

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique

Université Ahmed Draia Adrar
Faculté Des Sciences et de Technologies
Département Des Sciences et Technologie



Mémoire De Fin D'étude En Vue De L'obtention Du Diplôme :

Master En Génie Civil

Option : Structure

Présenté Par :

BOUKARI AHLEM

ZINE SABAH

THEME

**Etude techno-économique d'un ouvrage en charpente
métallique (Usine de céramique à Adrar).**

Soutenu Le **07/07/2019** Devant le membre de jury composé de :

Mme. Bekraoui Kaltoum

Univ. Adrar

Présidente

Mr. Bada Abdelmalek

Univ. Adrar

Examineur

Mr. Bassoud Abdelkader

Univ. Adrar

Encadreur

Année Universitaire 2018-2019



Dédicace :

Je dédie ce modeste travail :

À

Mon adorable père

L'homme honneur à qui je dois tout et dont l'affection, le dévouement et les encouragements ont été pour moi le meilleur gage de réussite.

Mon aimable mère

La source d'amour intarissable qui m'a entouré d'émotion et de tendresse, qui ont semé en moi le courage, l'espoir et la volonté.

Ma seule sœur et merveilleuse.

Mes chers frères et leurs femmes et ses petites enges.

Également à mes précieux frères Abd elnasser et Ghazali.

Et surtout mon cher frère Ahmed, qui ne lui donnera pas le droit quoi qu'elle fasse.

Aucun mot ne pourra témoigner l'étendue des sentiments que j'éprouve envers eux et je leur souhaite la réussite et le bonheur.

À

Tous mes famille BOUKARI, IDAOUALI, tous mes oncles et leurs Enfants.

À ma chère ZINE SABAH.

B.AHLEM

Dédicace :

Je dédie modeste travail :

À

Ma très chère maman qui m'a encouragé durant toutes mes études.

Mon père qui a su être à mes coté dans le moment difficile.

Mes Frères, Mon marie,

Mes très chères sœurs.

Tous mes famille ZINE, BAKHADDA.

Ma chère BOUKARI AHLEM.

À

Tous ce qui ont aidé de loin ou de prés pour la réalisation de ce

Mémoire.

je vous dis merci pour tous.

Z.Sabah

Remerciement :

Avant tout, nous remercions **ALLAH**, pour nous a donné la volonté, la patience et l'opportunité de faire ce modeste travail.

Nous souhaitons d'adresser nos vifs remerciements à nos parents pour tous les bienfaits qu'ils nous ont accordés, leur écoute, leur disponibilité et leur grand Amour.

Nous tenant à remercier sincèrement **Mr. BASSOUD ABDELKADER**, notre encadreur de mémoire de fin d'études, pour ses précieux conseils, et pour sa disponibilité et son orientation sans cesse le long de la préparation de ce mémoire, à lui nous serons toujours reconnaissants.

Nos remerciements vont également à l'ensemble du personnel du bureau d'études **BETAU (BOUKARI AHMED, ELGHOUL KHALED, CHRIFI SAADIA)**, pour leur gentillesse, leur disponibilité et leurs aides jusqu'à ce travail est achevé.

Egalement, nous adressons nos remerciements à **Melle Bouragaa Kheira** pour son aide.

Finalement, ces remerciements vont aux tous nos enseignants chacun à son nom.

Merci à tous et à toutes.

Résumé :

Notre thème de fin d'études est une étude d'un ouvrage en charpente métallique à usage comme une usine de céramique située à Adrar. Il est constitué de plusieurs portiques, stabilisée par des contreventements distincts, et couverte par une toiture en charpente métallique.

Les volets de notre projet consistent à l'évaluation des charges et surcharges ainsi que les effets des actions climatiques selon le règlement « RNV99 ». Ces hypothèses de charge nous ont permis d'établir la descente des charges.

La modélisation de notre structure fait par le logiciel de calcul des structures SAP 2000, le dimensionnement des différents éléments ainsi que l'assemblage de la structure sont étudiés selon la norme **Eurocode 3**. Le travail est terminé par l'études des fondation et évaluation de cout du projet.

Mots clé : Construction métallique - dimensionnement - Hangar - RNVA99 - Eurocode 3, RPA99 version 2003 - SAP2000.

Abstract :

Our subject of final project, it's study of a metal shed use as ceramics factory situated in Adrar, which consists of several porches. It is stabilized by different outside shutters, and covered by a roof in a metal framework.

The parts of our work deals with the loads and overloads estimate as well as the effect of climate actions according to the "RNV99" regulation. These load hypotheses help to establish the influenced loads on the structure.

The modelling of our structure is done by using the program of structures analyses SAP2000, the final dimensioning and verifications of support elements and also the study of the deferent assemblies have been studied according to the norm Eurocode 3. The present work is finished by studying the infrastructures and estimating the cost of the project.

Key words: steel construction - design - shed - RNVA99 - Eurocode 3 - RPA99 version 2003 - SAP2000.

المقدمة

يهدف هذا الموضوع الى دراسة وتصميم منشأ معدني لاستخدامه كمصنع للسيراميك، حيث مقرر تنفيذه في ولاية أدرار، هذا المنشأ مكون من هيكل معدني مدعم بمضادات لضغط الرياح، مغطى بسقف معدني.

على مدى دراستنا للمشروع، تمحور عملنا في بادئ الأمر على تقييم مختلف الانتقال وحساب التأثيرات المناخية المحصل عليها من قواعد الثلج والرياح 99 ، وذلك لأجل التمكن من قياس مختلف العناصر الحاملة او الثانوية ومن ثم الى حساب تركيبات العناصر المعدنية بمساعدة عدة برامج لحساب المنشآت من ضمنها SAP 2000

تم التطرق أيضا لدراسة الاساسات الخرسانية المسلحة وكذلك عمل تقييم كمي ووصفي للمشروع.

كلمات مفتاحيه: منشآت معدنية – الابعاد- القوانين الجزائرية لحساب احمال الرياح والثلوج مؤرخة سنة 1999 – القوانين الجزائرية المضادة للزلازل مؤرخة ب 1999 المعدلة بسنة 2003 –قوانين دراسة المنشآت المعدنية Eurocode3 .

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE2

CHAPITRE I : Présentation et généralités.

I.1. Introduction 4

I.2. La situation du projet4

I.3. Caractéristiques5

 I.3.1. Dimensionnes géométriques de l’ouvrage5

 I.3.2. Ossature et stabilité de la structure.5

 I.3.3. Matériaux utilisé6

 I.3.4. Assemblage.....8

 I.3.5. Le béton9

 I.3.6. Action de la charge de sable.....9

I.4. Les états limitent10

I.5. Les Actions prises en compte 11

I.6. Règlements techniques.....12

CHAPITRE II : Etude du vent.

II.1. Introduction.....14

II.2. Le but d’une étude au vent.....14

II.3. Caractéristiques géométriques de l’ouvrage.....14

II.4. Détermination de la Pression statique du Vent15

II.4.1. Calcul de la pression dynamique $Q_{dyn}(Z_j)$	15
II.4.2. Calcul de la pression dynamique de référence (q_{ref})	16
II.4.3. Calcul de $W(Z_j)$	16
II.5. Calcul de coefficient d'exposition $C_e(Z)$	16
II.6. Calcul des Facteurs de Site.....	17
II.6.1. Catégories de terrain	17
II.6.2. Coefficients Topographique $C_t(Z)$	17
II.6.3. Coefficient de rugosité $C_r(z)$	17
II.7. Détermination de Coefficient dynamique C_d	18
II.8. Détermination de la Pression statique du Vent	18
II.8.1. Détermination du coefficient dynamique C_d	18
II.8.2. Détermination de la pression dynamique q_{dyn}	19
II.9. Les Tableaux des Résultats de Parois et Toitures	35
II.10. Calcul de force de frottement F_{fr}	36
II.11. Calcul de force résultante R	37

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaire.

III.1. Introduction	42
III.2. Etude des pannes	42
III.2.1. Dimensionnement des panneaux de couverture	42
III.2.1.1. Définition.....	42
III.2.1.2 Principe de choix d'un panneau sandwich.....	43
III.2.1.3. Description de panneaux	43

III.2.2. Principe de Calcule	44
III.2.2.1. Définition et généralité.....	44
III.2.2.2. Principe de choix	45
III.2.3. Evaluation des charges et surcharges.....	46
III.2.4. Combinaison des charges.....	47
III.2.4.1. les charges et surcharges appliquées.....	47
III.2.4.2. Décomposition des charges.....	48
III.2.4.3. Les combinaisons d’actions	48
III.2.5. Pré dimensionnement des pannes	49
III.2.5.1. Condition de la résistance (ELU)	49
III.2.5.2. Condition de la flèche	51
III.2.6. Vérification au cisaillement.....	51
III.2.7. Vérification vis-à-vis déversement.....	52
III.3. lisses de bardage	54
III.3.1. Matériau de bardage et l’espacement entre les lisses	54
III.3.2. Principe.....	56
III.3.3. Evaluation des charges.....	56
III.3.4. Combinaison.....	56
III.3.5. Condition de flèche.....	57
III.3.6. Vérification à la condition de résistance.....	58
III.3.7. Vérification au cisaillement.....	59
III.3.8. Vérification vis-à-vis déversement.....	59

III.4. Calcul des potelets.....	61
III.4.1. Evaluation des charges	61
III.4.2. Principe de dimensionnement	62
III.4.2.1. Condition de flèche.....	62
III.4.2.2. Vérification à la sécurité	63
III.4.2.2.1. Vérification de la section à la résistance.....	63
III.4.2.2.2. Vérification de l'élément aux instabilités.....	65
CHAPITRE IV : pré dimensionnement des éléments structuraux	
IV.1. Introduction.....	70
IV.2 Les Poteaux	70
IV.2.1. dimensionnement des poteaux.....	70
IV.3. Calcul du portique traverse.....	71
IV.3.1. Effet des charges verticales sur un portique	71
IV.3.1.1 Charge permanente.....	71
IV.3.1.2. Effet de vent : (voir CH.2).....	73
IV.4. Calcul des efforts internes	73
IV.4.1. Charges verticales vers le bas.....	73
IV.4.2. Charge vertical vers le haut : (vent de soulèvement).....	74
IV.4.3. Vent horizontal (pression) Calcul sous la charge unitaire : $Q=1\text{kg /ml}$	74
IV.4.4. Vent horizontal (dépression).....	74
IV.4.5. Tableaux récapitulatifs.....	75
IV.4.6. Calcul des efforts internes additionnels	76
IV.4.7. Combinaisons à l'ELU avec prise en compte de Heq	77

IV.5. Pré dimensionnement de la traverse	77
IV.5.1. Calcul préliminaire	78
IV.6. Calcul des contreventements.....	79
IV.6.1. Les différents types de contreventements.....	79
IV.6.1.1. Contreventement de toiture (poutre au vent).....	79
IV.6.1.2. Contreventement de façades : (palée de stabilité).....	79
IV.6.1.3. Effort du vent sur les pignons.....	79
IV.6.2. Dimensionnement les Contreventements	80
IV.6.2.1. Contreventement horizontal	80
IV.6.2.1.1 Calcul de la poutre au vent en pignon.....	80
IV.6.2.1.2. Evaluation des efforts horizontaux.....	80
IV.6.2.1. 3. Effort de traction dans les diagonales.....	82
IV.6.2.1. 4. Vérification de la panne sablière.....	83
IV.6.2.2. Contreventement verticale.....	84
IV.6.2.2.1. Calcul de la palée de stabilité en long pan.....	84

