a = 3.30$ m
- Charges sur un galet : $Q_{r,max} = 45.45$ KN ; $Q_{r,min} = 15.55$ KN
- Coefficient de majoration dynamique : $\varphi = 1.25$

4. CHEMIN DE ROULEMENT :

Le chemin de roulement est la structure porteuse du pont, constituée de deux poutres parallèles posées sur des corbeaux, fixés sur des poteaux en béton armé. La poutre, porteuse dans le sens longitudinal, est en profilé laminé ou composé. Chaque poutre est surmontée d'un rail sur lequel circule le pont roulant. On choisit un rail en fer plat soudé étant donné que la charge nominale moyennement faible.



4.1. Charges sur la poutre de roulement :

L'étude des actions du pont roulant sur les poutres de roulement et leur cheminement vers la structure porteuse du hangar nécessite la détermination des trois systèmes statiques correspondants aux trois directions de mouvement possible du chariot. Ainsi, la poutre est sollicitée simultanément par des efforts verticaux dynamiques, des efforts horizontaux transversaux et longitudinaux.

➤ Charges verticales :

On adopte le schéma statique d'une poutre isostatique sur deux appuis. Les charges verticales à considérer sont le poids propre du pont et la charge nominale levée majorées par le coefficient dynamique. La charge verticale P sur un galet est alors : $R_{v,max} = 5.68 \text{ T}$

➤ Charges transversales :

Elles résultent des effets de levage oblique ou de balancement de la charge (freinage du chariot) et des effets dus au roulement du pont (marche en crabe). Ils sont transmis à la poutre par les galets du pont par l'intermédiaire des rails de roulement.

A défaut d'une étude des accélérations des éléments mobiles lors du démarrage ou du freinage, et des durées de ceux-ci, On prend forfaitairement pour ces réactions un dixième des charges verticales sans majoration dynamiques.

$$R_{T,max} = \frac{R_{v,max}}{10} = 0.568 \text{ T}$$

➤ Charges longitudinales :

Elles sont dues aux effets de freinage du pont et ne s'exercent qu'au droit des galets moteurs.

On les obtient en multipliant la charge verticale par le coefficient d'adhérence du galet sur son galet pris égale à 0.2

Ainsi : $R_{L,max} = 0.2 R_{v,max} = 1.136 \text{ T}$

4.2. Calcul du chemin de roulement :

4.2.1. Principe de vérification :

On doit effectuer les quatre vérifications suivantes :

A l'ELU :

- Contraintes sous les réactions verticales avec majoration dynamique
- Contraintes associées sous les réactions verticales sans majoration et sous les réactions horizontales.

On vérifie que celles-ci restent inférieures à σ_e

A l'ELS :

- Flèche verticale sous les réactions verticales sans majoration.
- Flèche horizontale sous réactions horizontales

On vérifie que celles-ci restent inférieures à σ_e

4.2.2. Hypothèses de calcul :

Dans un souci d'optimisation de l'exécution, on effectue la vérification pour la plus grande travée et on généralise la section trouvée sur les autres travées.

Afin de garantir un bon fonctionnement du pont roulant par la limitation du déraillement dans le sens horizontal de la voie et des phénomènes de vibration, La norme SIA 161 donne des valeurs indicatives de flèches admissibles de la poutre que ce soit dans le sens vertical ou

horizontale. Ainsi : $f_{lim,V} = \frac{L}{700}$ et $f_{lim,H} = \frac{L}{800}$

On a alors :

- Longueur de la travée : $L = 9.20 \text{ m}$
- Flèche admissible : $f_{lim,V} = 13.14 \text{ mm}$; $f_{lim,H} = 11.5 \text{ mm}$
- Contrainte admissible : $\sigma_e = 235 \text{ MPa}$

4.2.3. Résultats et choix de la section :

Vérification des contraintes :

On modélise notre pont roulant par deux forces roulantes ayant un espacement fixe égal à l'empattement «a» entre les galets.

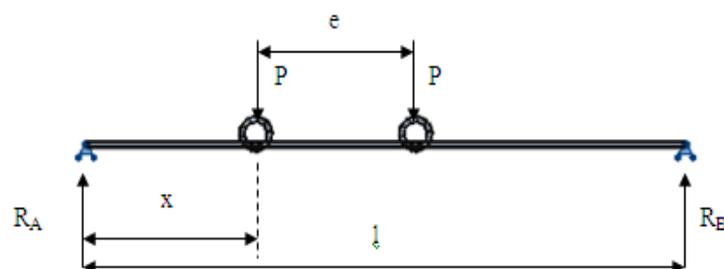


Figure 3 : Schéma statique de la poutre de roulement

On a alors :

$$R_A = \frac{P(l-x) + P(l-e-x)}{l} \text{ et } M_x = R_A \cdot x = \frac{2Px}{L} \left(L - x - \frac{e}{2} \right)$$

Le moment est maximal pour : $x = \frac{2L-e}{4} = 4.675 \text{ m}$

- $M_{x,max} = 1,33 \frac{Pl^2}{8} + 1,5 \frac{\varphi R_v \times (2l-e)^2}{8 \times l}$
- $M_{y,max} = 1,5 \frac{\varphi R_T \times (2l-e)^2}{8 \times l}$

Les contraintes sont données par :

- $\sigma_v = M_{x,max} \times \frac{\frac{h}{2}}{I_x}$
- $\sigma_{v+H} = M_{x,max} \times \frac{\frac{h}{2}}{I_x} + M_{y,max} \times \frac{\frac{b}{2}}{I_y}$ (sans majoration dynamique)

Vérification de la flèche :

La flèche maximale est donnée par le théorème de Barré pour : $x = \frac{L-a}{2} = 2.95 \text{ m}$

$$f_{v,max} = \frac{5 Pl^4}{384 EI_x} + \frac{R_v \times x (3L^2 - 4x^2)}{24 EI_x}$$

De même, la flèche horizontale est donnée par :

$$f_{H,max} = \frac{\varphi R_T \times x (3L^2 - 4x^2)}{24 EI_y}$$

On fait une optimisation de la section de la poutre via une modélisation élément finis en vérifiant les deux conditions de flèche et de contraintes pour les positions les plus défavorables ci-dessus. Le calcul donne un profilé **HEA 450**.

Pour celui-ci, on a :

- $I_x = 63\,721.6 \text{ cm}^4$; $I_y = 9464.2 \text{ cm}^4$
- Poids propre : 139.8 Kg/ml
- $b = 300 \text{ mm}$; $h = 440 \text{ mm}$

On trouve :

- $\sigma_{V,dyn,max} = 120.7MPa < \sigma_e$
- $\sigma_{x,max} + \sigma_{y,max} = 139.75MPa < \sigma_e$
- $f_{V,max} = 12.41mm < f_{lim,V}$
- $f_{H,max} = 9.62mm < f_{lim,H}$

5. CONCLUSION :

On prend pour la poutre de roulement un profilé **HEA 450**. Le choix est justifié par le fait que les profilés HEA présentent des ailes assez larges et rigides et par conséquent capables de reprendre facilement les efforts longitudinales engendrés localement au droit des galets.

Le rail, quant à lui doit permettre la transmission des réactions verticales du pont vers la poutre. Aucune vérification de flèche n'est nécessaire étant donné qu'il est appuyé sur toute sa longueur. Toutefois, les deux cordons d'angle utilisé pour la fixation par soudure du rail doivent être capables de reprendre l'effort rasant, dû à l'effort tranchant engendré par les efforts transversaux et agissant entre le rail et l'aile supérieure.

On prend pour le rail un **fer plat 50x30**.

Finalement, les efforts à considérer pour la descente de charge sur poteau porteur sont uniquement les efforts verticaux. En effet, les efforts horizontaux du pont sont très minimes par rapport à ceux engendré par le séisme et le vent.

On considère pour la modélisation comme surcharge d'exploitation, une force concentré sur poteaux égale à : $Q_V = 9.325 T$

Le poids propre de la poutre de roulement et du rail est considéré pour sa part comme une charge permanente qu'on introduit aussi sous forme de charge concentrée à la tête des poteaux. Elle est prise égale à : $G_V = 0.1516 x L \approx 1.25T$

Chapitre II :

Rez de chaussé :

Première Variante,

Structure en

Charpente Métallique

Comme on est en phase d'avant projet détaillé, on ne s'intéresse qu'à la comparaison des deux variantes de la couverture. On se contente alors de la modélisation et du calcul d'un seul bloc (bloc1) en Charpente métallique. Le but étant de dégager un métré détaillé pouvant servir comme base de comparaison avec la solution autoportante, calculée dans une autre étape ultérieure.

1. CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS :

Ci-dessous un exemple d'une structure métallique simple :

- 1 : couverture
- 2 : contreventement longitudinal
- 3 : bardage
- 4 : pannes
- 5 : ossatures principales
- 6 : potelets

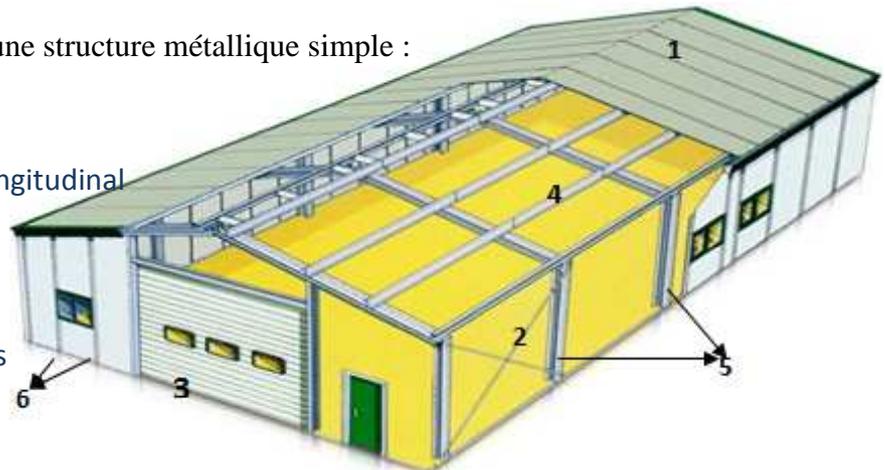


Figure 4 : Schéma type d'une structure en Charpente métallique

1.1. Ossature porteuse :

Les fils de poteaux en béton armé du sous sol ne seront pas continués vers le rez de chaussé et seront donc remplacés par des poteaux en charpente métallique. En effet, comme on prévoit une couverture en versant avec des pannes et traverses en charpente métallique, le schéma statique le plus économique consiste à des portiques.

Dans un souci de minimiser les déplacements horizontaux induits par la présence des ponts roulant, on choisi de rendre les portiques entièrement rigides avec traverses à âme pleine étant donné les portées moyennes (8,50 m en moyen).

Le schéma statique 2D du bloc 1 est explicité dans la figure ci-dessous :

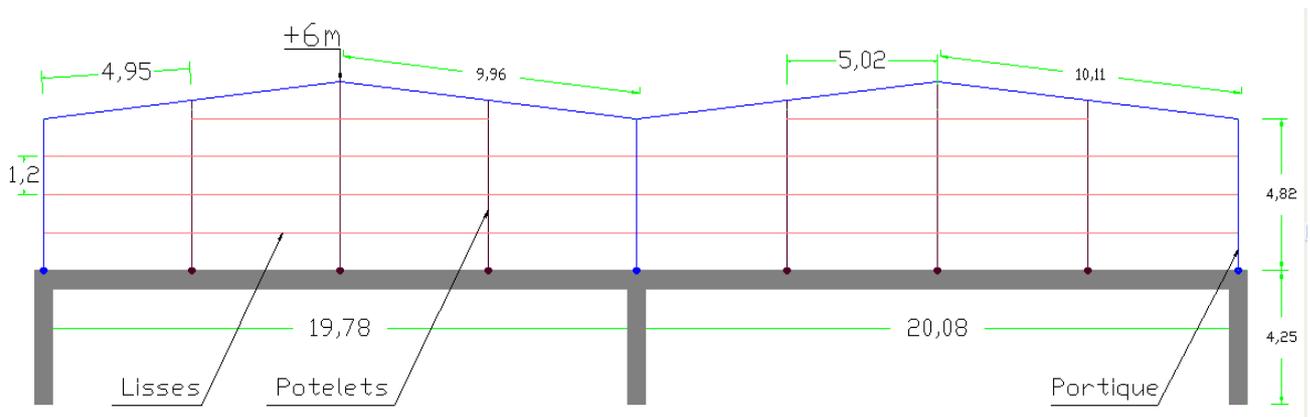


Figure 5 : Schéma 2D du bloc 1

1.1.1. Portiques :

Les poteaux les plus utilisés sont constitués par des IPE ou IPN ou encore en HEB ou HEA. L'inconvénient des IPN ou IPE, dans leur emploi comme poteau, c'est que par rapport à l'un des deux axes de symétrie, ils ne jouissent que d'une faible inertie à l'axe Y (à l'encontre des HEA et HEB). Ce qui les rend impropres au travail à la compression, à cause du flambement, phénomène d'instabilité de flexion par rapport à l'axe Y-Y dû aux charges verticales notamment les charges des ponts roulants.

Nous avons opté pour des poteaux en **HEA**, *encastrés en tête et articulés en pied*.

Pour les traverses des profilés *Ipsos* suffisants du fait qu'elles travaillent juste dans une seule direction grâce à la pente relativement faible.

1.1.2. Contreventement :

Comme son nom l'indique, le contreventement doit résister aux effets du vent ainsi qu'à toute charge horizontale. On distingue trois fonctions principales du contreventement :

- Assurer la stabilité statique de la structure
- Limiter les déformations
- Assurer la stabilité de forme

Un système de contreventement comporte une *poutre au vent*, disposé en toiture, et des *palées de stabilité (croix de Saint-André)*, placées sur le long pan et à l'intérieur de la structure. Le contreventement transversal vertical est assuré par le portique lui-même.

Les poutres au vent assurent d'une part le contreventement de la toiture dans le sens transversal et d'autre part, elles reprennent les efforts du vent agissant sur le pignon et les chemins, à l'aide des montants et des diagonales, vers les files de rive. Les palées de stabilité se chargent alors de transférer la force jusqu'aux fondations en plus de leur rôle principal qui est d'assurer le contreventement longitudinal.

Pour un sens donné d'efforts, une seule des deux barres de ces croix est supposée travailler, en traction. On prend alors pour les diagonales des profilés en L (*cornières*).

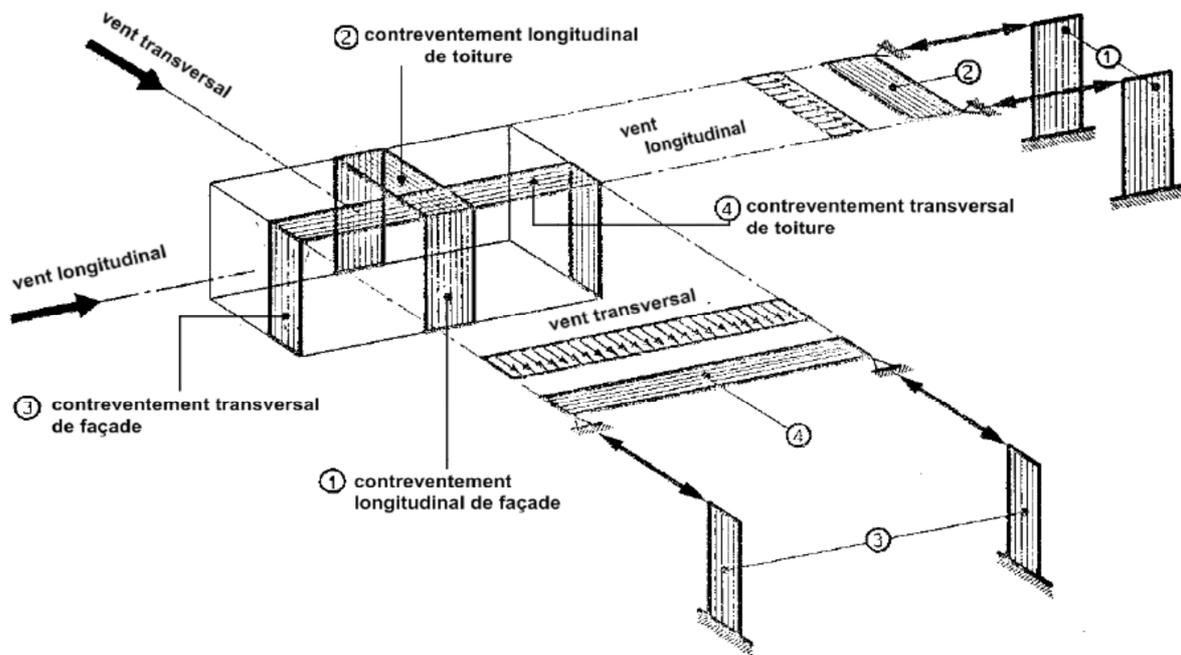


Figure 6 : Représentation schématique de contreventement et définition de leurs éléments

1.2. La Couverture :

Bien que la couverture ne soit pas un élément structural, elle intervient dans la stabilité des pannes et des éléments sur lesquels elle est fixée directement. Ce rôle est toutefois limité selon sa nature et n'est efficace que sous certaines conditions. Ainsi, le choix de la nature de la couverture influence les performances qu'elle peut offrir.

Il existe plusieurs types de couvertures selon la forme et le matériau : Couverture en béton armé, tôles ondulées en acier galvanisé, tôles en acier galvanisé pré-peint ou « autoportant » : (NERVESCO), Plaques ondulées en amiante de ciment : (DIMATIT)...

Notre analyse des différents types de couvertures nous mène à choisir une couverture en acier galvanisé (NERVESCO représenté ci-après), vu les nombreux avantages qu'elle préconise.

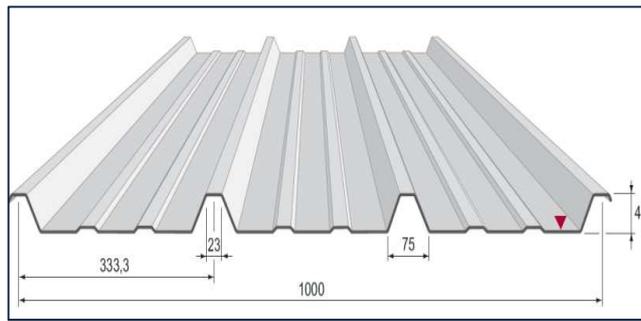


Figure 7 : Plaque NERVESCO

Nous avons opté pour des versants d'une pente de 3.6 %.

1.3. Eléments secondaires :

1.3.1. Les Pannes :

Une fois le choix de la couverture est fixé, on passe au calcul de l'entre-axe optimum des appuis (pannes) qui est fonction du chargement le plus défavorable que peut supporter la couverture. Dans la majorité des cas et, vu que les pannes contribuent plus au moins dans la stabilité d'ensemble de la construction, on les adopte en poutrelles laminées à chaud en I, plus précisément des profilés **IPE**.

