

Remerciements	
Dédicace	
Résumé	
Abstract	
المخلص	
Table des matières	I
Liste des figures	VI
Liste des tableaux	VIII
Liste des notations	IX
Introduction générale	02
Chapitre I : Présentation du projet	
I.1. Présentation du projet	04
I.2. Localisation.....	05
I.3. Présentation des caractéristiques architecturales du bâtiment	06
I.4. Règlements utilisés	07
I.5. Logiciels utilisés.....	07
I.6. Matériaux utilisés.....	07
I.6.1. L'acier de construction	07
I.6.2. Le béton.....	08
I.7. Les assemblages.....	08
I.7.1. Le boulonnage.....	08
I.7.2. Le soudage.....	08
Chapitre II : Descente des charges.	
II.1. Introduction.....	10
II.2. Charge permanente	10
II.3. Surcharges d'exploitations	10
II.4. La neige	11
II.5. Le vent.....	12
II.5.1. Principes du DTR RNV (version 2013).....	12
II.5.2. Coefficient d'exposition au vent (Ce).....	13
II.5.3. La pression dynamique de pointe q_p.....	14

II.5.4. Le coefficient dynamique C_d	15
II.5.5. Calcul de la pression due au vent	15
Chapitre III : Etudes des éléments secondaires.	
III.1. Chéneaux et descente des eaux pluviales	21
III.1.1. Calcul de la section et du diamètre du chéneau	21
III.1.2. Caractéristiques de la tôle de couverture.....	22
III.2. Calcul des pannes de couverture	22
III.2.1. Charge à prendre en considération	23
III.2.2. Combinaisons des charges.....	25
III.2.3. Condition de flèche (ELS)	26
III.2.4. Condition de flèche avec poids propre inclus	27
III.2.5. Classe du profilé IPE 160	28
III.2.6. Vérification des contraintes	28
III.2.7. Résistance au voilement par cisaillement	29
III.2.8. Stabilité au flambement de la semelle comprimé dans le plan de l'âme..	29
III.3. Calcul des liernes.....	30
III.3.1. Dimensionnement des liernes	31
III.4. Calcul des potelets	31
III.4.1. Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé	32
III.4.2. Dimensionnement du potelet	32
Chapitre IV :L'étude sismique.	
IV.1. Introduction	38
IV.2. Principe de la méthode modale spectrale	38
IV.3. Critères de classification par le RPA99 version2003	38
IV.3.1. Classification des zones sismique	38
IV.3.2. Classification de l'ouvrage.....	39
IV.4. Analyse dynamique de la structure	39
IV.4.1. Modélisation de la structure.....	39
IV.4.2. Spectre de réponse de calcul.....	40
IV.4.3. Analyse modale.....	41
IV.5. Vérification de la structure.....	42
IV.5.1. Les modes propres de la structure.....	42
IV.5.2. Vérification de la période fondamentale de la structure	42

IV.5.3. Vérification des déplacements.....	43
Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux.	
V.1. Introduction	46
V.2. Justification des traverses.....	46
V.2.1. Charge répartie sur la traverse	46
V.2.2. Caractéristiques de la traverse	46
V.2.3. Efforts sollicitant.....	46
V.2.4. Classe de la section transversale de la traverse.....	47
V.2.5. Condition de résistance de la traverse	47
V.2.6. Résistance de la traverse au déversement.....	47
V.3. Justification des poteaux.....	49
V.3.1. Efforts sollicitant.....	49
V.3.2. Moment fléchissant + Effort normal	50
V.4. Justification de la poutre sablière	52
V.4.1. Caractéristiques du profilé de la poutre sablière.....	53
V.4.2. Efforts Sollicitant	53
V.4.3. Classe de la section transversale du profilé de la poutre sablière	53
V.4.4. Condition de résistance de la poutre sablière.....	53
V.4.5. Résistance de la poutre au déversement	54
V.5. Justification des poutres au vent (contreventement).....	55
V.5.1. Les éléments tendus	55
V.6. Justification des stabilités	56
V.6.1. Les éléments tendus	56
Chapitre VI : Calcul des assemblages.	
VI.1. Introduction.....	58
VI.2. Liaison Poteau-traverse.....	58
VI.2.1. Efforts sollicitant	59
VI.2.2. Soudure de la platine.....	59
VI.2.3. Calcul des boulons sollicités en traction	60
VI.2.4. Calcul de la hauteur de la partie comprimé.....	61
VI.2.5. Vérification a la traction	61
VI.2.6. Vérification au poinçonnement de la platine	61
VI.2.7. Vérification au glissement	61
VI.3. Liaison traverse-traverse (IPE 360-IPE360)	62

VI.3.1. Efforts sollicitant	63
VI.3.2. Soudure de la platine.....	63
VI.3.3. Calcul des boulons sollicités en traction	64
VI.3.4. Calcul de la hauteur de la partie comprimé	64
VI.3.5. Vérification a la traction	65
VI.3.6. Vérification au poinçonnement de la platine	65
VI.3.7. Vérification au glissement	65
VI.4. Les pieds de poteaux	66
VI.4.1. Efforts sollicitant	67
VI.4.2. Dimensionnement de la plaque d'assise	67
VI.4.3. Vérification de la tige d'ancrage	69

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction	72
VII.2. Documents utilisés	72
VII.3. Le rapport géotechnique	72
VII.4. Caractéristiques des matériaux	73
VII.4.1. Béton	73
VII.4.2. Acier	73
VII.5. Les charges à considérer	73
VII.6. Type de fondation	74
VII.7. Effort sollicitant	74
VII.8. Calcul des semelles	74
VII.8.1. Pré dimensionnement.....	74
VII.8.2. Calcul la hauteur de la semelle	75
VII.8.3. Calcul du ferrailage	76
VII.8.4. Type d'ancrage.....	77
VII.9. Les fûts	79
VII.9.1. Calcul du ferrailage	79
VII.10. Calcul des longrines	80
VII.10.1. Dimensionnement des longrines	80
VII.10.2. Calcul du ferrailage	80
VII.10.3. Vérification de condition de non fragilité.....	81
VII.10.4. Calcul d'armatures transversales	81

Conclusion général

Conclusion général83

Bibliographie

Bibliographie85

Les charges :

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

S : Surcharge climatique de la neige.

W : Surcharge climatique du vent.

Les caractéristiques d'un profiles en I ou H :

b : la longueur de la semelle

d : la hauteur de l'âme.

h : Hauteur du profilé.

t_f : Epaisseur d'une semelle de profile.

t_w : Epaisseur de l'âme de profile.

Majuscules latines :

A : Section brute d'une pièce.

A_{net} : Section nette d'une pièce.

A_w : Section de l'âme.

A_v : Aire de cisaillement.

C_t : Coefficient de topographie.

C_r : Coefficient de rugosité.

C_e : Coefficient d'exposition.

C_d : Coefficient dynamique.

E : Module d'élasticité longitudinale.

F : Force en générale.

G : Module d'élasticité transversale.

I : Moment d'inertie.

K_0 : Coefficient de flambement.

K_t : Facteur de terrain.

L : Longueur.

M : Moment de flexion.

M_{Sd} : Moment fléchissant sollicitant.

M_{Rd} : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.

M_{pl} : Moment plastique.
 $M_{b,Rd}$: Moment de la résistance au déversement .
 $N_{p1,Rd}$: Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.
 $N_{b,Rd}$: Effort normal d'un élément comprimé au flambement.
 N_{Sd} : Effort normal sollicitant.
 $N_{t\ sd}$: Effort normale de traction.
 N_{csd} : Effort normal de compression.
 $N_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.
 R : Coefficient de comportement de la structure.
 V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant.
 $V_{réf}$: Vitesse de référence du vent.
 V_m : Vitesse moyenne du vent
 W_{pl} : Module de résistance plastique.
 W : Poids de la structure.

Minuscules latines

f : La flèche.
 f_y : Limite d'élasticité.
 h : Hauteur d'une pièce.
 L : Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).
 L_f : Longueur de flambement.
 t : Épaisseur d'une pièce.
 Z : Hauteur au-dessus du sol.
 Z_0 : Paramètre de rugosité.
 Z_{eq} : Hauteur équivalente.
 $n_{l,x}$: Fréquence fondamentale de vibration dans la direction du vent

Minuscules grecques

χ : coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.
 β_w : Facteur de corrélation.
 γ_m : Coefficient de sécurité.
 λ : Élancement.
 λ_{LT} : Élancement de déversement.
 α : Facteur d'imperfection.

\emptyset_{LT} : Rotation de déversement.

τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

σ_a : Contrainte de l'acier.

σ_b : Contrainte du béton.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

μ : coefficient de forme de la charge de neige.

δ : Décrément logarithmique d'amortissement

Indices :

crit : Critique.

adm : admissible

eff : efficace.

fr : Frottement.

m : Moyenne.

réf : Référence.

max : Maximum.

min : Minimum.

corresp : Correspondante.

e : Externe.

i : Interne.

x : Sens x.

y : Sens y.

Figure I.1 : Plan de masse et la situation du projet	04
Figure I.2 : Vue aérienne du projet par Google Earth.....	05
Figure I.3 : Localisation du site du projet dans les zones sismiques.....	06
Figure I.4 : Vue en long pan de la structure avec cotations	06
Figure I.5 : Vue en pignon de la structure avec cotations	07
Figure II.1 : Surcharges d'entretien sur une poutre	11
Figure II.2 : Action due à la neige	11
Figure II.3 : Neige suspendue en débord de toiture	12
Figure II.4 : Action du vent suivant la direction V1 et V2	12
Figure II.5 : Répartition de la pression dynamique.....	15
Figure II.6 : Légende pour les parois verticales.....	16
Figure II.7 : Valeur de C_{pe} pour les parois verticales.....	16
Figure II.8 : Légende pour les toitures a deux versants	17
Figure II.9 : Valeur de C_{pe} pour la toiture.....	17
Figure III.1 : Chêneau d'eau.....	21
Figure III.2 : Coupe transversale du chêneau	21
Figure III.3 : Moignon cylindrique	22
Figure III.4 : Panneau sandwich TL75P	22
Figure III.5 : Cas des sollicitations	23
Figure III.6 : Les moments pour une charge ponctuelle et une charge uniformément repartie.	24
Figure III.7 : Cas de l'effet du vent.....	25
Figure III.8 : Cas de l'effet de neige.....	25
Figure III.9 : Coupe transversale des liernes	30
Figure VI.1 : assemblage poteau-traverse (IPE360-IPE360).....	58
Figure VI.2 : Détail d'assemblage poteau-traverse (IPE360-IPE360)	58
Figure VI.3 : 3D d'assemblage traverse-travers (IPE360-IPE360).....	62

Figure VI.4 : Détail d'assemblage traverse-traverse (IPE360-IPE360)	62
Figure VI.5 : 3D d'assemblage pied de poteaux.....	66
Figure VI.6 : Détail d'assemblage pied de poteaux.....	66
Figure VII.1 : Géométrie de la semelle.....	76
Figure VII.2 : Géométrie de puis	76
Figure VII.1 : Vue en élévation du ferrailage.....	78
Figure VII.2 : Vue en plan des armatures principale et de puis	79
Figure VII.5 : Ferrailage de la semelle	79
Figure VII.6 : Vue en 3D de ferrailage de la semelle	80
Figure VII.3 : Ferrailage de la longrine	82

Tableau II.1 : Charge permanente ajustant à la structure	10
Tableau II.2 : Valeurs de la pression dynamique de référence	13
Tableau II.3 : Définition des catégories de terrain.....	13
Tableau II.4 : Coefficient de rugosité	14
Tableau II.5 : Coefficient d'exposition au vent	14
Tableau II.6 : La pression dynamique de pointe.....	14
Tableau II.7 : C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.....	16
Tableau II.8 : Valeur de C_{pe} pour les toitures a deux versants	17
Tableau II.9 : Les valeurs des pressions $W_{(z_i)}$ sur parois	18
Tableau II.10 : Les valeurs des pressions $W_{(z_i)}$ sur toiture	18
Tableau II.11 : Les valeurs des pressions $W_{(z_i)}$ sur parois	18
Tableau II.12 : Les valeurs des pressions $W_{(z_i)}$ sur la toiture.....	19
Tableau III.1 : Caractéristiques du profilé IPE 160 de la panne.....	27
Tableau III.2 : Caractéristiques du profilé HE160A.....	33
Tableau IV.1 : Facteur de qualité.....	40
Tableau IV.2 : Caractéristiques dynamiques de la structure.....	42
Tableau IV.3 : Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E sens X	44
Tableau IV.4 : Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E sens Y	44
Tableau V.1 : Caractéristiques du profilé IPE 360.....	46
Tableau V.2 : Caractéristiques du profilé HEA 120	53

INTRODUCTION GENERALE

Dans le cadre de notre formation de master en Génie Civil à l'Université Abou Bekr Belkaid « Tlemcen », nous sommes amenés, à l'issu de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études (PFE). Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle d'ordre scientifique et technique. Il regroupe donc l'ensemble des qualités que doit posséder un ingénieur dans son travail quotidien.

Ce projet a pour objectif « l'étude d'un espace commercial en charpente métallique a Mechria wilaya de (NAAMA) ».

Ce travail a été organisé de la manière suivante qui après l'introduction, on a :

Dans le premier chapitre une présentation du projet est donnée. Ensuite vient le deuxième chapitre qui est consacré à l'évaluation des charges permanentes et d'exploitations, selon le règlement Algérien charges et surcharges et aussi les charges climatiques selon le règlement «RNV99 Version 2013». Dans le troisième chapitre, le pré-dimensionnement des éléments de la structure secondaire et porteurs selon le règlement «CCM97» a été réalisé.

Dans le quatrième chapitre, le comportement de la structure vis-à-vis du séisme a été analysé par la méthode modale spectrale, selon le règlement «RPA99 version 2003», grâce au logiciel «ROBOT». Le système de contreventement de la structure a été ajouté afin d'assurer la stabilité.

Le cinquième chapitre traite le dimensionnement des éléments de la structure porteurs et secondaire, selon le règlement «CCM97» et aussi «EC3».

Le dimensionnement des assemblages des différents éléments de la structure est donné dans le sixième chapitre. Enfin l'étude de l'infrastructure a été réalisée dans le septième chapitre.

Le travail a été achevé par une conclusion générale.

Chapitre 1

**PRESENTATION DU
PROJET**

I.1. Présentation du projet:

Ce projet s'oriente vers l'étude structurale d'un Espace commercial en charpente métallique.

La structure occupe une assiette de : 570 m² sur un site pour une station des services qui contienne en plus : une station essence, deux bloc R+1 pour l'administration, Parking, Hôtel R+3, petite mosquée Caisse et un grand espace vert (jardin).

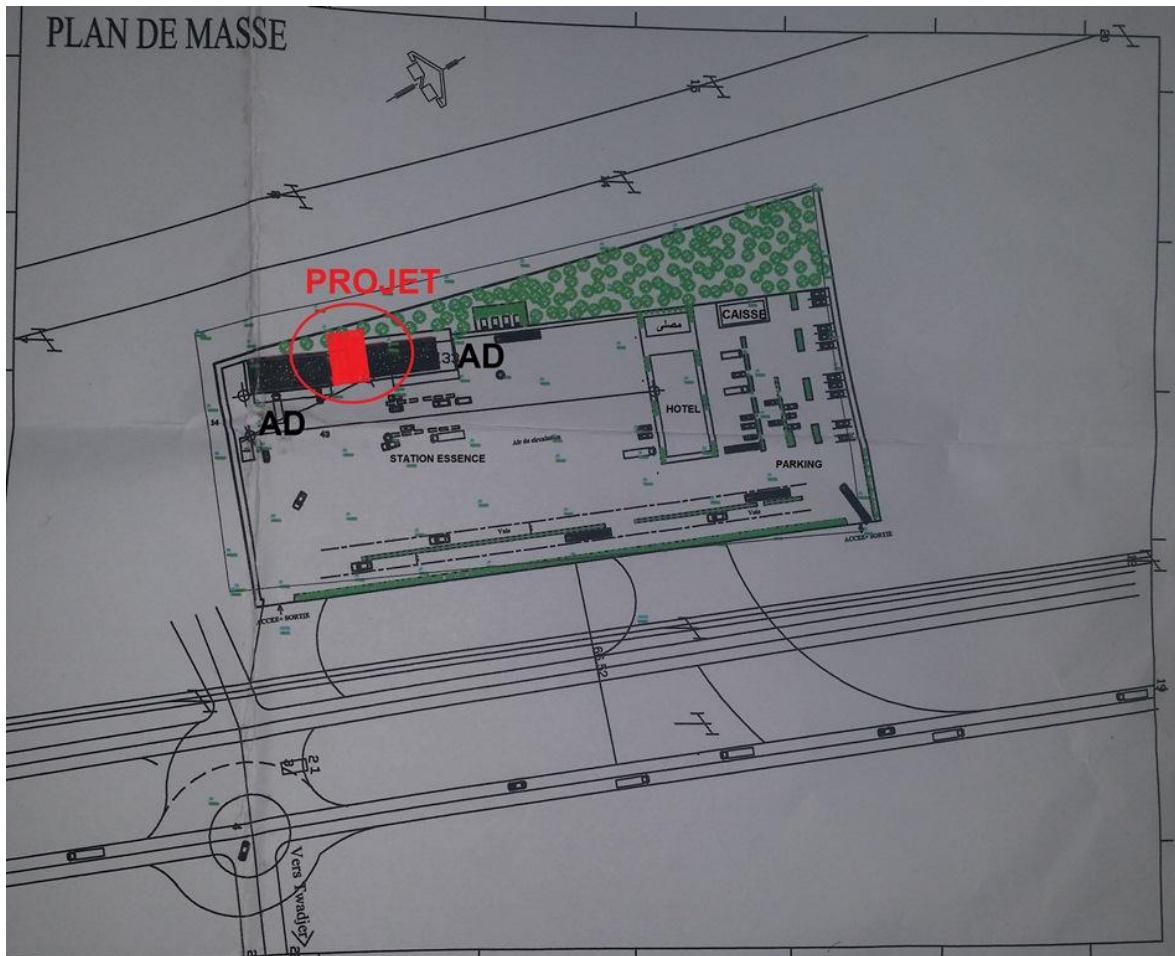


Figure I.1 : Plan de masse et la situation du projet.

Pourquoi cette structure ce faite en charpente métallique ? Ça c'est la question qui tourne sur la tête des personnes qui consulte ce projet.

Pour répondre à cette question nous passant par l'idée de client :

Avant de choisie ce projet il ya une idée de client c'est-à-dire :

Un espace commercial moderne.

Un grand espace à l'intérieur.

Une possibilité d'entrée de la lumière nature.

Rapidité d'exécution.

Une structure durable...

La réponse est que la structure en charpente métallique c'est une structure moderne, grand espace possible, couverture par poly carbonate qui fait la transparence...

I.2. Localisation :

Ce site est implanté dans la Daïra de Mechria, Wilaya de NAAMA «Zone I : faible sismicité selon la classification de l'RPA 99/Version 2003 ».



Figure I.2:Vue aérienne du projet par Google Earth.

Le site présente aussi les caractéristiques géotechniques suivantes :

- La contrainte admissible du sol est de 2 bars (rapport géotechnique du sol).
- Altitude = 1360 m.
- δ : poids spécifique du sol égal à 2,80 t/m.
- C : cohésion en bar = $234/2=117$, cas lu plus défavorable.
- F : coefficient de sécurité égale 6.

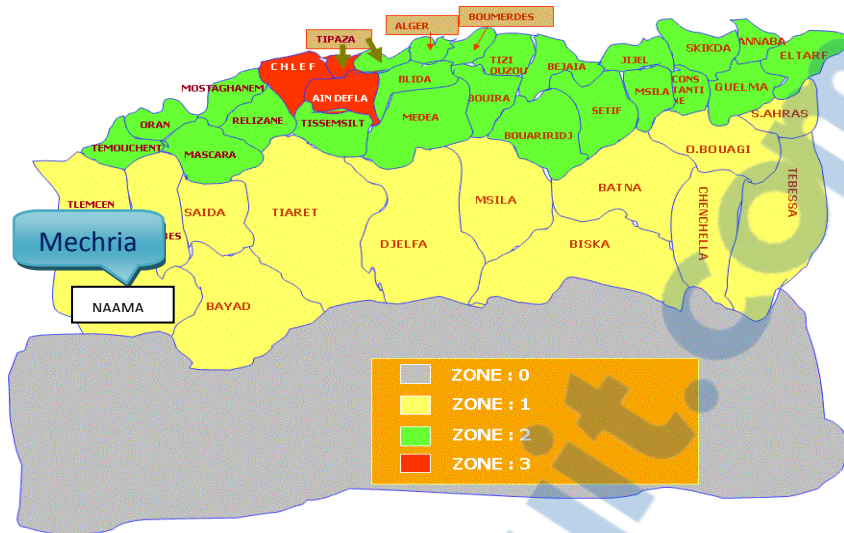


Figure I.3: Localisation du site du projet dans les zones sismiques.

I.3. Présentation des caractéristiques architecturales du bâtiment :

La structure présente les caractéristiques géométriques suivantes :

- Une hauteur totale de 6,80 m (5 m de hauteur pour les poteaux).
- Les entre axes des portiques 4.20 m et 5.30 m, avec 19.2m de large et de 28.5m de longueur.
- La Couverture sous forme 02 versant, occupe une surface de 560m² avec une pente de $\alpha = 10^\circ$.

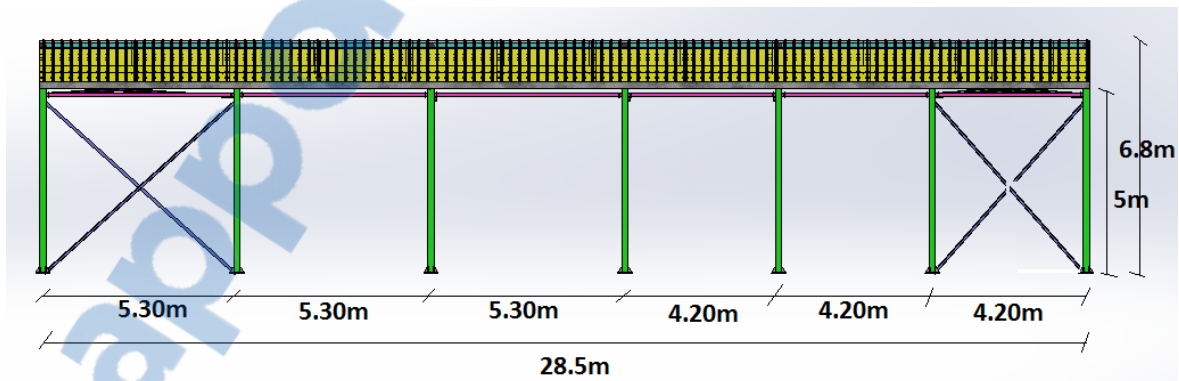


Figure I.4 : Vue en long pan de la structure avec cotations.

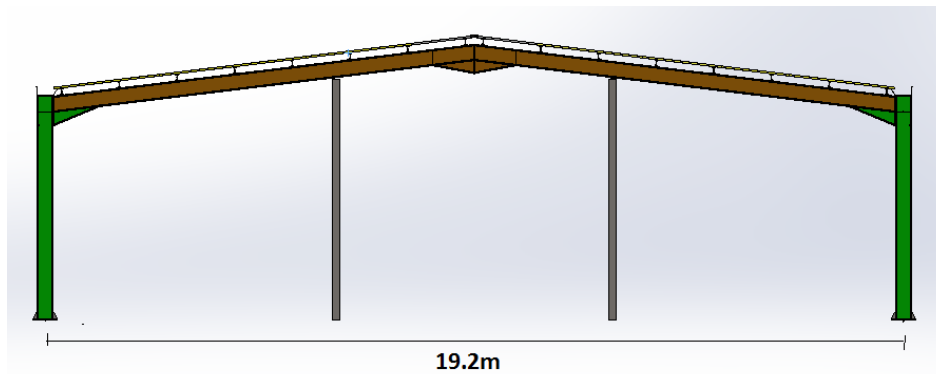


Figure I.5: Vue en pignon de la structure avec cotations.

I.4. Règlements utilisés :

- DTR.BC.2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations ».
- DTR.BC.2.44 Règles de conception des Structures en aciers « CCM97 ».
- DTR.BC.2.48 Règles Parasismiques Algériennes « RPA99/version 2003 ».
- DTR.BC.2.47 Règlement Neige et Vent « RNV99/ version 2013 ».
- C.B.A 93 ou Eurocode 2: Calcul des structures en béton.

I.5. Logiciels utilisés :

- Solid Works.
- AutoCAD.
- ROBOT Structural Analysais.

I.6. Matériaux utilisés :

I.6.1. L'acier de construction :

L'acier est un matériau par transformation qui associe le fer et le charbon dont le fer est l'élément prédominant entrant dans sa composition.

- Nuance d'acier : S275.
- La limite élastique : $f_y = 275$ MPa.
- La résistance à la traction : $f_u = 430$ MPa.
- La masse volumique : $\rho = 7850$ Kg/m³.
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000$ MPa.
- Module d'élasticité transversale : $G = 84000$ MPa.

I.6.2. Le béton :

C'est un matériau constitué par le mélange de ciment avec granulats et de l'eau, tous ces composants interviennent dans la résistance du mélange (Béton), on utilise ce matériau à cause de sa résistance à la compression mieux qu'à l'effort de traction.

Ces caractéristiques sont :

- La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25$ MPa.
- La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1$ MPa.
- Poids volumique : $\rho = 2500$ Kg/ m³.
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 30,5$ MPa.

I.7. Les assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

I.7.1. Le boulonnage :

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour ce cas on a utilisé les boulons de haute résistance (HR) pour les assemblages rigides des portiques auto stable.

Les boulons HR comprennent une tige fileté, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance.

I.7.2. Le soudage :

Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de soudure constitué d'un métal d'apport, ce dernier sert à de liant entre les deux pièces à assembler.

Chapitre 2

DESCENTE DES CHARGES

II.1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur cette structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation et les effets climatiques.

Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrits dans le règlement technique DTRB.C2.2 (charges et surcharges). [1]

On procédera à une étude climatique qui nous donnera les effets exercés par la neige et le vent en se basant sur le règlement neige et vent dit RNV99 version 2013.

II.2. Charge permanente :

Elle désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage.

Le poids propre des éléments structuraux principaux et secondaires.

Le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que : la couverture, le bardage et autres.

Tableau II.1:Charge permanente ajustant à la structure

Poids mort des éléments structuraux	Calculé automatiquement par le programme
Poids propre de la couverture en panneau sandwich (TL75p)= 0,142 kN/m ²	= 0,212 [daN/m]
Poids propre de faux plafond en PVC et équipement électriques G=0,07 kN/m ²	

II.3. Surcharges d'exploitations :

Sont des surcharges pour cela il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique DTR.C2.2 (charges et surcharges).

Surcharges d'entretien : Charges ponctuelles de 1 daN au 1/3 et 2/3 de la portée d'une poutre.

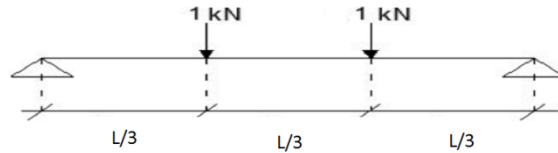


Figure II.1: Surcharges d'entretien sur une poutre.

II.4. La neige :

La charge caractéristique de neige **S** par unité de surface en projection horizontal de toiture ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :[2]

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

Coefficient de forme de toiture : $\alpha = 10^\circ$ donc $\mu = 0,8$.

La structure se situe à la commune de Mechria, wilaya de Naama, zone C.

Influence de l'altitude : La valeur S_k est déterminée par les lois de variation suivant l'altitude.