CHAPITRE V : Modélisation

V.1. Introduction	87
V.2. L'objectif	87
V.3. l'étape fondamentale de dessin d'une construction	89
V.3.1. Choix des Unités	89
V.3.2. Géométrie de Base.....	89
V.3.3. Obtenir l'écran suivant puis click sur ok	89

V.3.4. Choix des matériels	90
V.5. FRAMES SECTIONS (Section des éléments FRAME)	90
V.6. Dessin structure	91
V.6.1. dessin les pannes	92
V.6.2. RESTRAINTS (Conditions aux appuis)	93
V.6.3. Vérifie la direction tous	93
V.6.4. Dessin le contreventement et appliqué les charges sur la toiture	94
V.6.4.1. Frame statice loads	94
V.6.4.2. appliqué la charge V, G sur les lisses	95
V.7. Aven affiche les résultats nous sélectionnons les propriétés des éléments.....	95
V.8. L'analyse	95
V.8.1. Analyse statique linéaire	95
V.9. Menu « DISPLAY »	96
V.9.1. SHOW LOADS (Visualisation graphique des forces)	96
V.9.2. SHOW INPUT TABLES (Visualisation numérique de l'INPUT).....	96
V.9.3. SHOW DEFORMED SHAPE	97
V.9.4. SHOW ELEMENT FORCES / STRESSES.....	97
V.10. Quelques résultats.....	97
CHAPITRE VI : vérification des éléments structuraux	
VI.1. Introduction.....	100
VI.2. Justification des poteaux	100
VI.2.1. Caractéristiques du profile du poteau	100

VI.2.2. Efforts sollicitant	100
VI.2.3. Classe de la section transversale	101
VI.2.3.1. Classe de l'âme comprimée	101
VI.2.3.2. Classe de la semelle comprimée	101
VI.2.4. Vérification vis-à-vis la Condition de résistance	101
VI.2.4.1. Vérification vis-à-vis le flambement.....	102
VI.3. Justification des traverses.....	103
VI.3.1. Introduction	103
VI.3.2. Charges réparties sur la traverse.....	103
VI.3.3. Caractéristiques du profile du traverse	104
VI.3.4. Efforts sollicitant	104
VI.3.4.1. Classe de la section transversale	104
VI.3.4.2. Condition de résistance.....	105
VI.3.4.3. Résistance de la traverse au déversement.....	105
VI.4. Justification des contreventements	107
VI.4.1. Contreventement Vertical	107
VI.4.1.1. Les éléments comprimés.....	107
VI.4.1.1.1. Vérification au flambement.....	107
VI.4.1.1.2. Résistance au flambement	108
VI.4.2. Contreventement horizontale	109
VI.4.2.1. Les éléments comprimés.....	109
VI.4.2.1.1. Vérification au flambement.....	109
VI.4.2.1.2. Résistance au flambement	110

CHAPITRE VII : Calcul des assemblages

VII.1. Introduction.....	112
VII.2. Rôle des assemblages	112
VII.3. Fonctionnement des Assemblages	113
VII.3.1. Les principaux modes d'assemblages sont.....	113
VII.3.2. Fonctionnement par obstacle	114
VII.3.3. Fonctionnement par adhérence.....	114
VII.3.4. Fonctionnement mixte.....	114
VII.3.5. Coefficient de frottement	115
VII.4. Calcul des assemblages par boulons.....	115
VII.4.1 Assemblage poteau _ traverse	116
VII.4.1.1. Vérification de l'assemblage sous M et N.....	116
VII.4.1.2. Vérification de l'assemblage sous Q.....	118
VII.4.1.2.1. L'effort tranchant sollicitant un boulon vaut.....	118
VII.4.1.2.2. Vérification de la pression diamétrale.....	119
VII.4.2. Calcul des platines et des ancrages en pieds de poteaux (encastre).....	119
VII.4.2.1 Vérification de la contrainte de compression du béton.....	122

CHAPITRE VIII : Etude de fondation.

VIII.1. Introduction.....	125
VIII.2. Choix des fondations	125

VIII.3. Etude des semelles.....	126
VIII.3.1. Charges à prendre en considération	126
VIII.3.2. Dimensionnement des semelles « Poteau HEA240 »	127
VIII.3.2.1. Détermination de d et h	128
VIII.3.3. Vérification des contraintes	128
VIII.3.3.1. Vérification des contraintes dans le sol.....	128
VIII.3.3.2. Vérification de la stabilité au renversement.....	128
VIII.3.4. Calcul les ferrailages des semelles isolées.....	128
VIII.3.4.1 Ferrailage dans le sens A et B	128
VIII.3.4.2 Calcule de nombre des barres.....	129
VIII.3.4.3 Détermination de la hauteur du patin ‘e’	130
VIII.3.5. Les autres résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants.....	130
VIII.4. Etudes des longrines	131
VIII.4.1. Dimensionnement des longrines.....	131
VIII.4.2. Calcul de Ferrailage des longrines.....	131
VIII.4.3. Condition de non fragilité	131
VIII.4.4. Calcul des armatures transversales	131
VIII.4.5. Calcul de l’espacement des cadres	132
 CHAPITRE IX : Etude de métré et évaluation du coût	
IX.1. métré et évaluation du coût	134
CONCLUSION GENERALE.....	137

Liste des Tableaux

CHAPITRE I : Présentation et généralités.

Tableau I.01 : caractéristiques mécaniques d'aciers de construction.....	7
Tableau I.02 : Zones de sable par commune D'Adrar.....	10

CHAPITRE II : Etude du vent.

Tableaux.II.01 Définition de catégorie de terrain.....	17
Tableau II.02 : valeurs de coefficient dynamique pour notre structure.....	19
Tableau II.03 : tableau des données en V1.....	20
Tableau II.04 : tableau récapitulatif des résultats obtenus.....	20
Tableau II.05 : tableau récapitulatif des résultats obtenus.....	21
Tableau II.06 : tableau récapitulatif des résultats obtenus.....	22
Tableau II.07 : Pressions sur les parois verticales - Direction V1 du vent.....	23
Tableau II.08 : Pressions sur les Toiture - Direction V1 du vent.....	24
Tableau II.09 : tableau des données en V2.....	25
Tableau II.10 : tableau récapitulatif des résultats obtenus.....	25
Tableau II.11 : tableau récapitulatif des résultats obtenus.....	27
Tableau II.12 : tableau récapitulatif des résultats obtenus.....	27
Tableau II.13 : Pressions sur les parois verticales - Direction V2 du vent.....	28
Tableau II.14 : Pressions sur les Toiture - Direction V2 du vent.....	29
Tableau II.15 : tableau des données en V3.....	30
Tableau II.16 : tableau récapitulatif des résultats obtenus.....	30
Tableau II.17 : tableau récapitulatif des résultats obtenus.....	32

Tableau II.18 : tableau récapitulatif des résultats obtenus.....	33
Tableau II.19 : Pressions sur les parois verticales - Direction V3 du vent.....	33
Tableau II.20 : Pressions sur les Toiture - Direction V3 du vent/.....	34
Tableau II.21 : composantes de force résultante R dans la direction 01 du vent.....	38
Tableau II.22 : composantes de force résultante R dans la direction 02 du vent.....	39
Tableau II.23 : composantes de force résultante R dans la direction 03 du vent.....	39
Tableau II.24 : composantes de force résultante R dans les Trois directions.....	40

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaire.

Tableau III.01 le poids propre e panneau correspondante à chaque épaisseur.....	44
Tableau III.02 : caractéristique de l'IPE 120(pannes).....	50
Tableau III.03 : caractéristique de l'IPEA 120(lisses).....	57
Tableau III.04 : caractéristique de l'IPEA 240(potelets).....	63

CHAPITRE IV : pré dimensionnement des éléments structuraux.

Tableau IV.01 Caractéristiques du profilé HEA 240(poteaux).....	71
Tableau IV.02 : Les tableaux récapitulatifs.	75
Tableau IV.03 : Combinaisons à l'ELU avec prise en compte de Heq... ..	77
Tableau IV.04 : caractéristique de l'IPE 240(Traverse).....	78

CHAPITRE VI : vérification des éléments structuraux.

Tableau VI.01 : Caractéristiques du profilé HEA 240(Poteaux).....	100
Tableau VI.02 : Caractéristiques du profilé pour les traverses	104

CHAPITRE VII : Calcul des assemblages.

Tableau VII.01 : Valeur de la section résistante A_s des boulons à la traction.	113
Tableau VII.02 :Caractéristiques mécaniques des aciers pour boulons.....	114

CHAPITRE VIII : Etude de fondation.

Tableau VIII.01 : Les efforts sollicitant M et N de la semelle.....127

TableauxVIII.02 : résultat de calcul de la dimension et le ferrailage de semelle.....130

CHAPITRE IX : Etude de métré et évolution du coût.

Tableau IX.01 :métré de travaux134

Tableau IX.02 : Devis quantitatif et estimatif d'un projet.....135

Liste des figures

CHAPITRE I : Présentation et généralités.

Figure I.01 : Vue satellitaire de la zone du projet.....	4
Figure I.02 : dimensions de la structure.	5
Figure I.03 : Diagramme effort /déformation de l'acier.....	7
Figure I.04 : diagramme contrainte- déformation de l'acier de construction.....	8
Figure I.05 : Charge linéique à prendre dans les cas des toitures rampantes ou inclinées.....	9

CHAPITRE II : Etude du vent.

Figure II.01 : Les directions principales du vent.....	15
Figure II.02 : Valeurs de Cd pour les structures métalliques.	18
Figure II.03 : Les directions 01 du vent.....	19
Figure II.04 : décomposition des parois selon le RNVA99	20
Figure II.05 : Coefficient Cpe de chaque versant de la Toiture.....	21
Figure II.06 . : Cpi pour les Structure sans cloisons intérieures.	22
Figure II.07 : Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction du vent V1.....	23
Figure II.08 : Répartition des pressions sur la toiture - Direction du vent V1.....	24
Figure II.09 Les directions 02 du vent.....	25
Figure II.10 : décomposition des parois selon le RNVA99	26
Figure II.11 : Coefficient Cpe de chaque versant de la toiture du vent V2.....	27
Figure II.12 : Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction du vent V2.....	28

Figure II.13 : Répartition des pressions sur la toiture - Direction du vent V2.....	29
Figure II.14 Les directions 03 du vent.	30
Figure II.15 : décomposition des parois selon le RNVA99.....	31
Figure II.16 : Coefficient Cpe de chaque versant de la Toiture du vent V3.....	32
Figure II.17 : Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction du vent V3.....	34
Figure II.18 : Répartition des pressions sur la toiture - Direction du vent V3.....	34
Figure II.19 : force résultante sur les constructions.....	38

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaire.

Figure III.01 : Disposition de la panne.....	42
Figure III.02 : Détail de panneau sandwich (couverture).....	43
Figure III.03 : Cas des sollicitations.....	45
Figure III.04 : Cas de charges permanentes.....	46
Figure III.05 : Charge d'entretien.....	47
Figure III.06 : Cas de l'effet du vent.....	47
Figure III.07 : Panneau sandwich ONDATHERM 1040 TS[4].....	54
Figure III.08 : Disposition de la lisse sur le poteau.....	55
Figure III.09 : Disposition des potelets de pignon.....	61

CHAPITRE IV : pré dimensionnement des éléments structuraux

Figure IV.01 : Poteaux HEA 240.....	70
Figure IV.02 : Les forces et réactions.....	80
Figure IV.03 : Isolation du nœud 1.....	82

CHAPITRE VII : Calcul des assemblages

FigureVII.01 : Vue 3D d'Assemblage poteau _ traverse.....116

FigureVII.02 : Schéma d'Assemblage poteau _ traverse.....117

FigureVII.03 : Vue 3D d'Assemblage pieds de poteaux encastré type et emplacement pour les boulons d'ancrage.....120

FigureVII.04 : Schéma d'Assemblage pieds de poteaux encastré type et emplacement pour les boulons d'ancrage.....120

CHAPITRE VIII : Etude de fondation

Figure VIII.01. Digramme des contraintes agissant sur les fondations.....126

Figure VIII.02 : Semelle isolée..... 127

Figure VIII.03 : Semelle isolée soumise à un effort normal.....128

Figure VIII.04 : Schéma de ferrailage de la semelle isolée (HEA240).....130

Figure VIII.05 : ferrailage de la longrine.....132.