On prend 7 pannes par versant alors l'entre axe est de :

- Portique Gauche : $\frac{9.96}{6} = 1.66 \text{ m}$
- Portique Droite : $\frac{10.11}{6} = 1.69 \text{ m}$

Les pannes sont isostatiques de portée variante de 7.54 à 9 m. Elles supportent la couverture et sont disposées parallèlement à la ligne de faitage, dans le plan des versants. Elles sont assemblées aux traverses par boulonnage à l'aide de pièces appelées *échantignolles*. Celles-ci permettent d'avoir des appuis libres et articulés et évitent le glissement à la pose ou le basculement des pannes du fait de la pente des versants.

La pente relativement faible (3.6%) nous dispense de mettre en place des Liernes ou bretelles, qui ont comme rôle d'augmenter l'inertie transversale des pannes en ajoutant un appui

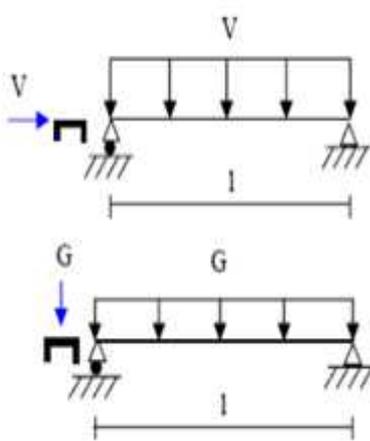
intermédiaire dans le sens de faible inertie. Ceci sera confirmé dans la phase de vérification des éléments.

1.3.2. Lisses :

On prend des lisses isostatiques de portée égale à l'espacement entre poteaux ou potelets. Et on disposera dans le cas des lisses sur le long pan un suspend par travées qui jouent le même rôle que les liernes avec les pannes.

L'espacement entre les lisses correspondant à 3 lisses sur le plan vertical est de 1.20 m.

Les lisses travaillent dans deux directions :



– D'une part, elles sont destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage, on aura donc à les poser de telle manière qu'elles présentent leur inertie maximale (axe G_x) dans le plan horizontal.

– D'autre part, les lisses fléchissent verticalement en outre sous l'effet du poids propre et du poids du bardage qui lui est associé et qui agit selon l'axe faible (axe G_y), et de ce fait fonctionne à la flexion déviée.

On opte alors pour des profilés **UPN**. En effet, celles-ci présentent l'avantage d'avoir une grande inertie dans les deux sens transversaux.

1.3.3. Potelets :

On dispose 3 potelets sur chaque pignon, on aura alors un espacement de 5.02m pour le portique droite et 4.95 m pour le portique gauche.

Ce choix d'espacement dans une zone de vent normale nous permet de prendre des profilés **IPE**. En effet, les potelets auront à supporter les charges dues au vent et les charges permanentes verticales ramenées par les lisses. Ils travaillent ainsi dans une seule direction d'inertie transversale.

Les potelets sont isostatiques et donc articulés en pieds et sur les traverses.

1.4. Les Assemblages :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition correct des diverses sollicitations et de reproduire ainsi les mêmes hypothèses faite dans la phase de conception notamment en terme de types de liaisons entre éléments et des divers relâchements.

Les principales techniques d'assemblage sont :

- **Boulonnage** : Un boulon se compose généralement d'une tête hexagonale, d'une tige filetée et d'autres accessoires tels que les rondelles, écrous, contre écrous... On distingue les boulons ordinaires et les boulons à haute résistance.

- **Rivetage** : Le rivet est composé d'une tête ronde, qui peut prendre plusieurs formes, et d'un axe cylindrique non fileté. Actuellement, cette technique est quasiment abandonnée.

- **Soudure** : La soudure permet de relier des pièces élémentaires entre elles, par la pose d'un cordon fondu.

Le métal d'apport nécessaire à la réalisation du cordon doit au moins posséder les mêmes propriétés que le métal de base, ainsi on reconstitue une continuité qui permet la transmission des efforts. Les cordons de soudure peuvent être frontaux, latéraux, ou obliques.

1.4.1. Fixation des poteaux métallique sur la structure en béton armé :

Les pieds de poteaux métalliques constituent la zone de transition entre l'ossature métallique et la structure en béton armé (sous sol). Pour éviter la transmission des moments aux poteaux inférieur, on choisi le mode d'assemblage articulés. Cette liaison peut être réalisée de différentes façons, on cite notamment l'assemblage :

- à platine mince, pour des poteaux faiblement chargés ; dans cette solution les boulons de scellement sont placés dans l'axe du poteau.
- à « grain » en acier mi-dur.
- à plaques d'élastomère.

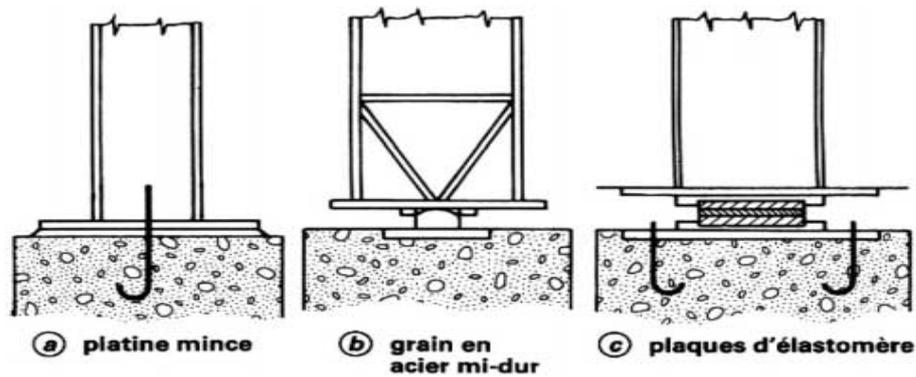
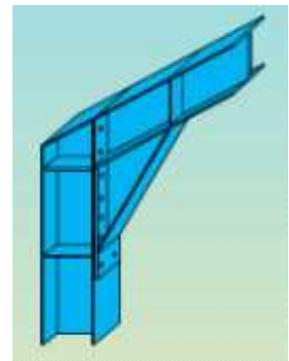


Figure 8 : Fixation du poteau articulé

1.4.2. Jarrets :

C'est un dispositif de renforcement du portique, situé entre le poteau et la traverse. Il permet d'avoir une liaison d'encastrement parfait.

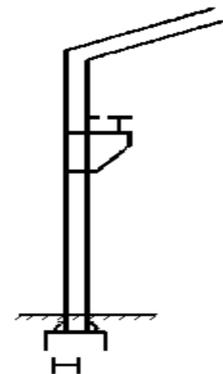
On prend comme longueur du jarret $\frac{1}{10}$ de la longueur de la traverse correspondant. Et comme hauteur et section la même que celle-ci.



1.4.3. L'attache des chemins de roulement

Il comprend :

- Celle des consoles, soudé ou rivé.
- Celle de la poutre de roulement, qui doit se faire au niveau de la semelle supérieure pour garantir la rigidité transversale.



La poutre de roulement est posée sur un corbeau encastré au montant du cadre.

2. CHARGES ET COMBINAISONS DE CALCUL:

2.1. Charges Permanentes :

Elles comprennent le poids propre de la structure, le poids des planchers, le poids des parois intérieures, le poids des façades, le poids de la couverture, de l'étanchéité...

Pour notre cas :

- **Le poids propre de la couverture :** On prend une valeur de 10kg/m^2

Le poids propre des éléments de la structure (Pannes, contreventement, cadres porteurs...), sera évalué à la base des calculs de dimensionnement et de vérification

- **Chemins de roulement des Ponts roulants** : C'est le poids propre des ces derniers.

On trouve d'après le calcul précédent :

$G_{Pontsroulants} = 1.25 T$, Pour les poteaux de rives et le double pour le poteau central.

- **Bardages et cloisons** : On prend comme charges permanentes sur les lisses : $G_{bardages} = 10 Kg/m^2$

2.2. Charges d'exploitation :

Les charges d'exploitation sont des actions variables dans le temps et dans l'espace, telles que les charges climatiques, les charges dynamiques et les charges qui sont directement liées à l'utilisation des ouvrages. Elles sont souvent définies par voie contractuelle.

- **Poussière** : La poussière est un phénomène parasite que l'on a souvent tendance à négliger. Cependant, elle a un caractère variant lors d'un pré dimensionnement d'un ouvrage porteur. Le poids de la poussière est **12 kg/m²**.

- **Ponts roulants** : La charge dynamique des ponts roulants, calculée en fonction du poids et des dimensions du pont, de la charge nominale et des différents cas des positions du pont. On trouve : $Q_{Pontsroulants} = 9.325 T$ sur les poteaux des portiques.

On distingue aussi les actions horizontaux et longitudinaux suivants :

$$Q_{Transversal} = 0.568 T ; Q_{Longitudinal} = 1.136 T$$

- **Charge d'entretien** : Charge concentrée prévue pour les opérations d'entretien, elle entre dans le calcul des pannes, en les plaçant au 1/3 et 2/3 de la portée de chaque panne.

On peut appliquer une charge linéique sur la panne ayant le même effet que les deux charges concentrées. On a :

$$M_{max} = 100 \times \frac{l}{3} = p \frac{l^2}{8} ; \text{D'où : } p = 35.5 \text{ Kg/ml pour la panne à la plus petite portée.}$$

On prend alors une distribution linéique sur les pannes de l'ordre de $p = 45 \text{ Kg/ml}$

2.3. Charges accidentelles :

- **Charges Climatiques (le vent) :** Dans les calculs des constructions en charpente métallique ou mixte, on tient compte presque toujours de l'effet du vent qui peut mettre en péril la stabilité globale et le fonctionnement des ouvrages. Le calcul au vent est effectué dans le paragraphe suivant. On retient la pression dynamique de base égale à : $q_n = 53.5 \text{ daN/m}^2$

- **Charges sismiques :** Les paramètres de calcul sismique sont celles donnés dans le 2^{ème} chapitre. Toutefois, le calcul effectué sur robot révèle que c'est le vent qui est plus défavorable.

2.4. Combinaisons de calcul :

Les règlements CM66 stipulent que : « *Dans les calculs de vérification de la stabilité (stabilité d'ensemble aussi bien que la résistance des éléments), les effets à prendre en compte doivent être envisagés de façon à obtenir les combinaisons les plus défavorables.* »

Ainsi, on dégage les combinaisons de dimensionnement suivantes :

- **Combinaisons d'états limites ultimes :**

$$\begin{array}{ll} \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} Q & G + 1.75 V \\ 1.33 G + \frac{17}{12} (Q + V) & 1.33G + 1.5 V \end{array}$$

- **Combinaisons d'états limites de service :**

$$G + Q \qquad G + V \qquad G + Q + V$$

3. ÉTUDE AU VENT :

3.1. Généralité

Les actions dues au vent se manifestent par des pressions exercées normalement aux surfaces (qu'on admet souvent uniformes pour des constructions de faible hauteur). Ces pressions

peuvent être positives, soit une *surpression intérieure* (pression) ou négatives soit une *dépression intérieure* (ou succion). Le calcul au vent est fait selon les règlements NV65.

L'action élémentaire unitaire par le vent sur une des faces d'un élément de parois est :

$$V_n = q \cdot Cr$$

Avec :

- q : La pression dynamique
- Cr : coefficient de pression. $Cr = Ce - Ci$

3.2. Pression dynamique de base

Notre hangar est situé dans la ville de Medionna (Grand Casablanca) qui est dans la région I.

On a alors les pressions de base suivantes :

- Pression de base normale. $q_{10} = 53.5 \text{ daN/m}^2$
- Pression de base extrême. $q_{10} = 93.5 \text{ daN/m}^2$

3.3. Pression dynamique de calcul

Pour avoir une représentation plus réaliste de l'effet du vent, la pression de base est corrigée par des coefficients qui tiennent en compte de la nature du site d'implantation la construction, de ses caractéristiques ainsi que de l'effet des autres bâtisses avoisinantes.

La pression dynamique de calcul est alors donné par : $q_{\text{dyn, calcul}} = q_{10} K_h K_s K_m \delta$

- **Effet de site** : Le site est un site normal, on prend donc $K_s = 1$

- **Effet de masque** : Notre construction est isolée. On a alors : $K_m = 1$

- **Effet de la hauteur** : A une hauteur H du bâtiment au-dessus du sol, on a : $K_H = 2,5 \frac{H+18}{H+60}$

$H = 6 \text{ m}$, on prend la valeur du vent à 10 m. On a alors : $K_H = 1.00$

- **Effet de dimension** : La vitesse du vent n'est pas uniforme dans l'espace. Les pressions dynamiques exercées sur les éléments de la construction (pannes, poteaux, etc.), seront alors réduites d'un coefficient δ fonction de la plus grande dimension (horizontale, verticale) de la

surface offerte au vent (maitre-couple) intéressant l'élément considéré, et de la cote H du point le plus haut de la surface considérée.

Le coefficient δ est donné par l'abaque suivant extrait du règlement NV65 :

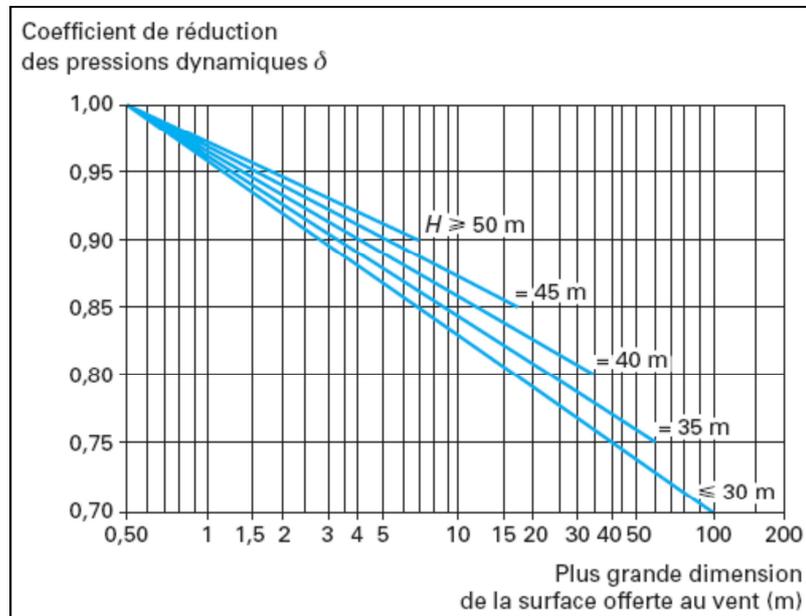


Figure 9 : Règle R-III-2 du règlement NV65, coefficient de réduction des pressions dynamiques δ

Ainsi on trouve pour $H = 6 \text{ m} \leq 30 \text{ m}$ Et pour les différents éléments structuraux :

Elément	Plus grande dimension correspondante	δ
Panne	La portée de 9 m	0.850
Traverse	20 m	0.785
Poteau	4.82 m	0.870
Potelet	6 m	0.860
Lisse	2.5/7 m	0.910(pignon) / 0.850(long pan)

Tableau 4 : coefficient de réduction des pressions dynamiques δ des différents éléments

- **Réduction maximale des pressions dynamiques de base** : La totalité des réductions dues à l'effet de masque K_m et à l'effet des dimensions δ ne doit pas dépasser 33 %.

On a : $K_m * \delta = 0.785 > 0.67$ **OK**

- **Valeur limite des pressions dynamiques de calcul** : Les valeurs de la pression dynamique corrigées doivent être entre les deux limites fixées par le NV65 suivantes :

- $30 \leq q_{\text{dyn,normale corrigé}} \leq 170 \text{ daN/m}^2$
- $52.5 \leq q_{\text{dyn,extrême corrigé}} \leq 297.5 \text{ daN/m}^2$

Avec : $q_{\text{dyn, corrigé}} = q_{10} K_h K_s K_m \delta$

On a :

	Pannes	Poteau	Traverse	Potelet	Lisse long pan	Lisse pignon
$q_{\text{dyn,normale corrigé}}$	45.47	46.54	41.99	46.01	45.47	48.68
$q_{\text{dyn,extrême corrigé}}$	79.47	81.34	73.39	80.41	79.47	85.08

Tableau 5 : pressions dynamiques de calcul des éléments

La condition est alors bien vérifiée pour les deux cas.

3.4. Coefficient de pression :

Le coefficient de pression est donné par : $c_r = (c_e - c_i)$

Où :

- c_e : désigne le coefficient des actions extérieures,
- c_i : désigne le coefficient des actions intérieures.

- **Les caractéristiques de la construction** : La forme de la base en plan est un rectangle de longueur $a = 78.57 \text{ m}$ et de largeur $b = 60.10 \text{ m}$. Et la hauteur totale est $H = 6 \text{ m}$

La couverture est une toiture multiple avec deux versants plans inclinés.

- Calcul des rapports de dimension :

- Long pan: $\lambda_a = \frac{H}{a} = 0.076$
- Pignon : $\lambda_b = \frac{H}{b} = 0.099$
- $\frac{b}{a} = 0.765$

Notre bâtiment est considérée comme une construction prismatique à base rectangulaire reposant sur le sol.

- **Calcul du coefficient γ_0** : Le coefficient γ_0 est donné par l'abaque ci-dessous extrait du NV65 en fonction des rapports de dimensions.