H (m) du site considéré par rapport au niveau de la mer $H = 1360$ m.

$$S_k = \frac{(0,0325 \times H)}{100} = \frac{(0,325 \times 1360)}{100} = 0,442 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0,8 \times 0,442 = 0,354 \text{ KN/m}^2$$

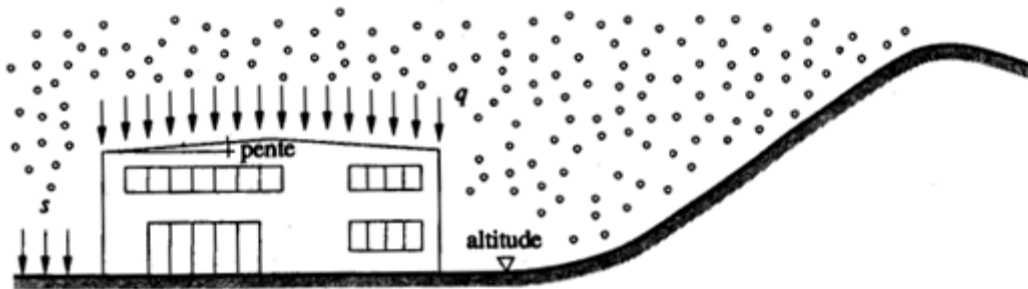


Figure II.2: Action due à la neige.

Neige suspendue en débord de la toiture : (h > 1000m)

$$S_e = \frac{K \cdot s^2}{\gamma}$$

$K=2,5$ et $\gamma = 3 \text{ KN/m}^3$

$$S_e = 0,104 \text{ KN/ml}$$

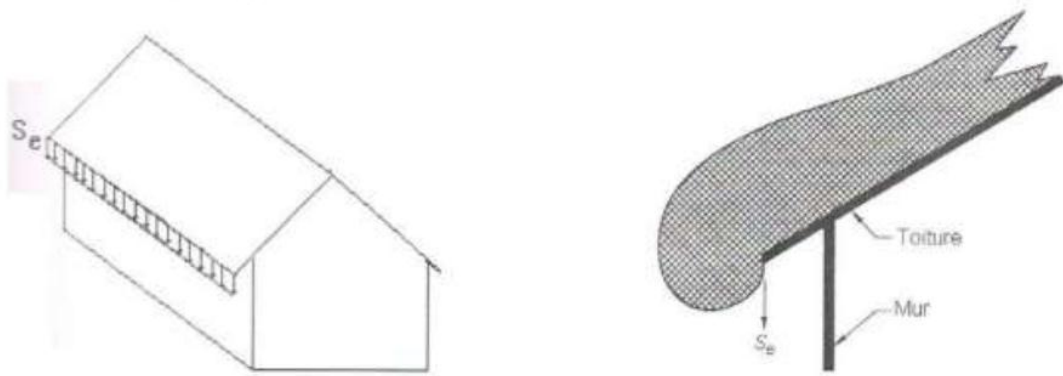


Figure II.3: Neige suspendue en débord de toiture.

II.5. Le vent :

Le vent est par nature turbulent et ses effets le sont aussi, en termes de pressions ou de forces aérodynamiques et donc de sollicitations ou de réponses des structures.

Le but du calcul de la pression du vent et d'évaluer l'intensité des pressions agissant sur la structure.

II.5.1. Principes du DTR RNV (version 2013) :

- Le règlement impose d'étudier le vent dans toutes les parois de la structure.
- La structure à une forme rectangulaire donc l'étude se fera sur deux parois.

Sens V1 : Pignon.

Sens V2 : Long Pan.

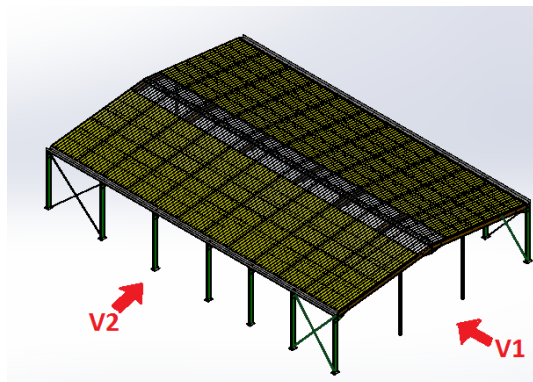


Figure II.4 : Action du vent suivant la direction V1 et V2.

La structure est classé en catégorie II $\rightarrow V_{\text{réf}} = 27 \text{ m/s}$

- **Données relatives au site :**

Naama se trouve en zone III.

Tableau II.2: Valeurs de la pression dynamique de référence.

Zone	q_{ref} (N/m ²)
III	500

Avec :

q_{ref} (N/m²) : Pression dynamique de référence pour les constructions permanentes (durée d'utilisation supérieur à 5ans).

Catégories de terrain II :

Tableau II.3: Définition des catégories de terrain.

Catégorie de terrain	K_t	Z_0 (m)	Z_{min} (m)	ϵ
II	0,190	0,05	2	0,52

K_t : Facteur de terrain.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{min} : Hauteur minimal.

ϵ : Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient.

II.5.2. Coefficient d'exposition au vent (C_e) :

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

$C_e(z)$ est donné par : $C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)]$.

C_t : Coefficient de topographie.

C_r : Coefficient de rugosité.

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

z (m) : La hauteur considérée.

II.5.2.1. Coefficient de topographie $C_t(z)$:

Le coefficient de topographie $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées...

$C_t(z) = 1$ (Site plat).

II.5.2.2. Coefficient de rugosité $C_r(z)$:

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini la loi logarithmique (logarithme népérien) :

$$\begin{cases} C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{z}{Z_0}\right) \text{ pour } z > z_{\min} \\ C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) \text{ pour } z \leq z_{\min} \end{cases}$$

Tableau II.4 : Coefficient de rugosité.

Niveau	Zj(m)	Cr(Zj)
Parois	3,40	0,802
Toiture	6,8	0,933

II.5.2.3. Intensité de la turbulence :

Il est donné par la formule suivant :

$$\begin{cases} I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{Z_0}\right)} & \text{la 1er pour } z > z_{\min} \\ I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right)} & \text{la 2ème pour } z \leq z_{\min} \end{cases}$$

Tableau II.5 : Coefficient d'exposition au vent.

Niveau	Zj(m)	Cr(Zj)	I _v	Ce(z)
Parois	3,40	0,802	0,237	1,710
Toiture	6,80	0,933	0,204	2,114

II.5.3. La pression dynamique de pointe q_p :

Elle est donnée par la formule suivant :

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

q_{réf} : Valeurs de la pression dynamique de référence.

z_e (m): La hauteur de référence.

Tableau II.6 : La pression dynamique de pointe.

Niveau	Zj(m)	Cr(Zj)	I _v	Ce(z)	q _p (N/m ²)
Parois	3,40	0,802	0,237	1,710	855
Toiture	6,80	0,933	0,204	2,114	1057

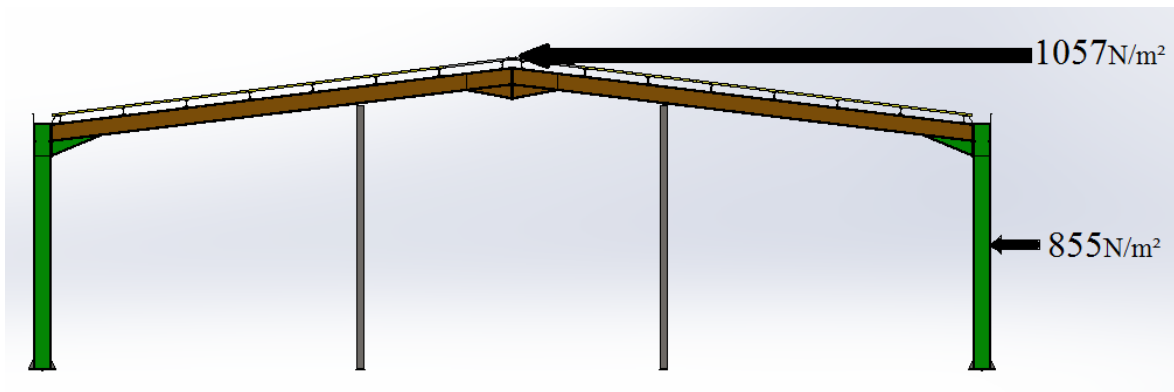


Figure II.5 : Répartition de la pression dynamique.

II.5.4. Le coefficient dynamique C_d :

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

-On a un bâtiment, dont la hauteur est inférieure à 15m ; donc

$$C_d = 1$$

II.5.5. Calcul de la pression due au vent :

II.5.5.1. Détermination de la pression aérodynamique :

La pression dynamique $W(Z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante :

$$w(Z_j) = q_p(Z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [\text{N/m}^2] \quad (\text{\S}2.5.2. \text{RNV99 version 2013})$$

Détermination de coefficient de pression :

a) Calcul des coefficients de pressions extérieures C_{pe} :

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe,1} \text{ si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} + C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \text{ si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \text{ si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

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

Alors $C_{pe} = C_{pe,10}$

• **Vent sur pignon :**

a. Pour les parois verticales :

$b = 19,20 \text{ m}$; $d = 28,50 \text{ m}$; $h = 6,80 \text{ m}$

$e = \min (b ; 2h) = \min (19,20 ; 13,60) = 13,60 \text{ m}$

$d > e$ alors la paroi est divisée A, B, C, D, E qui sont données par la figure suivants :

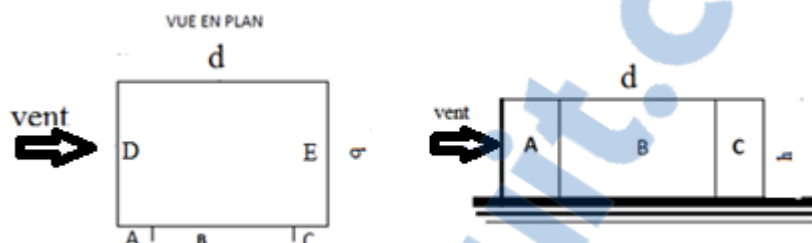


Figure II.6: Légende pour les parois verticales.

Tableau II.7: C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.

A	B	C	D	E
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

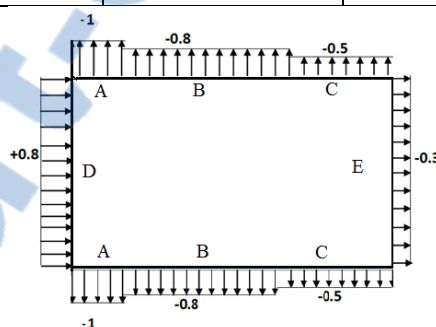


Figure II.7 : Valeur de C_{pe} pour les parois verticales.

b. la toiture :

Toiture à deux versants vent sur pignon donc : $\theta = 90^\circ$

$b = 19,20 \text{ m}$

$d = 28,50 \text{ m}$

$h = 6,80 \text{ m}$

$e = \min (b ; 2h) = \min (19,20 ; 13,60) = 13,60 \text{ m}$

Les différentes zones de pression F, G, H, I sont représentées sur la figure :

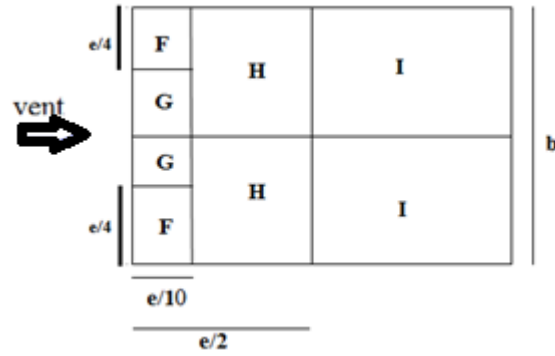


Figure II.8: Légende pour les toitures a deux versants.

de C_{pe} de la toiture a deux versants pour $\theta = 90$ et $\alpha = 10^\circ$

Tableau II.8: Valeur de C_{pe} pour les toitures a deux versants.

F	G	H	I
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1,45	-1,3	-0,65	-0,55

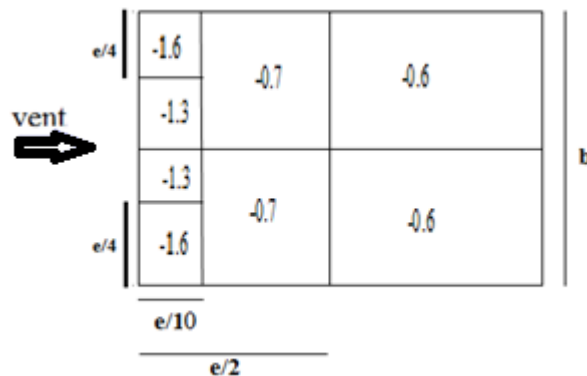


Figure II.9: Valeur de C_{pe} pour la toiture.

b) Calcule de Coefficient de pression interne C_{pi} :

Dans ce cas, structure avec cloison intérieur on à deux valeurs :

$C_{pi} = +0,8$ et $C_{pi} = -0,5$

Les résultants de $W(Z_j)$ sont donnés par les tableaux suivants

Vent sur pignon :

Tableau II.9:Les valeurs des pressions $W_{(z_j)}$ sur parois.

Niveau	Zone	q_p (N/m ²)	$C_{pe,10}$	C_{p1}	C_{p2}	$W_{(z_j)1}$ (N/m ²)	$W_{(z_j)2}$ (N/m ²)
parois	A	855	-1	-0,5	+0,8	-427,5	-1539
parois	B	855	-0,8	-0,5	+0,8	-256,5	-1368
parois	C	855	-0,5	-0,5	+0,8	0	-1111,5
parois	D	855	+0,8	-0,5	+0,8	1111,5	0
parois	E	855	-0,3	-0,5	+0,8	171	-940,5

Tableau II.10:Les valeurs des pressions $W_{(z_j)}$ sur toiture

Niveau	Zone	q_p (N/m ²)	$C_{pe,10}$	C_{p1}	C_{p2}	$W_{(z_j)}$ (N/m ²)	$W_{(z_j)}$ (N/m ²)
toiture	F	1057	-1,45	-0,5	+0,8	-1004,15	-2378,25
toiture	G	1057	-1,3	-0,5	+0,8	-845,6	-2219,7
toiture	H	1057	-0,65	-0,5	+0,8	-158,55	-1532,65
toiture	I	1057	-0,55	-0,5	+0,8	-52,85	-1426,95

Vent sur Long-pan :

Tableau II.11:Les valeurs des pressions $W_{(z_j)}$ sur parois.

Niveau	Zon e	q_p (N/m ²)	$C_{pe,10}$	C_{p1}	C_{p2}	$W_{(z_j)1}$ (N/m ²)	$W_{(z_j)2}$ (N/m ²)
parois	A	855	-1	-0,5	+0,8	-427,5	-1539
parois	B	855	-0,8	-0,5	+0,8	-256,5	-1368
parois	C	855	-0,5	-0,5	+0,8	0	-1111,5
parois	D	855	+0,8	-0,5	+0,8	1111,5	0
parois	E	855	-0,3	-0,5	+0,8	171	-940,5

Tableau II.12: Les valeurs des pressions $W_{(z_j)}$ sur la toiture .

Niveau	zone	q_p (N/m ²)	$C_{pe,10}$	C_{p1}	C_{p2}	$W_{(z_j)1}$ (N/m ²)	$W_{(z_j)2}$ (N/m ²)
Toiture	F	1057	-1,3	-0,5	+0,8	-845,6	-2219,7
Toiture	G	1057	-1	-0,5	+0,8	-528,5	-1902,6
Toiture	H	1057	-0,45	-0,5	+0,8	52,85	-1321,25
Toiture	I	1057	-0,5	-0,5	+0,8	0	-1374,1
Toiture	J	1057	-0,4	-0,5	+0,8	105,7	-1268,4

II.5.5.2. Calcul des forces de frottement :

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent).

Condition à vérifier :

$$2(d \times h) \leq 4(2b \times h)$$

Vent sur pignon :

$$2(28,5 \times 6,8) \leq 4(2 \times 19,2 \times 6,8)$$

$$387,6 \leq 1044,48 \text{ (Vérifiée).}$$

Vent sur long-pan :

$$2(19,2 \times 6,8) \leq 4(2 \times 28,5 \times 6,8)$$

$$261,12 \leq 1550,4 \text{ (Vérifiée).}$$

Il n'y a pas de force de frottement sur les parois.

Chapitre 3

ETUDES DES ÉLÉMENTS
SECONDAIRES

III.1. Chéneaux et descente des eaux pluviales:

Le chéneau est un canal ménagé à la base du versant pour recevoir les eaux pluviales et éviter leur stagnation, donc assurer l'étanchéité de la toiture.

La section du chéneau sera déterminée à partir d'un abaque, en fonction de la surface en plan des combles des servits en m^2 et la pente.

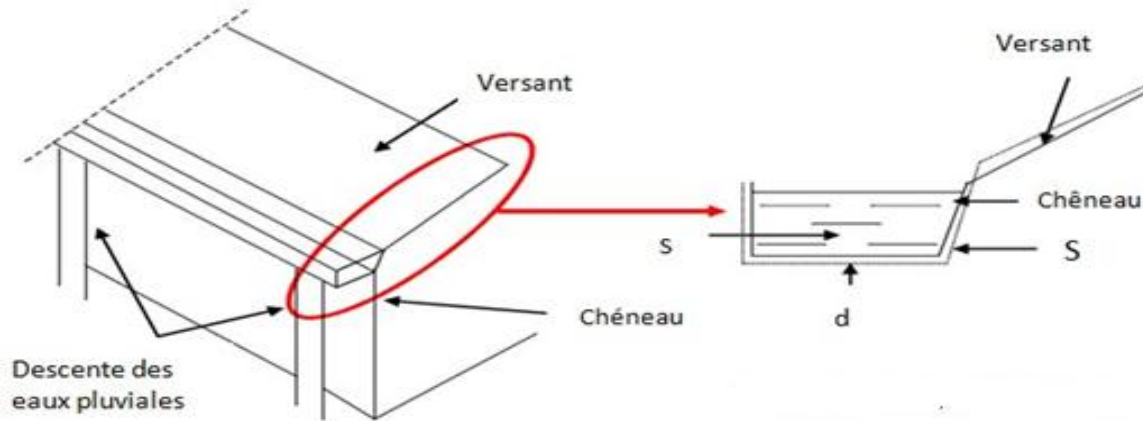


Figure III.1 : Chéneau d'eau

Figure III.2 : Coupe transversale du chéneau

III.1.1. Calcul de la section et du diamètre du chéneau :

La section du chéneau sera déterminée comme suit:

$$\frac{s}{S} \geq \frac{63}{\sqrt{\frac{s}{d} p}}$$

Avec :

- s : section transversal du chéneau en cm^2 .
- S : surface couverte du chéneau en m^2 .
- d : périmètre de la section mouillée du chéneau en cm.
- p : pente du chéneau.

$$P=2 \text{ mm /m}$$

$$S_{\text{versant}} = 28,5 \times 9,77 = 278,445m^2$$

A partir des abaques :

$$\begin{cases} S_{\text{chéneau}} = 400cm^2 \\ d = 23cm \end{cases}$$

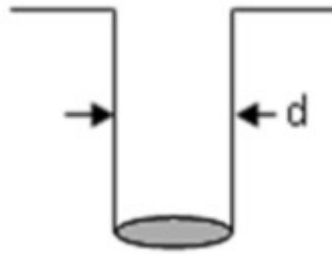


Figure III.3 : Moignon cylindrique

Prenons 3 D.E.P de $\varphi= 110\text{mm}$ par versant espacés de 14,25m, la surface en plan collectée par une DEP.

III.1.2. Caractéristiques de la tôle de couverture:

La couverture est en panneau sandwich (TL75p), de longueur de la toiture et de largeur utile de 1m.Elle sera disposée de manière à utiliser son module de résistance maximale, (I/v) max.

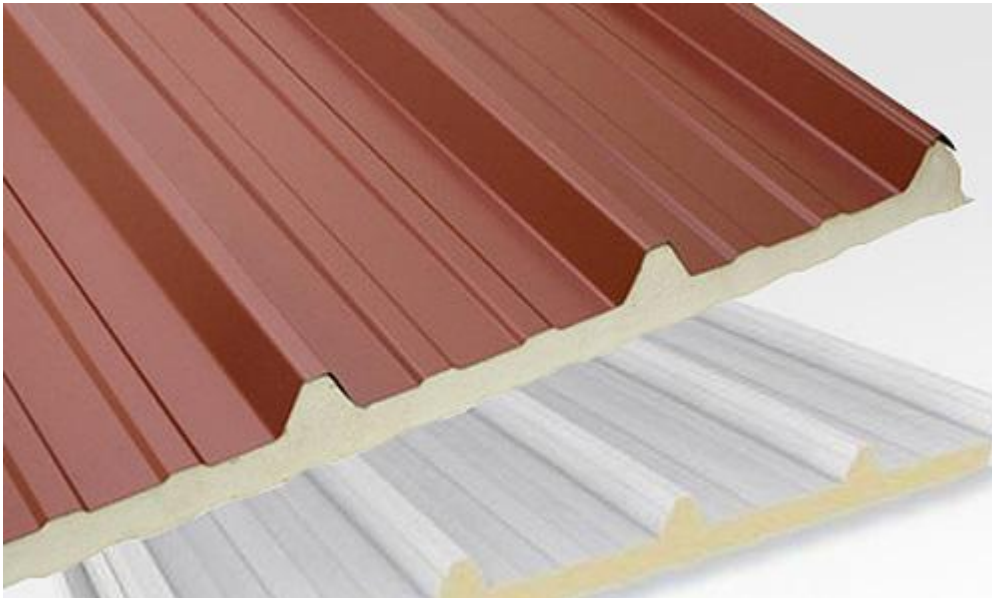


Figure III.4 : Panneau sandwich TL75P

III.2. Calcul des pannes de couverture

Les pannes de couvertures ont des poutrelles laminées généralement en «I, ou en U ».Elles sont soumises à la flexion bi axiale sous l'effet du poids propre de la couverture, aux actions climatiques et à la surcharge d'entretien. Elles sont disposées perpendiculairement aux poutres secondaires.

➤ Espacement entre pannes

L'espacement entre pannes est déterminé en fonction de la portée admissible de la couverture. On suppose que l'espacement est de **1,3m**.

III.2.1. Charges à prendre en considération

Les pannes sont en effet soumises :

- A des charges verticales (poids propre de la panne et du complexe de couverture, neige, charges accrochées éventuelles), dont la résultante, ramenée en charge linéique « Q » se décompose en une charge Q_y parallèle à l'âme de la panne et une charge Q_z perpendiculaire à l'âme, qu'il convient de bien prendre en compte, afin d'éviter tout risque de déversement latérale :

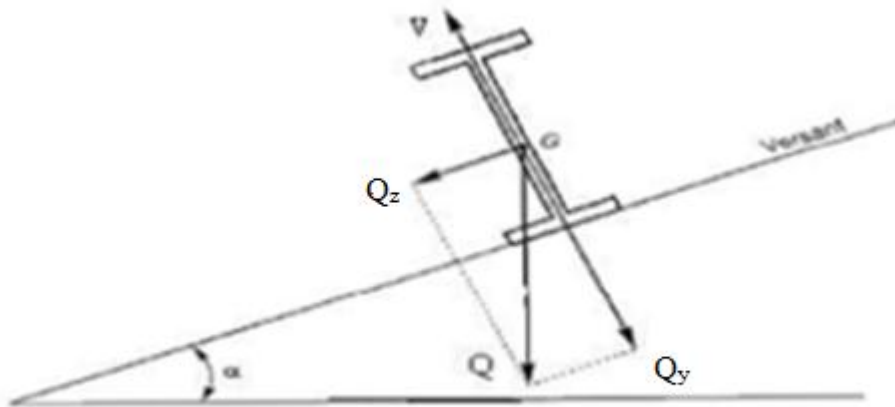


Figure III.5 : cas des sollicitations.

Les données :

- La pente du versant $\alpha=10^\circ$
 - Espacement des pannes : $e = 1,30 \text{ m}$
 - Les pannes sont posées comme travées isostatiques \rightarrow poutre simplement appuyées
 - Espace entre les fermes : $L_x = 5,3\text{m}$
 - Le coefficient partiel de sécurité : $\gamma_{M0} = 1.1$
 - **Charge permanente**
- Poids propre de la couverture en panneau sandwich (TL75p) $=14,2\text{kg}/\text{m}^2 \Rightarrow G = 0,142\text{kN}/\text{m}^2$
 - Poids propre de faux plafond en PVC et équipements électriques $G=0,07 \text{ kN}/\text{m}^2$
 - Poids propre de la panne $G=0.13 \text{ KN}/\text{ml}$ (estimé)

$$G = (0,142 + 0,07) \times 1,30 + 0,13$$

$$G = 0,406 \text{ KN}/\text{ml}$$

- **La charge d'entretien**

La toiture est inaccessible donc la charge d'entretien est égale aux poids d'un ouvrier et son assistant. Elle est équivalente à deux charges concentrées de 100 kg chacune situées à $1/3$ et $2/3$ de la portée de la panne ou bien pour simplifier on convertit la charge ponctuelle à une charge uniformément répartie.

La charge uniformément répartie est obtenue en égalisant les deux moments maximaux

$$M_{\max} = \frac{pl}{3} = \frac{p_{eq}l^2}{8} \implies p_{eq} = \frac{8p}{3l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 5.3} = 50,31 \text{ kg/ml} = 0,503 \text{ KN/ml}$$

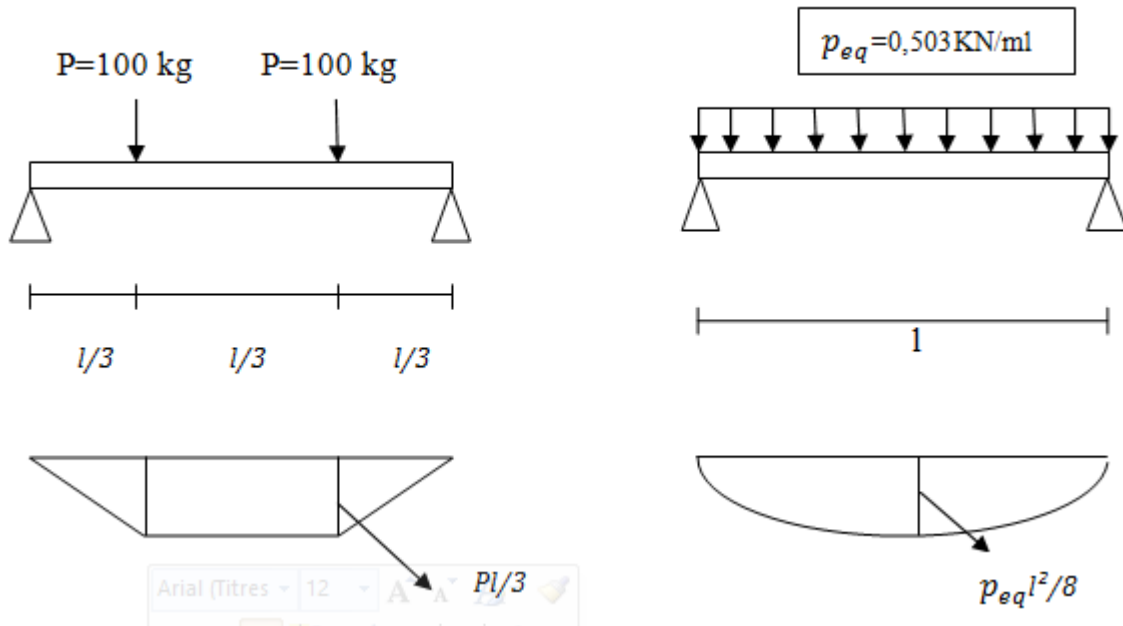


Figure III.6 : Les moments pour une charge ponctuelle et une charge uniformément répartie.