Liste Des abréviations:

HR : boulons de classe **H**aute **R**ésistance.

ELU : Etat Limite Ultime.

ELS : Etat Limite de Service.

RNVA99 : Règlement du Neige et Vent Algérien 99.

DTR BC 2.2 : Document Technique Réglementaire (charges permanentes et d'exploitations).

BAEL 91 : Béton Armé aux Etats Limites 91.

RPA99 v 2003 : Règlements Parasismiques Algérienne version 2003.

EC 3 : Eurocode 3 ; règles de calcul des structures métalliques.

Liste Des Notation:

A :

A : coefficient d'accélération de zone.

A : l'aire transversale de profilé, l'aire des armatures.

A_a : l'aire de section transversale de profilé tubulaire.

A_c : l'aire de section transversale du béton.

A_{c0} : l'aire de la plaque d'assise.

A_{fer} : section d'armature finale à ferrailer.

A_t : représente la section des armatures transversale.

A_{t soudée} : section de treillis soudée.

A_{vz} : l'aire de cisaillement de profilé.

a : l'épaisseur de cordon de soudure.

A_{min} : section d'armatures minimale.

A_r : section des armatures de répartition.

A_s : l'aire de section des armatures.

B :

B_c : section de poteau en BA.

B_r : section de poteau réduit.

b : la largeur de section en béton armé

b_{eff} : largeur effective.

C :

C_r : Coefficient de rugosité ;

C_e : Coefficient d'exposition au vent.

C_d : Coefficient dynamique de la construction.

C_{pe} : le coefficient de la pression extérieure.

C_{pi} : le coefficient de la pression intérieure

(z) : le coefficient de rugosité.

(z) : le coefficient de topographie.

D :

d : le diamètre extérieur de profile creux en aciers.

d : la hauteur outil de section en BA.

E :

E : Module d'élasticité longitudinale d l'acier module de YOUNG.

E_b : module d'élasticité longitudinale du béton.

E_{cm} : module sécante du béton armé.

E_s : module élastique de flexion de l'acier des armatures.

e : espacement entre les pannes, l'épaisseur des éléments.

e_0 : l'excentricité.

e_{uA} : l'excentricité ultime.

F :

F : Force en générale.

F_e : nuance de l'acier.

F_{fr} : force de frottement exercé sur les parois parallèles à la direction du vent.

$F_{p,cd}$: la valeur de précontrainte des boulons HR.

F_u : la résultante des forces verticales.

F_w : la résultante des forces horizontales.

f : la hauteur depuis la naissance de voute jusqu'à sommet.

f_{adm} : valeur de flèche admissible.

f_{c28} : résistance caractéristique à la compression de béton à 28 jours.

f_{ck} : résistance caractéristique de béton.

f_e : résistance caractéristique de l'acier des armatures.

f_{\max} : valeur maximale de flèche.

f_{sk} : résistance caractéristique de l'acier des armatures.

f_{t28} : résistance caractéristique à la traction de béton.

f_u : la résistance à la traction de l'acier de construction.

f_{ub} : la résistance des boulons à la traction.

f_{yb} : la limite d'élasticité des boulons.

f_y : limite d'élasticité de l'acier de construction.

G :

G : module de cisaillement.

G : charge permanente.

g : accélération de la pesanteur.

\mathcal{H} :

H_e : hauteur d'étage libre.

h : hauteur de section en béton armé.

h_c : hauteur de dalle en béton armé d'action composite.

h_h : hauteur des hourdis alvéolés.

h_{pl} : épaisseur de la dalle pleine.

h_r : épaisseur totale de radier.

h_t : l'épaisseur totale de planchers.

I :

I : Moment d'inertie .

\mathcal{K} :

K_t : Facteur de terrain.

\mathcal{L} :

L : Longueur ou largeur.

L : la longueur, la largeur, la portée entraxe des éléments.

l : la longueur, la largeur, la portée entraxe, hauteur de poteau.

l_f : la longueur de flambement.

l_y : dimension de panneau de la dalle pleine.

\mathcal{M} :

M_{sd} : Moment sollicitant en générale.

M : Moment fléchissant.

M_{rd} : Moment résistant.

M_{pl} : Moment plastique.

$M_{b,rd}$: Valeur de calcul de la résistance au déversement.

\mathcal{N} :

$N_{pl.rd}$: Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute.

$N_{b.rd}$: Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement.

N_{sd} : Effort normal sollicitant.

N_{pl} : Effort normal plastique.

$N_{c.rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.

N_u : l'effort normal ultime agissant sur le poteau.

P :

P : charge d'entretien.

P_c : Périmètre au niveau moyen.

P_e : poussée hydrostatique de l'eau.

P_q : valeur de pénalité.

P_{rd1} : l'effort résistant au cisaillement de goujon lui-même.

P_{rd2} : l'effort résistant au cisaillement de l'enrobage du goujon.

P_t : poussée de terre.

Q :

Q : Charge d'exploitation.

q_j : pression dû au vent exercé sur un élément de surface j .

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

S :

S : Surface.

T :

T_i : l'effort de traction dans les tronçons i .

T_u : l'effort tranchant sollicitant.

t : l'épaisseur de parois de profile creux.

t_f : l'épaisseur de semelle de profilé.

V :

V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant.

$V_{pl.rd}$: Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement.

V_{ref} : Vitesse de référence du vent.

W :

W : poids total de la structure.

W_{pl} : module de résistance plastique à la flexion.

Z :

z_{min} : hauteur minimale.

z_0 : paramètre de rugosité.

z_1 : la distance entre la fibre inférieure et l'axe neutre de poutre.

z_j : la pression nette exercée sur un élément de surface j , à la hauteur z_j relative à l'élément considéré.

z : Hauteur au-dessus du sol.

z_{eq} : Hauteur équivalente.

Littérature Grecques :

α : coefficient déduit d'après l'élançement mécanique λ .

β : coefficient de pondération de charge d'exploitation.

β_w : Facteur de corrélation.

γ : poids volumique de sol.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_{m0} : coefficient de sécurité partiel.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

ρ : poids volumique.

ρ_b : poids volumique de béton armé.

$\bar{\sigma}_{sol}$: contrainte admissible de sol.

δ_k : le déplacement horizontal à chaque niveau k

ϵ : valeur de déformation, valeur de retrait thermique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

λ : l'élançement.

$\bar{\lambda}_{lt}$: l'élançement réduit de déversement.

χ_{lt} : Coefficient de réduction pour le mode de flambement ou déversement approprié.

μ : coefficient de forme.

μ : moment réduit.

ξ : est le pourcentage d'amortissement.

τ_u : contrainte tangentielle.

ρ_s : poids volumique de l'acier.

σ_b : contrainte de béton à l'ELU.

τ_l : contrainte tangentielle limite.

ν : le coefficient de POISSON.

φ : l'angle de frottement interne.

ϕ : diamètre des boulons, des sections.

ϕ_t : diamètre des armatures transversales.

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Charpente métallique est un domaine de construction, mais aussi de la mécanique ou du génie civil qui s'intéresse à la construction d'ouvrage en métal et plus particulièrement en acier.

Une telle construction est maintenue par une ossature métallique, résultante de l'assemblage de différents composants, cet assemblage doit être conçues globalement de manière à assurer de la structure réalisée répond à l'usage prévu pour l'ouvrage, c'est-à-dire de toute les actions qui lui sont appliquées ; assurer la cohérence des déformations relative des systèmes structuraux

Le principe de ce présent travaille est l'étude d'un l'ouvrage en charpente métallique à usage comme usine de céramique, qui a permis d'appliquer les grandes études théoriques.

Cette étude est subdivisée en plusieurs chapitres présentant chacun une partie spécifique ; dans le premier chapitre on a présenté notre projet, tandis que dans le deuxième on a l'étude de vent qui sera appliqué sur la construction, puis l'étude des éléments secondaire aussi prédimensionnement des éléments structuraux dans le quatrième. Et modélisation et vérification des éléments structuraux les chapitres 5 et 6 successivement, aussi calcul d'assemblage et l'étude de fondation sont les chapitre 7 et 8 et dernièrement on a le chapitre, étude de métré et évolution du cout.

L'étude de prédimensionnement des différents éléments ont été élaborés selon les différents règlements technique de calcul et de Conception, à s'avoir : (RPA99 V03, BAEL91, DTR47, RNV99).

Chapitre I :

Présentation et généralités

I.1. Introduction :

Le présent projet consiste à étudier un hangar en charpente métallique à usage comme une usine de céramique contreventé par des portiques. Cet ouvrage sera implanté dans une région classée en **Zone 0** (wilaya d'Adrar) de sismicité négligeable selon le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A99 version 2003).

I.2. La situation du projet :

L'ouvrage sera implanté dans la commune d'Adrar.

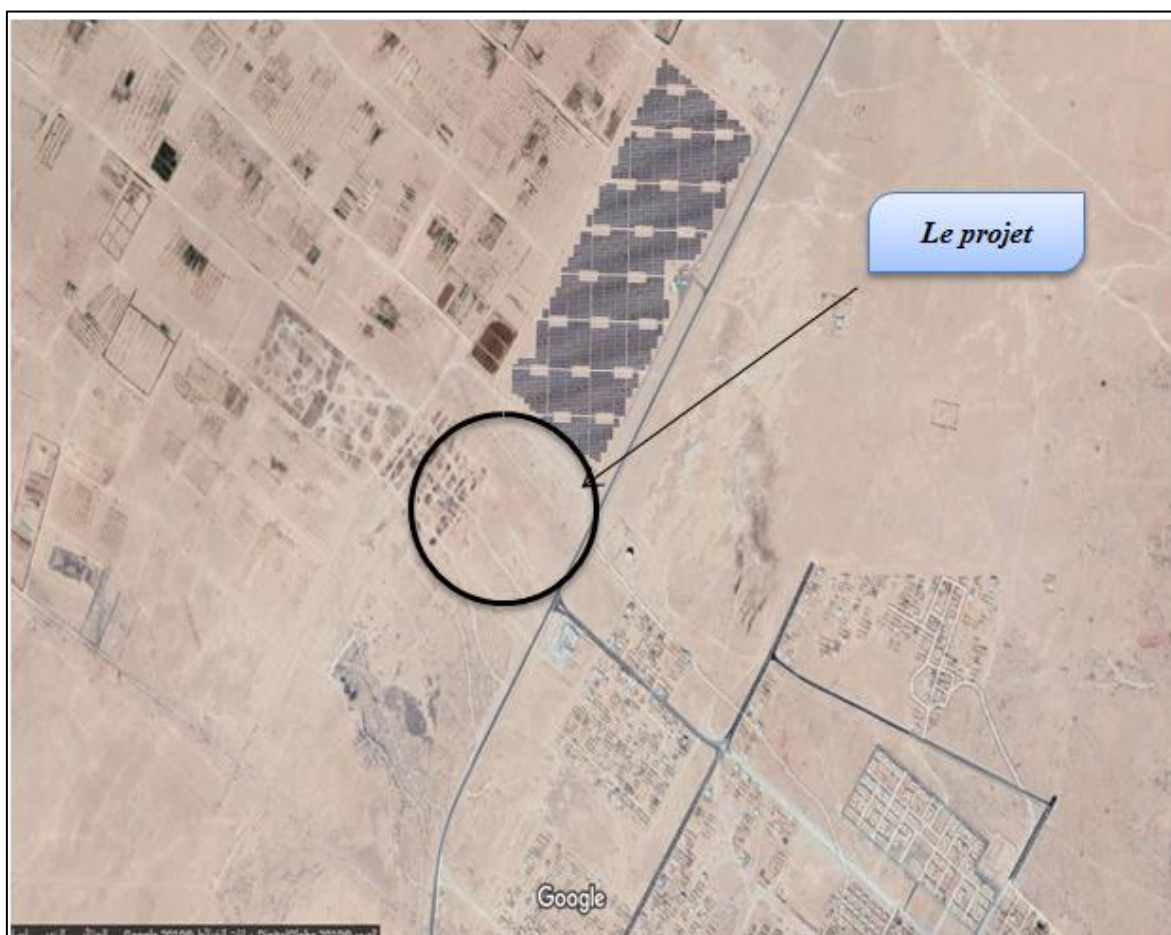


Figure I.01 : Vue satellitaire de la zone du projet.