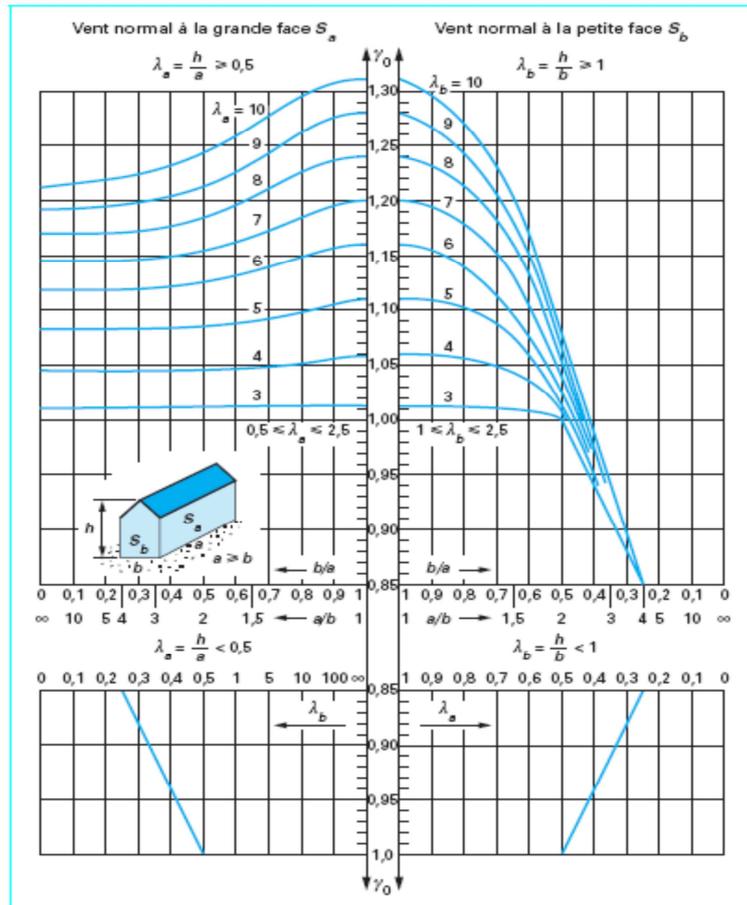


Figure 10 : Règle R-III-5 du règlement NV65, Coefficient γ_0 pour les constructions prismatiques à base quadrangulaire reposant sur le sol

Vent normale à la grande surface S_a :

Si $\lambda_a \geq 0.5$ alors γ_0 est donné par le quadrant supérieur gauche en fonction de λ_a et de b/a

Si $\lambda_a < 0.5$ alors γ_0 est donné par le quadrant inférieur gauche en fonction λ_b

$$\lambda_a = 0.076 \leq 0.5 \quad \text{D'où : } \gamma_0 = f(\lambda_b) = 0.85$$

Vent normale à la petite surface S_b

Si $\lambda_b \geq 1$ alors γ_0 est donné par le quadrant supérieur droit en fonction de λ_b et de b/a

Si $\lambda_b < 1$ alors γ_0 est donné par le quadrant inférieur droit en fonction λ_a

$$\lambda_b = 0.099 \leq 0.5 \quad \text{D'où : } \gamma_0 = f(\lambda_a) = 0.85$$

- **Calcul des perméabilités des parois %** : On ne dispose pas d'ouvertures importante et la nature de l'activité nous induit à considérer le local comme fermé, c'est-à-dire ayant une perméabilité inférieure à 5%.

3.4.1. Actions extérieures :

Quelle que soit la construction, la face extérieure de ses parois est soumise à des :

- Succions, si les parois sont « sous le vent ».
- Pressions ou des succions, si les parois sont « au vent ».

Ces actions sont dites des actions extérieures C_e . Ils sont donnés comme suit :

- Parois verticales: (pignon et long-pan) vent normal :

Surface face au vent : $c_e = +0.8$ (quel que soit γ_0)

Surface sous le vent : $c_e = -(1.3\gamma_0 - 0.8) = -0.305$ sur les deux faces.

- Parois inclinées: (versants des toitures) vent normal :

Cas toiture unique :

- *Vent normal aux génératrices (ou normal au long-pan) :*

Dans le cas où $f \leq \frac{H}{2}$ le diagramme ci-après (R-III-6 des règles NV 65) donne la valeur de C_e en fonction de l'angle α d'inclinaison des toitures par rapport à l'horizontale. On a $\alpha = 3.42$ % :

- Versant Face au vent : $c_e = -0.26$
- Versant Sous le vent : $c_e = -0.31$

- *Vent parallèle aux génératrices (ou normal au pignon) :*

On adopte pour C_e la valeur lu sur le même diagramme (cf. R-III-6 des règles NV 65) pour une inclinaison nulle $\alpha = 0$. On a alors : $C_e = -0.28$

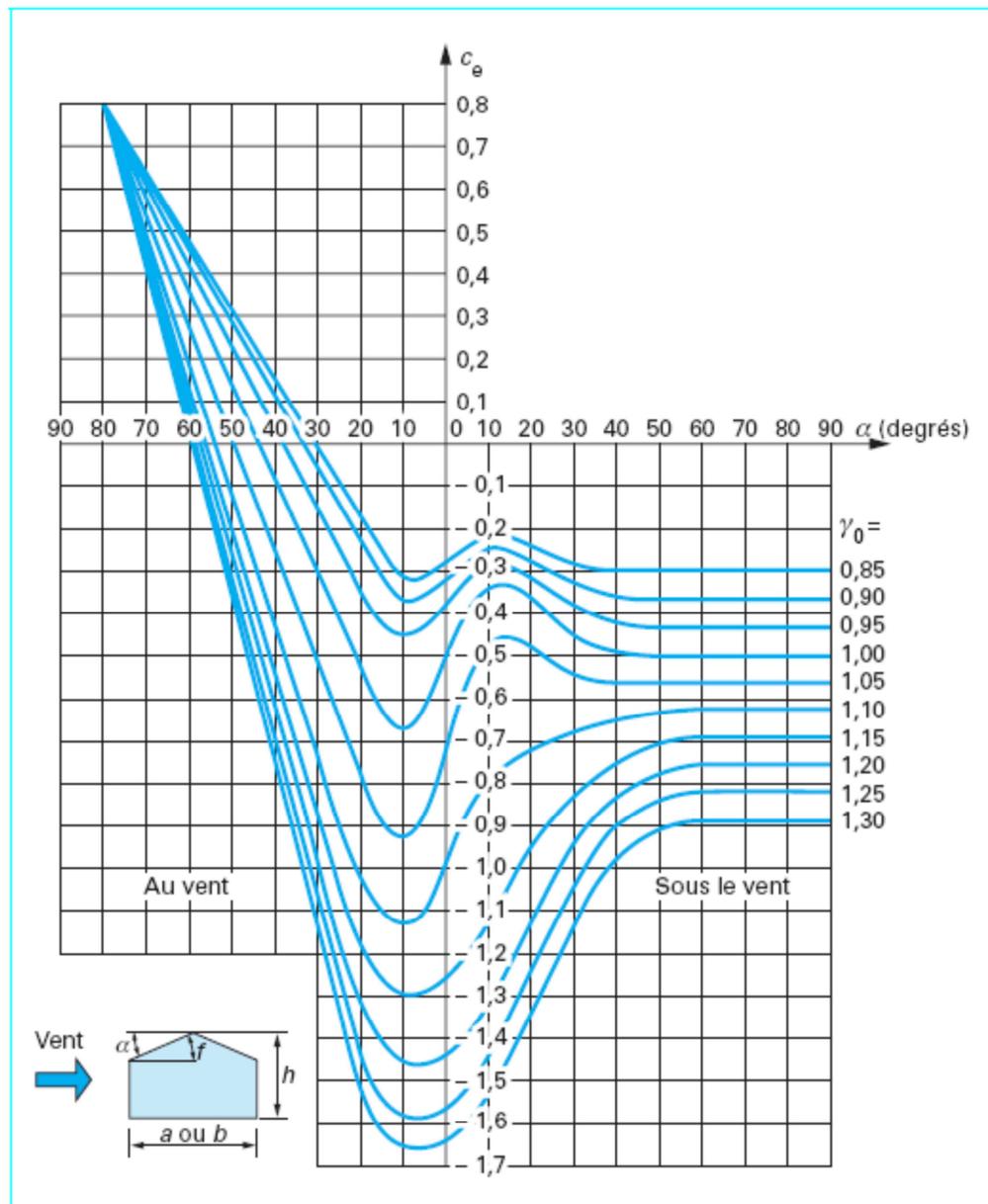


Figure 11 : Règle R-III-6 du règlement NV65, Toiture à un ou plusieurs versants plans. Coefficient C_e

Cas toiture multiples :

➤ Vent normal aux génératrices (ou normal au long-pan) :

- Pour la première toiture au vent, et pour le dernier versant sous le vent, le coefficient C_e est celui correspondant au cas d'une toiture unique.
- Pour les toitures intermédiaires et l'avant dernier versant, le coefficient C_e dans les parties abritées est le coefficient précédent réduit de 25%

Ainsi, on aura les coefficients suivants :

Première toiture :

- Versant Face au vent : $c_e = -0.26$
- Versant Sous le vent : $c_e = -0.31$

Toiture intermédiaires :

- Versant Face au vent : $c_e = -0.195$
- Versant Sous le vent : $c_e = -0.233$

Dernier versant sous vent : $c_e = -0.31$

➤ *Vent parallèle aux génératrices (ou normal au pignon) :*

On adopte pour C_e la même valeur que pour une toiture unique : $C_e = -0.28$

3.4.2. Action intérieures

Dans les constructions, les volumes intérieurs compris entre les parois peuvent être dans un état de surpression ou de dépression suivant l'orientation des ouvertures par rapport au vent et leur importance relative. Il en résulte sur des faces intérieurs des actions dites actions intérieures. Ces actions sont caractérisées par un coefficient de pression C_i . Celui-ci dépend de la perméabilité μ de la construction, qui est prise égale à 5% dans notre cas. On a alors soit :

- Une surpression avec $C_i = 0.6 \times (1.8 - 1.3\gamma_0)$
- Une dépression avec $C_i = -0.6 \times (1.3\gamma_0 - 0.8)$

Dans notre cas, on a pour les deux surfaces principales (pignon et long pan): $\gamma_0 = 0.85$

On a alors les deux cas suivants :

- Surpression $C_i = 0.6 \times (1.8 - 1.3 \times 0.85)$ D'où $C_i = 0.417$
- Dépression $C_i = -0.6 \times (1.3 \times 0.85 - 0.8)$ D'où $C_i = -0.2$

Dans le cas où la valeur de C_i est comprise entre 0 et -0,2 on adopte la valeur -0,2.

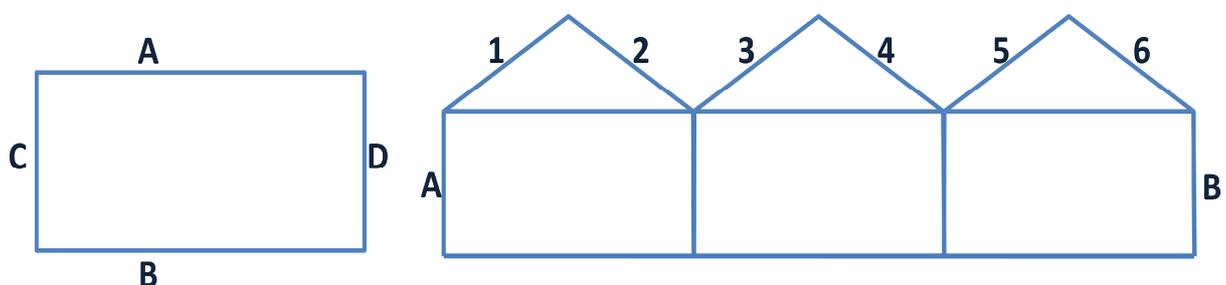
On donne ci-après le récapitulatif de des différentes valeurs trouvées pour les coefficients des actions extérieures et intérieures :

les Actions Extérieures Ce		<i>Vent normal au pignon</i>	<i>Vent normal au long pan</i>
Parois verticales	Face au vent	+ 0.8	+ 0.8
	Sous le vent	- 0.305	- 0.305
1 ^{ère} Toiture	Versant Face au vent	- 0.28	- 0.26
	Versant Sous le vent		- 0.31
2 ^{ème} Toiture	Versant Face au vent	- 0.28	- 0.195
	Versant Sous le vent		- 0.233
3 ^{ème} Toiture	Versant Face au vent	- 0.28	- 0.195
	Versant Sous le vent		- 0.31
les Actions Intérieurs Ci		<i>Vent normal au pignon</i>	<i>Vent normal au long pan</i>
Surpression		0,417	0,417
Dépression		- 0,20	- 0,20

Tableau 6 : Bilan des actions du vent

3.4.3. Coefficient C_r résultant :

Le tableau suivant récapitule les actions résultantes pour les différentes faces (mentionnées dans la figure suivante) et suivant les différents cas de vent. On considère que le vent normal au long pan agit sur la surface A et celui normal au pignon agit sur la face C.



Versant ou face	Vent normal au long pan						Vent normal au Pignon					
	Avec dépression intérieure			Avec surpression intérieure			Avec dépression intérieure			Avec surpression intérieure		
	Ce	Ci	C _r	Ce	Ci	C _r	Ce	Ci	C _r	Ce	Ci	C _r
1	-0.260	-0.2	-0.060	-0.260	0.417	-0.677	-0.28	-0.2	-0.080	-0.280	0.417	-0.697
2	-0.310	-0.2	-0.110	-0.310	0.417	-0.727	-0.28	-0.2	-0.080	-0.280	0.417	-0.697
3	-0.195	-0.2	0.005	-0.195	0.417	-0.612	-0.28	-0.2	-0.080	-0.280	0.417	-0.697
4	-0.233	-0.2	-0.033	-0.233	0.417	-0.650	-0.28	-0.2	-0.080	-0.280	0.417	-0.697
5	-0.195	-0.2	0.005	-0.195	0.417	-0.612	-0.28	-0.2	-0.080	-0.280	0.417	-0.697
6	-0.310	-0.2	-0.110	-0.310	0.417	-0.727	-0.28	-0.2	-0.080	-0.280	0.417	-0.697
A	0.800	-0.2	1.00	0.800	0.417	0.383	-0.305	-0.2	-0.105	-0.305	0.417	-0.722
B	-0.305	-0.2	-0.105	-0.305	0.417	-0.722	-0.305	-0.2	-0.105	-0.305	0.417	-0.722
C	-0.305	-0.2	-0.105	-0.305	0.417	-0.722	0.800	-0.2	1.00	0.800	0.417	0.383
D	-0.305	-0.2	-0.105	-0.305	0.417	-0.722	-0.305	-0.2	-0.105	-0.305	0.417	-0.722

Tableau 7 : Bilan des Actions Résultants Cr

3.5. Actions dynamiques exercées par le vent :

Dans la direction du vent, il existe une interaction dynamique entre les forces engendrées par les rafales de vent et la structure qui lui est exposée. Cette interaction peut engendrer des vibrations dans la structure et si une résonance y lieu, de grands périodes d'oscillation pouvant causer la ruine. Pour tenir compte de cet effet, il faut pondérer les pressions dynamiques de base par un coefficient « d'amplification dynamique » β .

La période propre T du mode fondamental d'oscillation d'une construction fait l'objet de l'annexe 4 des règles NV 65, qui fournit une formule forfaitaire pour les bâtiments à ossature métallique :

$$T = 0,10 \frac{H}{\sqrt{l_x}}$$

$$l_x = 78.5 \text{ m et } H = 6 \text{ m} : \rightarrow T = 0,068 \text{ s}$$

- Dans le cas des charges normales du vent :

$$\beta = \theta (1 + \tau \cdot \xi)$$

Avec :

- θ : Coefficient global dépendant du type de la structure. Dans notre cas $\theta = 1$
- τ : Coefficient de pulsation fonction de H : $\tau = 0,36$
- ξ : Coefficient de réponse dépend du mode propre d'oscillation de la structure.

On trouve : $\xi = 0,2$

D'où le coefficient d'amplification dynamique qui est égal à : $\beta = 1,072$

Enfin on trouve : $W_{n, normale} = 57.352 \times (C_e - C_i) \times \delta \quad (\text{Kg/m}^2)$

- Dans le cas des charges extrêmes de vent :

$$\beta_{\text{extreme}} = \beta_{\text{norm}} \left(0.5 + \frac{\theta}{2} \right) \quad \text{Avec } \beta \geq 1$$

Le coefficient dynamique n'est à retenir que pour le calcul des actions d'ensemble sur la construction

Conclusion :

$$W_{n, extreme} = 100.23 \times (C_e - C_i) \times \delta \quad (\text{Kg/m}^2)$$

4. CALCUL DES ELEMENTS :

4.1. Vérification des instabilités :

On effectue la vérification face au flambement et au déversement des différents éléments. Les notes de calcul en annexe en détail d'avantage.

4.2. Valeurs limites des déformations :

L'Eurocode 3 recommande les valeurs limites suivantes :

Flèche :

- Toitures et éléments de toiture en général : $f < \frac{l}{200}$
- Lisses et potelets : $f < \frac{l}{200}$

Horizontalement : déplacement en tête du poteau :

- Poteaux de portiques en général : $D < \frac{h}{150}$
- Poteaux de portiques avec pont roulant : $D < \frac{h}{360}$

On fixera alors ces valeurs limites pour les différents éléments. Robot se base sur ces valeurs pour vérifier les éléments et définir leurs ratios. Ceci nous aide alors à faire un choix judicieux des profilés.

5. CALCUL DE LA STRUCTURE PAR ROBOT BAT (SELON LES REGLES CM66)

5.1. Etapes de dimensionnement :

Le dimensionnement d'une structure métallique se déroule presque toujours dans l'ordre des étapes suivantes:

- Dessin de l'ossature principale
- Définition des actions appliquées à la structure
- Choix des barres de l'ossature sur la base d'un prédimensionnement ou de l'expérience

- Modélisation de la structure, analyse globale et détermination des sollicitations dans les barres
- Vérifications diverses des barres et des familles de barres.
- Conception et vérification des assemblages

5.2. Vérification Des Divers Eléments :

Une fois les pondérations et les combinaisons définis, on définit les familles d'éléments selon leur rôle dans la structure ainsi que leurs caractéristiques géométriques. Ceci permet d'optimiser les travaux d'exécution de la charpente. Le logiciel Robot permet de choisir les différents cas d'instabilité possible que ce soit en termes de flambement ou en termes de déversement pour chaque élément ou famille d'éléments.

Après la phase de calcul et de vérification des éléments de la structure, on obtient des profils corrects et des profils incorrects, il faut donc corriger la section des éléments où réside le problème afin que les ratios (coefficient déterminant le taux de travail maximal) soient compris entre 0.80 et 1.00

Les différentes notes de calcul, issues de robot sont présentées en annexe.