- **Surcharge climatiques :**

i. Surcharge de neige (Q_N) :

Neige (par unité de surface horizontale $S = 0,354 \text{ KN/m}^2$). La charge linéique verticale sur les pannes est:

$$Q_N = 0,354 \times 1,30 \rightarrow Q_S = 0,46 \text{ kN/ml}$$

ii. Surcharge du vent (Q_V) :

Vent (dépression extérieure maximale en toiture $V = -2378,25 \text{ N/m}^2 \rightarrow V = -2,38 \text{ kN/m}^2$), charge perpendiculaire sur les pannes : $Q_V = -2,38 \times 1,30 \rightarrow Q_V = -3,09 \text{ kN/ml}$

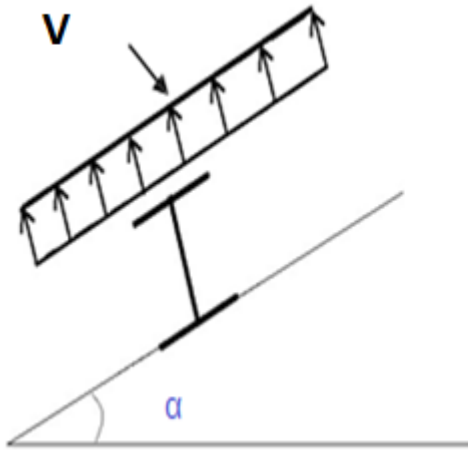


Figure III.7 : Cas de l'effet du vent

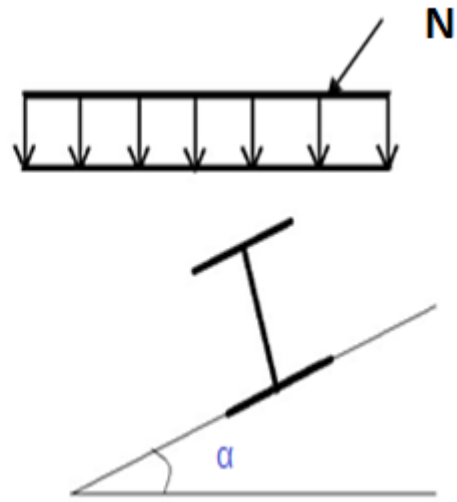


Figure III.8 : Cas de l'effet de neige.

III.2.2. Combinaisons des charges :

Etat limite ultime : à l'E.L.U

$$q_1 = 1,35 G + 1,5 Q_{ent} = (1,35 \times 0,406) + (1,5 \times 0,503) = 1,303 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = 1,35 G + 1,5 N = (1,35 \times 0,406) + (1,5 \times 0,460) = 1,238 \text{ kN/ml}$$

$$q_3 = 1,35 G + 1,5 V = (1,35 \times 0,406) + (1,5 \times (-3,09)) = -4,087 \text{ kN/ml}$$

$$q = \max(q_1, q_2, q_3) = -4,087 \text{ kN/ml}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} q_z = q \times \sin \alpha = 4,087 \times \sin(10^\circ) = 0,710 \text{ kN/m} \\ q_y = q \times \cos \alpha = 4,087 \times \cos(10^\circ) = 4,025 \text{ kN/m} \end{cases}$$

Etat limite service : à l'E.L.S

$$q_1 = G + Q_{ent} = 0,406 + 0,503 = 0,909 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = G + N = 0,406 + 0,460 = 0,866 \text{ kN/m}$$

$$q_3 = G + V = 0,406 + (-3,09) = -2,684 \text{ kN/m}$$

$$q = \max(q_{s1}, q_{s2}, q_{s3}) = 2,684 \text{ kN/m}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} q_{sz} = q \times \sin \alpha = 2,684 \times \sin(10^\circ) = 0,466 \text{ kN/m} \\ q_{sy} = q \times \cos \alpha = 2,684 \times \cos(10^\circ) = 2,643 \text{ kN/m} \end{cases}$$

III.2.4.1. Calcul des moments sollicitant (ELU)

Plan (y-y):

Les vérifications suivantes sont imposées par le CCM97 afin de dimensionner les pannes. On prévoit des liernes dans le plan (z-z)

$$M_{z,sd} = q_y \times \frac{l_y^2}{8} = 0,71 \times \frac{5,3^2}{8} = 2,493 \text{ kN/m}$$

$$M_{z,sd} \leq M_{z,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\Rightarrow W_{plz} = \frac{M_{z,sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{2,493 \times 1,1}{275 \times 10^{-3}} = 9,972 \text{ cm}^3$$

✚ Plan(z-z):

$$M_{y,sd} = q_z \times \frac{l_z^2}{8} = 4,025 \times \frac{2,65^2}{8} = 3,533 \text{ kN/m}$$

$$M_{y,sd} \leq M_{y,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\Rightarrow W_{ply} = \frac{M_{y,sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{3,533 \times 1,1}{275 \times 10^{-3}} = 14,132 \text{ cm}^3$$

III.2.3. Condition de flèche (ELS)

✚ Plan(y-y):
$$\delta = \frac{5 \times q_{sy} \times l_y^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$\delta_{max} = \frac{l_y}{250} = \frac{265}{250} = 1,06 \text{ cm}$$

$$\delta \leq \delta_{max} \Rightarrow I_z \geq \frac{5 \times q_{sy} \times l_y^4}{384 \times E \times \delta_{max}}$$

$$\Rightarrow I_z \geq \frac{5 \times 0,466 \times 265^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 1,06}$$

$$\Rightarrow I_z \geq 13,443 \text{ cm}^3$$

✚ Plan(z-z):
$$\delta = \frac{5 \times q_{sz} \times l_z^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$\delta_{max} = \frac{l_z}{250} = \frac{530}{250} = 2,12 \text{ cm}$$

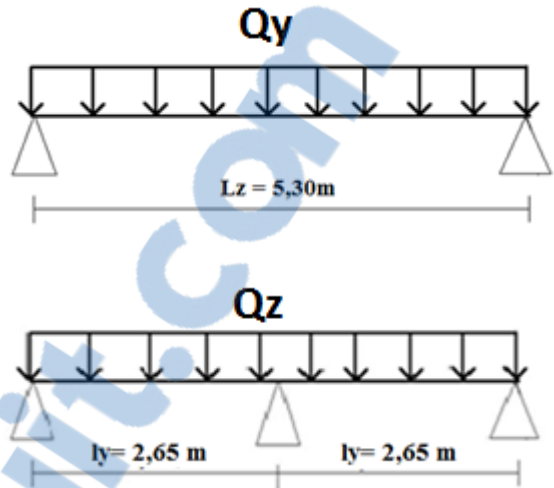
$$\delta \leq \delta_{max} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times q_{sz} \times l_z^4}{384 \times E \times \delta_{max}}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 2,643 \times 530^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 2,12}$$

$$\Rightarrow I_y \geq 609,936 \text{ cm}^3$$

✓ **Choix du profilé**

Le profilé qui satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS est un **IPE 160** présentant Les caractéristiques suivantes:



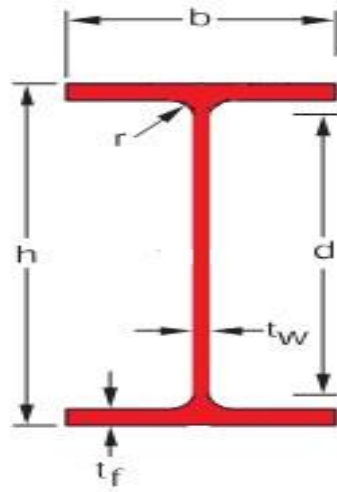


Tableau III.1:Caractéristiques du profilé IPE 160 de la panne.

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	tf mm	tw mm	d mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wpl-y cm ³	Wpl-z cm ³	iy cm	iz cm
IPE160	15,8	20,1	160	82	7,4	5	127,2	869,3	68,31	124	26,1	6,58	1,84

III.2.4. Condition de flèche avec poids propre inclus

$$G = (0,142 + 0,07) \times 1,30 + 0,158$$

$$G = 0,434 \text{ KN/ml}$$

Etat limite service : à l'E.L.S

$$q_1 = G + Q_{ent} = 0,434 + 0,503 = 0,937 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = G + N = 0,434 + 0,460 = 0,894 \text{ kN/m}$$

$$q_3 = G + V = 0,434 + (-3,09) = -2,656 \text{ kN/m}$$

$$q = \max(q_{s1}, q_{s2}, q_{s3}) = 2,656 \text{ kN/m}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} q_{sy} = q \times \sin\alpha = 2,656 \times \sin(10^\circ) = 0,461 \text{ kN/m} \\ q_{sz} = q \times \cos\alpha = 2,656 \times \cos(10^\circ) = 2,616 \text{ kN/m} \end{cases}$$

✚ Plan(y-y):

$$\delta = \frac{5 \times q_{sy} \times l_y^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$\delta = \frac{5 \times 0,461 \times 265^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 68,31} = \mathbf{0,206\text{cm} \leq 1,06\text{cm}}$$

Plan(z-z):

$$\delta = \frac{5 \times q_{sz} \times l_z^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$\delta = \frac{5 \times 2,616 \times 530^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 869,3} = \mathbf{1,472\text{cm} \leq 2,12\text{cm}}$$

La condition de flèche est vérifiée.

III.2.5. Classe du profilé IPE 160 :

Classe de l'âme fléchie:

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \text{ avec: } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\frac{127,2}{5} \leq 72 \sqrt{\frac{235}{275}} \Rightarrow \mathbf{25,44 \leq 66,558}$$

⇒ L'âme est de classe I

Classe de la semelle comprimée:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{41}{7,4} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{41}{7,4} \leq 10 \sqrt{\frac{235}{275}} \Rightarrow \mathbf{5,541 \leq 9,244}$$

⇒ La semelle est de classe I

⇔ Donc la section du profilé global est de classe I

III.2.6. Vérification des contraintes :

Les pannes travaillant en flexion déviée, il faut que l'équation suivante soit vérifiée:

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{ny,rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{nz,rd}}\right)^\beta \leq 1 \dots \dots \dots (A) \quad [3]$$

Avec: $\begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 1 \end{cases}$ (profilé en I de classe I)

$$(A) \Leftrightarrow \left(\frac{M_{y,sd}}{W_{ply} \times f_y}\right)^2 + \left(\frac{M_{z,sd}}{W_{plz} \times f_y}\right) \leq 1$$

$\cdot M_{y,sd}; M_{z,sd}$:

$$q_1 = 1,35G + 1,5Q = 1,35(0,434) + 1,5(0,503) = 1,34 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = 1,35G + 1,5N = 1,35(0,434) + 1,5(0,460) = 1,276 \text{ kN/m}$$

$$q_3 = 1,35G + 1,5V = 1,35(0,434) + 1,5(-3,090) = -4,049 \text{ kN/m}$$

$$q_{max} = 4,049 \text{ kN/m}$$

$$q_y = q_{max} \cdot \sin \alpha = 4,167 \cdot \sin(10^\circ) = 0,703 \text{ kN/m}$$

$$q_z = q_{max} \cdot \cos \alpha = 4,167 \cdot \cos(10^\circ) = 3,987 \text{ kN/m}$$

$$\begin{cases} M_{y,sd} = \frac{q_z \times l_z^2}{8} = \frac{3,987 \times 5,30^2}{8} = 13,999 \text{ KN.m} \\ M_{z,sd} = \frac{q_y \times l_y^2}{8} = \frac{0,703 \times 2,65^2}{8} = 0,617 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$(A) \Leftrightarrow \left(\frac{13,999 \times 10^2}{124 \times 27,5} \right)^2 + \left(\frac{0,617}{26,1 \times 27,5} \right) = 0,170 \leq 1$$

\Rightarrow **condition vérifiée**

Donc, les pannes en **IPE160** vérifient les contraintes de la flexion déviée.

III.2.7. Résistance au voilement par cisaillement :

Si $\frac{d}{t_w} \leq 69\varepsilon$: ainsi il n'est pas nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement. [3]

$$\text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,924$$

$$\text{On à : } \frac{d}{t_w} = \frac{h - 2t_f}{t_w} = \frac{160 - 2(7,4)}{5} = 29,09 \leq 63,756$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement.

III.2.8. Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :

La stabilité au flambement sera vérifiée si la condition suivante est vérifiée:

$$\frac{d}{t_w} \leq K \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} \quad [3]$$

$$\text{Avec : } A_w = t_w \cdot (h - 2t_f) = 726 \text{ mm}^2 \text{ (aire de l'âme)}$$

$$A_{fc} = b \cdot t_f = 82,5 \cdot 410 = 33825 \text{ mm}^2 \text{ (aire de la semelle comprimée)}$$

$$f_{yt} = 275 \text{ N/mm}^2 \text{ (limite d'élasticité de la semelle comprimée)}$$

$$E = 21. 10^4 \text{ N / mm}^2 \text{ (module d'élasticité)}$$

K =Coefficient pris égal à 0,3 (semelle de classe I)

$$AN : \begin{cases} K \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \times \frac{21.10^4}{275} \times \sqrt{\frac{726}{410}} = \mathbf{304,849} \\ \frac{d}{t_w} = \frac{h-2t_f}{t_w} = \frac{160-2(7,4)}{5} = \mathbf{29,04} \leq \mathbf{304,849} \end{cases}$$

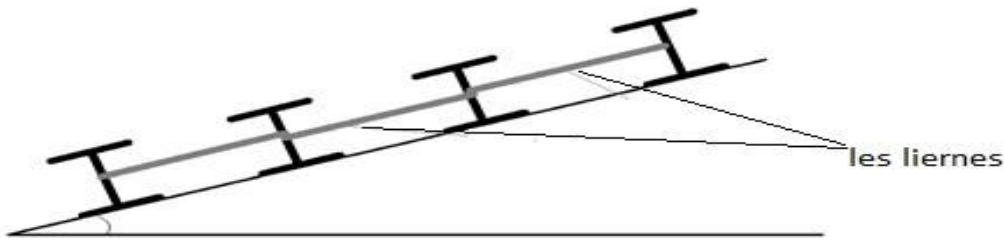
La Condition est vérifiée

conclusion:

La section en IPE160 assure une bonne résistance vis-à-vis des différents cas d'instabilité ; donc ,elle est convenable pour les pannes de la structure.

III.3. Calcul des liernes:

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



FigureIII.9 : Coupe transversale des liernes

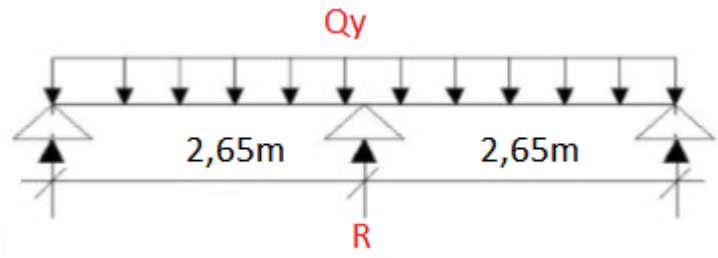
$$R = 1,25 \times q_y \times l_y$$

$$R = 1,25 \times 0,724 \times 2,65$$

R=2,398 KN

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

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{2,398}{2} = \mathbf{1,199KN}$$



Effort dans les tronçons des liernes L2, L3, L4, L5, L6 :

$$T_2 = R + T_1 = 2,398 + 1,199 = 3,597 \text{ KN}$$

$$T_3 = R + T_2 = 2,398 + 3,597 = 5,995 \text{ KN}$$

$$T_4 = R + T_3 = 2,398 + 5,995 = 8,393 \text{ KN}$$

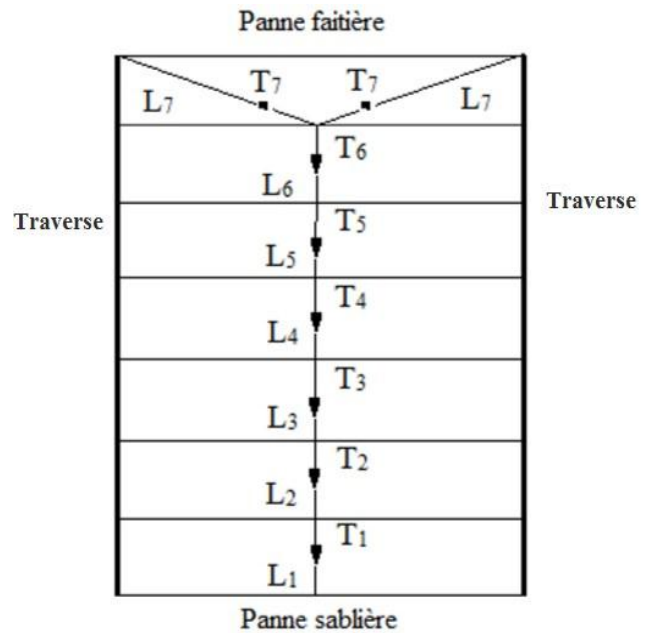
$$T_5 = R + T_4 = 2,398 + 8,393 = 10,791 \text{ KN}$$

$$T_6 = R + T_5 = 2,398 + 10,791 = 13,189 \text{ KN}$$

Effort dans les diagonales L7 : $2T_4 \cdot \sin\theta = T_3$

$$\theta = \arctg \frac{1,3}{2,65} = 26,131^\circ$$

$$T_7 = \frac{T_6}{2 \cdot \sin\theta} = \frac{13,189}{2 \cdot \sin 26,131} = 14,973 \text{ KN}$$



Remarque :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction et qui sont soumis à des efforts croissants, au fur et à mesure qu'il sera approché du faîtage. Les efforts de traction sollicitant les liernes ne peuvent pas être attachés aux pannes faitières, qui périraient transversalement. Ils sont donc transmis aux fermes par des tirants en diagonale (bretelles).

III.3.1. Dimensionnement des liernes :

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$$

Avec :

$$\begin{cases} N_{pl,Rd} = A_s \frac{f_y}{\gamma_{m0}} & : \text{effort normal résistant.} \\ N_{sd} = T_7 \leq A_s \frac{f_y}{\gamma_{m0}} & : \text{effort normal sollicitant.} \end{cases}$$

$$N_{sd} \leq A_s \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A_s \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$\Leftrightarrow A_s \geq \frac{9,528 \times 1,1}{275 \times 10^{-3}} = 0,381 \text{ cm}^2$$

On choisira donc des liernes de pannes de diamètre $\varnothing 12$ et d'une section résistante

$$A_s = 1,13 \text{ cm}^2$$

III.4. Calcul des potelets :

Ce sont des éléments secondaires souvent des profilés en **I** ou **H** prévus sur le pignon pour réduire la portée entre les poteaux et diminuer la portée des lisses supportant le bardage isolants.

Ils sont sollicités en flexion composée:

- ✚ Une flexion sous l'action du vent sur les parois du pignon.
- ✚ Une compression sous l'action des charges permanentes dues au poids propre des lisses, de bardage, et celui du potelet lui-même.

Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités.

III.4.1. Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé

a/ Charge permanente G (poids propre):

- mur rideau=60Kg/m²
- Poids propre du potelet(en considère que le choix et de HE160A) :

$$G = (30,4 \cdot 10^{-2} \times 5,50) + (0,6 \times 5,50 \times 6,50) = 23,122 \text{ KN}$$

b/ Surcharges climatiques du vent (W₁) :

- W₁=1111,5N/m²=1,112KN/m²
- W₁=1,112x6,5=7,228KN/ml

III.4.2. Dimensionnement du potelet :

➤ Condition de flèche:

$$\delta = \frac{5 \times q_w \times l^4}{384 \times E \times I_y} \delta_{max} = \frac{l}{200}$$

$$\delta \leq \delta_{max} \Rightarrow I_y \geq \frac{1000 \times q_w \times l^3}{384 \times E}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{1000 \times 72,28 \times 550^3}{384 \times 21 \times 10^6}$$

$$\Rightarrow I_y \geq 1491,268 \text{ cm}^4$$

On choisit la section du profilé dans les tableaux des sections ayant au moins la valeur de **I_y supérieure ou égale à la valeur trouvée.**

Ce qui correspond à un profilé **HE160A**

Tableau III.2 : Caractéristiques du profilé HE160A

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A mm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
HE160A	30,4	38,8	152	160	9	6	104	1673	615,6	245,1	117,6	6,57	3,98

III.4.2.1. Incidence de l'effort normal :

$$N_{sd} \leq \min(0,25 N_{pl,Rd}; 0,5 \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}})$$

$$N_{sd} = 1,35G = 1,35 \times 23,122 = \mathbf{31,215KN}$$
 (effort normal sollicitant).

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{3880 \times 275}{1,1} = \mathbf{970 KN}$$
 (effort normal plastique résistant)

$$0,25 N_{pl,Rd} = \mathbf{242,5 KN}$$

$$\text{Avec : } A_w = A - 2b \cdot t_f = 3880 - 2 \times (160 \times 9) = \mathbf{1000 mm^2}$$

$$0,5 \cdot \frac{1000 \times 275}{1,1} = \mathbf{125 KN}$$

$$N_{sd} = 31,215 KN \leq \min(242,5 ; 125) = \mathbf{125KN}$$

⇒ **Condition vérifiée**

III.4.2.2. Classe du profilé HE160A:

➤ **Classe de l'âme:**

$$\frac{d}{t_w} \leq 36\epsilon \text{ avec : } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

- $d = 104 \text{ mm}$
- $t_w = 6 \text{ mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{104}{6} = 17,33 \\ 36\epsilon = 36 \sqrt{\frac{235}{275}} = 33,279 \end{array} \right. \Rightarrow \mathbf{17,33 \leq 36\epsilon}$$
 donc l'âme est de classe I

➤ **Classe de la semelle:**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\epsilon$$

Avec :

$$c = \frac{b}{2} = \frac{160}{2} = 80 \text{ mm}$$

$$t_f = 9 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{c}{t_f} = \frac{80}{9} = 8,889 \\ 10\varepsilon = 10 \sqrt{\frac{235}{275}} = 9,244 \end{array} \right. \Rightarrow 8,889 \leq 10\varepsilon \quad \text{donc la semelle est de classe I}$$

Conclusion : La section globale est de classe I

III.4.2.3. Vérification des contraintes :

Les potelets sont soumis à la flexion composée, il faut donc vérifier :

$$M_{,sd} \leq M_{N,Rd} \quad [3]$$

Avec : $M_{,sd}$: moment sollicitant

$$M_{,sd} = \frac{q_w \times l^2}{8} = \frac{1,5 \times 7,228 \times 5,5^2}{8} = 40,996 \text{ KN.m}$$

$M_{N,Rd}$: Moment de résistance plastique réduit par la prise en compte de l'effort axial

$$M_{N,Rd} = \frac{M_{ply,Rd} \times (1 - n)}{(1 - 0,5a)}$$

$$\text{Avec : } M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply,Rd} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{245100 \times 275}{1,1} = 61,275 \text{ KN.m}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{31,215}{970} = 3,218 \cdot 10^{-2}$$

$$a = \min\left(\frac{A_w}{A}; 0,5\right) \quad \text{Avec : } A_w = A - 2b_f \times t_f$$

$$\Rightarrow A_w = 3880 - (2 \times 160 \times 9) = 1000 \text{ mm}^2 = 10 \text{ cm}^2$$

$$a = \min\left(\frac{10}{38,8}; 0,5\right) = 0,258$$

Donc :

$$M_{N,Rd} = \frac{61,275 \times (1 - 3,218 \times 10^{-2})}{(1 - 0,5(0,258))} = 68,086 \text{ KN.m}$$

$$M_{,sd} = 40,996 \text{ KN.m} \leq M_{N,Rd} = 68,086 \text{ KN.m}$$

⇒ Condition vérifiée

III.4.2.4. Résistance au flambement :

$$N_{b,rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec: $N_{b,rd}$: Résistance au flambement

$\beta_A = 1$ Pour les sections de classe I

χ : Coefficient de réduction

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda}: \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \varepsilon$$

λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute

$$\text{Avec: } \begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{152}{160} = 0,95 \text{ mm} \\ t_f = 9 \leq 40 \text{ mm} \end{cases}$$

Donc, les courbes de flambement considérées par chaque axe sont:

Axe (y-y): courbe a $\longrightarrow \alpha = 0,21$

Axe (z-z): courbe b $\longrightarrow \alpha = 0,34$

+ Plan(y-y):

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{550}{6,57} = 83,714 \quad \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0,964$$

+ Plan(z-z):

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{550}{3,98} = 138,191 \quad \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 1,592$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = 1,592$$

χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b

$$\text{D'où : } \chi = 0,310$$

$$\text{D'où : } N_{b,rd} = \frac{0,310 \cdot 3880,275}{1,1} = 300,7 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } M_{sd} = 40,996 \text{ KN} \leq N_{b,rd} = 300,7 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée.

III.4.2.5. Résistance du potelet au déversement :

Le moment résistant au déversement est donné par la relation suivante:

$$M_{brd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec : $\beta_w = 1$ (section de classe 1)

χ_{lt} : est le facteur de réduction pour le déversement

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(\phi_{Lt} + \sqrt{\phi_{Lt}^2 - \lambda_{LT}^2} \right)}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \phi_{Lt} = 0,5 [1 + \alpha_{Lt} (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2] \\ \alpha_{Lt} = 0,21 \text{ pour les profilés laminés} \end{cases}$$

$$\lambda_{LT} = \left[\frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{Lt} = \frac{L \left[\frac{W_{ply}^2}{I_z I_w} \right]^{0,25}}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_w} \right]^{0,25}}$$

L : longueur de potelet = **5,8 m**

C_1 : Facteur dépendant de condition de charge et d'encastrement = **1,132**

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \cdot 10^6}{2(1+0,3)} = \mathbf{8,077 \cdot 10^6 N/cm^3}$$

I_t : Moment d'inertie de torsion = **12,19 cm⁴**

I_w : Moment d'inertie de gauchissement = **31,41 × 10³ cm⁶**

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = **615,6 cm⁴**

$$\lambda_{Lt} = \mathbf{82,167} \lambda_1 = 93,9 \varepsilon = 93,9 \sqrt{\frac{235}{275}} = \mathbf{86,803}$$

$$\lambda_{\bar{L}t} = \left[\frac{82,167}{86,803} \right] \times \sqrt{1} = \mathbf{0,947}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21 \times (0,947 - 0,2) + 0,947^2] = \mathbf{1,027}$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(1,027 + \sqrt{1,027^2 - 0,947^2})} = \mathbf{0,702}$$

$$\text{Donc : } M_{brd} = \frac{0,702 \times 1 \times 245,1 \times 10^3 \times 275}{1,1} = \mathbf{55,944 KN.m}$$

$$M_{sd} = \mathbf{40,996 KN.m} \leq M_{brd} = \mathbf{43,015 KN.m}$$

La condition est vérifiée.

Chapitre 4

ETUDE SISMIQUE

IV.1. Introduction :

Des actions dynamiques complexes sur un bâtiment, et sur toute construction bâtie, sont générées par des actions et autres phénomènes sismiques.

Ces actions sismiques imposent aux fondations la manifestation de mouvements essentiellement horizontaux. Les forces d'inertie créées par leur masse, qui s'oppose aux mouvements, permettent aux constructions de résister à ces mouvements entraînant, par la même, des efforts dans la structure.

L'objectif visé dans ce chapitre est de déterminer des efforts sismiques susceptibles à solliciter la structure.

Le calcul sismique se fait selon le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003-(D.T.R-B.C-2.48), qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente,
- La méthode d'analyse modale spectrale (spectre de réponse),
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

On choisit la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.2. Principe de la méthode modale spectrale :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrées par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure.

IV.3. Critères de classification par le RPA99 version2003 :

IV.3.1. Classification des zones sismique :

Le territoire national est divisé en quatre zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune. [4]

- ZONE 0 : sismicité négligeable.
- ZONE I : sismicité faible.
- ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne.
- ZONE III : sismicité élevée.

IV.3.2. Classification de l'ouvrage :

Pour ce cas, d'après la carte et le tableau cité précédemment : Naama se situe dans une zone de faible sismicité zone I.

La classification des ouvrages se fait aussi sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- Groupe 1A : ouvrage d'importance vitale.
- Groupe 1B : ouvrage de grande importance.
- Groupe 2 : ouvrage courant ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : ouvrage de faible importance.

Il est considéré comme ouvrage de grande importance, groupe 1B.

Le site est ferme donc il est classé en catégorie S2.

IV.4. Analyse dynamique de la structure :

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amorti. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

IV.4.1. Modélisation de la structure :

Le logiciel ROBOT, conçu pour le calcul et la conception des structures d'ingénieries, spécialement dans le domaine du bâtiment et des ouvrages de génie civil, permet dans un premier temps de modéliser la structure réelle.

IV.4.1.1. Etapes de la modélisation de la structure :

- ✚ Opter pour un système d'unités (daN.m).
- ✚ Définition de la géométrie de base.
- ✚ Définition des matériaux.
- ✚ Définition des sections.
- ✚ Définition des charges à appliquer.
- ✚ Définition des combinaisons des charges.
- ✚ Définition des conditions aux limites.
- ✚ Analyse numérique de la structure.