I.3. Caractéristiques :

I.3.1. Dimensionnes géométriques de l'ouvrage :[ANNEXE A]

- Largeur en plan25 m.
- Longueur en plan..... 55 m.
- Hauteur Totale10 m.

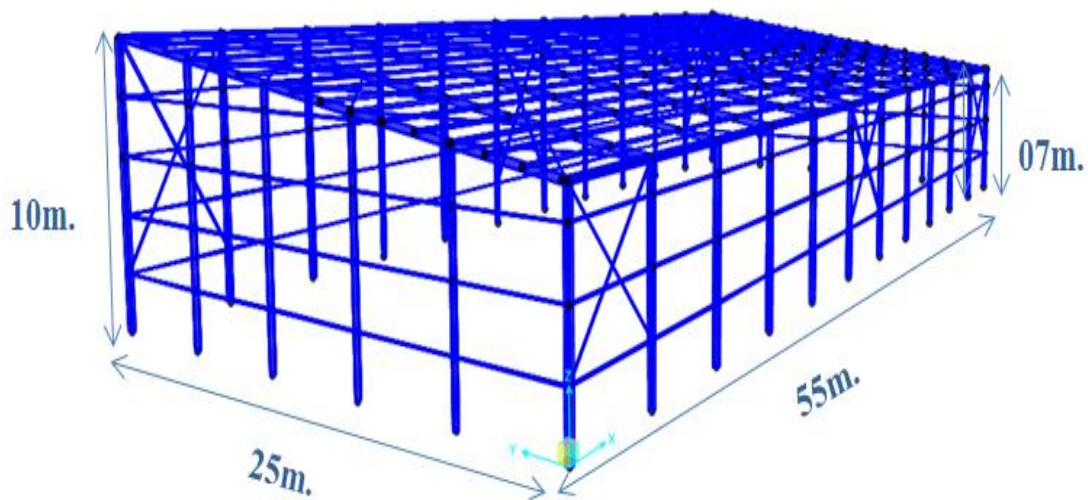


Figure I.02 : dimensions de la structure.

I.3.2. Ossature et stabilité de la structure :

➤ Toiture :

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

Les panneaux sandwichs nous offre plusieurs avantages ;on site :

- ✓ L'isolation et l'étanchéité
- ✓ Une bonne capacité portante

- ✓ Un gain de temps appréciable au montage.
- ✓ La rapidité d'exécution

I.3.3. Matériaux utilisé :

- **Acier**

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone, qui sont extraits de matières premières naturelles tirées du sous-sol (mines de fer et de charbon).

Le carbone n'intervient dans la composition, que pour une très faible part (généralement inférieur à 1%).

Outre le fer et le Carbone, l'acier peut comporter d'autre éléments qui lui sont associés soit :

- ✓ Involontairement comme le phosphore et le soufre qui sont les impuretés qui altèrent les propriétés des aciers.
- ✓ Volontairement comme le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome...etc.

ces derniers ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (Résistance à la rupture, dureté, ductilité, résistance vis-à-vis de la corrosion.....).

➤ **Propriété de l'acier :**

- **Résistance :**

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par régalément (Eurocode 03).

La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier S 235.

- **Ductilité :**

L'acier de construction choisi doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rapport $f_u / f_y > 1,2$.
- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ($\epsilon_u \geq 20\epsilon_y$).
- A la rupture l'allongement relatif ultime ϵ_u doit être supérieure ou égal à 15%.

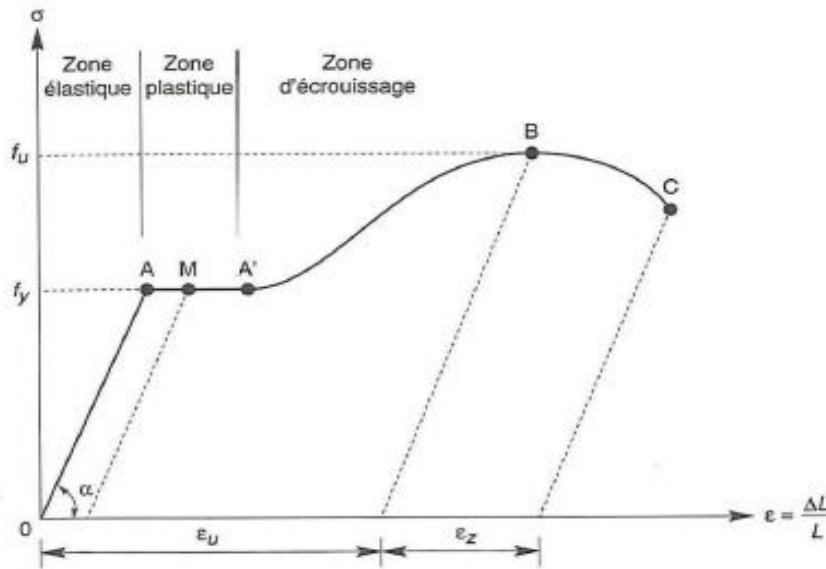


Figure I.03 : Diagramme effort /déformation de l'acier.

➤ **Propriétés mécaniques :**

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances de l'acier de construction, la limite d'élasticité f_y est en fonction de l'épaisseur nominale t , sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau I.01 : caractéristiques mécaniques d'aciers de construction.

Nuance de l'acier	Epaisseur (mm)			
	$t < 40$ mm		$40\text{mm} < t < 100\text{mm}$	
	f_y (MPa)	f_u (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	340
Fe 510	355	510	355	490

- ✓ Résistance à la traction : $f_u=360\text{MPa}$.
- ✓ Limite d'élasticité : $f_y=235\text{MPa}$.
- ✓ Masse volumique : $7850\text{Kg}/\text{m}^3$; $78.5\text{ kN}/\text{m}^3$.
- ✓ Module d'élasticité longitudinal : $E = 2.1 \times 10^5$.
- ✓ Module d'élasticité transversale $G = E/2(1+\nu) = 80769.2\text{ MPa}$
- ✓ Coefficient de Poisson : $\nu = 0,3$
- ✓ Coefficient de dilatation thermique : $\alpha=12.10^{-6}/^\circ\text{C}$.

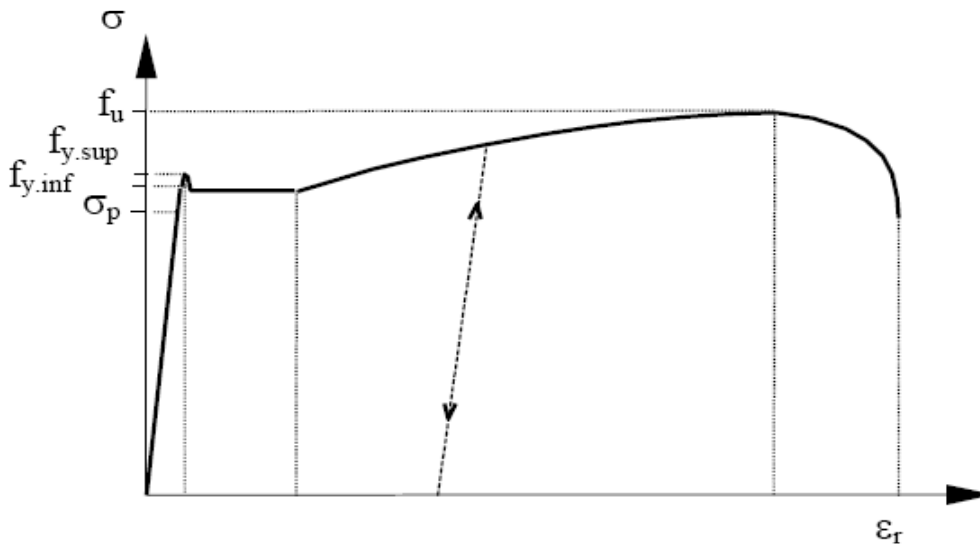


Figure I.04 : diagramme contrainte- déformation de l'acier de construction.

I.3.4. Assemblage :

Les assemblages principaux des systèmes structuraux assurant la stabilité sont :

- le rivetage.
- Boulonnage :

Boulons à haute résistance de type HR 10.9.

- Soudage :

Soudage dont la caractéristique mécanique est au moins équivalente à celles des nuances d'acier utilisées.

- Le coulage.

I.3.5. Le béton :

Le béton est un matériau de construction Composé de granulats, de sable, ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvant pour en modifier les propriétés.

Le béton présente une excellente résistance à la compression jusqu'à 450daN/cm² mais 10 fois moindre en traction ou en cisaillement.

➤ Propriétés du béton

Le béton utilisé sera de classe C25 avec :

- ✓ Une résistance à la compression à 28jours : $f_{c28}=25\text{MPa}$.
- ✓ La résistance à la traction à 28jours : $f_{t28}=2.1\text{MPa}$.
- ✓ Le poids spécifique : $\rho= 25\text{KN} / \text{m}^3$.
- ✓ Coefficient de retrait : $\varepsilon=4.10^{-6}$.

I.3.6. Action de la charge de sable :

➤ Toitures rampantes :

Dans le cas des toitures rampantes et des toitures inclinées (un ou plusieurs versants, toitures en sheds, voûtes et coupôles, etc.), il y a lieu de considérer une charge linéaire localisée le long des arrêtes basses des versants ou à la naissance des voûtes et coupôles (fig.I.06) Les valeurs des charges q_1 et q_2 (en kN/ml) à prendre dans les calculs sont données par le tableau 7.1 (DTR C.2) en fonction de la zone où sera implanté l'ouvrage.

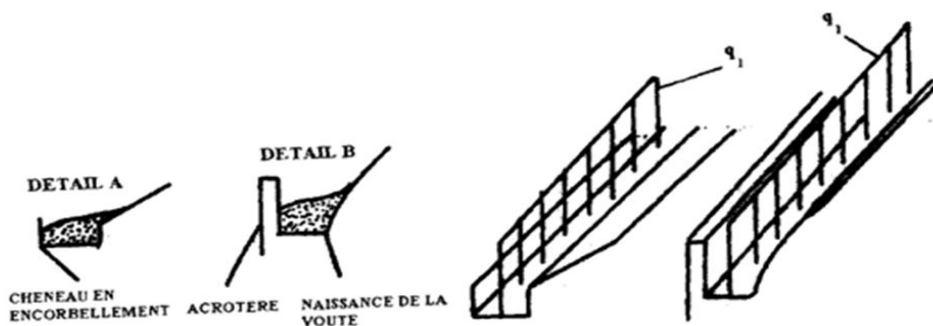


Figure I.05 : Charge linéique à prendre dans les cas des toitures rampantes ou inclinées.