5.2.1. Portiques :

Ci-dessous les résultats relatifs au portique 1 suivant :

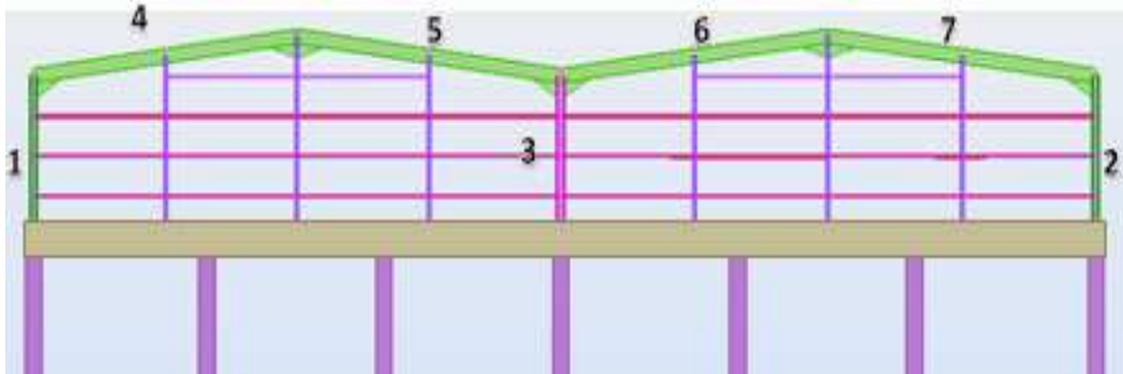


Figure 12 : Modélisation 2D du portique

Figure 13 : Efforts dans le portique

	FX [kG]	FY [kG]	FZ [kG]	MX [Tm]	MY [Tm]	MZ [Tm]
MAX	48862.63	229.49	7218.44	0.03	17.18	1.07
Barre	39	37	42	38	38	39
lloeuD	119	116	120	117	118	120
Cas	10 (C)	11 (C)	10 (C)	15 (C)	10 (C)	11 (C)
MIH	-7071.11	-222.16	-7002.19	-0.04	-26.80	-0.62
Barre	39	39	41	38	42	39
lloeuD	120	120	120	117	120	120
Cas	13 (C)	11 (C)	10 (C)	12 (C)	10 (C)	14 (C)

Figure 14: Diagramme des moments My dans le portique 1

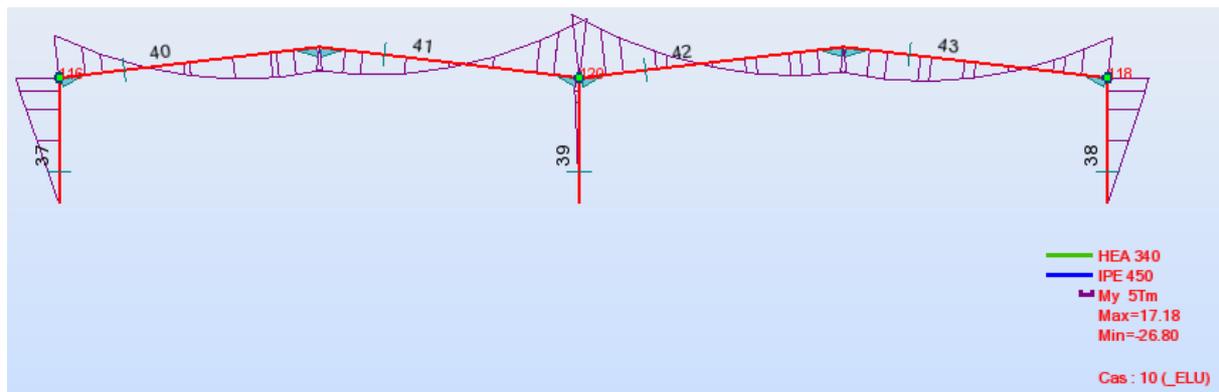


Figure 15 : Déplacements extrêmes dans le portique 1

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	0.5	1.5	0.0	0.002	0.003	0.009
lloeuD	118	120	120	119	117	117
Cas	10 (C)	11 (C)	6	14 (C)	10 (C)	15 (C)
MIH	-1.2	-0.8	-0.1	-0.004	-0.005	-0.012
lloeuD	116	120	120	119	115	117
Cas	20 (C)	14 (C)	10 (C)	11 (C)	10 (C)	12 (C)

On constate que les déplacements (8 mm) restent dans la marge réglementaire. Ceci sera détaillé d'avantage lors de la vérification des éléments.

5.2.2. Lisses :

- **Lisse pignon** : Les portés sont assez faible, on opte alors pour des lisses en travées isostatiques. On trouve après vérification un profilé **UPN 140**.

- **Lisse long pan** : Au début, on a essayé avec la solution des lisses appuyées sur les portiques sans appuis intermédiaires. La vérification ainsi faite donne une flèche très grande. Celle-ci ne diminue pas manifestement au fur et à mesure qu'on augmente la section ou l'inertie transversale. En effet, les portées sont assez importantes de tel sort qu'il faut une grande inertie pour être dans les normes concernant la flèche.

On opte donc pour la solution qui consiste en la disposition des suspends (tirants) qui fonctionnent comme appuis intermédiaires disposés à mi-porté de la lisse. On définit les relâchements des barres pour éviter l'entraînement des efforts autres que l'effort de traction axial dans les tirants. Après vérification, on trouve un profilé **UPN 140**.

- **Suspends** : Les suspends fonctionnent en traction. Le calcul des efforts en éléments finis donnent des résultats qui ne sont pas réalistes et engendrent des moments notamment à l'intersection des suspends verticaux avec ceux inclinés.

Calcul des suspentes :

Soit T_i l'effort de traction dans la suspente Si

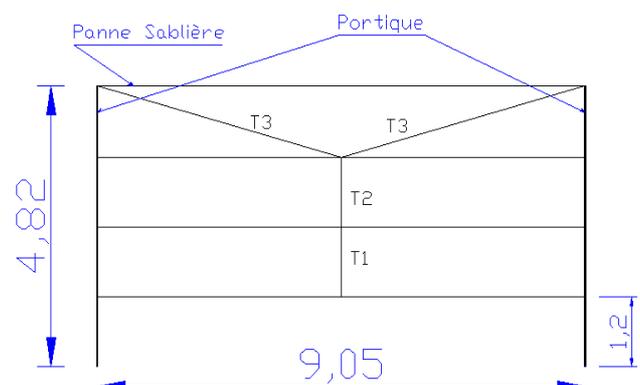
Cet effort comprend l'effort vertical du au charges permanents sur les lisses, à savoir le poids propre du bardage ainsi que celui de la lisse elle-même. On fait le calcul pour la plus grande travée. La vérification s'effectue en ELU.

$$\text{On a: } T_1 = 1.35 \times (G_{\text{lisse}} + G_{\text{bardage}})$$

Avec :

$$G_{\text{lisse}} = 4.525 \times 16 \text{ Kg/ml}$$

$$G_{\text{bardage}} = 4.525 \times 10 \times 1.2$$



Conclusion :

- $T_1 = 172 \text{ Kg}$
- $T_2 = 2 T_1 = 344 \text{ Kg}$
- $T_3 = \frac{3 T_1}{2 \cos \theta} = 1.01 T$

L'effort de dimensionnement est l'effort maximal T_3 :

Soit S la section du profilé, lequel devrait bien vérifier la condition suivante: $S \geq \frac{T_3}{\sigma_e}$

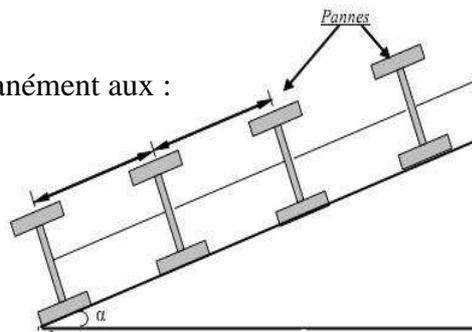
$$\text{On trouve alors : } S = 0.429 \text{ cm}^2.$$

Ce qui correspond à un tube de diamètre $\Phi = 8 \text{ mm}$. On se place du côté de la sécurité et on prend un **Tube $\Phi 12$**

5.2.3. Panne :

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire simultanément aux :

- Conditions de flèche.
- Conditions de résistance.

**- Vérification de la flèche :**

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charge et surcharge de service (non pondérées). Nous devons vérifier que : $f < f_{adm} = \frac{1}{200}$

On distingue entre trois familles de pannes :

- Pannes intermédiaires :
- Pannes sablières : Ce sont celles sur les extrémités du portique. Elles ont la particularité d'être soumises en plus des mêmes sollicitations que les pannes normales à des efforts dus à l'effet du vent sur le pignon. On les met dans une famille à part.
- Pannes faîtières : Ce sont celles qui sont sur le sommet des portiques. Comme on ne dispose pas de liernes dans le sens de faible inertie des pannes, ce type de pannes sera sollicité uniquement à charges verticales et à l'effet du vent sur les versants. Celui-ci étant différent de

celui agissant sur les pannes intermédiaires. En effet, leur position entre deux versants fait que le vent aura deux composantes sur celles-ci.

Toujours dans le même esprit d'optimisation, on prend le même type de profilé pour les trois familles de pannes. Ci-dessous on fait une vérification de la section trouvée par le calcul Robot. Les pannes de couverture, de 9.05 de portée, sont posées à entraxe : $e = 1.69 \text{ m}$.

- Calcul des sollicitations

Charges permanentes:

- Poids propres des pannes (IPE 200) : 22.4 kg/m
- Poids propres de la couverture: 10kg/m²

$$G = 22.4 + 10 \times 1.69 = 41.4 \text{ kg/ml}$$

Surcharge d'exploitation (Poussière + Entretien) :

$$Q = 12 \times 1.69 + 45 = 65.28 \text{ Kg/ml}$$

Charge due au vent :

- Cas de Surpression : $C_e - C_i = -0.727$

$$W_n = 57.352 \times (C_e - C_i) \times \delta \times 1.69 = -59.89 \text{ Kg/ml}$$

- Cas de dépression : $C_e - C_i = -0.11$

$$W_n = -9.06 \text{ Kg/ml}$$

- Combinaisons des sollicitations :

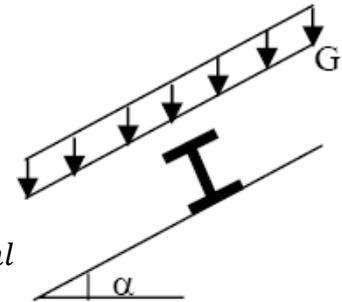
Direction Z :

Cas de Surpression

- $1,33 G \cos \alpha + 1,5 Q \cos \alpha = 152.71 \text{ Kg/ml}$
- $G \cos \alpha + 1,75 W_n = -63.47 \text{ Kg/m}$
- $1,33 G \cos \alpha + 1,42(Q \cos \alpha + W_n) = 62.7 \text{ Kg/m}$
- $1,33 G \cos \alpha + 1,5 W_n = -34.77 \text{ Kg/m}$
- $G \cos \alpha + Q \cos \alpha = 106.68 \text{ Kg/m}$
- $G \cos \alpha + W = -52.21 \text{ Kg/m}$

Cas de dépression

- $1,33 G \cos \alpha + 1,5 Q \cos \alpha = 152.71 \text{ Kg/m}$
- $G \cos \alpha + 1,75 W_n = 25.54 \text{ Kg/m}$
- $1,33 G \cos \alpha + 1,42(Q \cos \alpha + W_n) = 134.89 \text{ Kg/m}$
- $1,33 G \cos \alpha + 1,5 W_n = 41.47 \text{ Kg/m}$
- $G \cos \alpha + Q \cos \alpha = 106.49 \text{ Kg/m}$
- $G \cos \alpha + W_n = 32.34 \text{ Kg/m}$



Direction Y :

- $1,33 G \sin \alpha + 1,5 Q \sin \alpha = 17.58 \text{ Kg/ml}$
- $G \sin \alpha + Q \sin \alpha = 12.26 \text{ Kg/m}$

On constate que la combinaison la plus défavorable est :

- Pour l'ELU : $Q_z = 1.33 G + 1,5 Q = 152.71 \text{ Kg/m}$; $Q_y = 17.58 \text{ Kg/mL}$
- Pour l'ELS : $Q_z = G + Q = 106.49 \text{ Kg/m}$; $Q_y = 12.26 \text{ Kg/mL}$

- Dimensionnement des pannes :

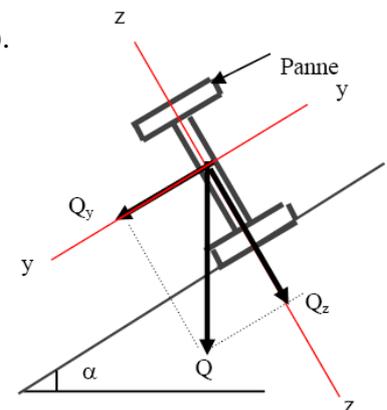
Il s'agit de déterminer la résistance à la flexion nécessaire pour reprendre la charge appliquée.

Donc, il faut que le moment de dimensionnement soit inférieur au moment élastique. Les pannes travaillent en flexion déviée vue la pente des versants (3.6%).

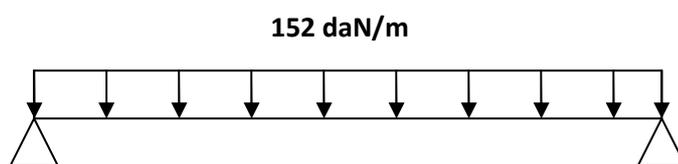
On compose l'effort suivant Z et Y :

$$Q_y = 152.98 * \sin 6.7 = 17.85 \text{ kg/m}$$

$$Q_z = 152.98 * \cos 6.7 = 152 \text{ kg/m}$$

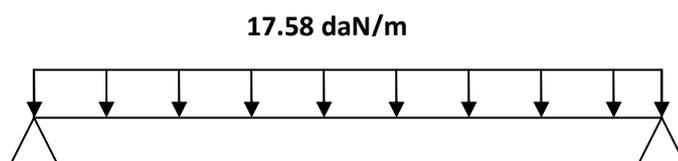


Suivant Z :



$$M_z = 152 * \frac{9.05^2}{8} = 1563 \text{ daN.m}$$

Suivant Y :



$$M_y = 179.98 \text{ daN.m}$$

On doit avoir : $\sigma_y + \sigma_z < \sigma_e$

C'est-à-dire : $180 * \frac{V_y}{I_y} + 1563 * \frac{V_z}{I_z} = 175.2 < 235 \text{ MPa}$

- Vérification de la flèche :

Suivant Z :

$$F_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_z \cdot l^4}{EI_y}$$

$$= \frac{5}{384} * 106.68 * \cos(6.7) * \frac{9.05^4}{E * I_z} = 3.11 \text{ cm} < l/200 = 4.5 \text{ cm} \text{ OK}$$

Suivant Y :

$$F_y = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_y \cdot l^4}{EI_z}$$

$$= \frac{5}{384} * 106.68 * \sin(6.7) * \frac{9.05^4}{E * I_z} = 0.26 \text{ cm} < l/200 = 4.5 \text{ cm} \text{ OK}$$

- Vérification à l'effort tranchant :

Le chargement suivant Y est faible. On se contente de faire la vérification suivant Z :

$$V = \frac{q l}{A 2}$$

$$= \frac{152 * 10 * \frac{9.05}{2}}{194.32} = 35.55 \text{ MPa} < \sigma_e = 235 \text{ MPa}$$

- Vérification au déversement :

La panne est solidement fixé sur son aile supérieure, le cas défavorable au déversement correspond alors au cas de *soulèvement*. Ainsi,

$$Q_z = G + 1,75 W_n = -63.47 \text{ Kg/m} ; Q_y = 4.83 \text{ Kg/mL}$$



La contrainte de non déversement est :

$$\sigma_d = \frac{\pi^2 E I_z h^2 (D - 1) BC}{5.2 I_y l^2}$$

La règle 3,641 des CM66 donne le coefficient D en fonction de la dimension de la pièce :

$$D = \sqrt{\frac{1 + 0.156 J l^2}{I_z h^2}} = 3.98$$

Avec :

- $J = 6.98 \text{ cm}^4$: Le moment d'inertie de torsion.
- L : la longueur de la panne.
- $h = 200 \text{ mm}$: La hauteur du profilé.

La règle 3,642 donne le coefficient C en fonction de la répartition des charges :

Puisque les moments sont nuls aux extrémités : $C = 1,88$

La règle 3,643 donne le coefficient B en fonction de du niveau d'application des Charges :

les charges sont appliquées au niveau de la fibre neutre, donc $B = 1$.

$$\text{Donc } \sigma_d = 79.86 \text{ MPa}$$

Il faut vérifier que :

$$\begin{aligned} \sigma_d + \sigma_Y &= 79.86 \text{ MPa} + 4.83 \times \frac{9.05^2}{8} * \frac{V_y}{I_y} \\ &= 85.40 < 235 \text{ MPa} \end{aligned}$$

On détermine alors l'élanement :

$$\lambda_0 = \frac{l}{h} \cdot \sqrt{\frac{4 I_y (1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_c})}{B C I_z}} = 198$$

Puis, on détermine le coefficient de déversement k_d donné par la formule

$$k_d = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_c} (k_0 - 1)}$$

Avec : k_0 coefficient de flambement (donné à l'annexe 13,411 du CM66).

Dans notre cas : $k_0 = 5.31$; Ce qui donne $k_d = 2.15$

Finalement $k_d (\sigma_d + \sigma_Y) = 182.75 \text{ MPa} < \sigma_e = 235 \text{ MPa}$

Donc la stabilité au déversement est vérifiée.

- Dimensionnement de l'échantignolle :

L'excentrement t est limité par la condition suivante: $2 \cdot \frac{b}{2} \leq t \leq 3 \cdot \frac{b}{2}$

Pour notre IPE 200, on a : $b = 100 \text{ mm}$; $h = 200 \text{ mm}$

D'où : $100 \text{ mm} \leq t \leq 150 \text{ mm}$. On prend : **$t = 12 \text{ cm}$**

D'après le calcul effectué sur Robot, on a comme valeur du moment de renversement :

$$M_r = R \times t = 0.02 \text{ T.m}$$

Dimensionnement :

$$\sigma = \frac{M_r}{W_{ech}} < \sigma_e$$

Avec :

$$W_{ech} = a e^2 / 6 > \frac{M_r}{\sigma_e} = 0.851 \text{ cm}^3$$

On prend : $a = 15 \text{ mm}$

Cette valeur de a est calculée après vérification de la membrure supérieure de la traverse. On a un IPE450, ce qui donne : $b = 190 \text{ mm}$.

On trouve : $e = 0.58 \text{ cm}$; Soit **$e = 8 \text{ mm}$**

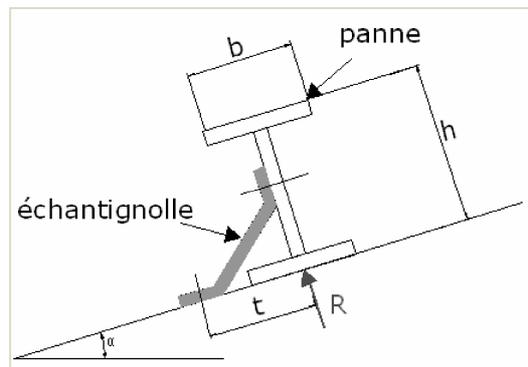


Figure 16 : Détail de l'échantignolle

5.2.4. Potelets :

Les potelets, prises en profilés en I sont destinés à rigidifier le bardage et résister aux efforts horizontaux du vent.