IV.4.2.Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A (1 + \frac{T}{T_1} (2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25A) (\frac{Q}{R}) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25A) (\frac{Q}{R}) (\frac{T_2}{T})^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5 \eta (1,25A) (\frac{Q}{R}) (\frac{T_2}{3})^{2/3} (\frac{3}{T})^{5/3} & T > 3,0s \end{cases}$$

Avec : A: coefficient d'accélération de zone, donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment A = 0,12

Classification des ouvrages :→ (zone I).

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7$

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif.

(Acier dense) → $\xi = 5\% \rightarrow \eta = 1$

T1 et T2 Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :

Site ferme $S_2 : \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,40 \text{ s} \end{cases}$

R : Coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du Système de contreventement : R = 4.

Ossature contreventée par palée triangulées en X.

Q = facteur de qualité donné par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^5 Pq = 1,2$

Tableau IV.1 : Facteur de qualité.

Critère q »	Pq	
	suisant X	Suisant Y
1. Conditions minimales sur les files de Contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10
	Qx = 1,1	Qy = 1,2

IV.4.3. Analyse modale :

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure. Elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

- Le spectre est caractérisé par les données suivants :
- Zone sismique I (Naama).
- Groupe d'usage 1B (ouvrage de grande importance).
- pourcentage d'amortissement ($\xi = 5\%$).
- Coefficient de comportement ($R= 4$).
- Facteur de qualité ($Q=1,1$) suivant X.
- Facteur de qualité ($Q = 1,2$) suivant Y.
- Site ferme (S2).

IV.4.3.1. Nombre de modes :

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) : Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

- La Somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

IV.5. Vérification de la structure :

IV.5.1. Les modes propres de la structure :

Tableau IV.2 : Caractéristiques dynamiques de la structure.

Mode	Période (sec)	Masse cumulées Ux (%)	Masse cumulées Uy (%)
1	0,20	14,86	0,00
2	0,20	28,92	0,00
3	0,19	42,19	0,00
4	0,19	68,28	0,00
5	0,18	98,21	0,00
6	0,15	98,22	0,00
7	0,15	98,22	77,61
8	0,07	98,22	83,62
9	0,06	98,22	83,62
10	0,05	98,22	93,81
11	0,04	98,24	93,81
12	0,03	98,24	93,81

IV.5.2. Vérification de la période fondamentale de la structure :

La valeur de T, calculée par le logiciel ROBOT ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée de plus de 30%.

La période fondamentale obtenu par le logiciel ROBOT : T = 0,20 s.

La période empirique est donnée par la formule suivante :

$$T_{emp} = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur en mètre de la base de la structure au dernier niveau N.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Dans ce cas : $C_T = 0,050$.

$T_{emp} = 0,21$ s.

Donc $T = 0,20$ s < 130% $T_{emp} = 0,27$ s.

La condition est vérifiée.

La force sismique totale V est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

A : Coefficient d'accélération de la zone : (A = 0,12).

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} & T > 3,0s \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site.

η : facteur de correction d'amortissement donne par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 1,84 \geq 0,7$$

Ou $\xi(\%)$ est Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif.

(Acier dense) $\rightarrow \xi = 5\% \rightarrow \eta = 1$

$D = 2,5 \eta \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2$.

$D = 2,5$

R : Coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du système de contreventement 4.

Q = facteur de qualité donné par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^5 Pq = 1,1 \text{ suivant X.}$$

$$Q = 1 + \sum_1^5 Pq = 1,2 \text{ suivant Y.}$$

W : Poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = WGi + \beta WQi.$$

WGi : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

WQi : Charges d'exploitation.

W : Poids de la structure, comprend la totalité des charges permanentes, en plus 20% de charges d'exploitation (R.P.A 99).

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5). $\beta = 0,4$.

IV.5.3. Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'K' de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}.$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relative au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta k = \delta k - \delta k-1.$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent doivent satisfaire à (article 5.10), c'est-à-dire que ces derniers ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. C'est-à-dire que se déplacement sont limités à la valeur H étage/100.

Le calcul des déplacements correspond à la combinaison des charges suivantes :

$$G+Q+E.$$

Tableau IV.3: Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E sens X.

$\delta_{ek} (X)$	R	Δk	1%hk	condition
0,6	4	2,4	6,8	Vérifiée

Tableau IV.4: Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E sens Y.

$\delta_{ek} (Y)$	R	Δk	1%hk	condition
0,4	4	1,6	6,8	Vérifiée

Chapitre 5

**DIMENSIONNEMENT DES
ELEMENTS
STRUCTURAUX**

V.1. Introduction :

Le calcul d'une structure exige que sous toutes les combinaisons d'actions possible définies réglementairement, la stabilité statique doit être assurée tant globalement, au niveau de la structure, qu'individuellement au niveau de chaque élément.

Les diverses sollicitations, générées par les actions, développent des contraintes au sein même des matériaux ce qui peut provoquer la déformation des éléments qui composent la structure. Il est impératif donc de vérifier que les contraintes et les déformations sont en deçà des limites admissibles conformément à la réglementation pour garantir le degré de sécurité souhaité.

V.2. Justification des traverses :

V.2.1. Charge répartie sur la traverse

- Poids de la couverture en Panneau sandwich TL75P
- Poids des pannes,
- Poids propre de la traverse,
- Charge d'entretien.

V.2.2. Caractéristiques de la traverse

Après introduction des charges sur la structure, le logiciel de calcul nous a proposé comme profilé **IPE 360** pour les traverses, ses caractéristiques sont les suivantes :

Tableau V.1 : Caractéristiques du profilé IPE 360.

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	tf mm	tw mm	d mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wpl-y cm ³	Wpl-z cm ³	iy cm	iz cm
IPE360	57,1	72,7	360	170	12,7	8	298,6	16270	1043	1019	191	15	3,79

V.2.3. Efforts sollicitant

Pour assurer la vérification selon le règlement, on fait appel au logiciel calcul pour nous donner les efforts les plus défavorables

$$M_{sd} = 12843,13 \text{ daN.m} = 128,431 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 489,37 \text{ daN} = 4,894 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 9061,52 \text{ daN} = 90,615 \text{ KN}$$

V.2.4. Classe de la section transversale de la traverse

✚ Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \text{ Avec } : \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\frac{298,6}{8} \leq 72 \sqrt{\frac{235}{275}} \Rightarrow 37,325 \leq 66,558 \Rightarrow \text{L'âme est de classe I}$$

✚ Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{85}{12,7} = 6,693 \leq 9,244 \quad \Rightarrow \text{La semelle est de classe I}$$

Donc la section transversale IPE 360 est de classe I

V.2.5. Condition de résistance de la traverse

La résistance de la section transversale est réduite par la présence de l'effort tranchant, s'il dépasse la moitié de la résistance plastique de calcul

$$V_{pl,rd} = A_v \times (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$$\text{Avec: } A_v = A - (2b \times t_f) + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$A_v = 72,7 - (34 \times 1,27) + (0,8 + 3,6) \times 1,27$$

$$A_v = 23,932 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où: } V_{pl,rd} = 2393,2 \times (275 / \sqrt{3}) / 1,1$$

$$V_{pl,rd} = 345,429 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_{sd} = 4,894 \text{ kN} < 50\% V_{pl,rd} = 172,715 \text{ kN}$$

Donc, on peut négliger l'effet de l'effort tranchant dans la vérification, et dans ce cas la résistance de la section ne sera pas réduite

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{pl,rd}} \right) + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} \right)^2 \leq 1$$

$$\text{Avec: } M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1019 \times 10^3 \times 275}{1,1} = 254,75 \text{ kN.m}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{7270 \times 275}{1,1} = 1817,5 \text{ kN}$$

$$\text{D'où: } \left(\frac{128,431}{254,75} \right) + \left(\frac{90,615}{1817,5} \right)^2 = 0,507 \leq 1 \text{ (condition vérifiée)}$$

V.2.6. Résistance de la traverse au déversement

Le moment résistant de déversement est donnée par :

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \frac{\beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$\beta_w = 1 \quad (\text{Section de classe 1})$$

$$W_{ply} = 1019 \text{ cm}^3$$

$$f_y = 275 \times 10^2 \text{ N/cm}^2$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

χ_{LT} (le facteur de réduction pour le déversement)

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

Avec:

$$\begin{cases} \phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \\ \alpha_{LT} = 0,21 \text{ Pour les profilés laminés} \end{cases}$$

$$\lambda_{Lt} = \frac{L \left[\frac{W_{ply}^2}{I_z \cdot I_w} \right]^{0,25}}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_w} \right]^{0,25}}$$

C_1 : Facteur dépendant des conditions de charge et d'encastrement $C_1 = 1,132$

$$G = 8,077 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$$

L : longueur de la traverse = 9,77 m

I_t : Moment d'inertie de torsion = 37,3 cm⁴

I_w : Moment d'inertie de gauchissement = 314 x 10³ cm⁶

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = 1043 cm⁴

$$\lambda_{Lt} = \frac{977 \left[\frac{1019^2}{1043 \cdot 314 \cdot 10^3} \right]^{0,25}}{1,132^{0,5} \left[1 + \frac{977^2 \cdot 8,077 \cdot 10^6 \cdot 37,3}{10 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 314 \cdot 10^3} \right]^{0,25}} = 143,199$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon = 86,803$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{143,199}{86,803} \right] \times \sqrt{1} = 1,65$$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21 \times (1,65 - 0,2) + 1,65^2] = 2,014$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{(2,014 + \sqrt{2,014^2 - 1,65^2})} = 0,316$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,316 \times 1 \times 1019 \times 275 \cdot 10^3}{1,1} = 80,501 \text{ kN.m}$$

$$M_{b,rd} = 80,501 \text{ kN.m} > M_{sd} = 128,431 \text{ kN.m} \quad \text{Condition non vérifiée}$$

La traverse ne vérifie pas au déversement avec toute sa longueur.

Pour cela on va ajouter des raidisseurs chaque **3 mètres** pour que les semelles inférieures ne déversent pas.

$$\lambda_{Lt} = \frac{300 \left[\frac{1019^2}{1043,314 \cdot 10^3} \right]^{0,25}}{1,132^{0,5} \left[1 + \frac{300^2 \cdot 8,077 \cdot 10^6 \cdot 37,3}{10,21 \cdot 10^6 \cdot 314 \cdot 10^3} \right]^{0,25}} = 61,388$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon = 86,803$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{61,388}{86,803} \right] \times \sqrt{1} = 0,707$$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21 \times (0,493 - 0,2) + 0,493^2] = 0,803$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{(0,652 + \sqrt{0,652^2 - 0,493^2})} = 0,845$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,845 \times 1 \times 1019 \times 275 \cdot 10^3}{1,1} = 215,264 \text{ kN.m}$$

$$M_{b,rd} = 215,264 \text{ kN.m} > M_{sd} = 128,431 \text{ kN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.3. Justification des poteaux

Après plusieurs essais sur logiciel de calcul, le profilé **IPE 360** a assuré la stabilité vis-à-vis des phénomènes d'instabilité

V.3.1. Efforts sollicitant

Pour pouvoir faire la vérification suivant le règlement, on a obtenu les efforts les plus défavorables de l'élément à l'aide du logiciel de calcul

- $M_{sd} = 240,847 \text{ kN.m}$
- $N_{sd} = 80,365 \text{ kN}$

V.3.2. Moment fléchissant + Effort normal

- **Résistance au flambement**

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

- $N_{b,Rd}$: Résistance au flambement
- $\beta_A = 1$ pour les sections de classe 1
- $\gamma_{M1} = 1.1$
- χ : coefficient de réduction dépend de $\bar{\lambda}$
- $\bar{\lambda}$: élancement réduit

Plan (y-y) :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,7L}{15} = \frac{0,7 \times 500}{15} = 23,33 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0,269$$

Plan (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,5L}{3,79} = \frac{0,5 \times 500}{3,79} = 65,96 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 0,76$$

- **Vérification au déversement**

$$\lambda_{LT} = \frac{L \times \left[\frac{w_{pl,y}^2}{I_z \cdot I_w} \right]^{0,25}}{[c_1]^{0,5} \cdot \left[1 + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_w} \right]^{0,25}}$$

C_1 : Facteur dépendant des conditions de charge et d'encastrement $C_1 = 1,132$

$G = 8,077 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$

L : longueur du poteau = 5 m

I_t : Moment d'inertie de torsion = 37,3 cm⁴

I_w : Moment d'inertie de gauchissement = 314 x 10³ cm⁶

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = 1043 cm⁴

$$\lambda_{Lt} = \frac{500 \left[\frac{1019^2}{1043 \cdot 314 \cdot 10^3} \right]^{0,25}}{1,132^{0,5} \left[1 + \frac{500^2 \cdot 8,077 \cdot 10^6 \cdot 37,3}{10 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 314 \cdot 10^3} \right]^{0,25}} = 92,188$$

$$\lambda_{LT} = 92,188$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times (\beta_w)^{0,5}$$

➤ $\beta_w = 1$ pour les sections de classe 1 et 2

$$\lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon = 93.9 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 86,803$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{92,188}{86,803} = 1,062$$

$\bar{\lambda}_{LT} > 0.4$ donc il y'a risque de déversement

$$M_{sd} \leq M_{brd}$$

$$M_{brd} = \chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + [\phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2]^{0.5}}$$

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

$\alpha_{LT} = 0.21 \rightarrow$ profilé laminé

$$\phi_{lt} = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (1,062 - 0.2) + 1,062^2]$$

$$\phi_{lt} = 1,154$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{1,154 + [1,154^2 - 1,062^2]^{0.5}} = 0,62$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{lt} \times M_{sd}}{\chi_{lt} \times \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Avec :

- $\gamma_{M1} = 1.1$
- χ_{min} : Coefficient de réduction minimal pour le flambement

$$\chi_{min} = \text{Min} (\chi_y ; \chi_z)$$

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

Plan (y-y) :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,7L}{15} = \frac{0,7 \times 500}{15} = 23,33 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0,269$$

Plan (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,5L}{3,79} = \frac{0,5 \times 500}{3,79} = 65,96 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 0,76$$

$\lambda_z > \lambda_y \longrightarrow$ Plan de flambement (z-z)

- $\bar{\lambda}_z$ Élancement réduit :

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \times (\beta_A)^{0.5} = \frac{65,96}{86,803} \times (1)^{0,5} = 0,76$$

Donc : χ_z : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b

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

Avec :

$$\phi = 0.5[1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.5 [1 + 0.34 \times (0.76 - 0.2) + 0.76^2] = 0,884$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.884 + [0.884^2 - 0.76^2]^{0.5}} = 0,75$$

- $k_{lt} = 1 - \frac{\mu_{lt} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times F_y}$ mais $k_y \leq 1$
- $\mu_{lt} = 0.15 \bar{\lambda}_z \times \beta_{Mlt} - 0,15$ mais $\mu_y \leq 0,9$
- $\beta_{mlt} = 1.8$

$$\mu_{lt} = 0.15 \times 0.76 \times 1.8 - 0.15 = 0.055$$

$$k_{lt} = 1 - \frac{0,055 \times 80365}{0.75 \times 7270 \times 275} = 0,99$$

Donc :

$$\frac{80365}{0,75 \times \frac{7270 \times 275}{1,1}} + \frac{0,99 \times 10^{-3} \times 240847}{0,62 \times \frac{1019000 \times 275}{1,1}} = 0.059 \leq 1 \text{ La condition est vérifiée}$$

Conclusion : Le poteau en **IPE 360** résiste aux phénomènes d'instabilité (flambement)

V.4. Justification de la poutre sablière :

On choisit un profilé laminé chaud en **HEA120** et on vérifie sa résistance.

V.4.1. Caractéristiques du profilé de la poutre sablière

Tableau V.2 : Caractéristiques du profilé HEA 120

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	tf mm	tw mm	d mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wpl-y cm ³	Wpl-z cm ³	iy cm	iz cm
HE120	19,9	25,3	114	120	8	5	74	606,2	230,9	119,5	58,85	4,89	3,02

V.4.2. Efforts Sollicitant

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel de calcul sont :

$$N_{sd} = 23,527 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 18,23 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 9,612 \text{ kN.m}$$

V.4.3. Classe de la section transversale du profilé de la poutre sablière :

✚ Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \text{ Avec } : \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\frac{74}{5} \leq 72 \sqrt{\frac{235}{275}} \Rightarrow 14,8 \leq 66,558 \Rightarrow \text{L'âme est de classe I}$$

✚ Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{60}{8} = 7,5 \leq 9,244 \Rightarrow \text{La semelle est de classe I}$$

Donc, la section transversale de la poutre sablière est de classe 1

V.4.4. Condition de résistance de la poutre sablière

La résistance de la section transversale est réduite par la présence de l'effort tranchant, s'il dépasse la moitié de la résistance plastique de calcul

$$V_{PL, Rd} = A_v \times (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$$A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 378 \text{ mm}^2$$

$$\text{D'ou: } V_{PL, Rd} = 378(275/\sqrt{3}) / 1,1 = 54,56 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 18,23 \text{ KN} < 50\% V_{PL, Rd} = 27,28 \text{ KN}$$

Donc, on néglige l'effet de l'effort tranchant dans la vérification, par conséquent la section ne sera réduite

V.4.5. Résistance de la poutre au déversement

Le moment résistant de déversement est donné par :

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

Avec : $\beta_w = 1$ (Section de classe 1)

χ_{Lt} : est le facteur de réduction pour le déversement

$$\chi_{Lt} = \frac{1}{(\phi_{Lt} + \sqrt{\phi_{Lt}^2 - \bar{\lambda}_{Lt}^2})}$$

Avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi_{Lt} = 0,5 [1 + \alpha_{Lt} (\bar{\lambda}_{Lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{Lt}^2] \\ \alpha_{Lt} = 0,21 \text{ (Pour les profilés laminés)} \end{array} \right.$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \left[\frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{Lt} = \frac{L \left[\frac{W_{ply}^2}{I_z \cdot I_w} \right]^{0,25}}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_w} \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{Lt} = \frac{530 \left[\frac{119,5^2}{230,9 \cdot 6,47 \cdot 10^3} \right]^{0,25}}{1,132^{0,5} \left[1 + \frac{530^2 \cdot 8,077 \cdot 10^6 \cdot 5,99}{10,21 \cdot 10^6 \cdot 6,47 \cdot 10^3} \right]^{0,25}}$$

C1: Facteur dépendant de condition de charge et d'encastrement = 1,132

G=8,077. 10⁶N/cm²

L : longueur de la poutre sablière = 5,30 m

I_t:Moment d'inertie de torsion=5,99 cm⁴

I_w:Moment d'inertie de gauchissement= 6,47 × 10³cm⁶

I_z:Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = 230,9 cm⁴

$$\lambda_{Lt} = 85,523 ; \lambda_1 = 93,9 \varepsilon = 86,803 ; \bar{\lambda}_{lt} = \left[\frac{85,523}{86,803} \right] \times \sqrt{1} = 0,985$$

$$\phi_{Lt} = 0,5 [1 + 0,21(0,985 - 0,2) + 0,985^2] = 1,068$$

$$\chi_{Lt} = \frac{1}{(1,068 + \sqrt{1,068^2 - 0,985^2})} = 0,675$$

$$M_{brd} = \frac{0,675 \times 119,5 \times 10^3 \times 275}{1,1} = 20,166 \text{ kN.m} > M_{sd} = 9,612 \text{ kN.m}$$

Conclusion : Sablière en **HEA 120** résiste au déversement

V.5. Justification des poutres au vent (contreventement) :

Les contreventements ont donc la fonction générale de stabilisation de l'ossature d'une structure. On peut distinguer sous terme général trois fonctions principales

- Lier entre eux.
- Limiter les déformations
- Transmettre les efforts horizontaux.

On doit vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd} = \min [N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}; N_{net,Rd}]$$

- Concernant **les contreventements** on a obtenu élément **CAE 60x6** tiré par le logiciel robot.

V.5.1. Les éléments tendus

$$N_{t,sd} \leq N_{t,Rd}$$

Avec : $N_{t,sd} = 51,766 \text{ kN}$ (Calculé par le logiciel de calcul)

V.5.1.1. Résistance plastique de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{691 \times 275}{1,1} = 172,75 \text{ kN}$$

V.5.2.1. Résistance ultime

$$N_{u,Rd} = 0,9 \frac{A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = 0,9 \frac{607 \times 430}{1,25} = 187,927 \text{ kN}$$

Avec : $A_{net} = 607 \text{ mm}^2$

V.5.2.2. Résistance plastique de calcul de la section nette

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{607 \times 275}{1,1} = 151,75 \text{ kN}$$

V.5.2.3. Vérification

$\min (N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}, N_{net,Rd}) = 151,75 \text{ kN} \geq N_{t,sd} = 51,766 \text{ kN}$

✓ **Condition vérifiée**

Conclusion : les poutres au vent en **CAE 60x6** résistent aux phénomènes d'instabilité

V.6. Justification des stabilités :

Concernant les stabilités on a obtenu élément **2 CAE 60×6** tiré par le logiciel robot.

V.6.1. Les éléments tendus

$$N_{t,sd} \leq N_{t,Rd}$$

Avec : $N_{t,sd} = 40,605 \text{ kN}$ (Calculé par le logiciel de calcul)

V.6.1.1. Résistance plastique de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{691 \times 275}{1,1} = 172,75 \text{ kN}$$

V.6.2.1. Résistance ultime

$$N_{u,Rd} = 0,9 \frac{A_{net} \times F_u}{\gamma_{M1}} = 0,9 \frac{607 \times 430}{1,25} = 187,927 \text{ kN}$$

V.6.2.2. Résistance plastique de calcul de la section nette

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{607 \times 275}{1,1} = 151,75 \text{ kN}$$

V.6.2.3. Vérification

$$\text{Min}(N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}, N_{net,Rd}) = 151,75 \geq N_{t,sd} = 40,605 \text{ kN}$$

✓ **Condition vérifiée**

Conclusion : palliée de stabilité en **2 CAE 60×6** résiste aux phénomènes d'instabilité.

Chapitre 6
CALCUL DES ASSEMBLAGES

VI.1.Introduction :

La conception et le calcul des assemblages ont une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces constituant la structure. En effet, les assemblages constituent un dispositif qui permet de réunir et de solidariser les pièces entre elles, et assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations régnantes dans les différents composants structurels, en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est remis en cause.

Le calcul des différents éléments structurels est fait selon le règlement **CCM97 EUROCODE3**. [5]

VI.2. Liaison Poteau-traverse (IPE360-IPE360) :

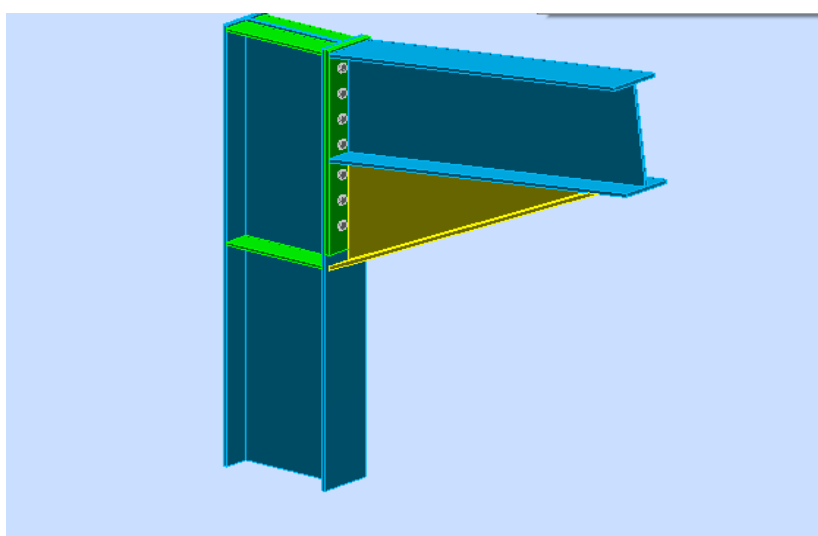


Figure VI.1 : assemblage poteau-traverse (IPE360-IPE360)

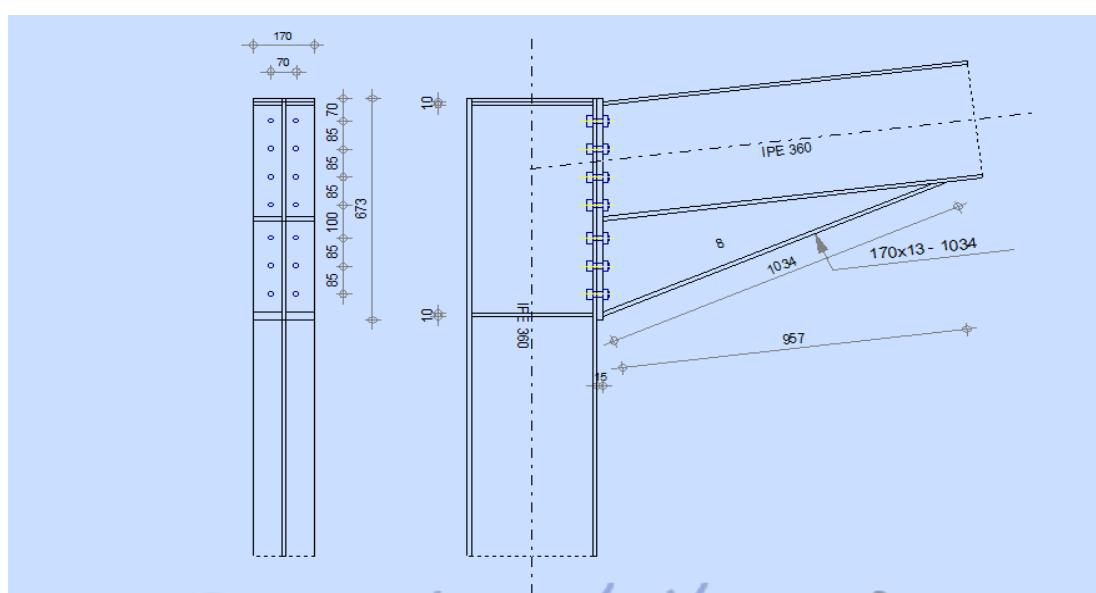


Figure VI.2 : Détail d'assemblage poteau-traverse (IPE360-IPE360)

Cette opération consiste à fixer par soudure une platine à l'extrémité d'une traverse pour permettre son assemblage à l'aile d'un poteau. Chacun de ces deux éléments, destinés à être solidarisés l'un à l'autre, est préalablement et symétriquement percés de part et d'autre pour faciliter leur jonction.

Pour assurer une meilleure résistance aux flexions, qui en sont les sollicitations prédominantes, un jarret est installé sous la traverse ce qui permet d'obtenir un bras de levier suffisamment résistant.

VI.2.1. Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel de calcul sont :

- $N_{sd} = 89,077 \text{ kN}$
- $V_{sd} = 183,257 \text{ kN}$
- $M_{sd} = 200,746 \text{ kN.m}$

Cordon de soudure :

Épaisseur de la platine : $e_p = 15 \text{ mm}$

On prend un cordon de soudure d'épaisseur $a = 9 \text{ mm}$

VI.2.2. Soudure de la platine

VI.2.2.1. Vérification de la soudure de la semelle à la traction

$$N_{sd} \leq F_{w,rd}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{200,746}{0,360} = 557,628 \text{ KN}$$

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

➤ La nuance d'acier utilisé est S 275 donc $\begin{cases} \beta_w = 0.85 \\ \gamma_{mw} = 1.30 \end{cases}$

➤ La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $\sum l = 340 \text{ mm}$

$$F_{w,rd} = \frac{9 \times 340 \times 430}{\sqrt{2} \times 0.85 \times 1.30} = 842 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 557,628 \text{ KN} < F_{w,rd} = 842 \text{ KN}$ **Condition vérifiée.**

VI.2.2.2. Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement

$$V_{sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

➤ La nuance d'acier utilisé est S 235 donc $\begin{cases} \beta_w = 0.85 \\ \gamma_{mw} = 1.30 \end{cases}$

➤ La longueur totale des cordons de soudure de l'âme $\sum l = 694,6 \text{ mm}$

$$F_{v,rd} = \frac{9 \times 694,6 \times 430}{\sqrt{3} \times 0.85 \times 1.30} = 1404,504 \text{ KN}$$

- $V_{sd} = 183,257 \text{ kN} < F_{v,rd} = 1404,504 \text{ KN}$ **Condition vérifiée.**

Disposition constructives

Après plusieurs simulations, on opte pour un assemblage formé de deux files de 7 boulons HR 8.8 $\Phi 16\text{mm}$.