➤ **Zones de sable par commune :**

Tableau I.02 : Zones de sable par commune D'Adrar.

Wilaya	Commune	Charge uniformément répartie (kN/m ²)	q ₁ en kN/ml	q ₂ en kN/ml
ADRAR	ADRAR	0.2	0.30	0.40

I.4. Les états limitent :

Un état limite est un état au-delà duquel la structure ne satisfait plus aux exigences pour les quelles a été conçue. En distingue état limite :

a. État limite Ultime (E.L.U.) :

Les états limites ultimes sont associés à la ruine de la structure, ils comprennent

- La perte d'équilibre de la structure ou de l'une de ses parties
- La ruine de la structure ou de l'un de ses éléments

➤ **Contrainte limite de l'acier σ_s , à l'ELU :**

$$\sigma_s = f_{eys} = 400 \text{ MPa}$$

b. État Limite de Service (E.L.S.) :

Les états limites de service correspondent aux dépassements des critères spécifiés d'exploitation, ils comprennent :

- Les déformations et les flèches affectant l'aspect ou l'exploitation de la construction, ou provoquant des dommages à des éléments non structuraux.
- Les vibrations incommodes les occupants, endommageant le bâtiment

➤ **Contrainte limite de l'acier $\bar{\sigma}_s$, à l'ELS :**

- Fissuration non préjudiciable : pas de limitation $\bar{\sigma}_s = \sigma_s$.
- Fissuration peu préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta} f_t / 28)$.
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min(1/2 f_e; 90 \sqrt{\eta} f_t / 28)$.

I.5. Les Actions prises en compte :

Une action est Une force (charge) appliquée à la structure (action directe) ou une déformation imposée (action indirecte), déplacements d'appuis, effets thermiques.

Les actions sont classées principalement en fonction de leur variation dans le temps :

a. Actions Permanentes (G) :

Dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie dans le même sens en tendant vers une limite, tel que :

- Poids propre de la structure
- Poussée des terres et liquides

b. Actions variables (Q) :

Dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans Le temps tel que :

- Charges d'exploitation.
- Charges climatiques (neige S, vent W).
- Charges appliquées en cours d'exécution.

c. Actions Accidentelles :

Ce sont des actions qui ne surviennent que rarement durant la vie de l'ouvrage mais dont les Conséquences peuvent être très néfastes, si des dispositions ne sont pas prises lors de la conception et de la réalisation de l'ouvrage. Parmi ces actions, on peut répertorier :

- L'action sismique notée E.
- Le choc, l'incendie, l'explosion, etc....

I.6. Règlements techniques :

Les règlements utilisés pour la réalisation de cette étude sont :

- document technique réglementaire **D.T.R-B.C-2.44.**
- Règles parasismique algériennes (**RPA99 version 2003**) **D.T.R-B.C-2.48.**
- Charges permanentes et surcharges d'exploitation **D.T.R-B.C-22.**
- Règles neige et vent (**RNVA2013**) **D.T.R-C2.47.**
- **Eurocode 3** partie chemins de roulements.

Chapitre II :

Etude du vent

II.1. Introduction :

Le comportement de l'ouvrage est celui d'une console verticale encastrée à la base. Le vent agit sur la construction par rafales successives, ces rafales sont d'autant plus dangereuses, surtout dans le cas des vitesses du vent très élevées où le vent devient turbulent et les rafales présentant un caractère périodique, que leur période peut être proche de la période propre de l'ouvrage, les effets du vent deviennent dynamiques.

II.2. Le but d'une étude au vent :

Le but d'une étude au vent est de déterminer les sollicitations dues au vent, comparées à celles dues au séisme et les plus défavorables rentrants en combinaison avec celles dues aux charges verticales.

➤ Principes généraux :

- Modélisation de l'action du vent.
- Les actions exercées par le vent sont classées comme des actions libres variables.
- On admet que le vent peut souffler dans toutes les directions horizontales, sous un angle vertical pouvant varier de $\pm 10^\circ$ par rapport au plan horizontal.
- On admet qu'aux instants donnés, la direction du vent ne varie pas avec la hauteur.
- L'action du vent est représentée soit comme une pression soit comme une force.
- L'action du vent est supposée perpendiculaire aux surfaces exposées «parois verticales, les toitures » pour les surfaces allongées, l'action du vent peut aussi être tangentielle (force de frottement).
- Le calcul de l'action du vent exerçant sur notre bâtiment sera fait selon les règles RNV99.

II.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

➤ Action du vent:

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur les parois et la toiture

pour un vent perpendiculaire :

- ✓ au pignon V1.
- ✓ au long pan V2.
- ✓ à la longe pan V3.

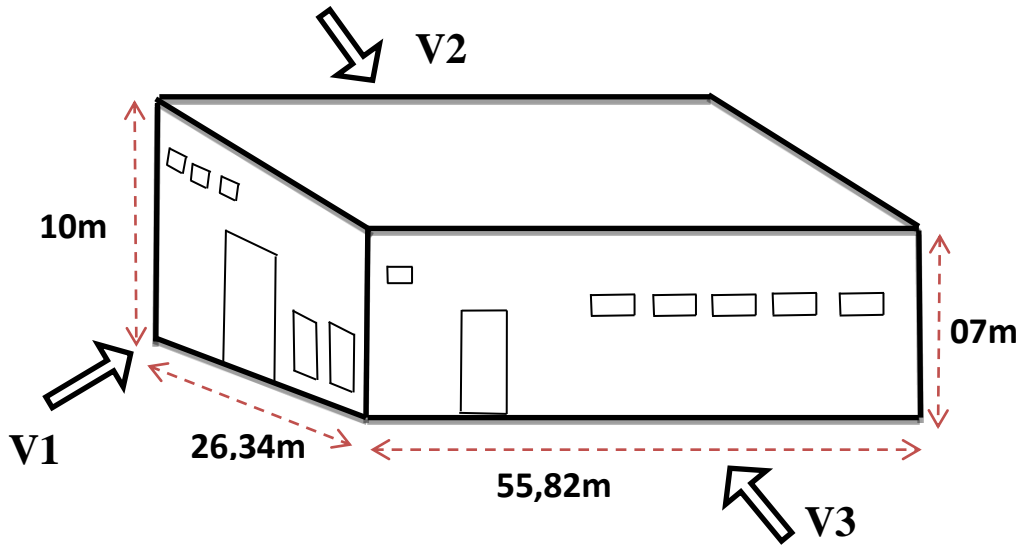


Figure II.01 Les directions principales du vent.

➤ **Coefficients de calcul :**

[2] On a la zone : **II ADRAR** (Annexe 1 RNV 99).

II.4. Détermination de la Pression statique du Vent :

II.4.1. Calcul de la pression dynamique $Q_{dyn}(Z_j)$:

$$q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j)$$

Avec :

q_{ref} : La pression dynamique de référence.

$C_e(Z)$: Coefficient d'exposition au vent.

$$q_j = C_d \times W(Z_j) \quad [N / m^2]$$

Avec :

C_d : coefficient dynamique.

$W(Z_j)$: Pression nette exercée sur l'élément de surface j.

II.4.2. Calcul de la pression dynamique de référence (q_{ref}) :

q_{ref} : est donnée en fonction de la zone de vent.

D'après (c.f annexe 1 page 86 de RNV99) le site de notre constriction est situé en zone **II** et la pression dynamique **qréf = 470 N/m². [ANNEXE B -4-]**

II.4.3. Calcul de W (Z_j) :

$W(Z_j)$ Est obtenu a laide de la formation suivantes :

$W(Z_j) = q_{dyn}(Z_j)[C_{pe} - C_{pi}]$ Page 40 de règlement RNV99.

Avec :

$q_{dyn}(Z_j)$: La pression dynamique.

C_{pe} : Coefficient dépression extérieur.

C_{pi} : Coefficient dépression intérieur.

II.5. Calcul de coefficient d'exposition $C_e(Z)$:

La structure est peu sensible aux excitations dynamiques $C_e(Z)$ est donnée par la formule suivante : $C_e(z) = C_r(z)^2 \times C_t(z)^2 \times \left[1 + \frac{7K_t}{C_r(z) \times C_t(z)} \right]$ (cf. chapitre 2, formule 2.13) page 46 de règlement RNV99.

Avec :

$C_T(Z)$: Coefficients Topographique.

$C_r(Z)$: Coefficient de rugosité.

K_t : Facteur de Site.

II.6. Calcul des Facteurs de Site :

II.6.1. Catégories de terrain :

Comme notre ouvrage est classé en catégorie (IV) de terrain, et d'après le tableau (2.4 page 47, DTR) on va citer : [ANNEXE B -5-]

Tableaux.II.01 Définition de catégorie de terrain.

Catégorie de terrain	K_t	Z_0 (m)	Z_{\min} (m)	ε
IV	0,24	1	16	0,46

II.6.2. Coefficients Topographique C_t (Z) :

D'après le DTR, $C_t(Z)$ est donnée en fonction de site dans (le tableau 2.5 page 48, DTR).

Notre ouvrage se trouve dans un site plat, donc on prend :

$$C_t(Z) = 1 \text{ [ANNEXE B -3-]}$$

Avec : $0.04 > \Phi$.

II.6.3. 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 loi logarithmique (Ln).

$$\left\{ \begin{array}{ll} C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) . & \text{Pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200m . \\ C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) . & \text{Pour } Z \leq Z_{\min} . \end{array} \right.$$

Le coefficient d'exposition est donné ci-dessous (cf. chapitre 2, formule 2.13) page 46 de règlement RNV99:

$$C_e(z) = C_r(z)^2 \times C_t(z)^2 \times \left[1 + \frac{7K_t}{C_r(z) \times C_t(z)} \right]$$

II.7. Détermination de Coefficient dynamique C_d :

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation de la pression exercée 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

Le Coefficient C_d déterminé à l'aide des abaques tiré de la figure (3.1) page 51 de règlement RNV99.

II.8. Détermination de la Pression statique du Vent :

II.8.1. Détermination du coefficient dynamique C_d :

La structure du hangar étant métallique, on utilise la figure (3.2 page 51, DTR).

On doit déterminer la valeur de C_d pour chaque direction du vent : [ANNEXE B -1-]

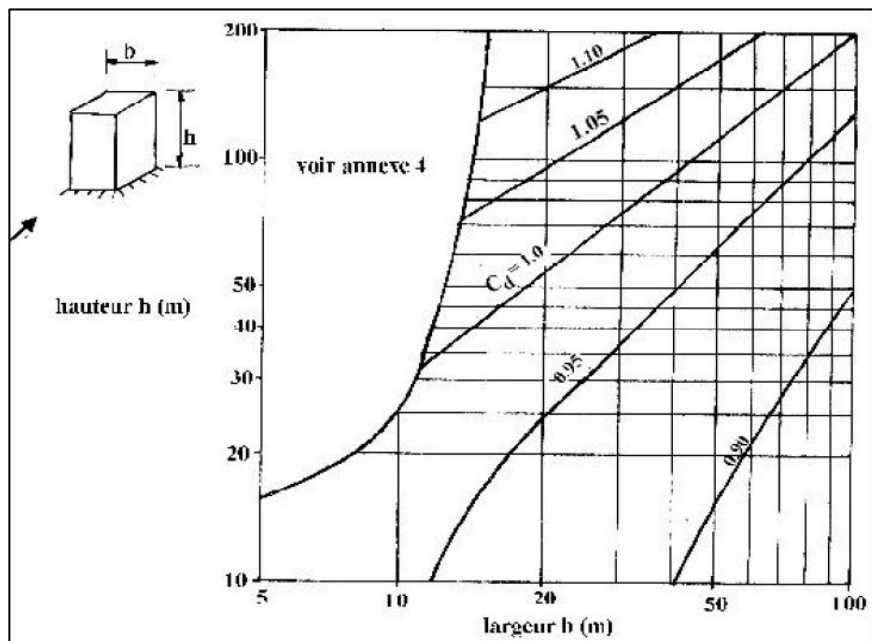


Figure II.02 : Valeurs de C_d pour les structures métalliques.