- **Principe de dimensionnement** : Le potelet fonctionne en flexion composée :

- Flexion sous l'action du vent provenant du bardage et des lisses
- Compression sous l'effet de son poids propre, du poids du bardage et des lisses

On dimensionne sous la condition de flèche :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{pl^4}{EI} \leq \frac{l}{200} \text{ d'où } I \geq \frac{1000 \times pl^3}{384E}$$



5.3. Résultats et profilés retenus :

Le calcul d'optimisation ainsi fait sur robot, on retient les sections et profilés suivants pour les éléments :

<i>Famille d'Eléments</i>	<i>Profilé retenu</i>
Panne	IPE 200
Potelet	IPE 240
Lisse Pignon	UPN 140
Lisse long pan	UPN 140
Suspend	Tube $\phi 12$
Echantignole	$t = 12cm, e = 8mm, a = 15cm$
Traverse	IPE 450
Poteau de rive	HEA 340
Poteau central	HEA 340

Tableau 8 : Profilés retenus après vérification

5.4. Calcul du Contreventement :

5.4.1. Poutre au vent en pignon :

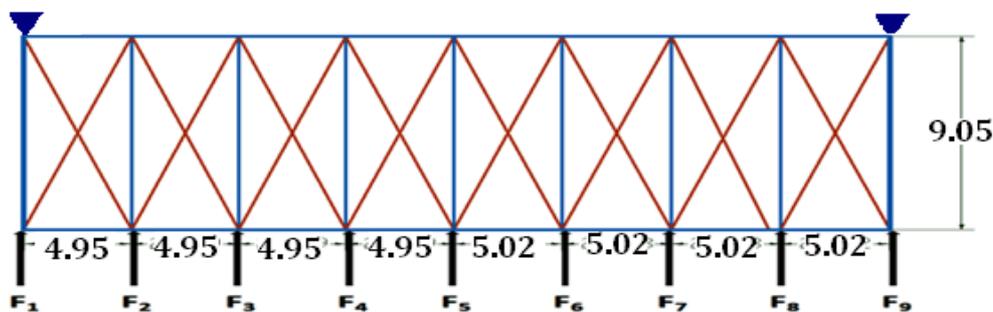
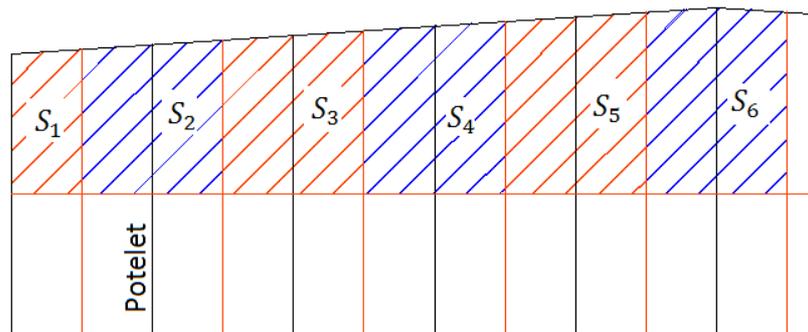


Figure 17 : Répartition des efforts dans la poutre au vent

Efforts en tête des potelets : La force F_i , agissant en tête de chaque potelet est la somme de deux composantes :

- La force due au vent acheminée par les lisses à travers le potelet : $F'_i = w_e * S_i$

Où S_i est la moitié de la surface exposée au vent concernée par le potelet. L'autre moitié étant acheminée vers l'appui inférieur.



- La force représentant l'effort d'entraînement du vent sur la couverture et reprise par le contreventement de toiture.

Les règles NV65 stipulent que Lorsque la dimension parallèle au faîtage dépasse quatre fois la hauteur, la force unitaire d'entraînement, applicable à la surface développée de la toiture au-delà d'une distance égale à $4h$ à partir de la surface frappée, est prise égale à (Pour les toitures qui comportent des ondes normales à la direction du vent) :

$$Fe = 0,040 q \frac{b}{\cos\alpha} (a - 4h)$$

Avec a est la dimension parallèle au faîtage et h la hauteur du bâtiment.

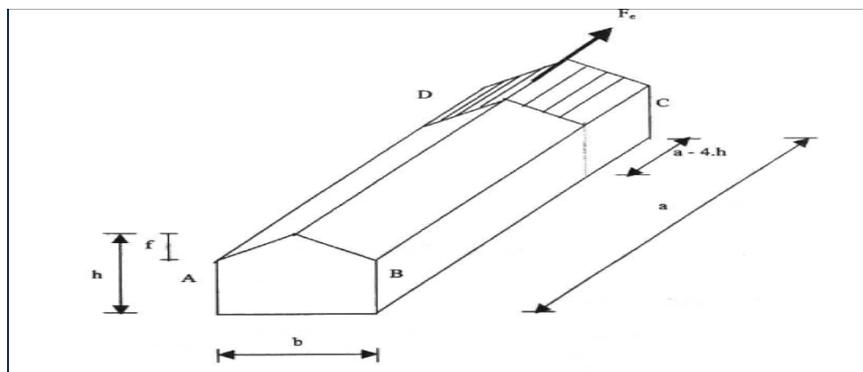


Figure 18 : Calcul de la force d'entrainement sur la toiture

On suppose que cette force Fe est répartie uniformément sur les traverses du pignon. Il en découle que sur chaque nœud on a : $Fe_i = Fe/(n - 1)$

Où n est le nombre de nœuds ($n = 9$ dans ce cas)

Pour les nœuds d'extrémité, on a : $Fe_i = Fe/2(n - 1)$

La force de vent est :

$$W_n = 57.35 \times \delta \times (C_e - C_i) = 57.35 \times 0.86 \times 1 = 49.32 \text{ daN/m}^2$$

nœud	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$S_i \text{ (m}^2\text{)}$	11.27	22.53	22.53	22.53	22.72	22.90	22.90	22.85	11.40
$F'_i \text{ (daN)}$	555.70	1 111.40	1 111.40	1 111.40	1 120.33	1 129.26	1 129.26	1 127.02	562.40
$F_e \text{ (daN)}$	48.69	97.37	97.37	97.37	97.37	97.37	97.37	97.37	48.69
$F_i \text{ (daN)}$	604.39	1 208.77	1 208.77	1 208.77	1 217.70	1 226.63	1 226.63	1 224.39	611.08

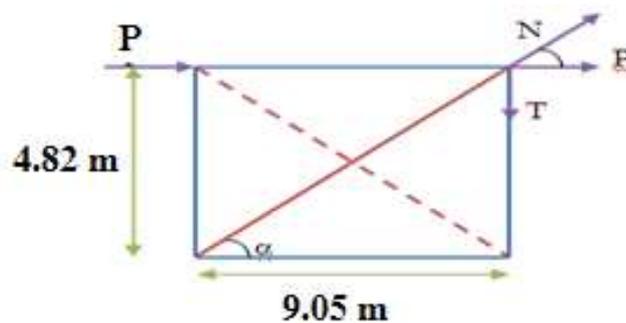
Tableau 9 : Efforts de traction dans la poutre au vent

Sections diagonales : Un calcul éléments finis donne un effort de Traction dans la diagonale la plus sollicitée égale à : $N = 2783.16 \text{ daN}$

Ce qui correspond à un profilé **CAE 40x3**

5.4.2. Dimensionnement du palé de stabilité :

On a le cas de figure suivant :



Avec : $P = 4869.76 \text{ daN}$ est la réaction de la poutre au vent sur le palier de stabilité.

Cet effort P se décompose selon :

- Une force T de compression, transmise au sol par le poteau.
- Une force N de traction, reprise par la diagonale : $N = \frac{P}{\cos \alpha} = 5533.82 \text{ daN}$

- **Section diagonale** : $A = \frac{N}{\sigma_e} = \frac{5533.82}{235} = 235.48 \text{ mm}^2$

La diagonale inférieure est en traction sous l'effet de la réaction longitudinale du pont roulant de $5T : R_L = 1136 \text{ daN}$

$$D'o\grave{u} \text{ une section } A' = \frac{1136/\cos 45}{\sigma_e} = 68.36 \text{ mm}^2$$

On choisit donc une section de 303.84 mm²

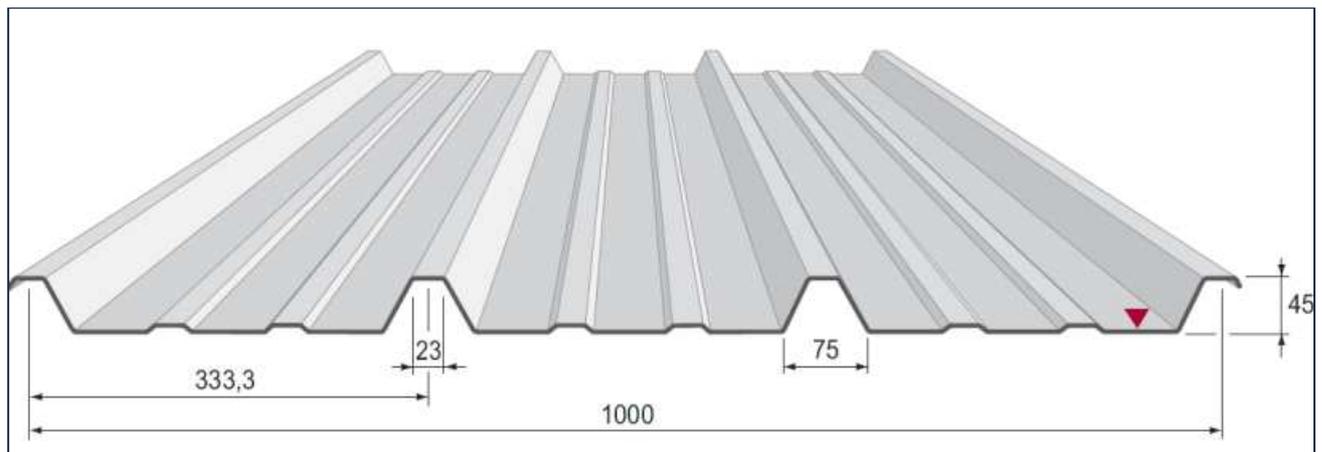
On prend pour les croix du palé de stabilité une **cornière L 35x5**

5.5. Calcul de la Couverture :

La Tôle NERVESCO possède les caractéristiques suivantes :

- Longueur de la plaque : L = 4.00 m
- Largeur utile : L_u = 0.85 m.
- Largeur totale : L_t = 0.95 m.
- Recouvrement longitudinal : 100 mm.
- Recouvrement transversal : 300 mm.
- Longueur couverte par faîtage : L_F = 320 mm.
- Le poids : 7,08 Kg/m²
- Le porte-à-faux maximal P_{max} = 1.60 m.

On utilise une plaque 4m qui permettra l'écartement pris des pannes (égal à 3m).



➤ **Le nombre des plaques transversales :**

La longueur à couvrir pour un versant est : L_V = 10 m.

Donc, comme première estimation, on prendra trois plaques de 4 m par versant.

Sur une longueur brute de 12 m de couverture, on extrait :

- la longueur couverte par faîtage : $L_F = 320$ mm.
- Le recouvrement transversal : 2×300 mm.

Par conséquent, la longueur utile de la couverture pour chaque versant sera de :

$$\begin{aligned} \text{Longueur utile} &= \text{longueur brute} - L_F - \text{recouvrement transversal} \\ &= 12.00 - (0.60 + 0,32) = 11.08 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Longueur utile} = 11.08 \text{ m} > L_V = 10$$

On aura un porte-à-faux pour un chaque versant de :

$$\text{Longueur utile} - L_V = 11.08 \text{ m} - 10 \text{ m} = 1.08 \text{ m} < P_{max} = 1.60 \text{ m}$$

➤ **Le nombre des plaques longitudinales :**

On a :

- Largeur utile : $L_u = 0.95$ m.
- Largeur totale : $L_t = 1$ m.
- Recouvrement longitudinal : 100 mm.

Considérons un seul versant. Si on raisonne sur une travée de 9 m, on aura besoin (comme première estimation) de 10 plaques disposées longitudinalement. Cela induira un porte-à-faux longitudinal de 100 mm. Pour les autres travées de 7.94 m et 7.56 m, on dispose 9 plaques par travées, ce qui donne un porte à feu longitudinal respectivement égale à 260 mm et 640 mm qui reste inférieur au porte-à-faux admissible.

➤ **Conclusion de dimensionnement :**

Transversalement, on aura besoin de trois plaques de 4 m de longueur pour chaque versant.

Soit, 12 plaques de 4m du type NERVESCO en totalité.

Longitudinalement, on aura besoin de 28 plaques de 1m de largeur.

Conclusion :

On aura besoin de 336 plaques de 1m de largeur et 4 m de longueur pour les quatre versants.

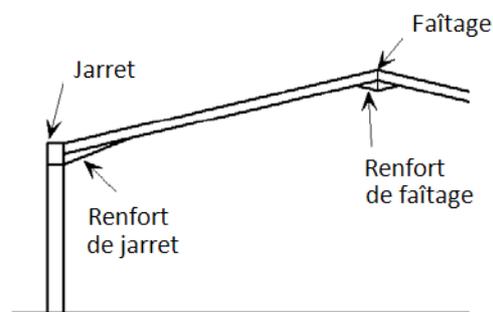
Le poids total de la couverture qui servira pour le dimensionnement des pannes sera le suivant : $P_{couverture} = 7,08 \text{ Kg/m}^2 \times 336 \times 1 \times 4 = 9515.5 \text{ Kg}$

Le poids propre de la couverture pris dans la modélisation de 10 Kg/m^2 est justifié.

1. CALCUL DES ASSEMBLAGES :

Les assemblages constituent le point le plus critique de la structure. On distingue notamment les assemblages entre les éléments des portiques du fait de leur intervention directe sur la stabilité globale de l'ouvrage. Toutefois, des assemblages concernant l'accrochage des éléments secondaires, des palés de stabilité, des croix de la poutre au vent et des corbeaux de fixation des ponts roulants sur les poteaux sont aussi à vérifier et à optimiser.

L'assemblage Traverse-Traverse et Poteau-Traverse est effectué par l'intermédiaire de platines, sollicités par un moment fléchissant, un effort tranchant et un effort normale. Ces dernières sont soudées sur chaque traverse (en usine) et assemblés (sur chantier) par des boulons HR, tout en assurant le renfort par des raidisseurs appelés clés de faîtage.



6.1. Assemblage Poteau-Traverse :

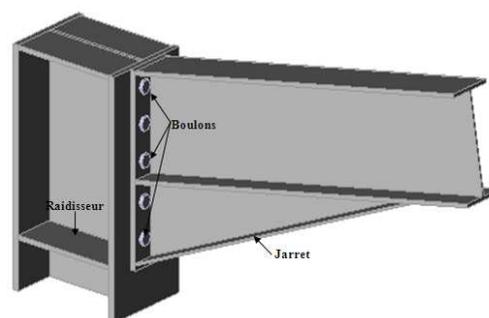


Figure 19 : Vue spatiale de l'assemblage Poteau-Traverse

6.1.1. Renfort du jarret :

L'assemblage au niveau du jarret doit être à la mesure de résister au moment et doit conférer à la fois une rigidité adéquate et une résistance à la flexion. La transmission des charges se fait essentiellement à travers des boulons en traction. On utilise généralement des boulons à serrage contrôlé. De plus, il faut que le poteau résiste au cisaillement induit par les efforts de traction dans les boulons au sommet du renfort.

6.1.2. Type de boulons :

Les ponts roulants induisent des effets dynamiques dans la structure. On opte ainsi pour des boulons à haute résistance (HR). Ces boulons ont une haute limite élastique et ne sont pas conçu pour travailler en cisaillement ; ils transmettent l'effort par frottement. On introduit un coefficient de frottement μ_f pour tenir compte de ce fonctionnement. En l'absence de prescription spéciale les règles CM66 proposent, si aucune préparation des surfaces de contact autre qu'un brossage n'est effectuée, de prendre : $\mu_f = 0.3$

6.1.3. Calcul de l'assemblage :

Considérons l'assemblage entre le poteau HEA 340 et la traverse IPE 450. Les sollicitations de calculs sont les suivantes. Elles sont obtenues pour la combinaison de charge : 1,33G+1,5Q

$$\text{L'assemblage est sollicité par : } \begin{cases} M = 18100 \text{ daN.m} \\ N = 2989 \text{ daN} \\ Q = 6279 \text{ daN} \end{cases}$$

Les détails de l'assemblage sont donnés dans le tableau suivant :

profilé de la traverse:	IPE 450	
hauteur du jarret (appui):	450	mm
Epaisseur de l'âme : e_a	9	mm
Epaisseur des semelles: e_s	15	mm
hauteur de la jonction: h	900	mm
hauteur de calcul $h'=h - e_s$	885	mm
largeur de la jonction: b	190	mm
aire de la section totale: A	16914	mm ²
Epaisseur de la platine d'about: e	20	mm
Entraxe des boulons: s	100	mm
nombre de boulons : n	12	

Tableau 10 : détails de l'assemblage Poteau-traverse

- Diamètre des boulons $d=12\text{mm}$ ce qui donne une section résistante de $A_s=157\text{mm}^2$
- Classe des boulons HR 10.9

L'effort P_v de précontrainte dans les boulons se calcul en tenant compte des pertes de tension qui sont estimées forfaitairement à 20% de la tension initiale :

$$P_v = 0,8 \cdot A_s \cdot \sigma_{eb} P_v = 11304 \text{ daN}$$

Type de boulons	HR	a	b	$\sigma_R(\text{daN/mm}^2)$	$\sigma_{eb}(\text{daN/mm}^2)$	$A_s(\text{mm}^2)$	$P_v(\text{daN})$	d (mm)
		10	9	100	90	157	11304	12

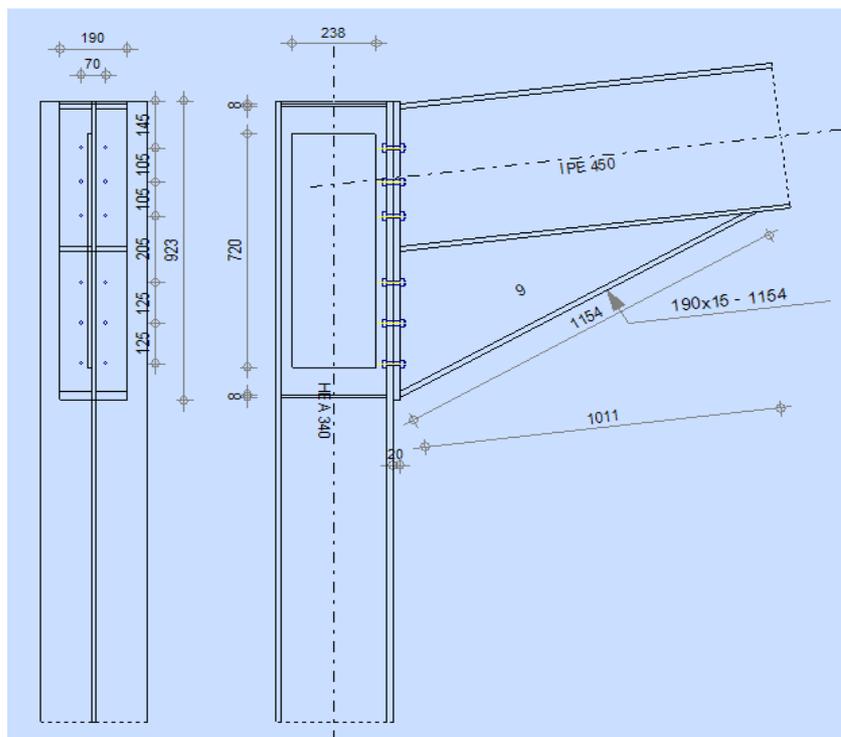


Figure20: Schéma de l'Assemblage poteau – traverse

- Résistance au cisaillement :

La résistance de l'assemblage à l'effort tranchant peut être calculée comme si le moment fléchissant n'existe pas. On doit vérifier que :

$$Q_1 = \frac{Q}{n} \leq 1,1 \cdot P_v \cdot \mu_f = 3730,32 \text{ daN}$$

On a en effet :

$$Q/n = 523,25 \text{ daN} < 3730,32 \text{ daN}$$

- Résistance à l'effort normal et à l'effort de flexion :

La zone tendue est définie par : $x = e_s \times \sqrt{\frac{b}{e_a}} = 68.92mm$

Les boulons ne sont pas soumis à la traction.