VI.2.2.3. Pince longitudinale e_1

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

Avec :

$$d_0 = \Phi + 2 = 16 + 2 = 18\text{mm}$$

$$t = 15 \text{ mm}$$

$$21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 180 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_1 = 70 \text{ mm}$

VI.2.2.4. Pince transversale e_2

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$27 \text{ mm} \leq e_2 \leq 180 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_2 = 70 \text{ mm}$

VI.2.3. Calcul des boulons sollicités en traction

$$M_{sd} \leq M_R$$

$$T_R = 0,8 \times f_{ub} \times A_s = 0,8 \times 800 \times 10^{-3} \times 157 = 100,48 \text{ kN}$$

$$D1 = 70\text{mm}$$

$$D2 = 70 + 85 = 155\text{mm}$$

$$D3 = 155 + 85 = 240\text{mm}$$

$$D4 = 240 + 85 = 325\text{mm}$$

$$D5 = 325 + 100 = 425\text{mm}$$

$$D6 = 425 + 85 = 510\text{mm}$$

$$D7 = 510 + 85 = 595\text{mm}$$

$$M_R = 2T_R(0,595 + 0,51 + 0,425 + 0,325 + 0,24 + 0,155 + 0,07) = 466,227 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 200,746 \text{ kN.m} < M_R = 466,227 \text{ kN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.2.4. Calcul de la hauteur de la partie comprimé

$$x = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 12.7 \sqrt{\frac{170}{8}} = 58,544 \text{ mm}$$

L'axe neutre se trouve au-dessous de la dernière rangée de boulons ce qu'il fait que tous les boulons travaillent à la traction.

VI.2.5. Vérification a la traction

$$F_{t.Sd} \leq F_{t.Rd} \text{ avec: } F_{t.Sd} \text{ l'effort de traction du boulon le plus sollicité}$$

$$F_{t.Sd} = \frac{M_{sd} \times h_1}{2 \times \sum h_i^2} = \frac{200,746 \times 0.07}{2 \times (0.07^2 + 0.155^2 + 0.240^2 + 0.325^2 + 0.425^2 + 0.510^2 + 0.595^2)}$$

$$= 7,119 \text{ KN}$$

$$F_{p.Rd} = 0.7 \times A_s \times f_{ub} = 0.7 \times 157 \times 800 = 87,92 \text{ KN}$$

$$F_{t.Sd} = 7,119 \text{ KN} < F_{p.Rd} = 87,92 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.6. Vérification au poinçonnement de la platine

$$F_{t.Sd} \leq B_{p.Rd}$$

$$B_{p.Rd} = \frac{0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}} = \frac{0.6 \times 3.14 \times 24.58 \times 15 \times 430}{1.30} = 229,762 \text{ KN}$$

$$F_{t.Sd} = 7,119 \text{ KN} < B_{p.Rd} = 229,762 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.7. Vérification au glissement

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{s.Rd}$$

$$F_{s.Rd} = \frac{k_s n \mu F_{p.Rd}}{\gamma_{ms}}$$

- $k_s = 1$ trou nominal
- $n = 1$ un plan de glissement
- $\mu = 0.3$ coefficient de frottement (brossé)

$$F_{s.Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 87,92}{1.1} = 23,978 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{sd}}{7} = 26,180 < F_{s,Rd} = 23,978 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque : On prévoit de mettre des raidisseurs sur le poteau pour éviter toute déformation de l'âme de ce dernier.

VI.3.LIAISON TRAVERSE-TRAVERSE (IPE 360-IPE360) :

Le principe de l'assemblage est de souder une platine en bout de traverse, elle est percée symétriquement de part et d'autre de la poutre. Les mêmes percages qui sont effectués sur la platine soudée en bout de l'autre travers, permettent de solidariser les deux éléments assemblés. Le raidisseur qui figure sous les traverses permet d'obtenir un bras de levier assez important, pour pouvoir développer une meilleure résistance, vis-à-vis du moment de flexion, qui est très fréquemment la sollicitation prédominante.

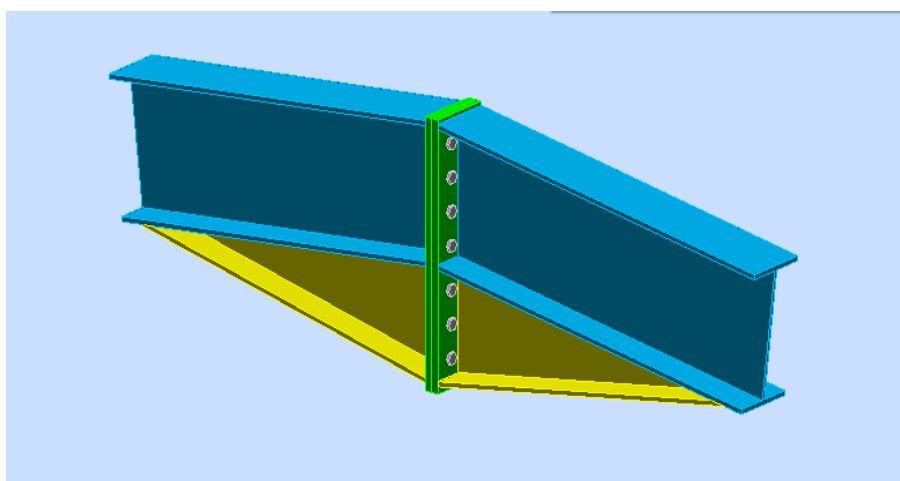


Figure VI.3 : 3D d'assemblage traverse traverse (IPE360-IPE360)

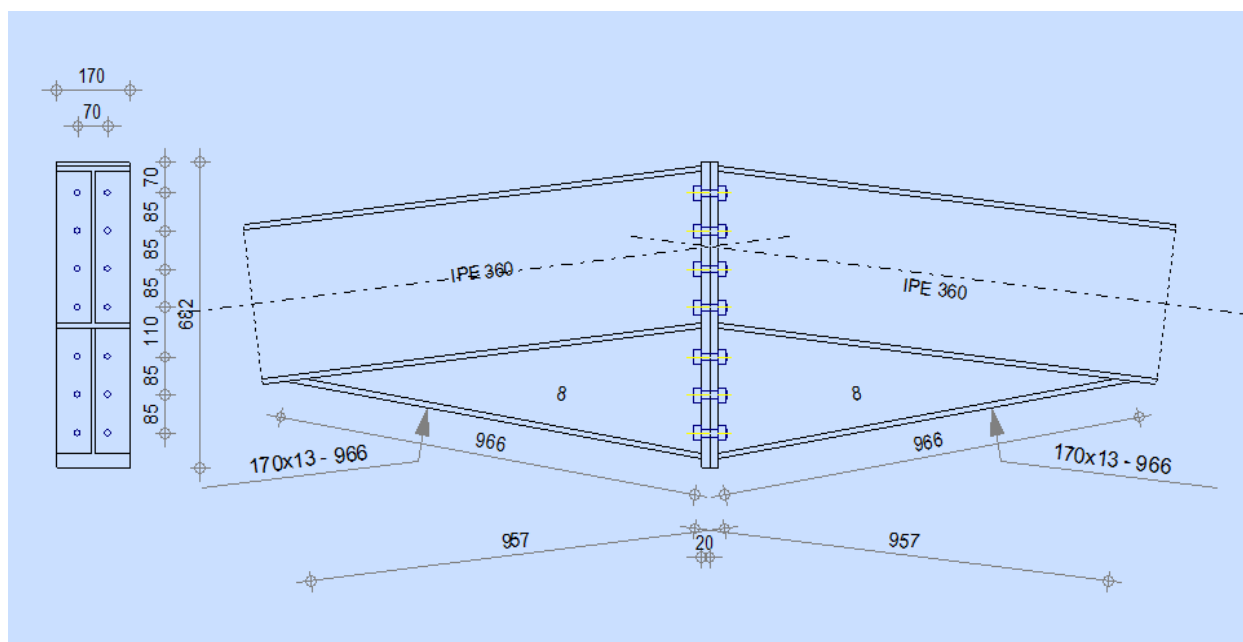


Figure VI.4 : Détail d'assemblage traverse-traverse (IPE360-IPE360)

VI.3.1. Efforts sollicitant

- $N_{sd} = 110,965 kN$
- $V_{sd} = 95,45 kN$
- $M_{sd} = 111,922 kN.m$

Cordon de soudure :

Epaisseur de la platine : $e_p = 20 \text{ mm}$

On prend un cordon de soudure d'épaisseur $a = 9 \text{ mm}$

VI.3.2. Soudure de la platine

VI.3.2.1. Vérification de la soudure de la semelle a la traction

$$N_{sd} \leq F_{w,rd}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{111,922}{0.360} = 310,894 \text{ KN}$$

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- La nuance d'acier utilisé est S 275 donc $\begin{cases} \beta_w = 0.85 \\ \gamma_{mw} = 1.30 \end{cases}$
- La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $\sum l = 340 \text{ mm}$

$$F_{w,rd} = \frac{9 \times 340 \times 430}{\sqrt{2} \times 0.85 \times 1.30} = 842 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 310,894 \text{ KN} < F_{w,rd} = 842 \text{ KN}$ **Condition vérifiée.**

VI.3.2.2. Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement

$$V_{sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- La nuance d'acier utilisé est S 275 donc $\begin{cases} \beta_w = 0.85 \\ \gamma_{mw} = 1.30 \end{cases}$
- La longueur totale des cordons de soudure de l'âme $\sum l = 694,6 \text{ mm}$

$$F_{v,rd} = \frac{9 \times 694,6 \times 430}{\sqrt{3} \times 0.85 \times 1.30} = 1404,504 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 95,45 \text{ kN} < F_{v,rd} = 1404,504 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée.}$$

✓ **Disposition constructives**

Après plusieurs simulations, on opte pour un assemblage formé de deux files de 7 boulons HR 8.8 $\Phi 16\text{mm}$.

VI.3.2.3. Pince longitudinale e_1

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

Avec :

$$d_0 = \Phi + 2 = 16 + 2 = 18\text{mm}$$

$$t = 20 \text{ mm}$$

$$21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 240 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_1 = 70 \text{ mm}$

VI.3.2.4. Pince transversale e_2

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$27 \text{ mm} \leq e_2 \leq 240 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_2 = 70 \text{ mm}$

VI.3.3. Calcul des boulons sollicités en traction

$$M_{sd} \leq M_R$$

$$T_R = 0,8 \times f_{ub} \times A_s = 0,8 \times 800 \times 10^{-3} \times 157 = 100,48 \text{ kN}$$

$$D1 = 70\text{mm}$$

$$D2 = 70 + 85 = 155\text{mm}$$

$$D3 = 155 + 85 = 240\text{mm}$$

$$D4 = 240 + 85 = 325\text{mm}$$

$$D5 = 325 + 110 = 435\text{mm}$$

$$D6 = 435 + 85 = 520\text{mm}$$

$$D7 = 520 + 85 = 605\text{mm}$$

$$M_R = 2T_R(0,605 + 0,52 + 0,435 + 0,325 + 0,24 + 0,155 + 0,07) = 472,256 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 111,922 \text{ kN.m} < M_R = 472,256 \text{ kN.m} \text{ Condition vérifiée}$$

VI.3.4. Calcul de la hauteur de la partie comprimé

$$x = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 12,7 \sqrt{\frac{170}{8}} = 58,544 \text{ mm}$$

L'axe neutre se trouve au-dessous de la dernière rangée de boulons ce qu'il fait que tous les boulons travaillent à la traction.

VI.3.5. Vérification à la traction

$F_{t.Sd} \leq F_{t.Rd}$ avec : $F_{t.Sd}$ l'effort de traction du boulon le plus sollicité

$$F_{t.Sd} = \frac{M_{sd} \times h_1}{2 \times \sum h_i^2} = \frac{111,922 \times 0,07}{2 \times (0,07^2 + 0,155^2 + 0,240^2 + 0,325^2 + 0,435^2 + 0,520^2 + 0,605^2)}$$

$$= 3,849 \text{ KN}$$

$$F_{p.Rd} = 0,7 \times A_s \times f_{ub} = 0,7 \times 157 \times 800 = 87,92 \text{ KN}$$

$F_{t.Sd} = 3,849 \text{ KN} < F_{p.Rd} = 87,92 \text{ KN}$ **Condition vérifiée.**

VI.3.6. Vérification au poinçonnement de la platine

$$F_{t.Sd} \leq B_{p.Rd}$$

$$B_{p.Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 24,58 \times 20 \times 430}{1,30} = 306,350 \text{ KN}$$

$F_{t.Sd} = 3,849 \text{ KN} < B_{p.Rd} = 306,350 \text{ KN}$ **Condition vérifiée.**

VI.3.7. Vérification au glissement

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{s.Rd}$$

$$F_{s.Rd} = \frac{k_s n \mu F_{p.Rd}}{\gamma_{ms}}$$

- $k_s = 1$ trou nominal
- $n = 1$ un plan de glissement
- $\mu = 0,3$ coefficient de frottement (brossé)

$$F_{s.Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 87,92}{1,1} = 23,978 \text{ KN}$$

$\frac{V_{sd}}{7} = 13,636 \text{ KN} < F_{s.Rd} = 23,978 \text{ KN}$ **Condition vérifiée.**

VI.4. Les pieds de poteaux

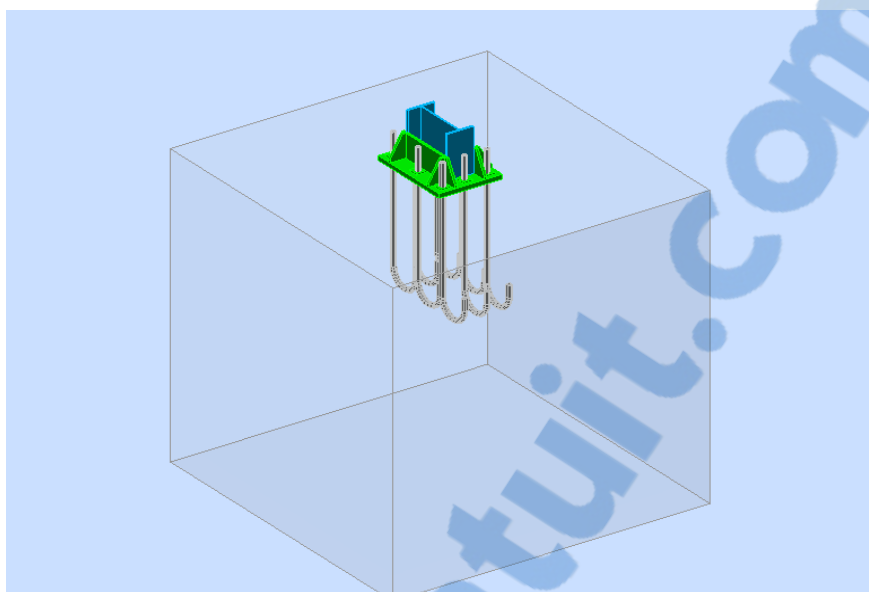


Figure VI.5 : 3D d'assemblage pied de poteaux

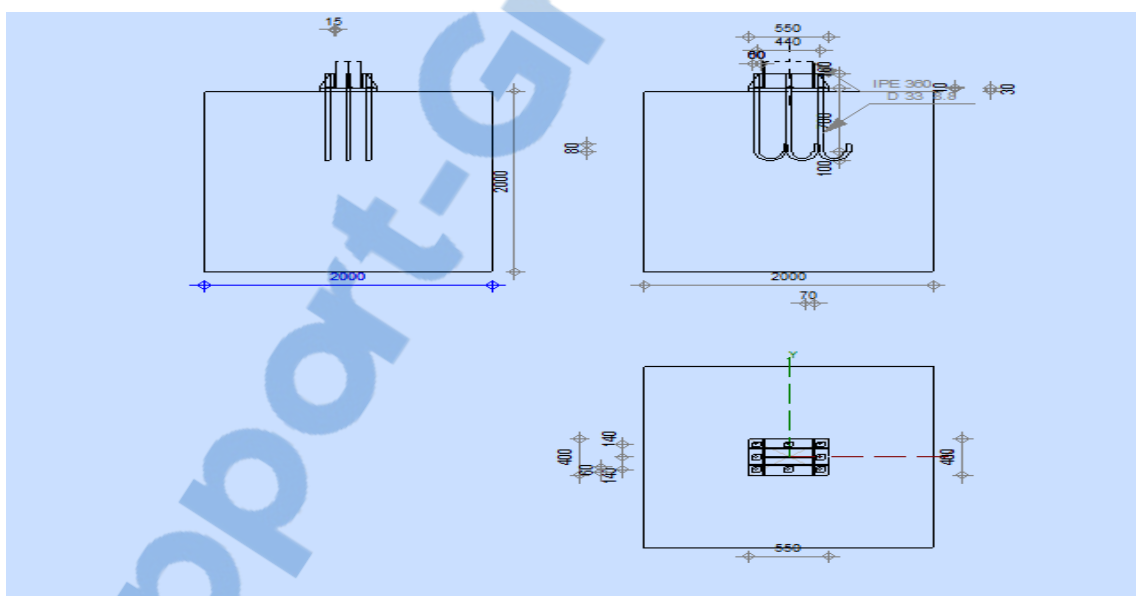


Figure VI.6 : Détail d'assemblage pied de poteaux

Cette partie, traite les liaisons en pieds de poteaux, qui sont encastés. Ces liaisons impliquent donc la transmission d'un effort vertical de compression ou de soulèvement suivant les combinaisons de cas de charges considérées, un moment flechissant, et un effort horizontal.

VI.4.1. Efforts sollicitant

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{sd} = 9496,09 \text{ daN.m} \\ N_{sd} = 14360,19 \text{ daN} \\ V_{sd} = 6116,88 \text{ daN} \end{array} \right.$$

VI.4.2. Dimensionnement de la plaque d'assise

C'est un plat en acier rectangulaire soudé à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau.

VI.4.2.1 Cordons de soudure

Semelle IPE 360 $a_s = 0,7 \cdot t_f = 0,7 \cdot 12,7 = 8,89 \text{ mm}$
 Ame IPE 360 $a_a = 0,7 \cdot t_w = 0,7 \cdot 8 = 5,6 \text{ mm}$

On prend $a_s = 10 \text{ mm}$
 On prend $a_a = 10 \text{ mm}$

VI.4.2.2 Surface de la platine

$a \geq 170 + (2 \cdot 30) = 230 \text{ mm}$ On prend $a = 400 \text{ mm}$
 $b \geq 360 + (2 \cdot 30) = 420 \text{ mm}$ On prend $a = 550 \text{ mm}$

➤ Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement

La valeur du coefficient du matériau de scellement est :

$$\beta_j = 2/3.$$

Les dimensions de la fondation étant inconnues, on prend

$$(A_{c1}/A_{c0})^{0.5} = \alpha = 1,5.$$

La résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :

$$f_{jd} = \alpha \times \beta_j \times f_{cd} = f_{cd} = 16,7 \text{ N/mm}^2$$

Résistance de calcul du béton à la compression :

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$$

Où : $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

α_{cc} Est donnée dans l'Annexe nationale. Sa valeur recommandée est de : $\alpha_{cc} = 1,0$.

La résistance de calcul du béton devient :

$$f_{cd} = 1 \times 25 / 1,5 = 16,7 \text{ N/mm}^2$$

➤ Estimation de l'aire de la plaque d'assise

L'estimation de l'aire requise de la plaque d'assise est donnée par la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$1) A_{c0} = \frac{1}{h_c \cdot b_{fc}} \times \left(\frac{N_{j,Ed}}{f_{cd}} \right)^2 : A_{c0} = \frac{1}{360 \times 170} \times \left(\frac{94960,9}{16,7} \right)^2 = 528,33 \text{ mm}^2$$

$$2) A_{c0} = \frac{N_{j,Ed}}{f_{cd}} ; A_{c0} = \frac{4960,9}{16,7} = 5686,281 \text{ mm}^2$$

On prend $A_{c0} = 5686,281 \text{ mm}^2$ qui est le plus grand

➤ **Choix du type de la plaque d'assise**

Comme estimation pour $A_{c0} = 5686,281 \text{ mm}^2 < 0,95 \times 360 \times 170 = 58140 \text{ mm}^2$

une plaque à projection courte est satisfaisante.

Les dimensions en plan adéquates pour la plaque d'assise à projection courte sont choisies comme suit :

$$b_p = 400 \text{ mm} > b_{fc} + 2 t_{fc} = 170 + 2 \times 12,7 = 195,4 \text{ mm}$$

$$h_b = 550 \text{ mm} > h_c + 2 t_{fc} = 360 + 2 \times 12,7 = 385,4 \text{ mm}$$

Pour une plaque d'assise à projection courte, la valeur de la largeur d'appui additionnelle, c, est donnée par :

$$c = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

où : $A = +2$

$$B = -(b_{fc} - t_{wc} + h_c) = -(170 - 8 + 360) = -522 \text{ mm}$$

$$C = 0,5 \times 2 N_{j,Ed} / f_{jd} - (2 \times b_{fc} \times t_{fc} + 4 t_{fc}^2 + 0,5 h_c \times t_c - t_{fc} \times t_{wc})$$

$$C = (0,5 \times 189921,8 / 16,7) - (2 \times 170 \times 12,7 + 4 \times 12,7^2 + 0,5 \times 360 \times 8 - 12,7 \times 8) = -615,279 \text{ mm}^2$$

$$\text{La largeur additionnelle est de : } c = \frac{522 - \sqrt{522^2 - 4 \times 2 \times (-615,279)}}{2 \times 2} = -1,174 \text{ mm}$$

➤ **Vérifier qu'il n'y a pas recouvrement des zones en T**

$$c \leq (h_c - 2t_{fc})/2 = \frac{360 - 2 \times 12,7}{2} = 163,3 \text{ mm} \text{ condition vérifiée}$$

➤ **Vérifier que la largeur de la plaque d'assise est adéquate**

$$c \leq (b_p - t_w)/2 = \frac{170 - 8}{2} = 81 \text{ mm} \text{ condition vérifiée}$$

La résistance de calcul d'une plaque d'assise de poteau symétrique soumise à un effort normal de compression centré s'obtient au moyen de l'expression :

$$N_{j,Rd} = (2 A_{c0,f} + A_{c0,w}) f_{jd}$$

$$\text{où : } A_{c_{0,f}} = (170 + 2 \times 25) (25 + 12,7 + (-1,174)) = 8035,72 \text{ mm}^2$$

$$A_{c_{0,w}} = [360 - 2 \times (12,7 + (-1,174))] (2 \times (-1,174) + 8) = 1904,431 \text{ mm}^2$$

Par conséquent :

$$N_{j,Rd} = (2 \times 8035,72 + 1904,431) \times 16,7 = 300,197 \text{ KN}$$

Et donc : $N_{j,Ed} = 94,961 \text{ KN} < N_{j,Rd} = 300,197 \text{ KN}$ **la condition est vérifiée**

➤ Détermination de l'épaisseur de la plaque d'assise

L'épaisseur de la plaque doit satisfaire les conditions suivantes :

$$t_p \geq t_{p,\min} = \frac{c}{\sqrt{\frac{f_y}{(3 \times f_{jd} \times \gamma_{m0})}}}$$

$$t_{p,\min} = \frac{1,174}{\sqrt{\frac{275}{(3 \times 16,7 \times 1,1)}}} = 0,526 \text{ mm}$$

Adopter une épaisseur de la plaque d'assise de : $t_p = 30 \text{ mm}$

ce qui donne $A_{c_0} = 400 \times 550 = 220000 \text{ mm}^2 > 5686,281 \text{ mm}^2$

VI.4.3. Vérification de la tige d'ancrage

$$M_{sd} = 14360,19 \text{ daN.m}$$

$$N_{sd} = 9496,09 \text{ daN}$$

On suppose une tige d'ancrage de diamètre $\varnothing = 20 \text{ mm}$ de classe 8.8

➤ Résistance de la tige en traction

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 800 \times 245}{1,25} = 141,120 \text{ KN}$$

➤ Résistance de calcul par adhérence entre le béton et le boulon d'ancrage

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{1}{2,25} \pi \times d \times l_b \times F_{bd} \quad \text{Pour } \varnothing < 32 \text{ mm}$$

avec F_{bd} : contrainte d'adhérence

$$F_{bd} = \frac{0,36 \times \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0,36 \times \sqrt{25}}{1,5} = 1,2 \text{ N.mm}^{-2}$$

l_b : la longueur de la tige 700mm

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{1}{2,25} \times 3,14 \times 33 \times 700 \times 1,2 = 38,685 \text{ KN}$$

➤ **Résistance des boulons d'ancrages**

$$F_{t,Rd,anchor} = \min [F_{t,Rd}; F_{t,bond,Rd}] = 38,685 \text{ kN}$$

➤ **Taille des boulons d'ancrages**

On suppose que deux rangées de boulons d'ancrage sur la projection de la plaque d'assise seront adéquates (soit de 8 boulons d'ancrage de section A_s)

$$8F_{t,Rd,anchor} \geq \max F_{t,Ed}$$

Comme une première estimation, il est supposé que la résistance complète à la traction de la section des boulons d'ancrage peut être atteinte :

$$F_{t,Rd,anchor} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$$

La section des boulons requise est donnée comme suit

$$A_s \geq F_{t,Ed} \times \frac{\gamma_{M2}}{3,6f_{ub}}$$

$$A_s \geq 94960,9 \times 10^{-6} \times \frac{1,25}{3,6 \times 800}$$

$$A_s \geq 650 \text{ mm}^2$$

$$\text{donc } d = 33 \text{ mm}$$

➤ **Vérification au cisaillement**

$$V_{sd} \leq n \times F_{v,Rd}$$

Avec n le nombre de boulons n = 8

Boulon M33 classe 8.8 $\longrightarrow \alpha_v = 0,6$

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$8 \times F_{v,Rd} = 8 \times \frac{0,6 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{M2}} = 8 \times \frac{0,6 \times 694 \times 800}{1,25} = 2131,968 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 61,169 \text{ KN} < 8 \times F_{v,Rd} = 2131,968 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

Chapitre 7

ETUDE DE

L'INFRASTRUCTURE

VII.1. Introduction :

Toute structure a besoin d'une bonne base pour ne pas s'effondrer.

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; et constituent donc une partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

On peut retrouver trois principaux types de fondation qui sont :

- Fondation superficielle.
- Fondation profonde.
- Fondation spéciale.

VII.2. Documents utilisés :

Les documents utilisés pour le calcul et le dimensionnement de cette structure sont :

- Calcul des ouvrages en béton armé (Règles C.B.A.93 R.P.A 2003).
- Cours de béton armé BEAL 91. [6]

VII.3. Le rapport géotechnique :

D'après le rapport géotechnique effectué par le Laboratoire des Travaux Publics et de construction (ATLES KSEL) :

- $\sigma_{sol} = 2$ bars
- $\gamma_h = 2,80$ t/m³
- $C = 117$ bar

Le L.T.P.C recommande pour cette structure de :

- Passer par des fondations semi profondes, sur puits.
- Les ancrer à 2,00 m de profondeur.
- Prévoir un trottoir périphérique pour éviter toute infiltration des eaux.
- Utiliser des canalisations souples.
- Eviter la plantation des arbres à proximité de ce bloc.