On obtient :

Tableau II.02 : valeurs de coefficient dynamique pour notre structure.

V1	Dimensions	Valeur de C_d
	$h= 10\ m$ $b=26.34\ m$	$C_d= 0.93$
V2	$h= 10\ m$ $b=55.82\ m$	$C_d= 0.89$
V3	$h= 10\ m$ $b=55.82\ m$	$C_d= 0.89$

II.8.2. Détermination de la pression dynamique q_{dyn} :

La structure est de hauteur totale $\leq 10\ m$, Il n'y a donc pas lieu de subdiviser le maître couple, On calculera donc la pression dynamique :

- à $z = 10\ m$ pour la toiture,
- à $z = 3.5\ m$ pour les parois verticales.

❖ Direction ... (1) V1.

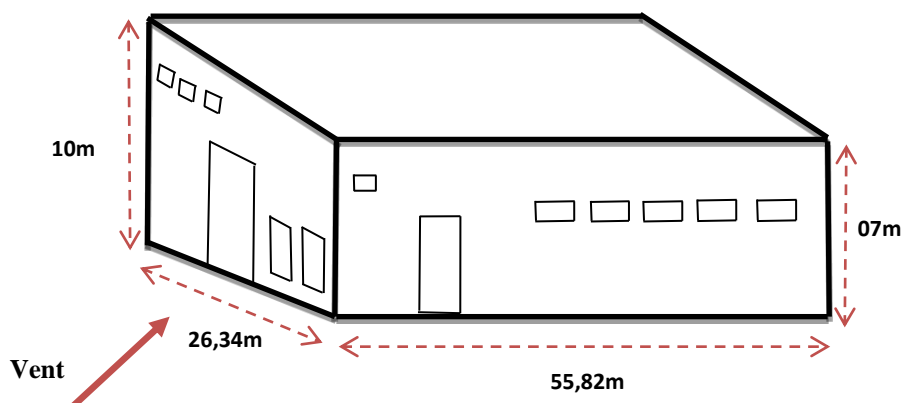


Figure II.03 Les directions 01 du vent.

Tableau II.03 : tableau des données en V1.

h (m)	b (m)	cd	S1 (m ²)	d(m)	e (m)
10	26.34	0.93	558.2	55.82	20

On a Le tableau suivant résume les résultats obtenus :

Tableau II.04 : tableau récapitulatif des résultats obtenus.

		$C_e(z)$	$C_r(z)$	(zj) enN/m ²
Toiture	Z= 10 m	1.23	0.55	578,1
Parois verticales	Z= 3.5m	1.57	0.67	737.9

$$C_r(10) = K_t \times Ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) . \quad \text{Pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200m$$

$$C_r(5) = K_t \times Ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) . \quad \text{Pour } Z \leq Z_{\min} .$$

➤ **Dans la paroi verticale :**

On a $e = [b, 2h] = \min[26.34, 2 \times 10] = 20 \text{ m}$. On a : $d = 55,82 \text{ m}$.

Dans ce cas $e < d$ la décomposition des parois se fait par la manière suivante :

$d > e \longrightarrow$ A B C

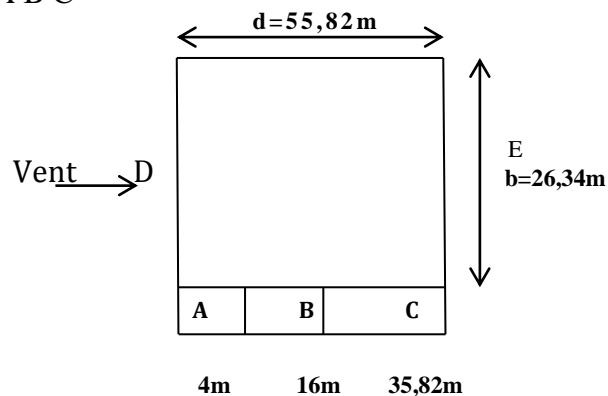


Figure II.04: décomposition des parois selon le RNVA99.

$S_{tot} = 55.82 * 10 = 558.2 \text{ m}^2 > 10 \longrightarrow C_{pe} = C_{pe10}$ est donnée par le tableau
 $S_A = 4 * 10 = 40 \text{ m}^2$. (5.1 page65, DTR).

$S_B = 16 * 10 = 160 \text{ m}^2$.

$S_C = 35.82 * 10 = 358.2 \text{ m}^2$.

$S_D = S_E = 26.34 * 10 = 263.4 \text{ m}^2$.

On Remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10 m^2 donc la formule correspond est : $C_{pe} = C_{pe10}$ est donnée par le tableau (5.1 page65, DTR).

Tableau II.05 : tableau récapitulatif des résultats obtenus.

	A	B	C	D	E
L'élévation (m)	$e/5 = 4$	$e-4=16$	35,82	26.34	26.34
$C_{pe} = C_{pe,10}$	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3
Les Surfaces (m ²)	40	160	358.2	263.4	263.4

➤ **Toiture a un versant $\theta=90^\circ$:**

La direction du vent est définie par un angle θ (voir figure 5.4) RNVA99 :

- $\theta = 90^\circ$ correspond à un vent dont la direction est parallèle aux génératrices

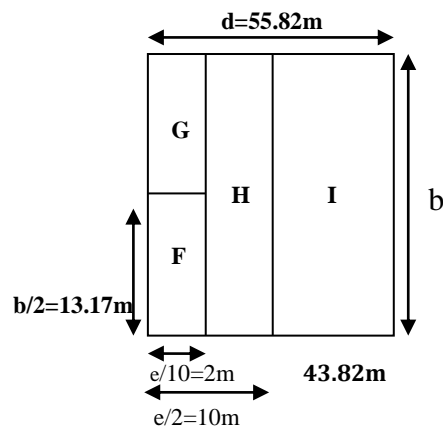


Figure II.05 : Coefficient C_{pe} de chaque versant de la Toiture.

$$SI=43.82*10=438,2m^2$$

$$SG=SF =2*10=20m^2$$

$$SH=10*10=100m^2$$

Tableau II.06 : tableau récapitulatif des résultats obtenus.

	F	G	H	I
L'élévation (m)	e/10 = 2	e/10 = 2	e/2=10	43.82
C_{pe}=C_{pe,10}	-1.3	-1.9	-0.8	-0.7
Les Surfaces (m ²)	20	20	100	438.2

➤ **Coefficient intérieur :**

$$UP = \frac{(0,3 * 3) + (1,05 * 2) + (4,5 * 4)}{(0,3 * 18) + (1,05 * 9) + (4,5 * 4)} = 0,63$$

C_{pi} = - 0.15.[ANNEXE B-2-]

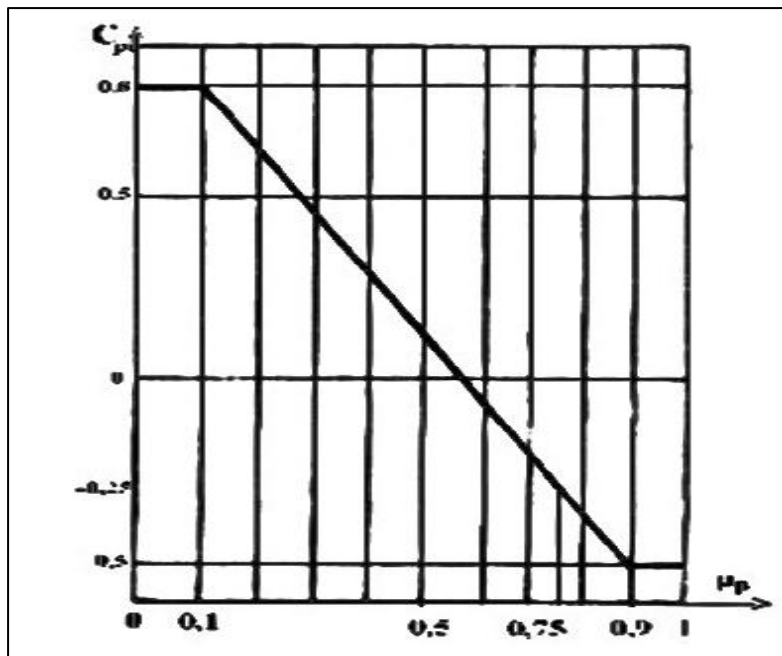


Figure II.06 : C_{pi} pour les Structure sans cloisons intérieures.

$$q_j = c_d * q_{dyn} * (c_{pe} - c_{pi}).$$

➤ **Dans Parois verticales :**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après :

Tableau II.07 : Pressions sur les parois verticales - Direction V1 du vent.

ZONE	CD	QDYN (N/M ²)	CPE	CPI	QJ (N/M ²)
A	0.93	737.9	-1	-0.15	-583.309
B	0.93	737.9	-0.8	-0.15	-446.062
C	0.93	737.9	-0.5	-0.15	-240.187
D	0.93	737.9	0.8	-0.15	651.937
E	0.93	737.9	-0.3	-0.15	-102.937

La figure suivante illustre la répartition des Cpe pour le Parois :

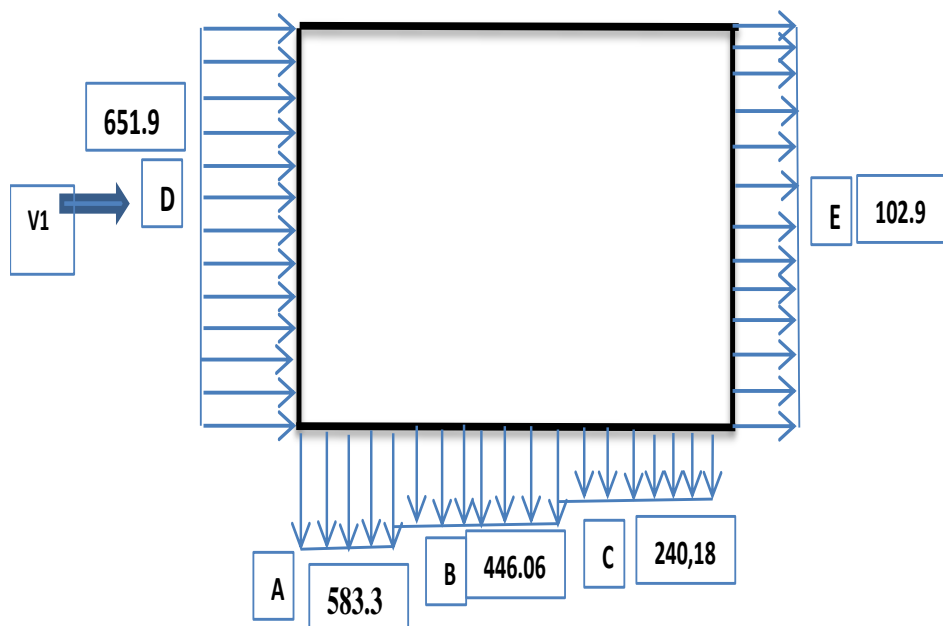


Figure II.07 : Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction du vent V1.

➤ **Dans Toiture :**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après :

Tableau II.08 : Pressions sur les Toiture - Direction V1 du vent.