Moment extérieur appliqué à l'assemblage :

$$M_e = M + Nh \frac{be_s}{A} M_e = 18545.72 \text{ daN.m}$$

Le moment résistant de l'assemblage s'obtient par la somme des produits des efforts N_i dans les boulons par la distance de chaque boulon à la face intérieur de la semelle comprimée:

$$M_{rés} = \sum N_i d_i$$

D'après la même norme le moment résistant doit être tel que : $M_{rés} \geq M_e$

En exploitant la linéarité du diagramme des contraintes normales dans la section, on obtient une formule de l'effort de traction dans chaque boulon (le 1/2 veut dire qu'on raisonne avec deux colonnes de boulons):

$$N_i = \frac{1}{2} \frac{M_e d_i}{\sum d_i^2}$$

nœud	$d_i (cm)$	$d_i^2 (cm^2)$	$N_i (daN)$
1	81	6561	4 311.6
2	70.5	4 970.25	3 752.7
3	60	3 600	3 193.8
4	39.5	1 560.25	2 102.6
5	27	729	1 437.2
6	14.4	210.25	766.5
Somme		17 630.75	15 564.4

La vérification consiste à ne pas dépasser la valeur de l'effort de précontrainte dans chaque boulon ; ce qui revient à l'effectuer pour le boulon le plus éloigné de la semelle comprimée.

On a en effet : $N_1 = 4311.6 \text{ daN} \leq P_v$

$$N_1/P_v = 0,38$$

- Vérification de l'effort dans la zone comprimée de l'assemblage :

L'aire de la section comprimée est donnée par le tableau 3 de la norme :

$$A_c = e_s(b + \sqrt{be_a})A_c = 3470\text{mm}^2$$

Puisqu'on ne néglige pas l'effort normal dans l'assemblage, l'effort de compression admissible est donné par :

$$N_{cadm} = A_c \cdot \sigma_e - \frac{N \cdot A_c}{A} N_{cadm} = 311686.7 \text{ daN}$$

On doit donc vérifier : $\sum N_i \leq N_{cadm}$

On a en effet : $\sum N_i = 15\,564.4 \text{ daN} \leq N_{cadm}$

- Pression diamétrale :

Le fonctionnement en « obstacle » des boulons HR n'est pas le mode de travail pour lequel ils sont conçus ; on en tient compte par contre pour prévenir l'épuisement de la résistance au frottement. On doit alors vérifier que la pression diamétrale n'excède pas quatre fois la limite d'élasticité de l'acier de la pièce assemblée :

On a alors :

$$\frac{Q_1}{de} = 2.18 \text{ daN/mm}^2 \leq 4 \sigma_e$$

6.2. Assemblage Traverse-Traverse :

6.2.1. Renfort de faîtage :

Le renfort de faîtage a pour finalité de présenter un assemblage efficace entre les éléments inclinés du portique. Différents cas de figure se présentent, selon le degré de rigidité préconisé. On peut en effet concevoir un assemblage où la platine d'about déborde, avec ou sans renfort. On peut aussi adopter des jarrets complets au droit de la jonction. Les éléments de conception du renfort du faîtage sont les mêmes que pour les renforts de jarrets.

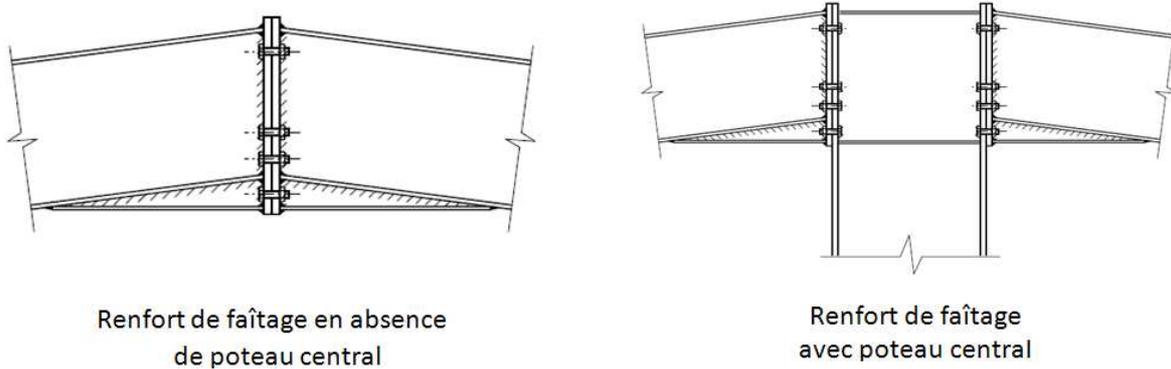


Figure 20 : Schéma de l'assemblage Traverse-Traverse

6.2.2. Calcul de l'assemblage de faîtage :

On utilise 10 boulons de classe HR 10.9 et de diamètre $\phi 16$. On dispose également deux jarrets de part et d'autre de hauteur 450 mm ayant des épaisseurs semblables à ceux des traverses.

Les calculs se conduisent de la même manière, La même combinaison donne les sollicitations suivantes :

$$Q = 7093,25 \text{ daNm} = 26\,320 \text{ daN.mN} = 2718,43 \text{ daN}$$

Les vérifications se font avec les ratios : $N_1/P_v = 0,64$ $\sum N_i/N_{cadm} = 0,074$

L'effort de cisaillement est largement vérifié pour tous les cas.

Chapitre III :

Sous Sol :

Etude de la structure en Béton Armé

1. CONCEPTION :

1.1. L'ossature porteuse :

La structure du sous sol est entièrement en béton armé et se compose d'un maillage de poteaux et poutres et d'un plancher dalle pleine. Le caractère spécial du projet, notamment l'importante charge d'exploitation à supporter et la possibilité de passage des engins de transport au rez de chaussée nous incite à choisir les dimensions suivantes pour les différents éléments porteurs.

Plancher : on prend une dalle pleine de 25 cm portante dans deux directions.

Poteaux :

- Section carré $a = 60\text{cm}$: Pour les poteaux qui supportent la toiture et les poteaux support des chemins de roulement des ponts roulants et ceux au droit des joints
- Section circulaire $\Phi = 60\text{cm}$: Pour les autres poteaux intermédiaires. Ils sont interrompus au rez de chaussée.

Poutres : La hauteur des poutres est donnée par : $h = \frac{l}{16}$ où l est la portée de la poutre (formule extraite de « Pratique du BAEL 91, édition EYROLLES »). On a : $l = 9\text{m}$, on prend alors une section rectangulaire **50x70 cm**.

1.2. Système de contreventement :

Dans notre structure, on opte pour la variante de contreventement par portiques. Ainsi, les éléments sont assez souples et fonctionnent principalement en flexion, sauf les poteaux qui travaillent également en compression supportant ainsi les efforts verticaux.

1.3. Disposition des poteaux et poutres:

Les poteaux et poutres sont disposés selon un maillage perpendiculaire selon les deux directions X et Y. Les axes d'implantation sont donnés dans la figure suivante :

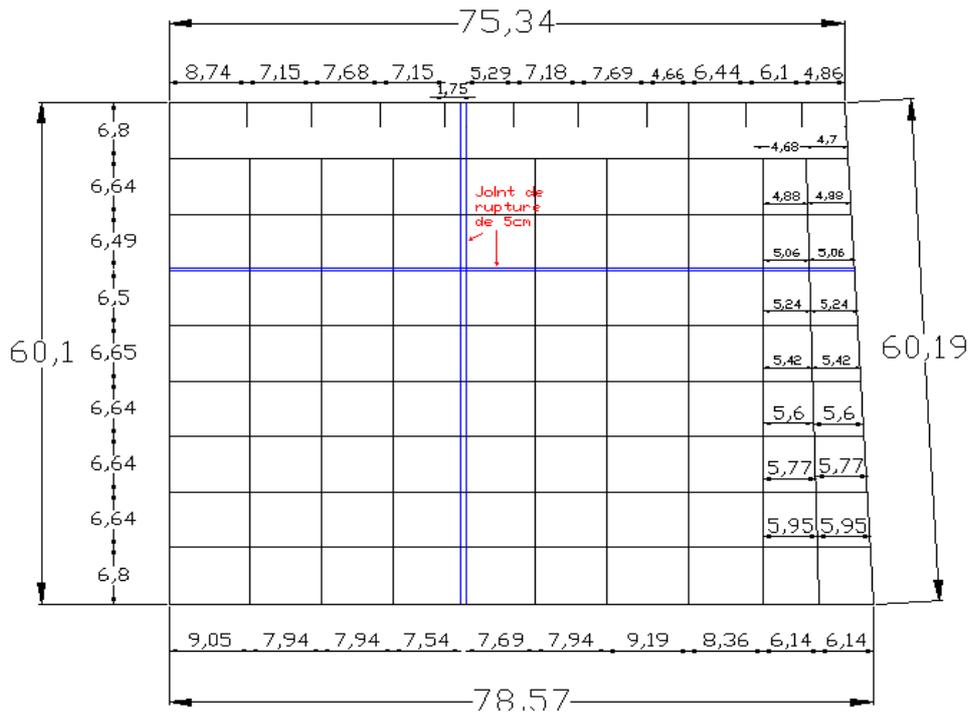


Figure 21 : disposition des poteaux et poutres du sous sol

2. MODÉLISATION :

2.1. Modèle d'analyse :

Modéliser une structure consiste à générer un modèle de calcul pouvant simuler le plus approximativement possible le comportement réel de la structure.

Dans notre cas, vu la non régularité des rigidités en élévation, on opte pour un modèle tri-dimensionnel en éléments finis. Néanmoins, des vérifications manuelles sont nécessaires pour la bonne interprétation des résultats.

La modélisation a été effectuée à l'aide du logiciel Robot-Bat, Edition 2010. Les différentes étapes suivies sont les suivantes :

- Modélisation des quatre blocs sur CBS Pro : Saisie des données géométriques et chargement statique.
- Descente de charge statique sur CBS Pro par la méthode d'analyse par surfaces d'influence.
- Export du modèle CBS Pro vers Robot
- Calcul dynamique (analyse modale) sur Robot.
- Interprétations et comparaison des résultats

Interaction sol-structure :

Les caractéristiques géotechniques du site, impliquant une déformabilité négligeable du sol, nous dispense de faire une étude plus poussée de l'interaction sol-structure ; ses déformations seront toujours négligeables par rapport a ceux de la structure.

2.2. Charges statiques verticales :**Charge des ponts roulants :**

On modélise les charges dues aux ponts roulants par des forces concentrées sur poteaux porteurs. Le calcul des chemins de roulements, détaillé dans ce rapport donne les résultats suivants :

- Permanente : Poids de la poutre de roulement : $0.1516 \text{ (T/m)} \times L$
- surcharge du pont roulant : 9.325 T

Charges permanentes : G

- Poids propre de la couverture : 17 Kg/m^2

Charges d'exploitation : Q

- Charges de la Poussière sur la couverture : 12 Kg/m^2
- Surcharges sur le plancher haut du Rdc : 2 T/m^2

3.ÉTUDE AU SÉISME :**3.1. Généralités :**

Le but de l'analyse sismique est de déterminer les sollicitations maximales qu'engendre un séisme à chaque niveau du bâtiment. Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant plusieurs méthodes dont :

- *La méthode statique équivalente :*

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques actives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

- *La méthode d'analyse modale spectrale :*

Le principe de cette méthode est de rechercher, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets qu'engendrent les forces sismiques dans la structure, représentées par un spectre de

réponse de calcul. Ces effets seront combinés pour avoir la réponse de la structure. La méthode la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures sont basées sur l'utilisation de spectre de réponse. Les éléments finis constituent par ailleurs un outil puissant à disposition. On effectue ainsi l'analyse modale par le logiciel Robot. Celui-ci intègre les règlements en vigueur à savoir le RPS 2000 et le BAEL 91.

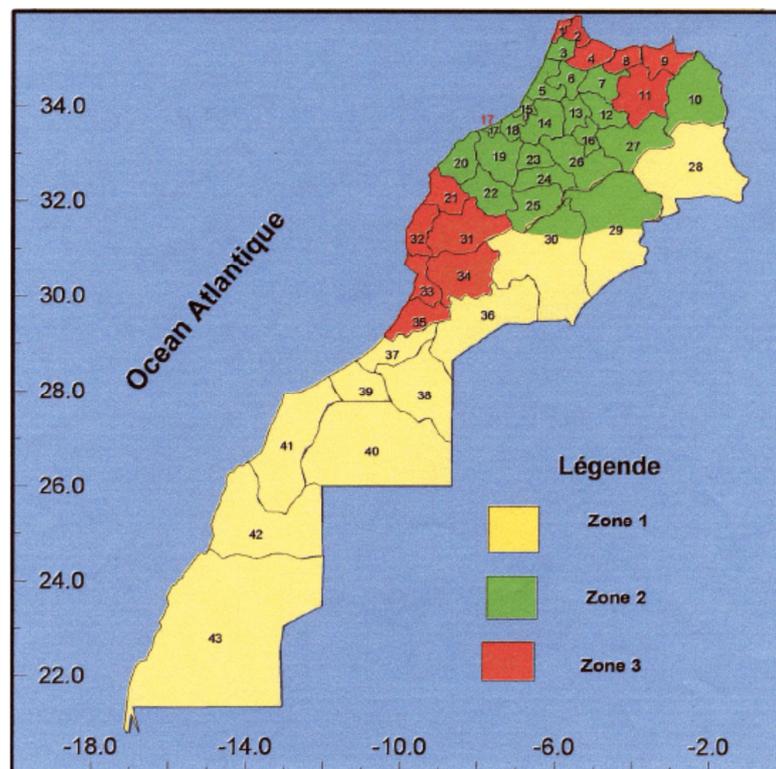
Condition d'application de la méthode statique équivalente :

Pour l'application de la méthode simplifiée d'analyse statique équivalente, l'article 6.2.1.2 du RPS 2000 stipule que :

- Le bâtiment doit satisfaire aux critères de régularité (énoncés en annexe) tant en plan qu'en élévation
- La hauteur ne doit pas excéder 60m
- La période fondamentale de la structure ne dépasse pas 2 secondes.

3.2. Paramètres réglementaires :

Le calcul au séisme se fait en se basant sur le règlement en vigueur au Maroc, à savoir le RPS2000. La figure suivante représente la carte de zonage sismique marocaine.



Notre hangar se situe dans la ville de Medionna (Grande Casablanca) qui est préconisée dans **la zone II**.

La stabilité d'ensemble du bâtiment sous séisme est assurée par des portiques en béton armé. L'impact de la couverture sera négligé dans le calcul sismique et sera alors modélisée par des charges linéaires sur les poutres porteuses. On a alors une ossature entièrement en béton armé.

On a alors les données de calcul suivantes :

- A : coefficient d'accélération:

Zone II => **A = 0.08**

- I : coefficient de priorité

Bâtiment de classe II => **I = 1.0**

- S : Coefficient de site

Le rapport géotechnique donne un site S2. D'où : **S = 1.2**

- Amortissement :

Structure en béton armé => **$\xi = 5\%$**

- D : facteur d'amplification dynamique

Le facteur d'amplification dynamique est donné par le spectre de dimensionnement et est fonction de :

- L'amortissement : $\xi = 5\%$.
- Le site : S2 dans notre cas.
- La période fondamentale de la structure : T

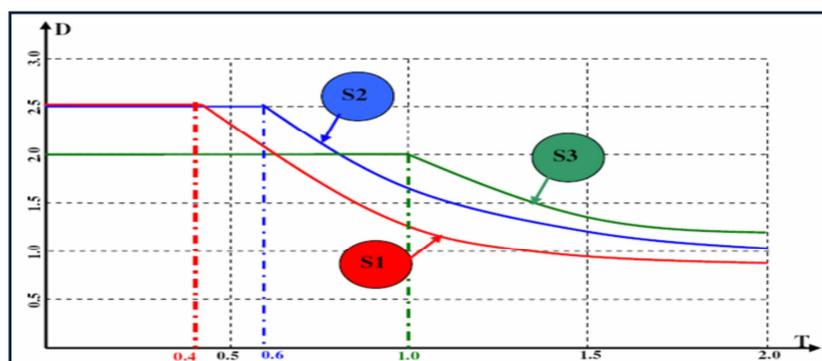


Figure 23 : Facteur d'amplification dynamique, fig. 5.3 du RPS200

La période fondamentale de vibration T , caractérisant la masse et la rigidité de la structure, peut être évaluée des formules empiriques simples tel : $T = 0.085 N$, avec $N=2$ est le nombre d'étages. D'où $T = 0.17 < 0.6$ s

Le facteur d'amplification dynamique de la structure est alors $D = 2.5$

- Niveau de ductilité et facteur de comportement K :

La ductilité d'une structure traduit sa capacité de dissipation de l'énergie sismique par des déformations inélastiques sans réduction importante de sa résistance.

Le comportement d'une structure à l'action sismique dépend à la fois de sa résistance et de sa ductilité. Dans un souci de choisir la combinaison optimale de ces deux paramètres selon les cas traités, le règlement définit trois niveaux de ductilité selon le comportement au séisme requis :

Le tableau suivant illustre le niveau de ductilité requis pour les deux classes de structures en fonction de l'intensité du séisme.

Classe de bâtiment	$A_{max} \leq 0,1g$	$0,1 < A_{max} \leq 0,2g$	$0,2g < A_{max}$
Classe I	ND1	ND2	ND3
Classe II	ND1		ND2

Tableau 11 : Ductilité et classe de bâtiments

Le facteur de comportement K caractérise la capacité de dissipation de l'énergie vibratoire de la structure qui lui est transmise par les secousses sismiques. Il traduit le rapport de l'effort dans un comportement élastique et l'effort pour un même déplacement dans le domaine plastique. Ce coefficient est donné en fonction du type du système de contreventement et du niveau de ductilité exigée de la structure.