VII.4. Caractéristiques des matériaux :

VII.4.1. Béton :

Résistance caractéristique de calcul à 28 jours : $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

a) Sollicitations sous actions normales :

$$\sigma_b = 0,85 \times f_{c28} / \gamma_{Mb} \quad \sigma_b = 0,85 \times 25 / 1,5 = 14,16 \text{ Mpa.}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ Mpa.}$$

b) Etat limite de service :

$$\sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

c) Sollicitations sous actions accidentelles :

$$\sigma_b = 0,85 \times f_{c28} / \gamma_{Mb} \quad \sigma_b = 0,85 \times 25 / 1,15 = 18,48 \text{ MPa.}$$

VII.4.2. Acier :

a) **Acier haute adhérence (H.A):**

Sollicitations sous actions normales :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa.}$$

Etat limite de service :

$$\sigma_s = 2/3 f_e = 2/3 \times 400 = 267 \text{ MPa.}$$

Sollicitations sous actions accidentelles :

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa.}$$

b) **Acier doux:**

Sollicitations sous actions normales :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 235 / 1,15 = 204 \text{ MPa.}$$

Etat limite de service :

$$\sigma_s = 2/3 f_e = 2/3 \times 235 = 154 \text{ MPa.}$$

Sollicitations sous actions accidentelles :

$$\sigma_s = 235 \text{ MPa.}$$

VII.5. Les charges à considérer :

La majoration des charges n'intervient pas dans le calcul des dimensions de la fondation qui sont déterminées à l'état limite de service. Le dimensionnement vis-à-vis de leur comportement mécanique (ferraillage) s'effectue à l'état limite de service.

VII.6. Type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend des paramètres suivants :

- Type d'ouvrage construit.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VII.7. Effort sollicitant :

Selon logiciel ROBOT et sous la combinaison à l'ELS G + Q :

$$M_{sdx} = 7,80 \text{dKN.m}$$

$$M_{sdx} = 2368,04 \text{ daN.m.}$$

$$N_{sd} = 1792,69 \text{ daN}$$

Selon logiciel ROBOT et sous la combinaison à l'ELU 1,35 G + 1,5Q :

$$M_{sdx} = 10,71 \text{ daN.m}$$

$$M_{sdy} = 3250,87 \text{ daN.m.}$$

$$N_{sd} = 2450,14 \text{ daN.}$$

Selon logiciel ROBOT et sous la combinaison à l'ELU 1,35 G + 1,5V1 :

$$M_{sdx} = 92,92 \text{ daN.m.}$$

$$M_{sdy} = -11694,11 \text{ daN.m.}$$

$$N_{sd} = -10250,37 \text{ daN.}$$

Effort de renversement selon logiciel ROBOT et sous la combinaison G + Q + 1,2E :

$$M_{sdx} = -42,80 \text{ daN.m.}$$

$$M_{sdy} = -3078,89 \text{ daN.m.}$$

$$N_{sd} = 1837,38 \text{ daN.}$$

VII.8. Calcul des semelles:

VII.8.1. Pré dimensionnement :

Le poteau est de $(80 \times 80) \text{ cm}^2$, le faut puits d'une hauteur de 50cm

Condition d'homothétie :

$$\frac{A'}{B'} = \frac{a}{b}$$

$$\begin{cases} A' = \frac{a \times B'}{b} \text{ Avec } a = 0,8 \text{ m} \\ B' = \frac{A' \times b}{a} \text{ Avec } b = 0,8 \text{ m} \end{cases}$$

$$\sigma_{cal} \leq \bar{\sigma}_{\text{faux puit}}$$

L'ELS G + Q :

G+Q N=1792,69 Mx=7,80 My=2368,04 Fx=1178,37 Fy=-5,14

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 17000,00 (daN)

Charge dimensionnant:

N_{sd}=18792.69 daN

M_{sdx}=7,80 daN.m

M_{sdy}=2368,04 daN.m

4 bars ≤ $\bar{\sigma}_{\text{faux puit}}$ ≤ 10 bars. → On prend $\bar{\sigma}_{\text{faux puit}} = 4$ bars.

$$\sigma_{cal} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} V \leq \bar{\sigma}_{\text{faux puit}}$$

$$\sigma_{cal} = \frac{N}{A' \times B'} + \frac{M}{\frac{A' \times B'^3}{12}} \times \frac{B'}{2} = \frac{N}{A' \times \frac{A' \times b}{a}} + \frac{M}{\frac{A' \times (\frac{A' \times b}{a})^3}{12}} \times \frac{\frac{A' \times b}{a}}{2}$$

$$\sigma_{cal} = \frac{18792.69}{A' \times \frac{A' \times 0,8}{0,8}} + \frac{2368,04}{\frac{A' \times (\frac{A' \times 0,8}{0,8})^3}{12}} \times \frac{\frac{A' \times 0,8}{0,8}}{2} \leq \bar{\sigma}_{\text{faux puit}}$$

On prend A' et B' = 2 m.

$$\sigma_{cal} = \frac{18792.69}{2 \times 2} + \frac{2368,04}{\frac{2 \times 2^3}{12}} \times \frac{2}{2} = 64.742 \text{ KN/m}^2 < 400 \text{ KN/m}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

VII.8.2. Calcul la hauteur de la semelle :

La hauteur de la semelle est : h = d + 5.

- **Calcul d :**

d : distance entre la fibre supérieur et le centre de gravité des armatures.

Condition de rigidité :

$$d = \max \begin{cases} dx = \frac{A'-a}{4} = 0,30 \text{ m} \\ dy = \frac{B'-b}{4} = 0,30 \text{ m} \end{cases}$$

On prend $d = 0,45 \text{ m}$.

$h = d + 5 = 0,50 \text{ m}$.

Géométrie:

$A = 2,00 \text{ (m)}$ $a = 0,80 \text{ (m)}$
 $B = 2,00 \text{ (m)}$ $b = 0,80 \text{ (m)}$
 $h_1 = 0,50 \text{ (m)}$ $e_x = 0,60 \text{ (m)}$
 $h_2 = 1,00 \text{ (m)}$ $e_y = 0,00 \text{ (m)}$
 $a = 0,80 \text{ (m)}$
 $b = 0,80 \text{ (m)}$
 $e_x = 0,60 \text{ (m)}$
 $e_y = 0,00 \text{ (m)}$

$a' = 55,0 \text{ (cm)}$
 $b' = 40,0 \text{ (cm)}$
 $c_1 = 5,0 \text{ (cm)}$
 $c_2 = 3,0 \text{ (cm)}$

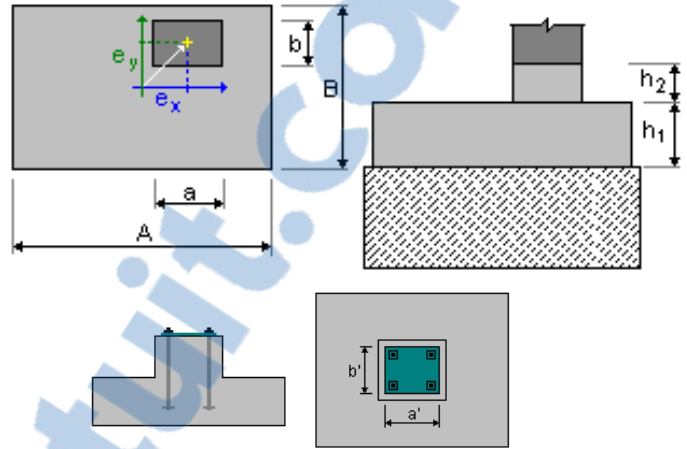


Figure VII.1 : Géométrie de la semelle

$H = 0,50 \text{ (m)}$
 $d_1 = 0,00 \text{ (m)}$
 $d_2 = 0,00 \text{ (m)}$
 $d_3 = 0,00 \text{ (m)}$
 $d_4 = 0,00 \text{ (m)}$

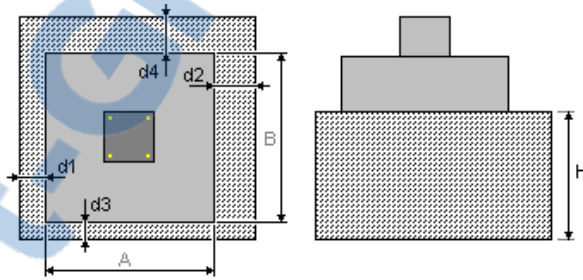


Figure VII.2 : Géométrie de puis

VII.8.3. Calcul du ferrailage:

On applique la méthode des bielles :

A l'état limite ultime : $1,35G+1,5Q$

$N_{sdu} = 2450,14 \text{ daN}$.

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: $Gr = 17000,00 \text{ (daN)}$

$N_{sds} = 19450,15 \text{ daN}$

Avec $\sigma_{stu} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$

$N_{sdu}' = N_{sdu} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) = 0,195 \text{ MN}$

$$\begin{cases} A_{au} = \frac{N_{sdu}'(A - a)}{8d_a \times \sigma_{stu}} \\ A_{bu} = \frac{N_{sdu}'(B - b)}{8d_b \times \sigma_{stu}} \end{cases}$$

$$d_a = d_b \approx d = 0,45 \text{ m.}$$

$$A_{au} = A_{bu} = 1,864 \text{ cm}^2$$

A l'état limite de service :G+N

$$N=3443,71 \text{ daN.}$$

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 17000,00 (daN)

$$N_{sds} = 20443.71 \text{ daN}$$

$$N_{sds}' = N_{sds} \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) = 0,204 \text{ MN}$$

$$\begin{cases} A_{as} = \frac{N_{sds}'(A - a)}{8d_a \times \bar{\sigma}_{sts}} \\ A_{bs} = \frac{N_{sds}'(B - b)}{8d_b \times \bar{\sigma}_{sts}} \end{cases}$$

$$\text{Avec } \bar{\sigma}_{sts} = \min \left[\frac{3}{2} f_e ; \max \left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right] = 201,6 \text{ MPa}$$

$$d_a = d_b \approx d = 0,45 \text{ m.}$$

$$A_{as} = A_{bs} = 3,373 \text{ cm}^2$$

Vue que la semelle de fondation est une massive ; le ferrailage calculé reste toujours très faible et inférieur au ferrailage minimal donc on adopte un ferrailage minimum selon le RPA 99/ version 2003 ($\phi 12$) avec un espacement (min =15cm ; max =25cm).

Calcul de nombre des barres :

Enrobage C= 3cm

Espacement e= 15cm

$$n_a = \frac{A - 2 \times C}{e} = 13T12 = 14,70 \text{ cm}^2$$

$$n_b = \frac{A - 2 \times C}{e} = 13T12 = 14,70 \text{ cm}^2$$

On ajoute aussi des armatures de couture (de peau) de diamètre $\phi 12$ (4T12).

Avec un espacement de 18 cm.

VII.8.4. Type d'ancrage :

l_s : Est donnée par la formule suivante :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_s}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_s = 0,6[\psi^2 \times f_{t28}] = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,328 \text{ cm.}$$

$$\frac{B}{8} = 25 \leq l_s < \frac{B}{4} = 50 \text{ cm.}$$

Le choix de type d'ancrage :

- Ancrage courbe : toutes les barres seront prolongées aux extrémités avec courbe.
- Ancrage droit : toutes les barres seront droites sans courbe aux extrémités.

Donc on utilise le premier type.

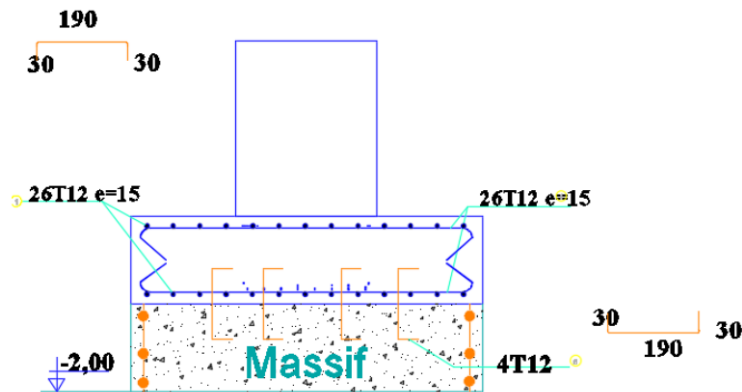


Figure VII.1: Vue en élévation du ferrailage.

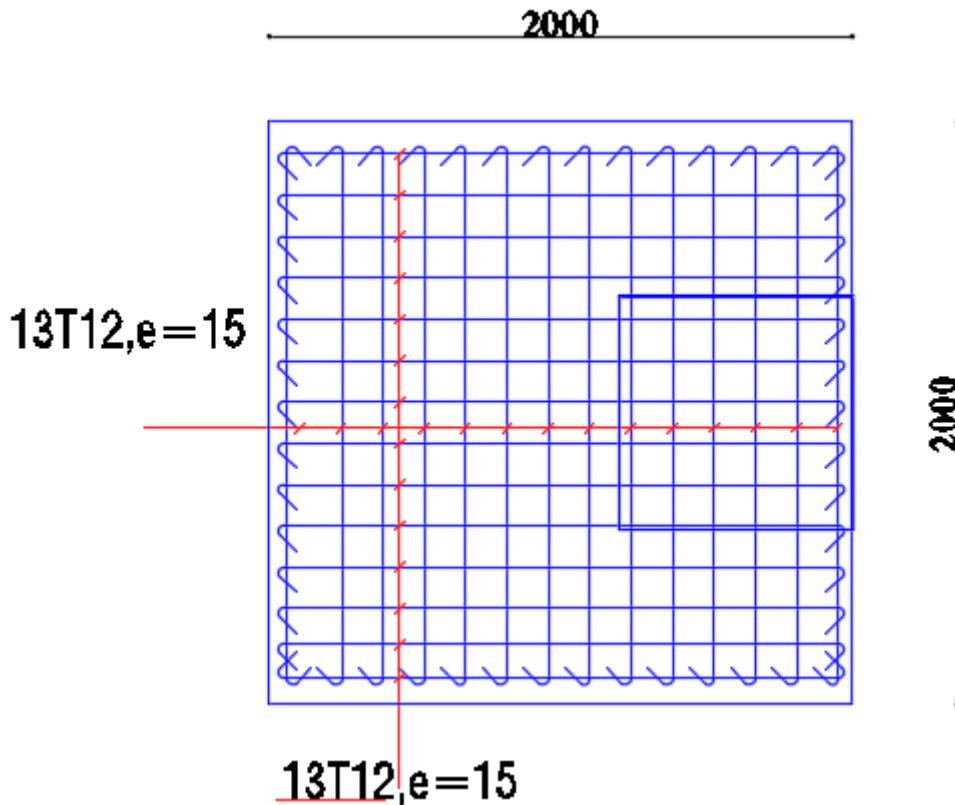


Figure VII.2: Vue en plan des armatures principale et de puis.

VII.9. Les fûts :

VII.9.1. Calcul du ferrailage :

Le RPA99 exige une section minimale :

$$A_{min} = 0,6\% B = 0,6\%(80 \times 80) = 38,4 \text{ cm}^2.$$

On prend $A_{st} = 35T12 = 39,58 \text{ cm}^2$.

Avec des cadres $\emptyset 8$.

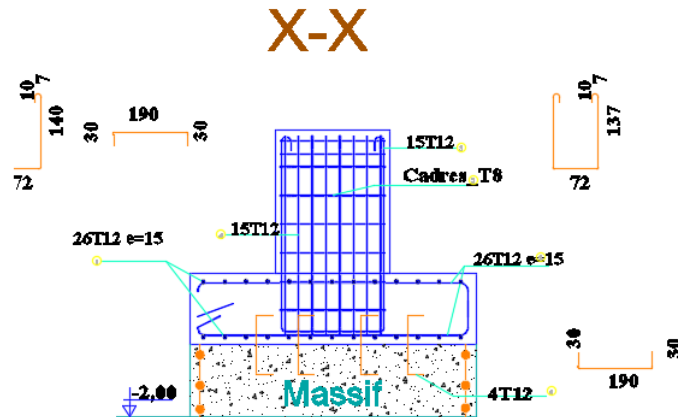


Figure VII.5: Ferrailage de la semelle

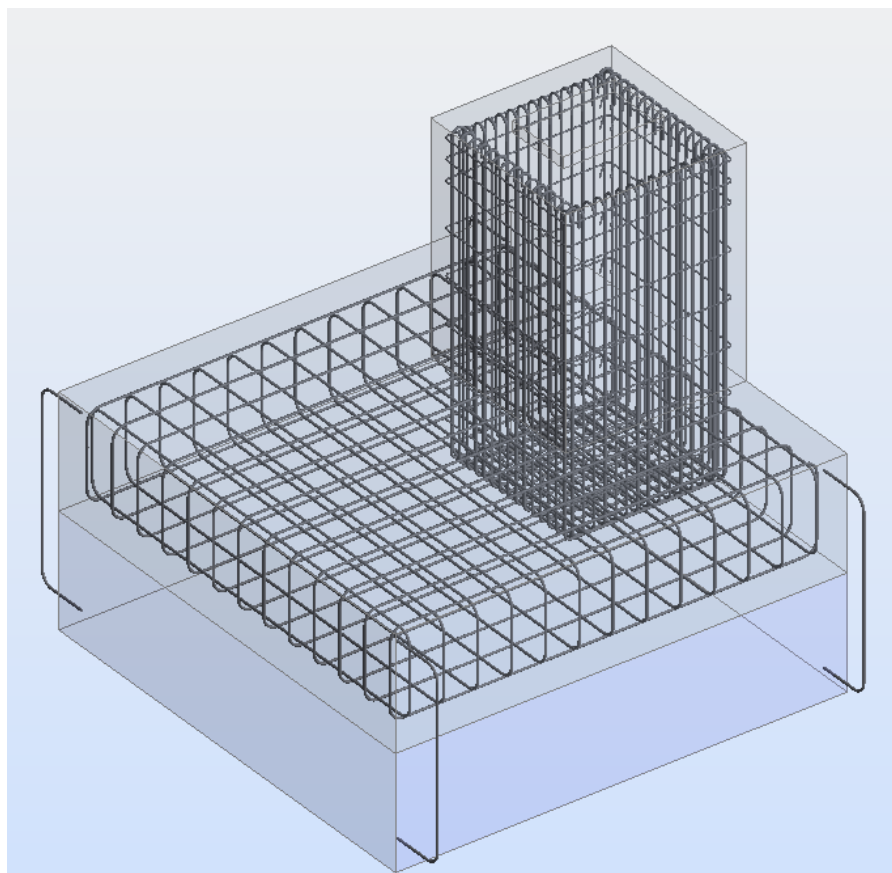


Figure VII.6 : Vue en 3D de ferrailage de la semelle

VII.10. Calcul des longrines :

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

VII.10.1. Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA99, pour un sol de type S2 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 cm x 30 cm.

D'un autre côté, dans le cas d'un sol rocheux sain, non fracturé (S1) et dans le cas d'un site de catégorie S2 et en zone I. le RPA99 n'exige pas la solidarisation par longrines ou dispositif équivalent. Et même dans le cas d'une structure légère, les longrines peuvent être remplacées par le dallage travaillant en tirant ou en buton dans le sens transversal.

Dans ce cas nous avons proposé une solution pour prendre en compte la sécurité jusqu'à la dernière point. On prend une ceinture de longrine sur les quatre côtés de la structure avec une section de $S = 30 \times 35 \text{ cm}$, avec un dallage sur toute la surface.

VII.10.2. Calcul du ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max\left[\frac{N}{\alpha} ; 20 \text{ KN}\right].$$

- **L'ELU :**

$$F = 20 \text{ KN}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{0,020}{347,83} = 0,575 \text{ cm}^2.$$

- **L'ELS :**

$$F = 20 \text{ KN}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{0,020}{201,6} = 0,992 \text{ cm}^2.$$

Le RPA99 exige une section minimale : $A_{min} = 0,6\% B = 0,6\%(30 \times 35) = 6,3 \text{ cm}^2$.

On prend $A_{st} 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$.

VII.10.3. Vérification de condition de non fragilité :

On doit vérifier que :

$$A_{st} \leq 0,23 B \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 15,09 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

VII.10.4. Calcul d'armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{min}; \frac{b}{10}\right) \rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{350}{35}; 12; \frac{300}{10}\right)$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$ (Cadre + étrier).

$$S_t \leq (20 \text{ cm}; 15\phi_t) \rightarrow S_t \leq (20 \text{ cm}; 12) \text{ On prend } S_t = 10 \text{ cm.}$$

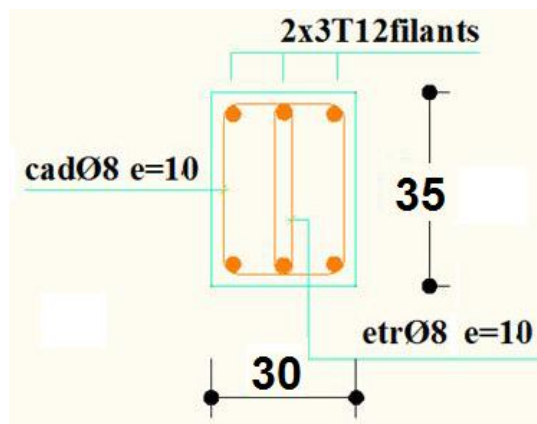


Figure VII.3: Ferrailage de la longrine.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude consiste à dimensionner un espace commercial en charpente métallique situé à mechria wilaya de Naama.

Cette expérience nous a permis aussi de mieux comprendre le domaine de la construction métallique qui nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul (AutoCAD , Robot...), ainsi que la maîtrise de la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans ce domaine.

La conception d'une structure métallique repose sur le dimensionnement aux états limites ultimes en tenant compte des actions environnantes les plus sévères tels que les surcharges d'exploitation, la neige, le vent et le séisme. Ce dimensionnement concerne chaque élément, assemblage, connexion ou partie sensible de la construction. La précision et la rigueur dans les calculs et vérifications d'une part et la conception exacte des différents détails de la construction sont requises.

A la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans un domaine très vaste, il nous acquis des grandeurs très importantes pour mettre le premier pas dans la vie professionnelle.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2.2 ; CHARGE PERMANENTE ET CHARGE D'EXPLOITATION, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie)
- [2] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie)
- [3] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-44 ; REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « CCM 97 », Centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1997, (Algérie)
- [4] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie)
- [5] : Eurocode 3
- [6] : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisées 99 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, Ed : CSTB 2000, (Algérie)

Mémoire

- FAKIR.I.E, GOURMALA.I.2016: étude d'un bâtiment en charpente métallique (R.D.C + 4) a remchi (bloc angle en u) ; Université ABOU BEKR BELKAID, (Algérie)
- BENYELLES .Med. H, BENYELLES .CH.M.2013 : Etude et dimensionnement d'une piscine olympique à sig ; Université ABOU BEKR BELKAID, (Algérie).
- Med.OURAGHI, M.DEKHISSI. 2013 : Etude et dimensionnement d'un marché couvert à maghnia ; Université ABOU BEKR BELKAID, (Algérie).
- BEREKSI. R. A, BOUKHATEM. D.E.2016 : Etude d'un hall métallique de tri de déchets avec pont roulant ; Université ABOU BEKR BELKAID, (Algérie).
- BENABDALLAH. I, EL YEBDRI. M.2016 : Etude d'une L'usine d'huile d'olive situé à Tizi, Ain Fezza ; Université ABOU BEKR BELKAID, (Algérie).

Rapport-Gratuit.com

ANNEXE

Annexe A

Chapitre VI : Etude des assemblages

	M 12	M 16	M 20	M 24	M 27
Diamètre tige d (mm)	12	16	20	24	27
Diamètre Trou d (mm)	14	18	22	26	30
Section Tige A (mm ²)	113	201	314	452	573
Section Résistance A _s	84	157	245	353	459

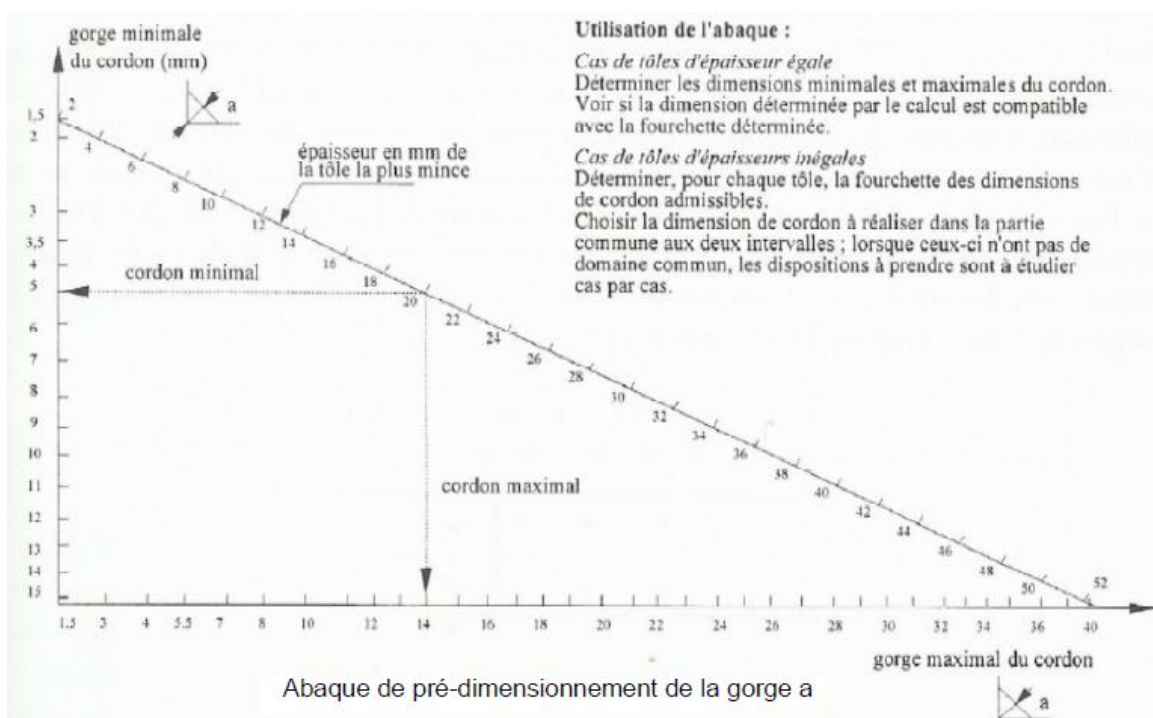
Caractéristique des boulons

Boulons	Valeurs usuelles (mm)			Valeurs minimales (mm)		
	P ₁ , P ₂	e ₁	e ₂	P ₁ , P ₂	e ₁	e ₂
M 12	40	25	20	35	20	15
M 16	50	35	25	40	25	20
M 20	60	40	30	45	30	25
M 24	70	50	40	55	35	30
M 27	80	55	45	65	40	35

Tableau : entraxe des boulons et pinces

Diamètre nominal d _b (mm)	Aire nominale A (mm ²)	Aire résistante A _s (mm ²)
14	154	115
16	201	157
18	254	192
22	314	245
22	380	303
24	452	353

Les Dimensions des différents boulons



Rapport de sols

Dans laquelle:

- δ : Poids spécifique du sol égal à 2.80 t/m³ ;
- D : Profondeur d'ancrage égale à 2.50m ;
- B.L : Dimensions de la semelle m ;
- C : Cohésion en bar = $234/2 = 117$, cas le plus défavorable ;
- F : Coefficient de sécurité égale 6.

On constate que les contraintes admissibles du sol sont de l'ordre de 128 bars. Néanmoins le taux de travail du sol pour le dimensionnement de l'infrastructure du projet. Sera pris égale à 2.00 bars

VI. – CONCLUSION & RECOMMANDATION :

le sol de fondation du terrain devant servir comme assiette pour le futur projet est constitué principalement par une succession de couches relativement hétérogène, il est engendré principalement une alternance calcaires brechiques -calcaires crayeux surmonter par des dalles de craies et des remblais artificiel compactes. vu la nature géologique du sol de fondation, des caractéristiques géotechniques déduites, et vu l'importance de l'ouvrage groupe 1b ouvrages de grande importance RPA 2003

. les fondations seront de type semelles isolée carrées ou rectangulaires rigidifiées par double longrines. ancré a une profondeur a partir de 02.30 mètres / remblais artificiel au sein de la couche calcaire brechique pour l'administration et le motel et 2.00 pour les charpentes métalliques. avec un taux de travail de 02.00 bars.

✓- Le sol devant recevoir les fondations du projet est relativement homogène.