ZONE	CD	QDYN (N/M ²)	CPE	CPI	QJ (N/M ²)
F	0.93	578.1	-1.3	-0.15	-618.274
G	0.93	578.1	-1.9	-0.15	-940.852
H	0.93	578.1	-0.8	-0.15	-349.459
I	0.93	578.1	-0.7	-0.15	-295.696

La figure suivante illustre la répartition des Cpe pour le Toiture:

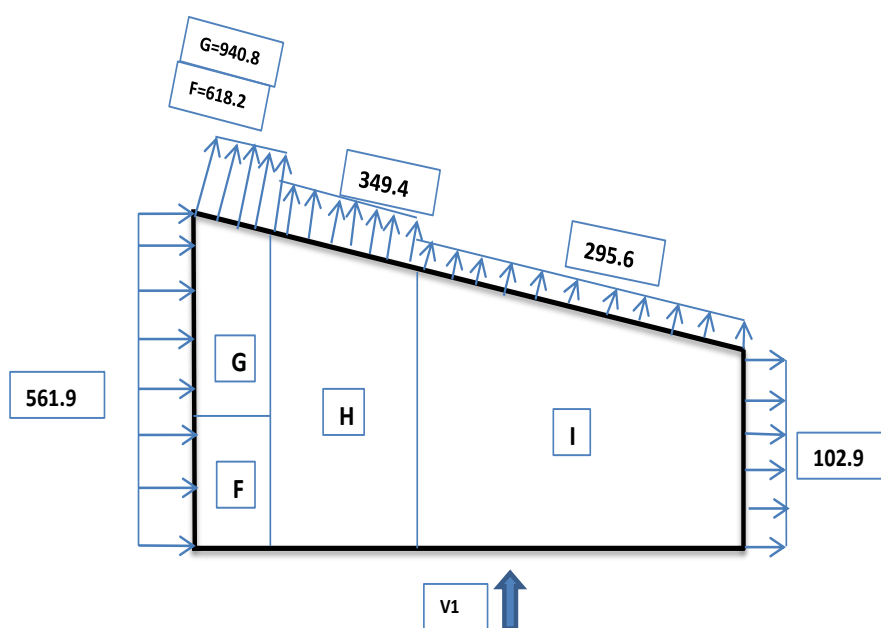


Figure II.08 : Répartition des pressions sur la toiture - Direction du vent V1.

❖ Direction ...(2) V2.

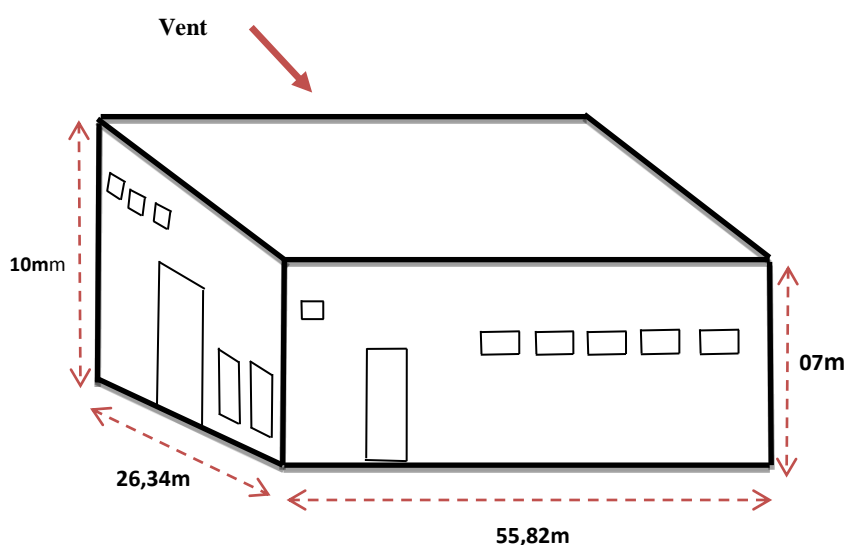


Figure II.09 Les directions 02 du vent.

Tableau II.09 : tableau des données en V2.

h(m)	b (m)	Cd	S2 (m ²)	d (m)	e (m)
10	55.82	0.89	263.4	26.34	20

On a Le tableau suivant résume les résultats obtenus :

Tableau II.10 : tableau récapitulatif des résultats obtenu

		$C_e(z)$	$C_r(z)$	(z_j) en N/m ²
Toiture	Z= 10m	1.23	0.55	578,1
Parois verticales	Z= 5 m	1.57	0.67	737.9

$$C_r(10) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) . \quad \text{Pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200m$$

$$C_r(5) = K_t \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) . \quad \text{Pour } Z \leq Z_{\min} .$$

➤ **Dans la paroi verticale :**

$e = [b, 2h] = [55.82, 2 \times 10] = 20 \text{ m}$. On a : $d = 26.34 \text{ m}$.

Dans ce cas $e < d$ la décomposition des parois se fait par la manière suivante :

$d > e \longrightarrow$ A B C.

$$\text{Tg}\alpha = \frac{3}{26.34} = 0.11 \quad \alpha = 6.49^\circ .$$

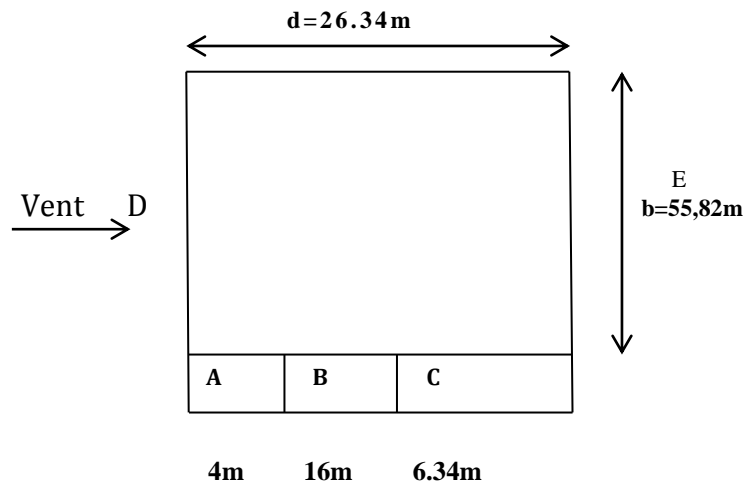


Figure II.10 : décomposition des parois selon le **RNVA99**.

$S_{\text{tot}} = 26.34 \times 10 = 263.4 \text{ m}^2 > 10 \longrightarrow C_{pe} = C_{p10}$ est donnée par le tableau

$S_A = 4 \times 10 = 40 \text{ m}^2$.

(5.1 page65, DTR).

$S_B = 16 \times 10 = 160 \text{ m}^2$.

$S_C = 6.34 \times 10 = 63.4 \text{ m}^2$.

$S_D = S_E = 55.82 \times 10 = 558.2 \text{ m}^2$.

On Remarque que toutes les surfaces sont supérieurs à 10 m^2 donc la formule correspond est: **$C_{pe} = C_{pe10}$** est donnée par le tableau (5.1 page65, DTR).

Tableau II.11 : tableau récapitulatif des résultats obtenus.

	A	B	C	D	E
L'élévation (m)	$e/5 = 4$	$e-4=16$	6.34	55.82	55.82
$C_{pe}=C_{pe,10}$	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3
Les Surfaces (m ²)	40	160	63.4	558.2	558.2

➤ **Toiture a un versant $\theta=180^\circ$:**

La direction du vent est définie par un angle θ (voir figure 5.4) RNVA99:

- $\theta = 180^\circ$ correspond à un vent dont la direction est parallèle aux génératrices

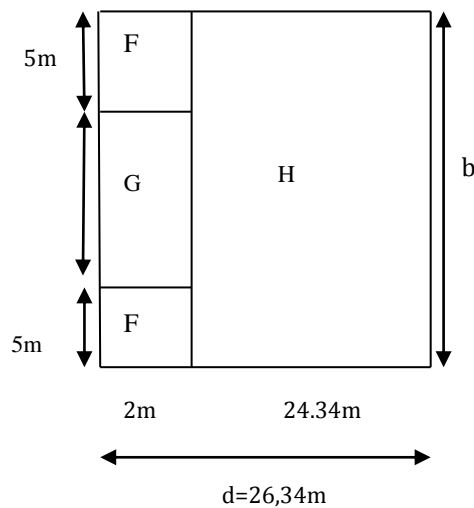


Figure II.11 : Coefficient C_{pe} de chaque versant de la toiture du vent V2.

$$S_G = S_F = 2 * 10 = 20 \text{ m}^2.$$

$$S_H = 24.34 * 10 = 243.4 \text{ m}^2.$$

Tableau II.12 : tableau récapitulatif des résultats obtenus.

	F	G	H
L'élévation (m)	$e/10 = 2$	$e/10 = 2$	24.34
$C_{pe}=C_{pe,10}$	-2.5	-1.3	-0.9
Les Surfaces (m ²)	20	20	243.4

➤ **Coefficient intérieur :**

$$UP = \frac{(0,3 * 13) + (4,5 * 4)}{(0,3 * 18) + (1,05 * 9) + (4,5 * 4)} = 0,66$$

CP i= - 0.13

$$Qj=cd * qdyn (cpe-cpi).$$

➤ **Dans Parois verticales :**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après :

Tableau II.13: Pressions sur les parois verticales - Direction V2 du vent.

ZONE	CD	QDYN (N/M²)	CPE	CPI	QJ (N/M²)
A	0.89	737.9	-1	-0.13	-558.221
B	0.89	737.9	-0.8	-0.13	-440.009
C	0.89	737.9	-0.5	-0.13	-525.84
D	0.89	737.9	0.8	-0.13	610.759
E	0.89	737.9	-0.3	-0.13	-111.644

La figure suivante illustre la répartition des Cpe pour le Parois:

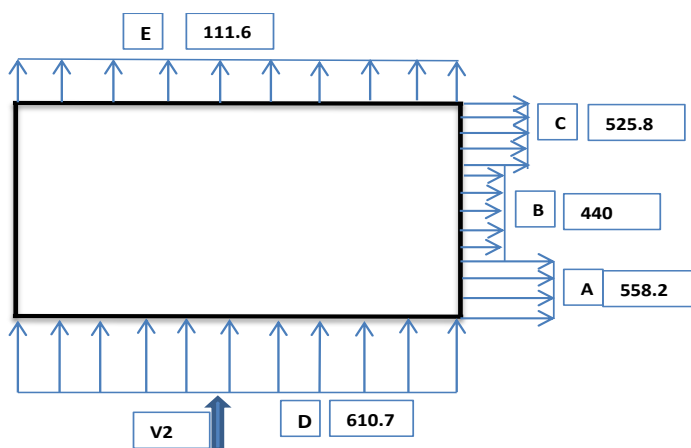


Figure II.12 : Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction du vent V2.

➤ **Dans Toiture :**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après :

Tableau II.14 : Pressions sur les Toiture - Direction V2 du vent.