Système de contreventement	ND1	ND2	ND3
Portiques	2	3.5	5
Murs et Voiles	2	3	4
Voiles	1.4	2.1	2.8

Tableau 12 : Coefficient de majoration dynamique

On a un contreventement par portiques. On conclut donc que $k = 2$

- Prise en compte des masses :

Les masses à prendre en compte dans les calculs sont celles correspondant aux charges permanentes et à une fraction Ψ des charges d'exploitation. $W = G + \Psi Q$

On prend un coefficient de $\Psi = 0.2$

3.3. Analyse statique équivalente :

Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

Calcul de l'effort tranchant à la base :

Notre bâtiment satisfait bien aux critères de régularité en plan cité ci-dessus mais ne satisfait pas à ceux en élévation. En effet, la variation relative de la masse entre les deux niveaux est assez importante et seulement certaines files de poteaux sont continué au premier étage.

D'autre part, Il faut bien noter que le règlement précise que la valeur de l'effort latéral sismique V , issu de l'analyse modale, servant au calcul ne doit pas être inférieure à 0.9 fois la valeur obtenue par l'approche statique équivalente. Ceci constitue une bonne base de comparaison et d'interprétation des résultats.

On se contente ainsi de calculer l'effort tranchant à la base via l'approche RPS et de l'affronter aux résultats de l'analyse modale qu'on sera amené à faire sur Robot.

La force sismique totale F appliquée à la base de la structure est calculée selon la formule issue du RPS 2000 suivante : $F = \frac{A.S.D.I}{k} \cdot W$

Avec :

- I : coefficient de priorité : $I = 1.0$
- W : masse totale de la structure : $W = G + 0.2 Q$

Conclusion : $F = 0.12 W$

	W (T)	F (T)
Bloc 1	2 142.12	257.05
Bloc 2	1 120.26	134.43
Bloc 3	2 975.02	357.00
Bloc 4	1 671.08	200.53

Tableau 13 : Effort tranchant à la base

3.4. Analyse dynamique (modale) :

Dans cette étape le logiciel recherche les modes propres de vibrations (ou le comportement de la structure pour ces fréquences de résonances) de la structure avec lesquelles on approche son comportement dynamique.

Les éléments d'intérêt de la réponse retenus pour la vérification de sécurité sont :

- Les maximums des déplacements absolus et relatifs
- Les maximums des sollicitations

Il faut que la superposition des modes calculés donne une représentation aussi exacte que possible du comportement de la structure, ainsi, le calcul des modes doit être poussé de façon à satisfaire les deux conditions suivantes issues du PS 92 (Art. 6.6.2.2)

- Atteindre, dans chaque direction d'excitation la fréquence minimale de 33 Hz dite « fréquence de coupure » au delà de laquelle l'apport des modes supérieurs est négligeable.
- Solliciter 90% de la masse totale W du système dans les deux directions horizontales d'excitation. C'est-à-dire que la masse modale effective cumulée des modes calculés est au moins égale à $0.9 W$.

Plancher :

Lors d'un séisme, le plancher travaille en diaphragme, c'est-à-dire un plan infiniment rigide avec des déplacements relatifs négligeables aux sommets.

Afin de garantir à la dalle pleine la caractéristique essentielle de rigidité parfaite, on substitue à celle-ci un système de croix horizontales constitué par des profilés IPE100. En effet, le poids négligeable de ce type de barres et leur grande inertie dans le sens longitudinal nous permet d'alléger les calculs et d'avoir un comportement infiniment rigide sans pour autant influencer les résultats finals.

4. RÉSULTATS ET VÉRIFICATIONS :

4.1. Calculs statiques de la structure :

Descente de charge manuelle sur les poteaux des blocs 1 et 2 :

Afin de disposer d'une base pour l'appréciation des résultats du calcul statique effectué par le logiciel, on a effectué une descente de charge manuelle sur les poteaux du rez de chaussé du bloc 1. Les résultats sont donnés en annexe :

Descente de charge sur CBS :

Afin de faire une vérification rapide des dimensions des différents éléments prises lors du prédimensionnement, nous avons effectué une descente de charge sur CBS Pro en utilisant la méthode de calcul par surface d'influence.

D'autre part, on lance un prédimensionnement des semelles isolées sous poteaux. Les sections ne seront pas figées, une vérification détaillée au renversement et au glissement est à faire au moment du ferrailage robot.

4.2. Résultats de l'analyse modale

4.2.1. Modes propres et masses effectives participantes :

L'analyse modale est appliquée à notre modèle 3-D aux éléments finis. On constate, d'après le tableau suivant, que dans les deux directions horizontales, plus de 90 % de la masse du bâtiment a été mobilisée avec une fréquence de 14.82 Hz au 25ème mode dans le bloc 2. Le tableau suivant montre les résultats de l'analyse modale pour le bloc 2 :

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse Modale [%]		Masses Cumulées [%]		Total masse (T)	
			UX	UY	UX	UY	UX	UY
1	2.64	0.38	0.01	51.92	0.01	51.92	1 120.26	1 120.26
2	3.28	0.3	0.06	0.00	0.07	51.92	1 120.26	1 120.26
3	3.32	0.3	2.40	0.49	2.47	52.41	1 120.26	1 120.26
4	3.52	0.28	79.47	0.00	81.94	52.41	1 120.26	1 120.26
...								
24	14.13	0.07	0.04	0.00	99.94	99.97	1 120.26	1 120.26
25	14.82	0.07	0.00	0.00	99.94	99.97	1 120.26	1 120.26

Tableau 14: Résultats analyse modale bloc 2

4.2.2. Efforts de dimensionnement des poteaux Rez du chaussé :

Le règlement parasismique stipule que : « *L'action du vent n'est pas à combiner avec celle du séisme et si le calcul au vent produit des sollicitations plus défavorables que celles obtenues en utilisant la combinaison $G + E + 0.3 N + \Psi . Q$ le dimensionnement et la vérification de la structure s'effectuent pour les sollicitations dues au vent* »

Les tableaux suivants donnent l'enveloppe des efforts dans les poteaux du rez de chaussé correspondants aux combinaisons les plus défavorables.

<i>Bloc 1 :</i>	<i>FX [T]</i>	<i>FY [T]</i>	<i>FZ [T]</i>	<i>MX [Tm]</i>	<i>MY [Tm]</i>	<i>MZ [Tm]</i>
MAX	319.11	23.12	12.22	0.94	31.69	42.94
Cas	ELU	ELU	ACC/2	ACC/1	ELU	ELU
MIN	-3.88	-15.64	-12.2	-0.98	-31.37	-67.23
Cas	10 (C) (CQC)	ACC/8	ACC/9	ACC/8	ELU	ELU

<i>Bloc 2 :</i>	<i>FX [T]</i>	<i>FY [T]</i>	<i>FZ [T]</i>	<i>MX [Tm]</i>	<i>MY [Tm]</i>	<i>MZ [Tm]</i>
MAX	244.66	23.74	11.58	1.06	28.85	52.41
Cas	ELU	ELU	ACC/2	ACC/2	ELU	ELU
MIN	-9.8	-18.07	-12.26	-0.94	-38.7	-68.75
Cas	ACC/11	ELU/3	ELU/3	ACC/9	ELU/3	ELU/3

<i>Bloc 3 :</i>	<i>FX [T]</i>	<i>FY [T]</i>	<i>FZ [T]</i>	<i>MX [Tm]</i>	<i>MY [Tm]</i>	<i>MZ [Tm]</i>
MAX	340.98	14.98	13.78	0.69	34.04	28.92
Cas	ELU	ACC/1	ACC/2	ACC/1	ACC/9	ACC/1
MIN	-4.38	-13.91	-13.78	-0.71	-34.15	-44.21
Cas	10 (C) (CQC)	ACC/8	ACC/9	ACC/8	ACC/2	ELU/3

<i>Bloc 4 :</i>	<i>FX [T]</i>	<i>FY [T]</i>	<i>FZ [T]</i>	<i>MX [Tm]</i>	<i>MY [Tm]</i>	<i>MZ [Tm]</i>
MAX	388.06	26.55	13.78	1.39	34.34	40.74
Cas	ELU	ELU/3	ACC/2	ACC/2	ELU	ELU
MIN	-6.17	-14.45	-17.62	-1.33	-60.43	-77.74
Cas	10 (C) (CQC)	ELU	ELU	ACC/9	ELU	ELU

Tableau 15 : Efforts poteaux RDC. Extrêmes Globaux

4.3. Vérification de la structure au séisme

Le but est de vérifier que la structure évolue dans le domaine de ses propriétés qui est pris en compte dans le calcul et contenir les dommages structuraux dans des limites acceptables. On évalue notamment les déplacements horizontaux dont le tableau suivant donne l'enveloppe pour les différents blocs.

On constate que le maximum reste inférieur à : $0.004 H = 4.1 \text{ cm}$

		UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]
BLOC 1	MAX	1.00	1.30	0.00
	min	-0.70	-1.30	-0.10
BLOC 2	MAX	1.00	1.10	0.10
	min	-0.40	-1.50	-1.30
BLOC 3	MAX	0.70	1.60	0.00
	min	-0.70	-1.60	-0.20
BLOC 4	MAX	0.50	1.40	0.00
	min	-0.50	-2.00	-1.90

Tableau 16 : Enveloppe des déplacements par bloc

5. DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS BÉTON ARMÉ :

Après la phase de calcul et d'interprétation des résultats de calcul relatifs aux éléments structuraux, vient la phase du dimensionnement et de la détermination du ferrailage. L'exploitation des résultats, entre autres les efforts et les moments dans les éléments est assez délicat, notamment en ce qui concerne le regroupement des cas similaires et la justification des valeurs des efforts dimensionnant.

5.1. Combinaisons d'actions

La combinaison fondamentale des actions à considérer pour le calcul des sollicitations et la vérification des états limites est donnée par l'expression suivante : $S_c = G + E + \Psi Q$

Avec :

- G : Le poids mort et charges permanente de longue durée

- E : Effets du séisme
- Q : Charges d'exploitation
- Ψ : facteur d'accompagnement dont les valeurs sont données dans le tableau suivant :

<i>Nature des surcharges</i>	<i>Coefficient Ψ</i>
1/ Bâtiments à usage d'habitation et administratif...	0.20
2/ Bâtiments d'utilisation périodique par le public telles que salles d'exposition, salles de fêtes...	0.30
3/ Bâtiments d'utilisation tels que restaurants, salles de classe...	0.40
4/ Bâtiments dont la charge d'exploitation est de longue durée tels que entrepôts, bibliothèques, silo et réservoirs...	1.00

Tableau 17 : Coefficient Ψ , extrait du RPS 2000 (Tableau 6.1)

5.2. Sollicitations de calcul :

Les différentes sollicitations de calcul des éléments ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel Robot.

Pour cela le calcul des éléments de portiques se fera comme suit :

- Les poutres seront dimensionnées en flexion simple.
- Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.
- Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugée peu préjudiciable.

5.3. Dispositions constructifs réglementaires :

Les éléments structuraux en béton armé doivent préalablement être calculés et exécutés selon le règlement en vigueur en tenant compte des dispositions résumés dans le règlement pour le niveau de ductilité choisi (ND1).

S'agissant d'un avant projet détaillé on prévoit seulement des plans de ferrailage type pour les différents éléments.

5.4. Calcul des Poteaux en flexion composée :

La méthode préconisée pour la détermination du ferrailage est celle détaillé par Henry Thonier suivante :

« Un des paramètres essentiels est l'élanement mécanique λ du poteau, c'est-à-dire, le rapport de sa plus grande dimensions (longueur) sur sa plus petite : $\lambda = \frac{L_f}{i}$

Où :

- L_f : est la longueur de flambement
- I : rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$
- I : Moment d'inertie de flexion et S : l'aire de la section droite.

Remarque : Pour les poteaux rectangulaires 60x60 cm, on a : $S = b h$; $I = \frac{b h^3}{12}$

Soit : $i = \frac{h}{\sqrt{12}} = 0.289 h$

Les poteaux en béton armé sont calculés en ELU.»

Dans notre cas, les poteaux sont soumis à des charges centrés avec des moments en tête et en pied.

«En fonction de la longueur de flambement et de l'élanement, les règles du BEAL 91 distinguent les limites et méthodes d'emploi comme indiquées dans le tableau ci-dessous.

Moments non nuls		
Excentricité de la charge : $e_0 = \frac{M_u}{N_u}$		
Élanement	$L_f \leq 15$ ou $L_f \leq 20 e_0$	$L_f > 20$ et $L_f > 15 e_0$
Méthode	Forfaitaire BAEL, Art. A.4.3.5	Étude du flambement

Application de la méthode forfaitaire :

Les règles BAEL proposent une valeur forfaitaire de l'excentricité de deuxième ordre à prendre en compte :

$$e_2 = 3 \frac{L_f^2}{h} (2 + \alpha \cdot \phi) \cdot 10^{-4}$$

Avec :

- Φ : Coefficient de fluage = 2 en général sauf justification particulière.
- α : Rapport du moment dû aux actions permanentes, non pondérés sur le moment total non pondéré, variant ainsi entre 0 à 1.

La vérification du poteau est alors faite en flexion composée avec un effort normal N_u et un moment $M'_u = M_u + N_u(e_a + e_2)$

Où :

- M_u Représente le moment agissant extérieur.
 - $e_a =$ Excentricité additionnelle = $\text{Max} \left(\frac{L}{250} ; 2 \text{ cm} \right)$
 - $L =$ Longueur du poteau.
- ». (Extrait de Henry Thonier, Tome 3. art. 8.4 et 8.5.1 relatifs au calcul des poteaux en béton armé)

Dans notre structure, les poteaux sont soumis à des moments dans les deux directions horizontales. Dans le but de garantir une distribution symétrique des armatures dans les deux directions, on prend comme moment dimensionnant le maximum de $M_{y,\max}$ et $M_{z,\max}$

L'approche pour les poteaux rectangulaires consiste à déterminer pour une direction donnée (celle au moment max) la section d'acier tendue comme s'il n'y avait qu'une nappe d'acier tendu et pas d'acier comprimé. On distribue ensuite cette section sur les quatre cotés du poteau.

Ci-dessous un exemple de calcul pour le poteau le plus sollicité :

- $M_u = 77.7 \text{ T.m}$; $N_u = 150 \text{ T}$
- Excentricité totale : $e_t = 52.3 \text{ cm}$
- Moment par rapport aux aciers tendus :

$$M_t = N_u \left(e_t + d - \frac{h}{2} \right) = 150x(0.52 + 0.55 - 0.30) = 115.8 \text{ T.m}$$

- Moment réduit : $\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bu}} = 0.303 < 0.37$

$$\text{D'où : } Z = 0.5 d (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.447$$

$$A_S = \frac{\frac{M_t}{Z} - N_u}{\sigma_S} = 24.76 \text{ cm}^2$$

Cette valeur est très proche à celle calculé par Robot.

5.5. Conclusion :

Le ferrailage transversal nécessite des dispositions spéciales. On se contente d'un calcul assisté par robot pour déterminer les sections, les espacements et les formes des cadres. On vérifie également les dispositions requises par le RPS2000 ainsi que les PS92.

La vérification manuelle des poteaux circulaires est assez délicate et pas simple, on se contente du ferrailage de robot.

Les détails de ferrailage type des poteaux pour un poteau circulaire et un autre rectangulaire est donné en annexe.

Le ferrailage des poutres est fait en prenant en considération uniquement les efforts statiques verticaux. Pour se faire, on a recours à la méthode de Caquot appliquée aux poutres continues et aux prescriptions du BAEL.

Un plan type de ferrailage des poutres est donné en annexe. Il concerne une poutre continue du bloc 1. Bien entendu, pour le dossier d'exécution, chaque poutre sera étudiée séparément et aura son propre plan de ferrailage.

6. Etude des Fondations :

Le rapport géotechnique recommande des fondations superficielles composées de semelles isolées sous poteaux maintenues par un maillage de longrines.

Les semelles reprennent les efforts verticaux issus de la descente de charges et des efforts tranchants à la base issus de l'analyse modale de la structure ainsi que 10% des moments à la base. La part restante des moments d'encastrement seront repris par les longrines disposées de part et d'autre des semelles isolées.

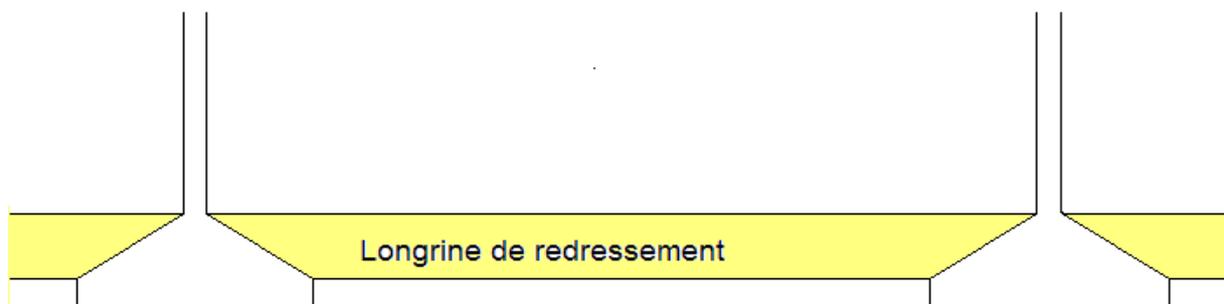


Figure 24 : Schéma de principe des longrines

Dans cette partie nous allons vérifier la résistance des semelles face aux sollicitations ainsi que à la stabilité au renversement et au soulèvement. Les semelles concernées dans ce qui suit sont ceux appartenant au bloc 1 et qui correspondent au poteau central de la charpente métallique. Ce sont les plus chargés verticalement.

6.1. Semelles sous les poteaux centraux (carré 60 cm) :

Les sollicitations les plus défavorables sont:

N (T)	F _x (T)	M (T.m)
280	14	3.2 (= 10% M _Y)

Une semelle rectangulaire sous poteau rectangulaire constitue un tronc de pyramide. La section AB doit être fixée de telle sorte que la contrainte sous la semelle reste inférieure à la contrainte admissible du sol (1,8 bar) et d'avoir le même débord.

Ainsi, $AB \cdot \bar{\sigma}_{sol} \geq N$. On trouve : $A = B = 4.5 \text{ m}$

La hauteur de la semelle doit vérifier : $h \geq \max(dx; dy) + 0.05$ Où : $d_x = d_y = \frac{A-a}{4}$

D'où : $h = 1.10 \text{ m}$

6.1.1. Dimensionnement :

La charge normal appliqué à la fondation est la somme de :

- Charge sous N = 280 T
- Poids propre de la fondation : $P_{\text{semelle}} = 4.5 \times 4.5 \times (0.8 + \frac{0.3}{2}) \times 2.5 = 48 \text{ T}$
- Poids des terres : $P_{\text{terres}} = (4.5 - 0.6) \times \frac{4.5}{2} \times 0.3 \times 1.8 = 4.74 \text{ T}$

Soit : la charge normale totale à l'ELU est : $N = 332.74 \text{ T}$

Le moment total en bas de la semelle vaut à l'ELU :

$$M_t = M_y + F_x \cdot h = 18.6 \text{ T.m}$$

Soit l'excentricité : $e = \frac{M}{N} = 0.055 < \frac{B}{6} = 0.75$

N s'applique à l'intérieur du noyau central, la semelle est alors entièrement comprimée et le diagramme des contraintes sous la semelle est trapézoïdal.