- ✓-L'analyse chimique sommaire a montré que le sol est non agressif, justifiant l'utilisation d'un ciment ordinaire pour le coulage du béton des fondations;
- ✓- De même que tous les endroits beaucoup plus compressibles que le terrain d'ensemble doivent être purgés ou traités pour que le sol d'assise présente une homogénéité satisfaisante ;
- ✓- Afin de préserver une bonne tenue de cet ouvrage il est vivement recommandé de protéger les fondations contre toutes venues d'eaux du bassin versant, par la réalisation d'un drainage périphérique ;
- ✓-Réalisation des travaux en période de faible pluviosité habituelle ;

Le laboratoire des travaux publics et construction ATLAS KSEL reste à votre disposition pour d'éventuels éclaircissements.

LE CHARGER D'ETUDE

(Signature)
ATLAS KSEL
L.T.P.C
 Service technique
E. KAYADI
(Signature)

LE DIRECTEUR

(Signature)
EUROL ATLAS-KSEL
 وحدة البيوض
(Signature)

Laboratoire des Travaux Publics et Constructions - ATLAS KSEL -

Etablie le : 19-04-2016
 Etablie par: A.A. slimane
 Approuvée par: M. Mechkour
 Dossier N° 05/2016

ETUDE DE SOL
 REALISATION D'UNE STATION DE SERVICE
 A MECHERIA - W. NAAMA

Site: SARL EPROCO ALGERIE

Rapport gratuit.com

LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

V.2.3- STABILITE VIS A VIS DU TASSEMENT ET CALCUL DES TASSEMENT: De part la nature géologique du sol des fondations, le phénomène de tassement n'est pas à craindre, et le sol est considéré pratiquement stable.

V – SOLUTION DE FONDATION :

V.1-CLASSIFICATION DE SITE :

en tenant compte des propriétés mécaniques des sols, leur nature géologique et des caractéristiques géotechniques déduites, le site peut être classé dans **la catégorie s2 (site ferme)** d'après les règles parasismiques algériennes RPA 99 /version 2003.

V.2-CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE SELON SON IMPORTANCE :

D'après les règles parasismiques algériennes RPA 99 /version 2003 le classement du l'ouvrage dépend de sa destination et son importance vis-à-vis des objectifs de protection fixés par la collectivité.

L'ouvrage peut être classé dans le groupe 1b ouvrages de grande importance

V.3-TYPE DE FONDATION :

En tenant compte de l'importance et de la nature du projet, et la nature géologique du sol et des caractéristiques géotechniques des coupes on peut déterminer que le bon sol est atteint a partir d'une profondeur de 2.40 m/TN de niveau supérieur, par conséquent ont peut propose les solutions de fondation suivant la consistance du projet :

Semelles isolée carrées ou rectangulaires rigidifiées par double longrines. Ancré a une profondeur a partir de 02.30 mètres / remblais artificiel au sein de la couche calcaire bréchiqie pour l'administration et le motel et 2.50 pour les charpentes métalliques.

V.4-PROFONDEUR D'ANCRAGE:

La profondeur d'ancrage est tributaire :- Du niveau du bon sol ;

- Du niveau de la nappe phréatique ;

- De la Profondeur de gel ;

- De l'élanement du projet.

V.5- CALCUL DE LA CONTRAINTE ADMISSIBLE :

[-POUR LE NIVEAU ROCHUEUX (CALCAIRE BRÉCHIQUE) :

Pour l'estimation de la contrainte admissible du sol et vue la nature géologique du terrain, on va supposer que le milieu est purement ROCHEUX. Comme le calcul de la portance du sol fait intervenir les caractéristiques intrinsèques du sol (C/2).

La contrainte admissible du sol est estimée par l'application de la formule définie comme suit:

$$Q_{adm} = \delta D + \frac{5.14}{f} (1 + 0.2 \cdot B/L) \cdot C$$

Laboratoire des Travaux Publics et Constructions - ATLAS KSEB -

Etablie le : 19-04-2016
Etablie par: A.A. Slimane
Approuvée par: M. Mechkeur
Dossier N° 05/2016

ETUDE DE SOL
REALISATION D'UNE STATION DE SERVICE
A MECHERIA - W.NAAMA

CLIENT : SARL EPOCO ALGERIE

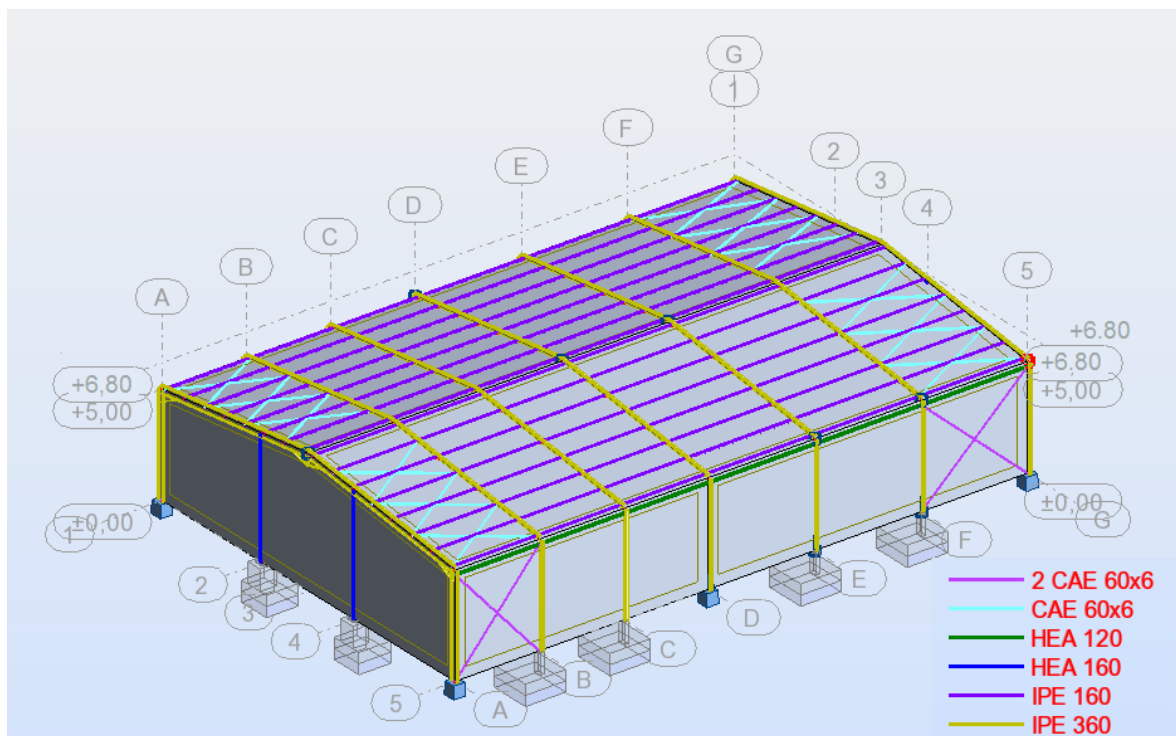
Vérification des familles

NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009 - Vérification des familles (ELU) 1A7

Résultats Messages

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 POTEAUX						
95 POTEAUX_95	IPe 360	ACIER E28	16.72	92.40	0.93	11 1.35G+1.5V2
Famille : 2 TRAVERCES						
98 TRAVERCES	IPe 360	ACIER E28	40.72	34.26	0.76	11 1.35G+1.5V2
Famille : 3 CV						
186 CV_186	CAE 60x6	ACIER E28	130.03	130.03	0.79	11 1.35G+1.5V2
Famille : 4 STABILITE						
168 STABILITE_	2 CAE 60x6	ACIER E28	140.48	89.67	0.35	10 1.35G+1.5V1
Famille : 5 PANNES						
100 PANNES_10	IPe 160	ACIER E28	80.57	287.42	0.87	10 1.35G+1.5V1
Famille : 6 POTELET						
5 POTELET_5	HEA 160	ACIER E28	88.30	145.57	0.60	11 1.35G+1.5V2
Famille : 7 SABLIERE						
115 SABLIERE_1	HEA 120	ACIER E28	54.18	87.79	0.66	10 1.35G+1.5V1

Plan en 3D de la structure



Annexe B

Analyse modales de la structure par logiciel robot

ROBOT 2014

Date: 02/06/17

Propriétés du projet: **model 1_3D**

Nom du fichier:: **model 1_3D.rtd**

Caractéristiques de l'analyse de l'exemple:

Type de structure: Portique spatial

Coordonnées du centre géométrique de la structure:

X = 9.500 (m)

Y = 14.250 (m)

Z = 3.085 (m)

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

X = 9.500 (m)

Y = 13.907 (m)

Z = 4.816 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure:

Ix = 2022447.126 (kg*m2)

Iy = 1062370.039 (kg*m2)

Iz = 2990618.667 (kg*m2)

Masse = 22223.944 (kg)

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses statiques globales:

X = 9.559 (m)

Y = 13.784 (m)

Z = 4.840 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses statiques globales:

Ix = 4189131.912 (kg*m2)

Iy = 2055623.421 (kg*m2)

Iz = 6014249.271 (kg*m2)

Masse = 44721.696 (kg)

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

X = 9.559 (m)

Y = 13.784 (m)

Z = 4.840 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

Ix = 4189131.912 (kg*m2)

Iy = 2055623.421 (kg*m2)

Iz = 6014249.271 (kg*m2)

Masse = 22497.752 (kg)

Description de la structure

Nombre de noeuds:	450
Nombre de barres:	172
Éléments finis linéiques:	359
Éléments finis surfaciques:	0
Éléments finis volumiques:	0
Liaisons rigides:	0
Relâchements:	112
Relâchements unilatéraux:	0
Relâchements non-linéaires:	0
Compatibilités:	0
Compatibilités élastiques:	0
Compatibilités non-linéaires:	0
Appuis:	18

ANNEXE

Appuis élastiques:	0
Appuis unilatéraux:	0
Appuis non-linéaires:	0
Rotules non-linéaires:	0
Cas:	22
Combinaisons:	14

Resumé de l'analyse

Méthode de solution - SPARSE M		
Nbre de degrés de liberté stat.:	2604	
Largeur de la bande		
avant/après optimisation:	0	0
Durée des calculs [s]		
Durée max agrégation + décomp.:	6	
Durée max itér. sur sous-espace:	0	
Durée max solution prb. nonlin.:	0	
Durée totale:	8	
Espace disque et mémoire utilisés [o]		
Espace totale du disque utilisé:	4159472	
Espace pour fichier TMP solveur:	0	
Espace pour itérat. s/sous-esp.:	583520	
Mémoire:	2756948	
Elém. diagon. de la matrice de rigidité		
Min/Max après décomposition:	1.000000e+000	1.403881e+012
Précision:	3	

Liste de cas de charges/types de calculs

Cas 1	:	G	
Type d'analyse: Statique linéaire			
Energie potentielle :			3.35288e+001 (daN*m)
Précision :			3.43008e-011
Cas 2	:	Q	
Type d'analyse: Statique linéaire			
Energie potentielle :			1.05361e+000 (daN*m)
Précision :			1.71158e-011
Cas 3	:	N	
Type d'analyse: Statique linéaire			
Energie potentielle :			7.00322e+001 (daN*m)
Précision :			5.57215e-011
Cas 4	:	V1	
Type d'analyse: Statique linéaire			
Energie potentielle :			1.39560e+003 (daN*m)
Précision :			7.08897e-011
Cas 5	:	V2	
Type d'analyse: Statique linéaire			
Energie potentielle :			1.42489e+003 (daN*m)
Précision :			4.34380e-011
Cas 6	:	Modale	
Type d'analyse: Modale			
Données:			
Mode d'analyse	:		Modal

Méthode : Itération sur le sous-espace
 Type de matrices de masses : Concentrée sans rotations
 Nombre de modes : 12
 Nombre d'itérations : 40
 Tolérance : 1.00000e-004
 Amortissement : 0.050
 Limites : 0.000
 Coefficient des masses participantes : 0.000

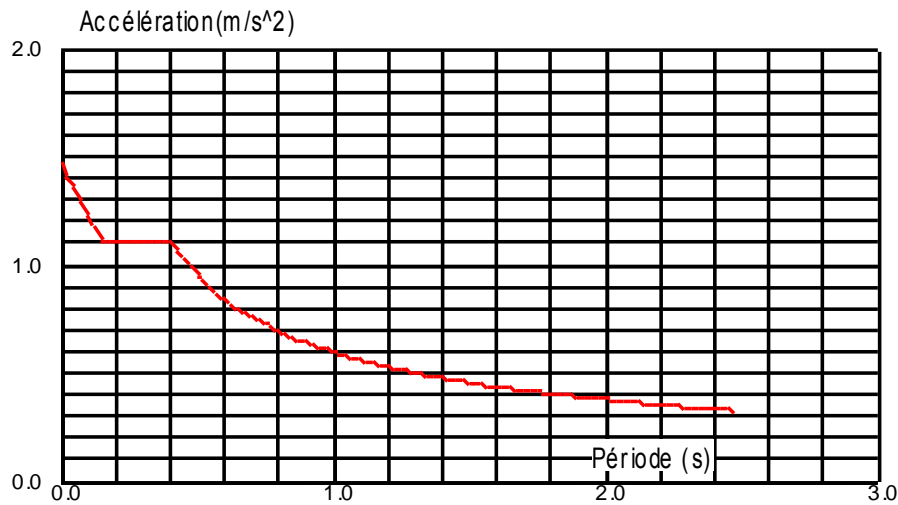
Cas 7 : Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_X
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 1.000

Y = 0.000

Z = 0.000



Données:

Zone : I
 Usage : 1B
 Assise : S2
 Coefficient de qualité : 1.200
 Coefficient de comportement : 4.000
 Amortissement : $\alpha = 5.00\%$

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} = 1.000$

A = 0.120

T₁ = 0.150

T₂ = 0.400

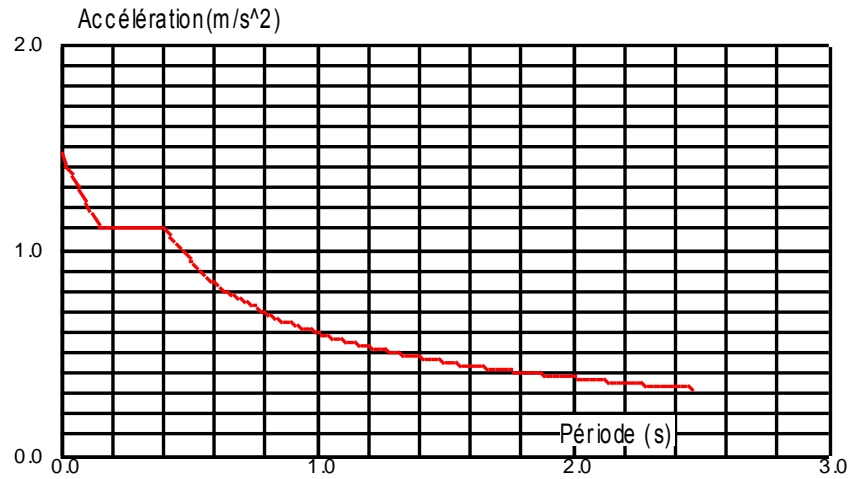
Cas 8 : Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_Y
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 0.000

Y = 1.000

Z = 0.000

**Données:**

Zone : I
 Usage : 1B
 Assise : S2
 Coefficient de qualité : 1.200
 Coefficient de comportement : 4.000
 Amortissement : $X = 5.00 \%$

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} = 1.000$

$A = 0.120$

$T_1 = 0.150$

$T_2 = 0.400$

Cas 9 : 1.35G+1.5Q

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 10 : 1.35G+1.5V1

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 11 : 1.35G+1.5V2

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 12 : G+Q

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 16 : G+N

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 17 : G+V1

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 18 : G+V2

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 19 : G+0.9Q+0.9N

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 20 : G+0.9Q+0.9V1

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 21 : G+0.9Q+0.9V2

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 23 : G+Q+1.2Ey

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 24 : 0.8G+Ex

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 25 : 0.8G+Ey

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 26 : G+Q+1.2Ex

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Annexe C

Les plans de fondation et fiches techniques

Résumé

Ce projet concerne l'étude et le dimensionnement d'un espace commercial. Ce travail s'inscrit en premier lieu dans l'évaluation des charges et surcharges et des actions climatiques. En suite une étude sismique selon le règlement RPA99 (version 2003), suivie par le dimensionnement des différents éléments et de la structure selon le règlement CCM97, à l'aide du logiciel ROBOT.

Enfin, nous avons terminé par le calcul des différents assemblages nécessaires ainsi que les fondations.

Mots clés :

Construction métallique, neige et vent, ROBOT, espace commercial.

Abstract

This project concerns the study and design of a commercial space. This work is in the first place in the evaluation of loads and overloads and climatic actions. Subsequently, a seismic study was carried out in accordance with regulation RPA99 (version 2003), followed by the dimensioning of the various elements and the structure according to regulation CCM97, using the ROBOT software.

Finally, we finished by calculating the various necessary assemblies as well as the foundations.

Keywords:

Metal construction, snow and wind, ROBOT, commercial space.

ملخص

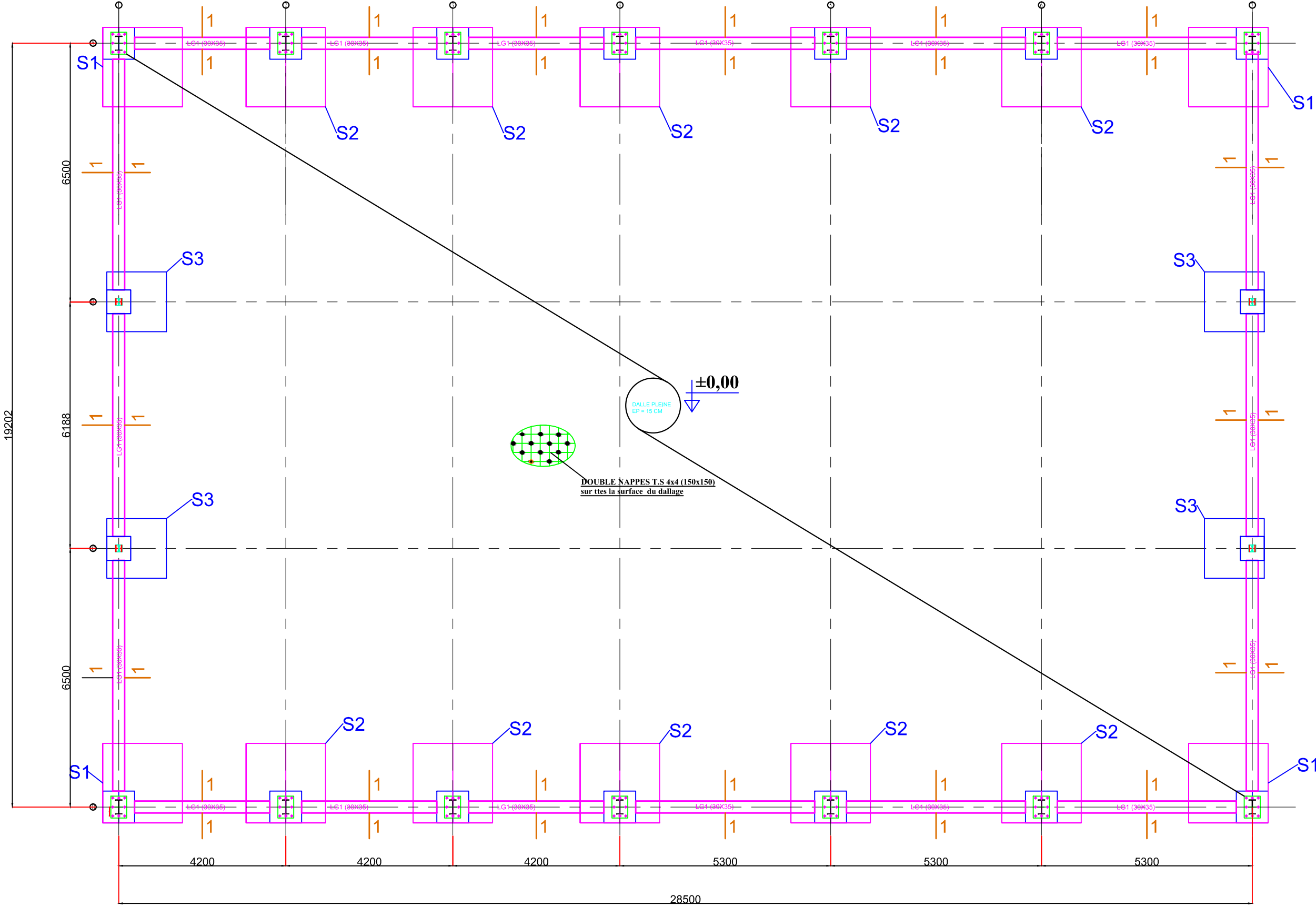
هذا المشروع يتمثل في دراسة وتصميم فضاء تجاري. يبدأ العمل أولا بتقييم للحمولة والأحمال الزائدة والمناخية، ودراسة زلزالية باستخدام قانون المنشآت الزلزالية (RPA99 (Version 2003) ، متبوعا بدراسة لمختلف مكونات المنشأة بإتباع قانون المنشآت المعدنية CCM97 باستعمال برنامج

ROBOT

وأخيرا درسنا كيفية التجميع والربط بين مختلف العناصر الضرورية مع دراسة للأساسات.

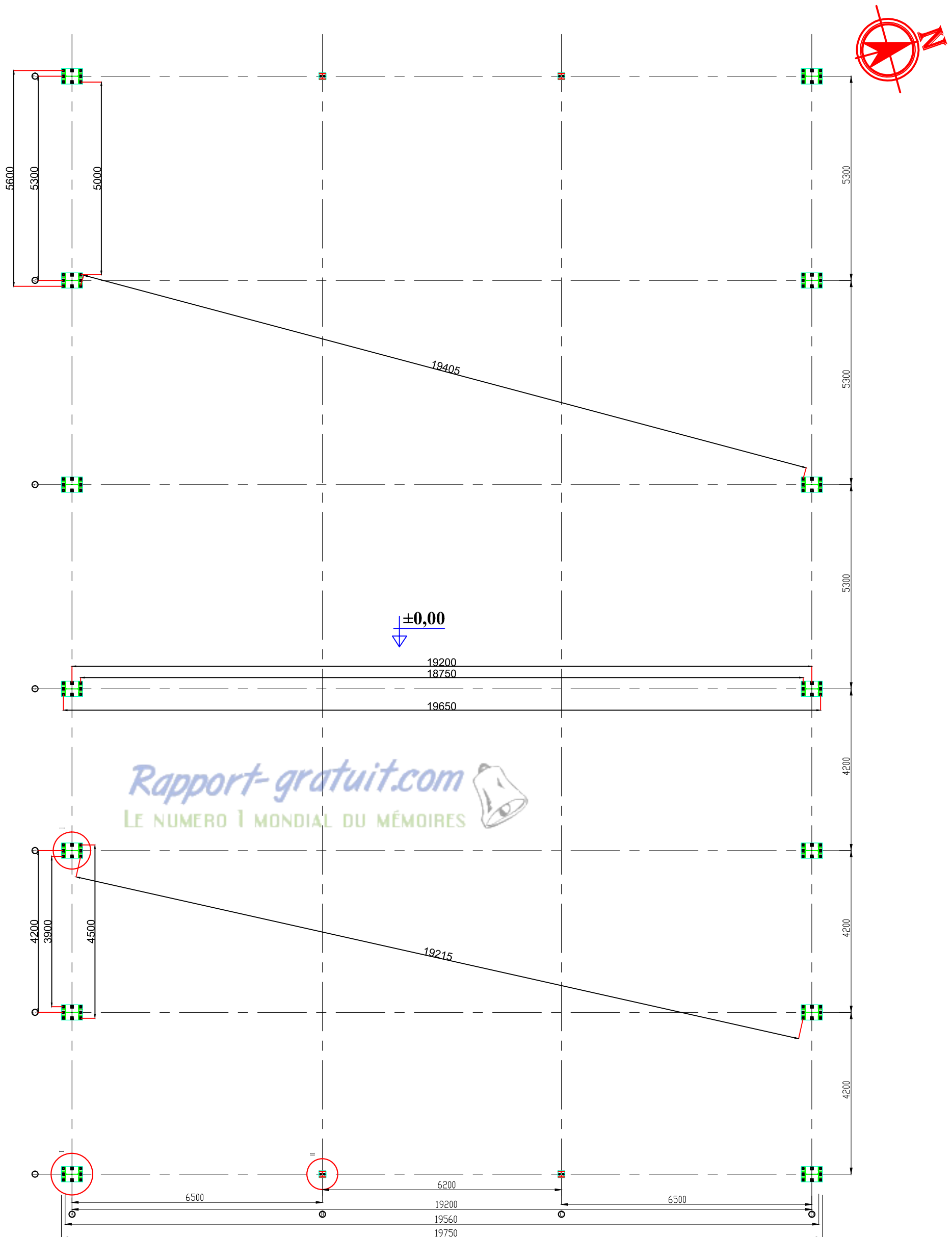
الكلمات الدلالية: بناء معدني، ثلج و رياح، ROBOT ، فضاء تجاري.

COFF...FONDACTIONS
PLAN DE FERRAILAGE

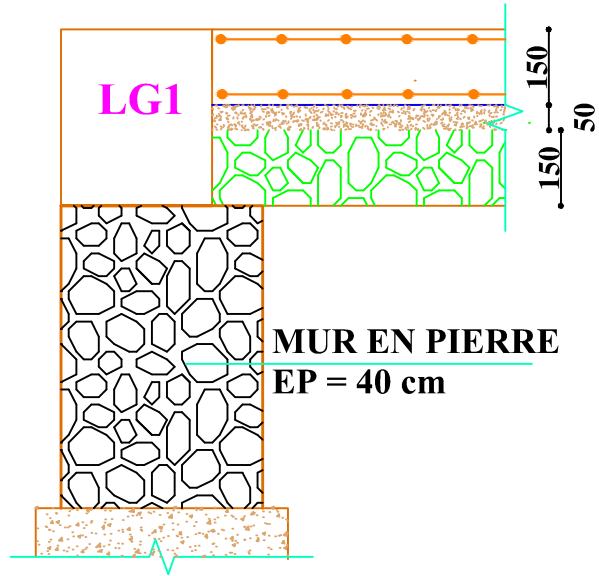


ECHELLE 1 : 100

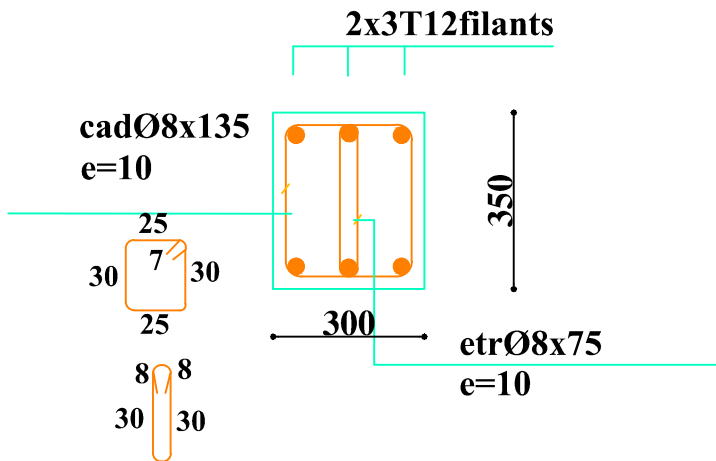
IMPLANTATION ET ANCRAGES



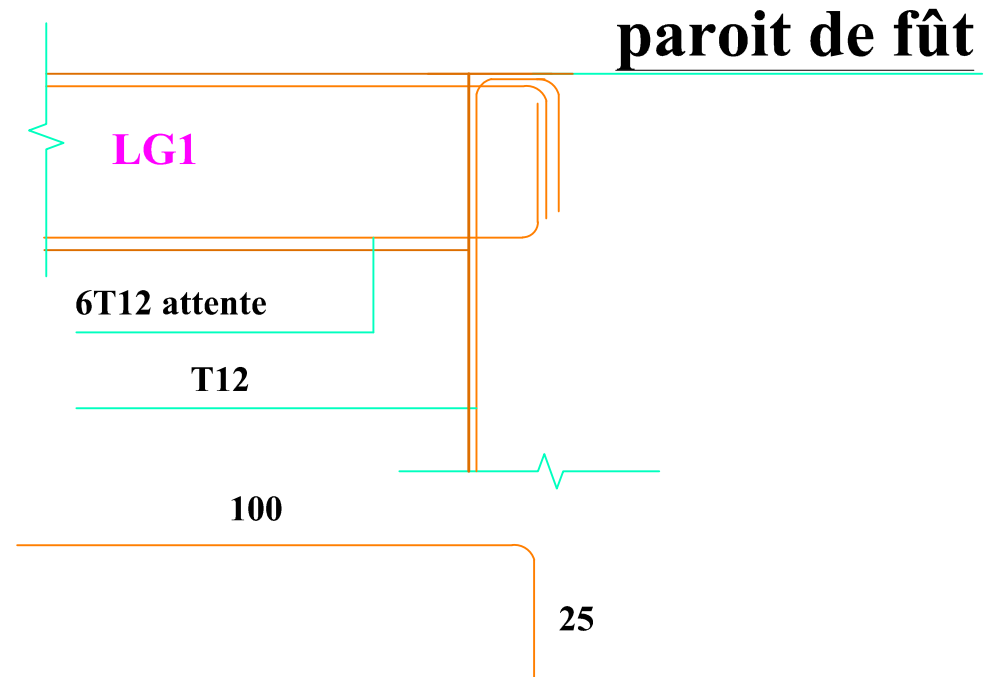
COUPE ~1~1~



Ferr. Longrine .lg1 :(30x35)



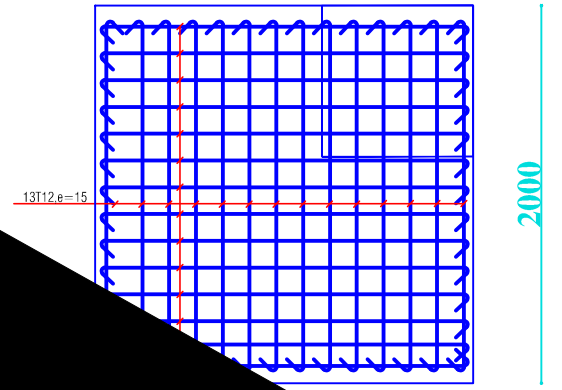
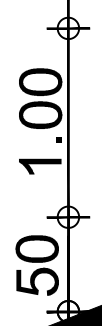
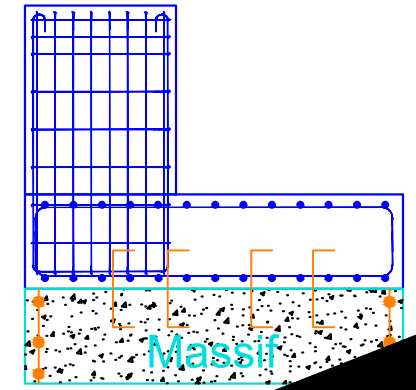
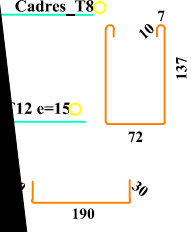
-DÉTAIL JONCTION FÛT ET LONGRINE-



ECHELLE 1 : 15

Y-Y

- 8T14
- Cadres T8
- 12 e=15
- 2

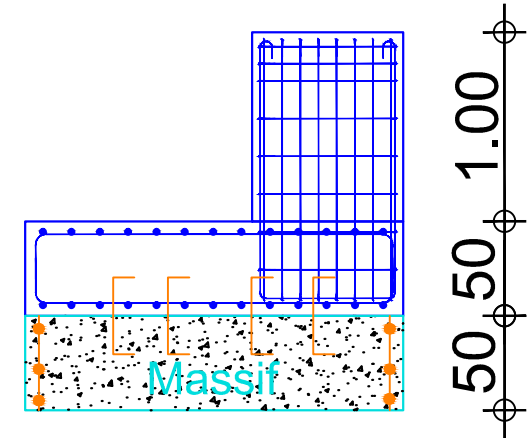
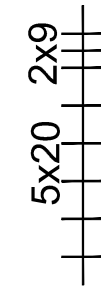
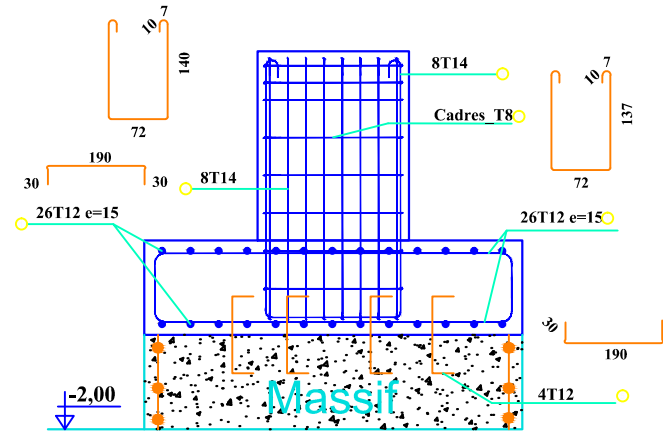
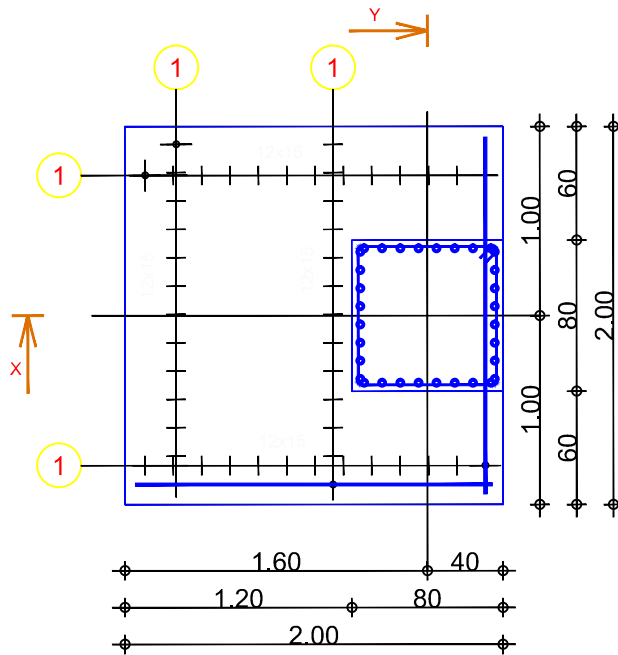


LENNAILLAGE SEMELLE

S2: 2.00x2.00x1.50

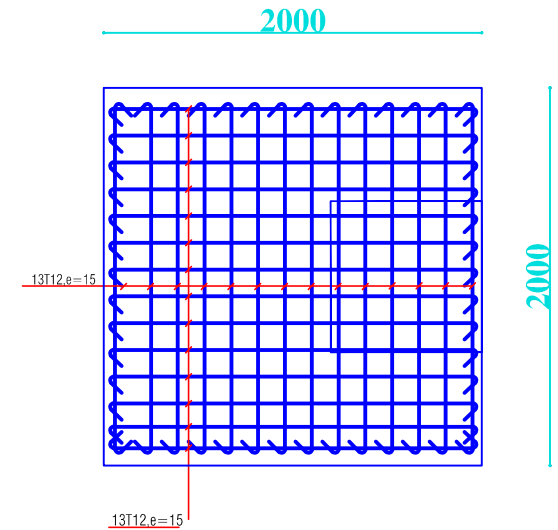
X-X

Y-Y

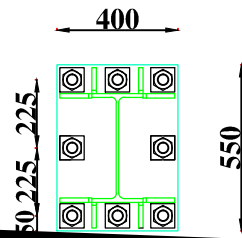
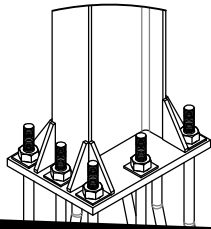


Pos.	Armature	Code	Forme	Pos.	Armature	Code	Forme
①	52HA 12 l=2.31	00		④	8HA 14 l=3.71	21	
②	8HA 8 l=3.12	31		⑤	4HA 12 l=1.25	00	
③	8HA 14 l=3.66	21					

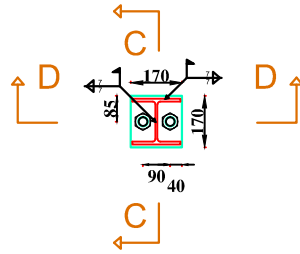
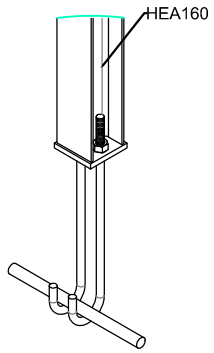
Béton : BETON25 = 2.64 m3	Acier HA 400 = 111 kg
Surface du coffrage = 7.2 m2	Acier HA 400 = 108 kg
Densité = 82.95 kg/ m3	Enrobage c1 = 5 cm, c2 = 5 cm
Gros béton = 2m3	
Fc28 = 15MPa	





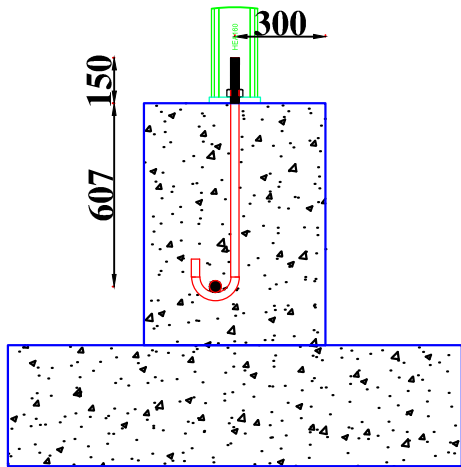
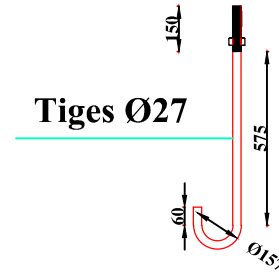


-SYSTEME D'ANCRAGE-

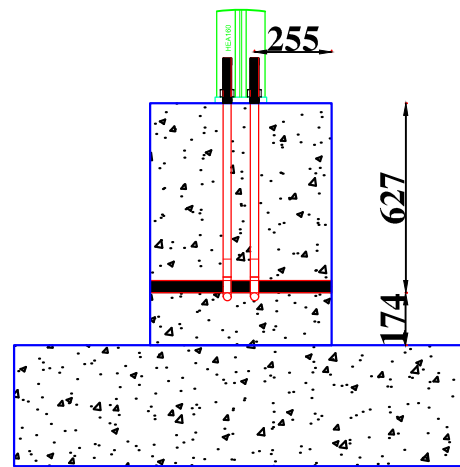


D:TAIL II
ECHELLE 1 : 25

**-FORMES ET CARACTERISTIQUES
DIMENSIONNELLES DE TIGES D'ANCRAGE-**



COUPE C-C
ECHELLE 1 : 25



COUPE D-D
ECHELLE 1 : 25

NOTA:

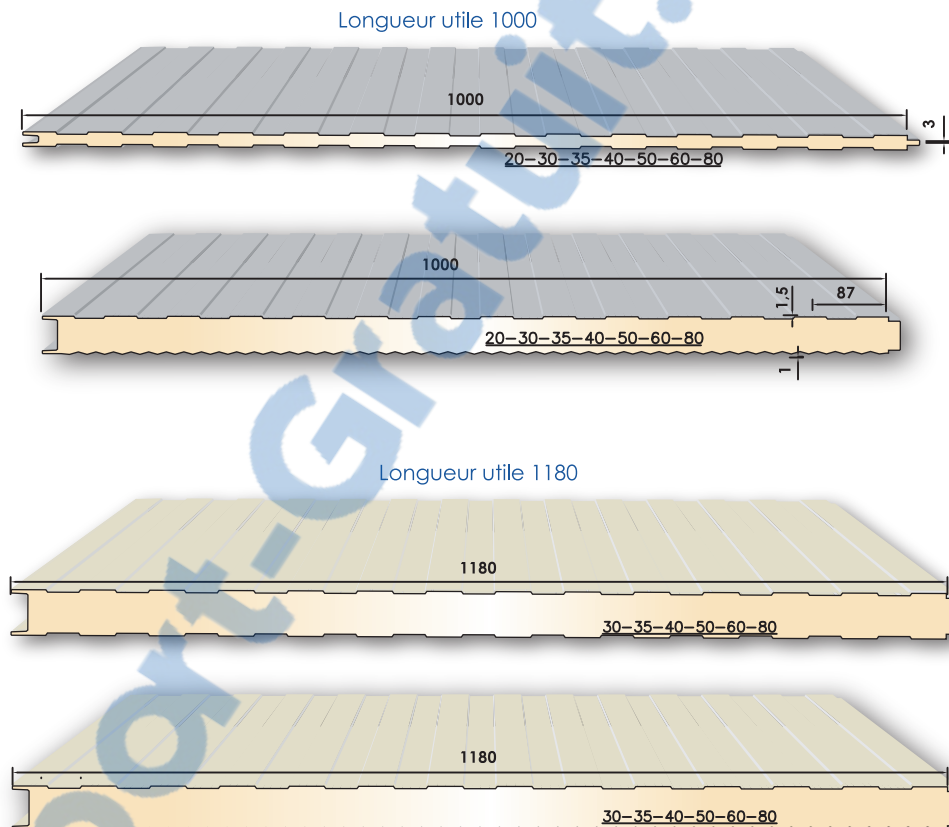
- 1- Capacité portante du sol $\sigma_{sol}=2,00 \text{ kg/cm}^2$.
- 2- Passer par des fondations semi profondes, sur puits.
- 3- Les ancrer à 2,00 m de profondeur, plus au moins dépende de la nature du sol.
- 4- Dosage du béton pour béton armé 350 kg de ciment par le mètre cube.
- 5- Dosage du béton pour béton de rattrapage 200 kg de ciment /m³ de béton ($\frac{1}{3}$ caillasse de dimension <10cm et $\frac{2}{3}$ béton).
- 6- le recouvrement des barres filantes d'armatures est de T12 sur appuis pour les armatures inférieures, entre appuis pour les armatures supérieures.
- 7- les remblais sous dallage seront constitués de matériaux sélectionnés et inertes, mis en place par couche successives ne dépassant pas 20cm d'épaisseur, imbibés d'eau et bien compactes.
- 8- Nuance des aciers rond a béton, Fe400.
- 9- Enrobage de armatures 5 cm..
- 10- Prévoir un trottoir périphérique pour éviter toute infiltration des eaux.
- 11- Utiliser des canalisations souples.
- 12- Eviter la plantation des arbres à proximité de ce bloc.

PANNEAU SANDWICH DE BARDAGE

APPLICATION

Les panneaux sandwichs de bardage sont utilisés pour les bâtiments industriels, commerciaux, les cellules frigorifiques à température positive, les cloisonnements, les faux plafonds ainsi que toute autre construction nécessitant une isolation thermique.

Le panneau sandwich, de bardage, représente un élément autoportant remplissant simultanément les fonctions de paroi et d'isolation thermique. Il associe deux parements d'acier prélaqués, au moyen d'une âme en mousse en polyuréthane rigide (PUR) ou polyisocyanurate rigide (PIR).

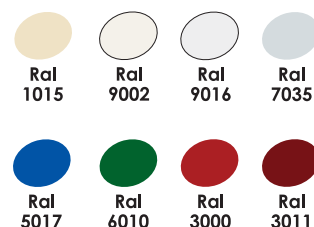


A B	PAREMENT EXTERNE PAREMENT INTERNE	Profil à nervuration de faible profondeur ou totalement lisse Epaisseur : 0,4 mm - 0,5 mm - 0,6 mm - 0,7 mm Standard : Acier galvanisé prélaqué finition polyester 25 μ - PVDF et Plastisol disponibles sur demande - Aluminium, Alu Zinc et Inox disponibles sur demande
C	ÂME ISOLANTE	Standard : Mousse polyuréthane PUR rigide sans CFC injectée en continu Sur demande : Mousse polyisocyanurate PIR rigide sans CFC injectée en continu Masse volumique : 40 kg/m ³ \pm 3 kg Conductivité thermique : 0,022W / m. °C Classement au feu : B2 sur demande.
D	ÉTANCHEITÉ DES RIVES	Les panneaux présentent une rive mâle et une rive femelle permettant un assemblage par emboîtement. Les nervures mâle et femelle sont fermées par une bande adhésive. La nervure femelle peut être munie d'un joint d'étanchéité d'air.
NORMES		NF EN10346, NF EN10143, NF EN10169, NF EN13165, NF EN14509, NF EN 13501-1

EXECUTION STANDARD

- Epaisseurs du panneau : 20 mm, 30 mm, 35 mm, 40 mm, 50 mm, 60 mm, 80 mm (± 3 mm)
- Longueurs : 2000 mm à 15000 mm (± 5 mm) -
- Largeur utile : 1000mm, 1180mm.
- Blanc – Autres teintes du nuancier Ral
Voir nuancier de couleurs

NUANCIER DE COULEURS (Standard Polyester 25 μ)



CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES

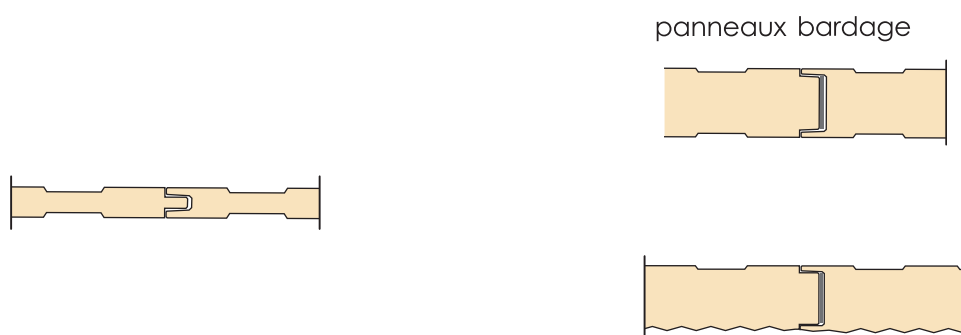
Ep. mm	Coefficient de transmission thermique : W/m ² . °C	Poids Kg/m ²	Charges non pondérées daN/m ²				
			70	90	110	130	150
30	0,67	9,5	2,70	2,43	2,07	1,85	1,71
40	0,57	10	3,24	2,88	2,52	2,25	2,07
50	0,45	10,5	3,78	3,33	2,97	2,61	2,34
60	0,38	11	4,32	3,78	3,42	3,15	2,97
80	0,27	11,8	4,86	4,32	3,96	3,65	3,42

Ep. mm	Coefficient de transmission thermique : W/m ² . °C	Poids Kg/m ²	Charges non pondérées daN/m ²				
			70	90	110	130	150
30	0,67	9,5	3,15	2,70	2,34	1,89	1,62
40	0,57	10	3,51	3,06	2,70	2,34	2,07
50	0,45	10,5	3,87	3,42	3,06	2,79	2,61
60	0,38	11	4,59	4,05	3,69	3,33	3,15
80	0,27	11,8	5,22	4,64	3,87	3,87	3,60

Les valeurs indiquées dans les tableaux ci-dessus prévoient une flèche $f < 1/200$ des écartements des appuis l (m) et se réfèrent aux panneaux avec épaisseurs des parements aciers, 0,5 + 0,5 mm.

FIXATION DES PANNEAUX

Les panneaux doivent être fixés au sol avec un U de sol, ou par vis sur lisse de bardage. Les panneaux présentent une rive mâle et une rive femelle permettant un assemblage par emboîtement. Lors de la pose, les panneaux doivent être bien serrés sur la partie longitudinale afin que le joint d'étanchéité à l'air remplisse sa fonction. Les panneaux sont protégés par un film adhésif à retirer à la pose.

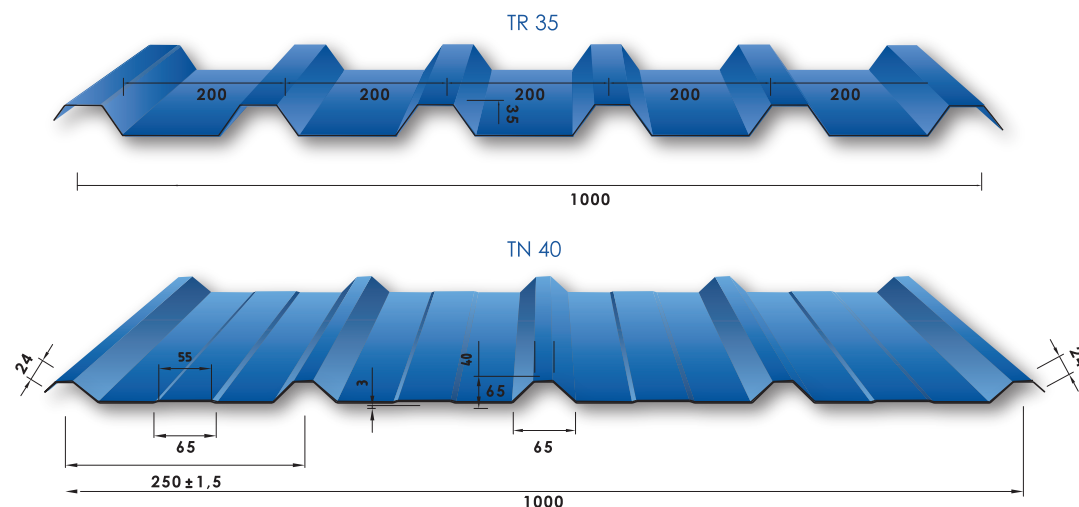


FIXATION

PROFIL NERVURÉ TR35 / TN40

APPLICATION

Le profil nervuré TR35 ou TN40 est utilisé en couverture sèche et bardage vertical pour les bâtiments industriels, les bâtiments tertiaires, les centres commerciaux, les ateliers de production, les entrepôts agricoles, les habitations.



REVÊTEMENT	Sans spécifications particulières en qualité standard : - Galvanisé seul - Galvanisé pré laqué, face extérieure finition laquée polyester 25 μ , PVDF ou Plastisol sur demande.
NORMES	NF EN 10346, NF P 34401, NF EN 10169, P34301, XP P34310, NF P 34205, NF P 34205-1

EXECUTION STANDARD :

- Epaisseurs tôle galvanisée prélaquée : 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8mm et 1mm.
- Longueurs : 500 mm à 15 000 mm

CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES

Ep. mm	Poids Kg/mL	Nbre d'appui	Charges non pondérées daN/m ²								
			50	75	100	125	150	175	200	225	250
0.6	5.88	2	2,65	2,65	2,60	2,40	2,25	2,15	2,00	1,90	1,70
		3	2,85	2,85	2,85	2,65	2,45	2,25	2,10	1,90	1,70
0.7	6.87	2	3,00	3,00	2,75	2,60	2,45	2,30	2,15	2,05	1,90
		3	3,60	3,50	3,20	2,90	2,65	2,50	2,30	2,20	1,95
1.00	9.81	2	3,70	3,30	3,05	2,85	2,65	2,55	2,45	2,35	2,25
		3	4,40	3,95	3,60	3,35	3,20	3,05	2,85	2,70	2,60

Rapport-gratuit.com 
 LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Translucides polycarbonate

Eclairage naturel
pour toiture et bardage de charpente

Avec leur résistance très élevée aux chocs et l'élimination de 98% des rayons ultraviolets nocifs, les feuilles de polycarbonate nervurées s'adaptent grâce à leurs formes spécifiques à tous les travaux de vitrage de toit.

Outre ces qualités de résistance, les plaques en polycarbonate nervurées restent relativement légères avec de bonnes propriétés optiques.

Utilisations

- Vitrage de toiture industrielle
- Passages couverts



Translucides polycarbonate

Propriétés physiques

Densité	1,20
Absorption d'eau (24 heures à 23°C)	0,36%
Perméabilité à l'eau (épaisseur 1 mm)	2,28g/m ²
Tolérance : Longueur	
feuille 5m	-0,+10mm
feuille > 5m	-0,+25mm

Propriétés thermiques

Point d'amollissement Vicat	145-150°
Température de déformation sous charge	135-140°
Conductivité thermique	0,21W/m°C
Transmittance thermique	5,7W/m°C
Coefficient de dilatation linéaire	0,067mm/m/°C
Gamme de température de service (sans chargement)	
En continu	-40 à +100°C
de courte durée	-40 à +135°C

Propriétés mécaniques

Limite élastique en traction	>60MPa
Résistance de rupture à la traction	>70MPa
Allongement à la limite élastique	6-8%
Allongement à la rupture	>100%
Module d'élasticité	2300Mpa
Résistance aux chocs (test Izod entaillé à 23°C)	600-800 J/m
Résistance aux chocs : en simulation, des grêlons de 20 mm de diamètre frappant le vitrage à 21m/s ne provoquent pas sa rupture.	

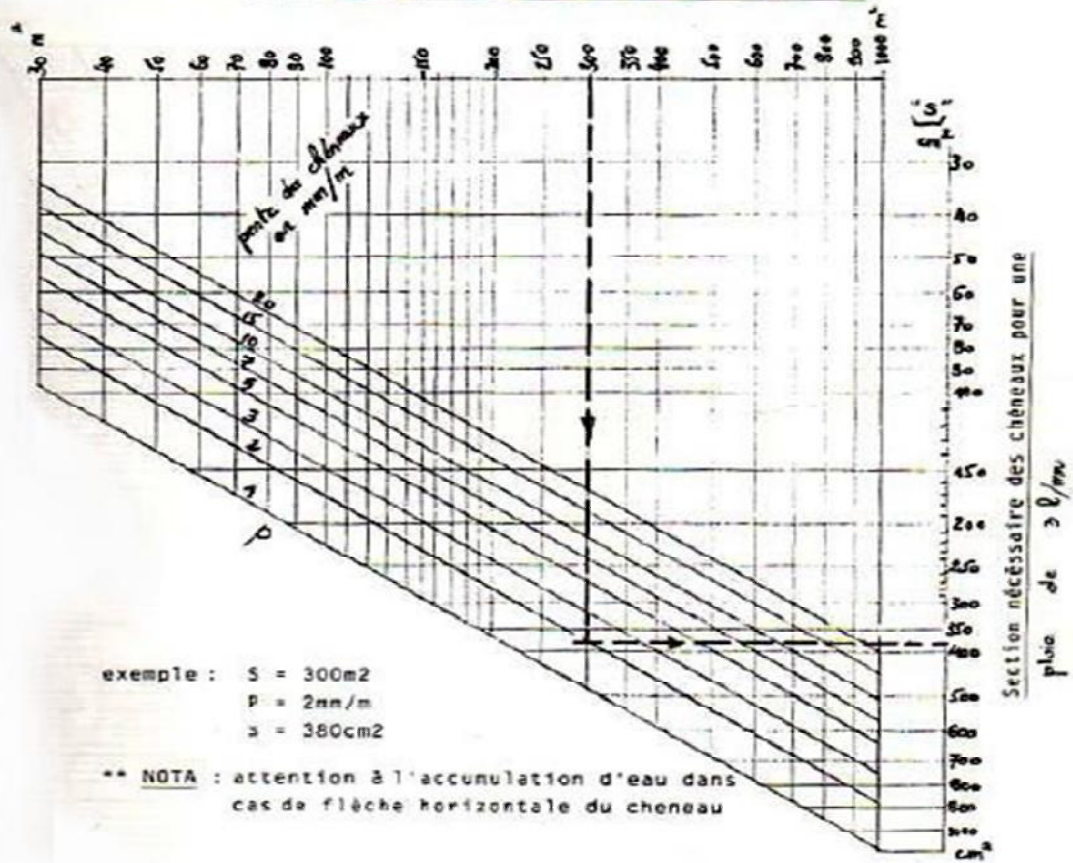
Propriétés optiques

Couleur	Transmission de la lumière	Transmission solaire	Transmission directe	Coefficient d'ombre
Transparent	89	86	84	0,98
Opal «EF»	53	73	67	0,84
Transmission des rayons UV < 2%				
Indice de réfraction : 1,58				

Annexe D

III 11 1 - CALCUL DE LA SECTION DES CHENEUX

"S" Surfaces en plan des combles desservis en m²



III 11 2 - CALCUL DU DIAMETRE DES DESCENTES D'EAU

(écartement maxi des descentes = 30m)

(d mini = 8cm)

S maxi = 1000m²

Coignons cylindrique



Coignons tronconique