D'où :
$$\sigma = \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{3e}{A}\right) = 1,7 \text{ bar} < \sigma_{sol}$$

6.1.2. Calcul des armatures:

L'excentricité 'e' est assez faible ($e < \frac{b}{6}$). On calcul les armatures de fondation pour une

tranche de un mètre de largeur et on considère que la semelle est soumise uniquement à

l'effort axial : $P = N \left(1 + \frac{3e}{B}\right) = 345.14 \text{ T}$

La méthode préconisée est la méthode des bielles. Ainsi, les sections d'aciers nécessaires sont les suivantes :

- $A_{Sa} = \frac{N(A-a)}{8d_a\bar{\sigma}_s}$; $A_{Sb} = \frac{N(B-b)}{8d_b\bar{\sigma}_s}$
- $d_a = h - \left(\frac{\phi}{2} + 5 \text{ cm}\right) = 1.043$; $d_b = h - \left(3\frac{\phi}{2} + 5 \text{ cm}\right) = 1.029$

On prend des barres HA16. On trouve :

- $A_{Sa} = 44 \text{ cm}^2$ Ce qui donne : 22 barres avec un espacement de 20 cm
- $A_{Sb} = 44 \text{ cm}^2$ Ce qui donne : 22 barres avec un espacement de 20 cm

La disposition des armatures est donnée dans le schéma suivant :

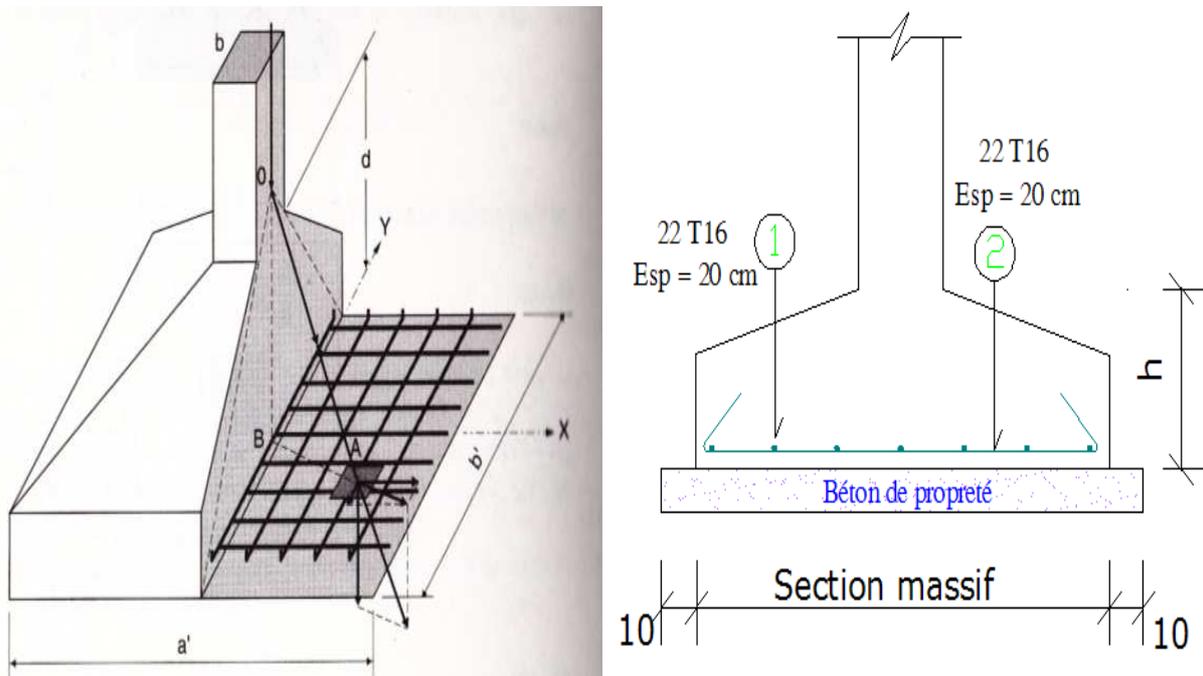


Figure 25 : Détails constructifs de la semelle isolée

6.1.3. Vérification au renversement :

Le renversement de la semelle se produit lorsque le moment déstabilisant dû au moment d'encastrement et à l'effort tranchant devient supérieur au moment stabilisant de l'effort normal total. Les cas de charge à prendre en compte sont ceux qui donnent un effort normal minimal et un effort horizontal et un moment maximaux.

Soit x la longueur de la partie comprimée. Par l'équilibre des forces on trouve $x = 3 \times \left(\frac{B}{2} - e\right)$ On est dans le cas de l'encastrement, alors on doit s'assurer que la moitié de

la semelle est comprimée : $x \geq \frac{B}{2}$ En utilisant les deux conditions on obtient : $B \geq 3 \times e$

Soit : $B = 4.5 \geq 3 \times 0.24 = 0.72$ On n'a pas de risque de renversement.

6.2. Semelle sous le poteau de rive :

En faisant un calcul similaire, on obtient les résultats suivant :

N	F _x	M	M _t	a (m)	b (m)	h	σ_{sol}	$\sigma_{béton}$	fe
	(T)		(T.m)	(m)			(MPa)		
182	18	35	62.626	0,6	0,6	1,6	0,18	25	500

Vérification de la contrainte sous la semelle :

A	B	e	Σ	σ_{sol}
4,5	4.5	0.18	0,11 <	0,18

Calcul du ferrailage :

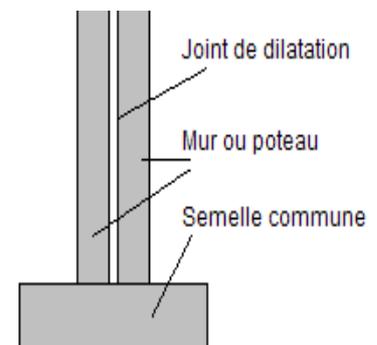
σ_1	0,10
σ_M	0,14
M_1	1.19
S_A (cm ²)	31
S_B (cm ²)	31

Vérification au renversement : $B = 4.5 \geq 3 \times 0.18 = 0.54$ **OK**

6.3. Semelle au niveau du Joint de dilatation :

Le calcul des semelles des poteaux circulaires est fait avec le logiciel Robot Millenium. (Voir annexe). Pour les poteaux de rives, les joints de dilatation prévus sont arrêtés au-dessus des semelles de fondation (joints diapason).

En annexe, un plan d'exécution d'une semelle sous deux poteaux au droit du joint.



Calcul de métré

Afin de faire la comparaison entre la charpente métallique et la préfabrication, il est utile d'élaborer un devis estimatif .En fait, du point de vue commerciale, c'est le plus important ; toute l'étude déjà établie a pour but d'aboutir à ce dernier devis qui doit, en dernière analyse, déterminer le prix auquel doit être vendue la charpente.

1. Charpente Métallique :

1.1. Calcul des Quantités:

Le métré de la charpente consiste dans le calcul du poids de toutes les pièces en s'inspirant du poids unitaire des profils courants (*Réf. MÉMOTÉCH, Structure Métallique*). Toutefois, il faut signaler la présence dans une charpente d'une quantité très appréciable de pièces secondaires qui échappent aux calculs et qu'il convient de faire figurer dans l'avant métré. Il s'agit, en l'occurrence, des goussets boulons et équerres d'assemblage, des plaques d'assises des poteaux, des barres de contreventements, liens de pannes et raidisseurs. Le poids total de ces pièces peut atteindre 7% du poids total de la charpente.

A l'aide de robot millenium on a pu établir un tonnage qui concerne la charpente de notre structure.

Type	Nombre	Longueur [m]	Poids unitaire [kg/m]	Poids pièce [kg]	Poids total [kg]
CAE 30x4	4	8.95	1.78	15.93	64.00
"	8	9.04	1.78	16.09	129.00
"	8	9.08	1.78	16.16	129.00
"	4	10.26	1.78	18.26	73.00
"	7	10.33	1.78	18.39	129.00
"	1	10.34	1.78	18.41	18.00
"	8	10.37	1.78	18.46	148.00
HEA 340	15	4.82	104.81	505.20	7 578.00
IPE 200	25	7.54	22.37	168.66	4 216.00
"	50	7.94	22.37	177.60	8 880.00
"	25	9.05	22.37	202.43	5 061.00
IPE 240	8	5.41	30.72	166.18	1 329.00
"	4	6.00	30.72	184.30	737.00
IPE 450	10	9.96	77.60	772.92	7 729.00
"	10	10.11	77.60	784.56	7 846.00
ROND 12	16	1.21	0.89	1.07	17.00
"	4	3.96	0.89	3.52	14.00
"	8	4.15	0.89	3.69	29.00
"	4	4.69	0.89	4.17	17.00
UPN 140	28	4.95	16	79.20	2 217.60
"	12	5.02	16	80.32	963.84
"	14	5.03	16	80.48	1 126.72

"	6	7.54	16	120.64	723.84
"	12	7.94	16	127.04	1 524.48
"	6	9.05	16	144.80	868.80

Tableau 18 : Métré des éléments de la charpente métallique

Total par section					
Type	Nombre	Longueur [m]	Poids unitaire [Kg/m]	Poids total [Kg]	Surface de peinture (m ²)
CAE 30x4	40	387.41	1.78	690.00	44.83
HEA 340	15	72.30	104.81	7 578.00	129.75
IPE 200	100	811.75	22.37	18 157.00	623.58
IPE 240	12	67.28	30.72	2 067.00	62.02
IPE 450	20	200.70	77.60	15 575.00	322.15
ROND 12	32	87.16	0.89	77.00	0
UPN 140	78	464.08	16	7425.28	195.99
Jarret_0.1x1				1 625.00	36.06
Totaux nets :				51 922.00	1414.40

Tableau 19 : Tonnage de la charpente métallique du bloc 1

- Couverture :

Le calcul de la couverture en plaques NERVESCO montre qu'on aura besoin d'un total de 336 plaques de 1m de largeur et 4m de longueur pour couvrir la surface totale de 1298.8 m².

Ceci correspond à un poids total de **9515.5 Kg**

- Bardage:

Pour le bardage, on a choisit un bardage en maçonnerie. Il est réparti sur les 4 faces de la structure. Les enduits extérieurs seront en mortier bâtard lisse, les enduits intérieurs en mortier de ciment lisse.

En partant de l'hypothèse d'une ouverture de 5%, on trouve une surface totale de maçonnerie égale à : $4.82 \times (78.57 + 60.10 + 60.19 + 75.34) \times 95 \% = 1118 \text{ m}^2$

1.2. Estimation des coûts :

Pour chiffrer le coût de l'opération à cette phase, on s'est inspiré d'autres études de projets de charpente métallique élaborées par un BET, pour dégager les prix unitaires.

Désignation	Unité	Quantité	P.U (DH)	Total (DH)
Charpente métallique (main d'œuvre comprise)				
Charpente principale	Kg	51922.00	22.00	1 142 284.00
Boulons équerres, platines, goussets, raidisseurs	Kg	5190.00	22.00	114 228.40
Peinture	m ²	1414.40	15.00	21 216.00
Total Charpente				1 277 728.40
Couverture				
Couverture en plaques NERVESCO	Kg	9515.5	22	209 341.00
Bardage en maçonnerie (main d'œuvre comprise)				
Cloisons en agglos creux de 0,2 d'épaisseur	m ²	318	140	44 520.00
Enduit intérieur et extérieur	m ²	636	45	28 620.00
Polystyrène pour joints de dilatation	ml	38	50	1 900.00
Total Bardage				75 040.00
Total				3 446 109.4

Tableau 20 : Devis estimatif du projet réalisé en charpente métallique

A partir de la surface totale du BLOC égale à 1298 m² et celle du projet de 4621 m², on déduit que la structure en charpente métallique coûte approximativement 2653.30 DH /m².

Soit un total d'environ : **12 260 899.30 DH**

2. Béton armé :

Le métré de cette partie porte sur les quatre blocs.

2.1. Poteaux :

Le quantitatif suite au ferrailage des poteaux du bloc 1 sur Robot est le suivant :

- Volume de Béton = **45.52** (m³)
- Surface de Coffrage = **303.50** (m²)
- Acier HA 500
 - Poids total = **7422.08** (Kg)
 - Densité = 163.04 (Kg/m³)
 - Diamètre moyen = 13.0 (mm)
 - Liste par diamètres :

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Nombre
8	0.69	108
8	1.74	540
8	1.9	362
8	2.32	576

10	1.83	72
10	2.36	72
14	1.94	96
14	2.44	96
14	4.57	24
20	4.57	192
25	4.57	72
32	4.57	18

On faisant extrapoler les résultats pour les Quatre blocs, on trouve :

- Volume de Béton = **174.28** (m³)
- Surface de Coffrage = **1162** (m²)
- Acier HA500 : Poids Total : **28 416** (Kg)

2.2. Poutres :

Pour les poutres et les planchers, on se base sur un ratio d'armatures de 130 Kg/m³

On trouve :

- **Béton** : $V = 1545 \times 0.5 \times (0.7 - 0.25) = 347.63 \text{ m}^3$
- **Aciers** : on trouve : 45 500 Kg

2.3. Planchers :

On prend un ratio d'armature de 120 Kg/m³ ou 30 Kg/m². Ceci est justifié par l'importante charge d'exploitation sur la dalle. On a une surface de 4625 m². D'où :

- **Béton** : $V = 4625 \times 0.25 = 1156.25 \text{ m}^3$
- **Aciers** : on trouve : 138 750 Kg

2.4. Semelles :

D'après le calcul des fondations, on estime que dans une semelle, le ratio d'acier est de 15 Kg/m³. La géométrie moyenne d'une semelle est de $4.5 \times 4.5 \times 0.9 = 18 \text{ m}^3$

Ainsi, on a les quantitatifs suivants pour les quatre blocs :

- **Béton** : 2 412 m³

- **Acier** : 36 180 Kg

- **Déblayage** : Le volume des terres à déblayer est : $1.5 \times 5^2 = 37.5 \text{ m}^3$ par semelles.

Ce qui donne un total de **5 025 m³**

- **Remblayage** : Une partie des volumes déterrés va servir de a remblayer la fondation

Pour chaque poteau, il faut remblayer en moyen : 2 m^3

La quantité totale de matériaux à remblayer est alors : **268 m³**

2.5. Estimation des coûts :

Le tableau suivant récapitule le devis estimatif du sous sol en béton armé. On considère un coefficient de perte de l'ordre de 3% pour le béton et 9% pour les armatures.

Type d'objet	Coût béton (Prix Unitaire : 1300 DH)			Coût Armatures (P.U : 20 DH)		
	Volume (m ³)	Chutes	Coût (DH)	Masse (T)	Chutes	Coût (DH)
Poteau	174.28	3%	233 360.92	28.42	9 %	619 556.00
Poutre	347.63	3%	465 476.57	45.50	9 %	991 900.00
Semelle	2412.00	3%	3 229 668.00	36.18	9 %	788 724.00
Dalle	1156.25	3%	1 548 218.75	138.75	16 %	3 219 000.00
Coût total du béton			5 476 724.24	Coût total des armatures		5 619 180.00
Coût global			11 095 904.24 DH			

Tableau 21 : Devis estimatif de la partie en béton armé

On ajoute à ceci, le coût des terrassements et des longrines. Celle-ci est équivalente aux poutres. On a alors :

- **Terrassements** : $5025 \times 40 + 268 \times 35 = 210 380 \text{ DH}$

- **Longrines** : $450 000 + 900 000 = 1 350 000 \text{ DH}$

3. Devis Global :

Le devis estimatif de la structure donne un coût global de :

- **Charpente métallique** : **12 260 899.30 DH**

- **Béton Armé et fondations** : **12 656 284.24 DH**

Conclusion :

Au terme de ce travail, il nous a été permis d'appréhender toutes les étapes essentielles d'un projet d'étude depuis la conception, la modélisation jusqu'à l'élaboration du devis estimatif.

Le thème traité est assez complet. En effet, l'étude de ce type de bâtiment industriel fait appel à diverses notions du domaine du génie civil à savoir les charpentes métalliques, béton armé, fondations, engins de manutention, calcul au vent et génie parasismique. Ce travail constitue également une occasion pour nous d'approfondir notre expérience en termes d'interprétation et d'exploitation, souvent longue et compliquée, des résultats donnés par le logiciel de calcul des structures ROBOT.

On peut dire en conclusion que notre bâtiment est correctement dimensionné pour le respect des différentes normes. Toutefois, une étude économique complémentaire de la variante en autoportante est encore à compléter par le BET en collaboration avec l'Architecte pour pouvoir entamer une étude comparative et élaborer ainsi un avant projet détaillé.

Finalement, ce stage apparaît comme un véritable complément à la formation d'un ingénieur EHTP. En effet, l'enseignement de l'école est très abstrait et le projet de fin d'étude est une réelle opportunité pour mettre en pratique les connaissances acquises et mieux cerner les difficultés relatives à l'interprétation des résultats et à l'explication des comportements des structures face aux divers phénomènes d'instabilité. Il permet ainsi à l'élève ingénieur de mieux appréhender ses futures responsabilités.

Ce stage aura renforcé la passion qu'on a pour le secteur d'activité de la construction et c'est avec encore plus de motivation que nous entamons notre parcours dans le domaine de l'ingénierie.

Annexes

Liste d'annexes :

- Annexe 1.** Plan de coffrage du sous sol et fondations
- Annexe 2.** Caractéristiques des ponts roulants
- Annexe 3.** Exemple d'un pont roulant bipoutre
- Annexe 4.** Note de Calcul Robot : Vérification des éléments CM à l'ELS
- Annexe 5.** Note de Calcul Robot : Vérification des éléments CM à l'ELU
- Annexe 6.** Note de Calcul Robot : Assemblage Traverse-Poteau-traverse
- Annexe 7.** Note de Calcul Robot : Assemblage Traverse - traverse
- Annexe 8.** Note de Calcul Robot : Assemblage Poteau traverse
- Annexe 9.** Descente de charge manuelle sur les blocs 1 et 2
- Annexe 10.** Critères de Régularité des bâtiments, RPS 2000
- Annexe 11.** Note de Calcul Robot : Poteau Rectangulaire
- Annexe 12.** Note de Calcul Robot : Poteau circulaire
- Annexe 13.** Note de Calcul Robot : Poutre Continue
- Annexe 14.** Note de Calcul Robot, plan de Ferrailage type : Poteau R 60x60
- Annexe 15.** Note de Calcul Robot, plan de Ferrailage type : Poteau C 60
- Annexe 16.** Note de Calcul Robot, plan de Ferrailage type : Poutre Continue
- Annexe 17.** Note de Calcul Robot, plan de Ferrailage type : Semelle isolée