ZONE	CD	QDYN (N/M ²)	CPE	CPI	QJ (N/M ²)
F	0.89	578.1	-2.5	-0.13	-1219.386
G	0.89	578.1	-1.3	-0.13	-601.975
H	0.89	578.1	-0.9	-0.13	-369.171

La figure suivante illustre la répartition des Cpe pour le Toiture:

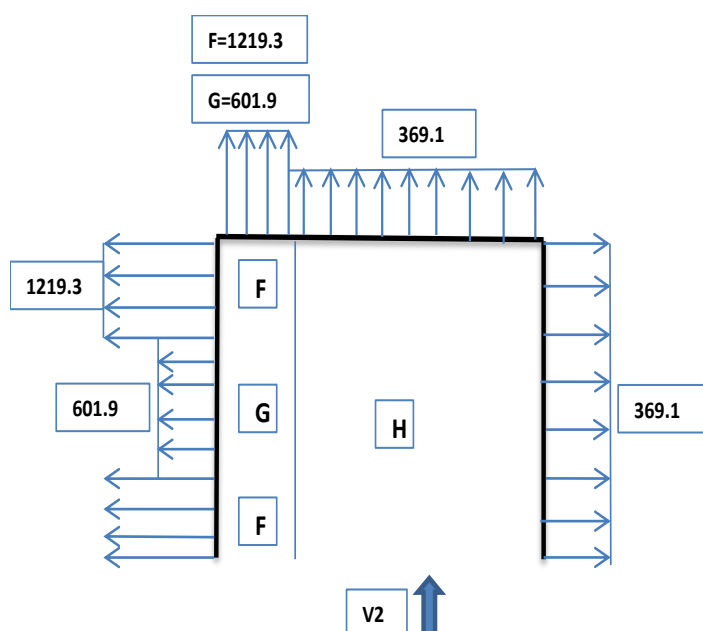


Figure II.13 : Répartition des pressions sur la toiture - Direction du vent V2.

❖ Direction ... (3) V3.

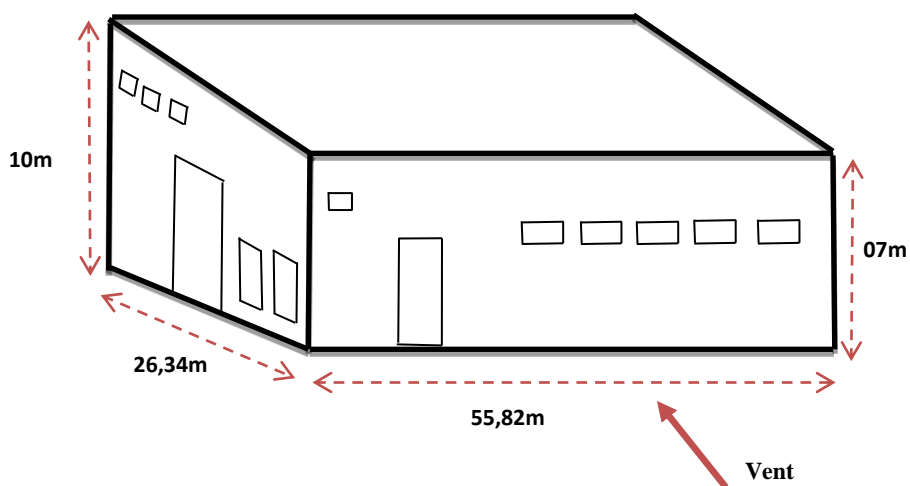


Figure II.14 Les directions 03 du vent.

Tableau II.15: tableau des données en V3.

h(m)	b (m)	cd	S3 (m ²)	d (m)	e (m)
10	55.82	0.89	558.2	26.34	20

On a Le tableau suivant résume les résultats obtenus :

Tableau II.16: tableau récapitulatif des résultats obtenus.

		$C_e(z)$	$C_r(z)$	(z_j) en N/m ²
Toiture	Z= 10m	1.23	0.55	578,1
Parois verticales	Z= 3.5 m	1.57	0.67	737.9

$$C_r(10) = K_t \times Ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) . \quad \text{Pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200m$$

$$C_r(3.5) = K_t \times Ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) . \quad \text{Pour } Z \leq Z_{\min} .$$

➤ Dans la paroi verticale :

$$e = [, 2h] = \min[55.82 , 2 \cdot 10] = 20 m. \quad \text{On a : } d = 26.34 m.$$

Dans ce cas $e < d$ la décomposition des parois se fait par la manière suivante :

$$d > e \longrightarrow A B C.$$

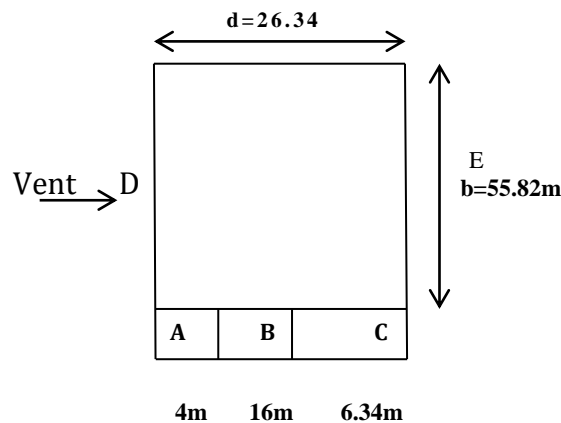


Figure II.15: décomposition des parois selon le RNVA99.

$$S_{tot} = 55.82 \cdot 10 = 558.2 \text{ m}^2 > 10. \quad \longrightarrow C_{pe} = C_{p10} \text{ est donnée par le tableau}$$

$$S_A = 4 \cdot 10 = 40 \text{ m}^2. \quad (5.1 \text{ page } 65, \text{ DTR}).$$

$$S_B = 16 \cdot 10 = 160 \text{ m}^2.$$

$$S_C = 6.34 \cdot 10 = 63.4 \text{ m}^2.$$

$$S_D = S_E = 55.82 \cdot 10 = 558.2 \text{ m}^2.$$

On Remarque que toutes les surfaces sont supérieurs à 10m² donc la formule correspond est : **C_{pe} = C_{pe10}** est donnée par le tableau (5.1 page65, DTR).

Tableau II.17 : tableau récapitulatif des résultats obtenus.

	A	B	C	D	E
L'élévation (m)	$e/5 = 4$	$e-4=16$	6.34	55.82	55.82
$C_{pe}=C_{pe,10}$	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3
Les Surfaces (m ²)	40	160	63.4	558.2	558.2

➤ **Toiture a un versant $\theta=0^\circ$:**

La direction du vent est définie par un angle θ (voir figure 5.4) RNVA99 :

- $\theta= 0^\circ$ correspond à un vent dont la direction est parallèle à la génératrice

(fig. 5.3.c).

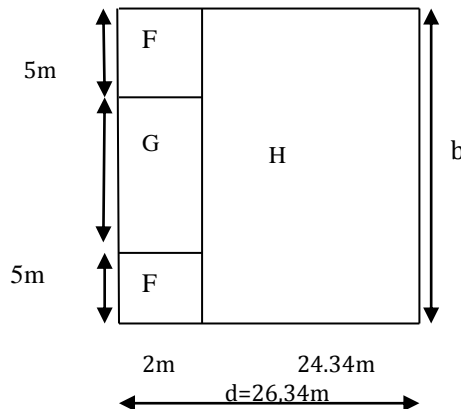


Figure II.16 : Coefficient C_{pe} de chaque versant de la Toiture du vent V3.

$$S_G = S_F = 2 \cdot 10 = 20 \text{ m}^2.$$

$$S_H = 24.34 \cdot 10 = 243.4 \text{ m}^2.$$

Tableau II.18 : tableau récapitulatif des résultats obtenus.

	F	G	H
L'élévation (m)	e/10= 2	e/10=2	24.34
C_{pe}=C_{pe,10}	-0.9	-0.8	-0.3
Les Surfaces (m ²)	20	20	243.4

➤ **Coefficient intérieur :**

$$UP = \frac{(0,3 * 1) + (1,05 * 5) + (4,5 * 4)}{(0,3 * 18) + (1,05 * 9) + (4,5 * 4)} = 0,71$$

CP i= - 0.11

$$Q_j = c_d * q_{dyn} (c_{pe} - c_{pi}).$$

➤ **Dans Parois verticales :**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après :

Tableau II.19 : Pressions sur les parois verticales - Direction V3 du vent.

ZONE	CD	QDYN (N/M ²)	CPE	CPI	QJ (N/M ²)
A	0.89	737.9	-1	-0.11	-584.490
B	0.89	737.9	-0.8	-0.11	-453.144
C	0.89	737.9	-0.5	-0.11	-256.125
D	0.89	737.9	0.8	-0.11	597.625
E	0.89	737.9	-0.3	-0.11	-124.778

La figure suivante illustre la répartition des C_{pe} pour le Parois :

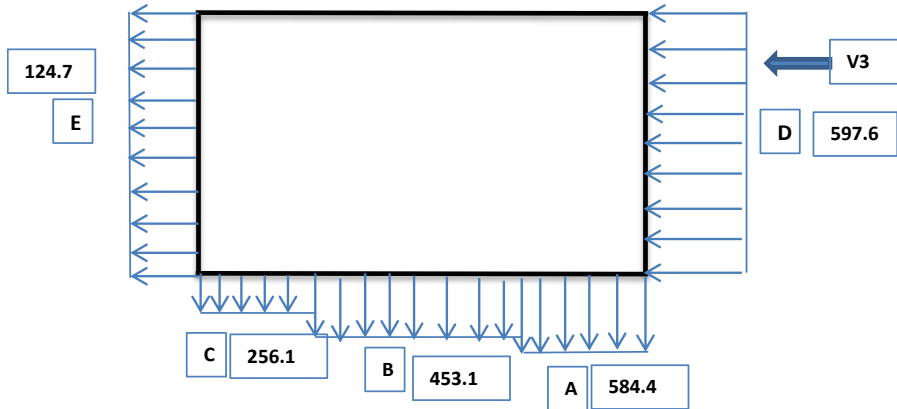


Figure II.17 : Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction du vent V3.

➤ **Dans Toiture :**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après :

Tableau II.20 : Pressions sur les Toiture - Direction V3 du vent.

ZONE	CD	QDYN (N/M ²)	CPE	CPI	QJ (N/M ²)
F	0.89	578.1	-0.9	-0.11	-406.462
G	0.89	578.1	-0.8	-0.11	-355.011
H	0.89	578.1	-0.3	-0.11	-97.756

La figure suivante illustre la répartition des Cpe pour le Toiture:

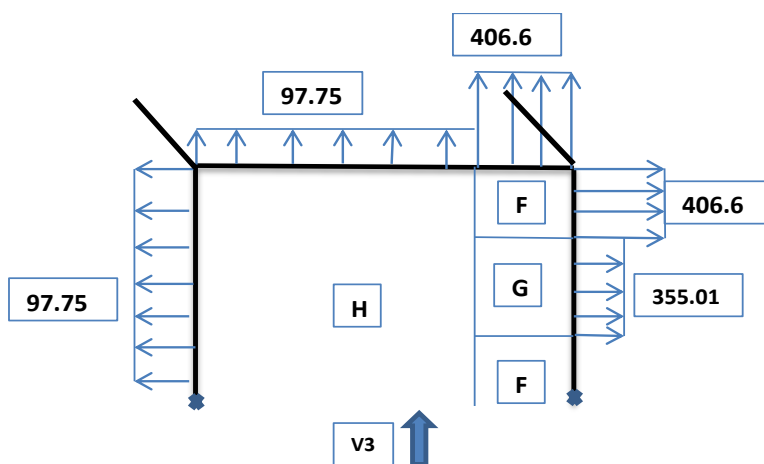


Figure II.18 : Répartition des pressions sur la toiture - Direction du vent V3.

II.9. Les Tableaux des Résultats de Parois et Toitures :

⇒ **La Pression q_j** : en les parois verticales :

V1 :

ZONE	CD	QDYN (N/M ²)	CPE	CPI	QJ (N/M ²)
A	0.93	737.9	-1	-0.15	-583.309
B	0.93	737.9	-0.8	-0.15	-446.062
C	0.93	737.9	-0.5	-0.15	-240.187
D	0.93	737.9	0.8	-0.15	651.937
E	0.93	737.9	-0.3	-0.15	-102.937

V2 :

ZONE	CD	QDYN (N/M ²)	CPE	CPI	QJ (N/M ²)
A	0.89	737.9	-1	-0.13	-558.221
B	0.89	737.9	-0.8	-0.13	-440.009
C	0.89	737.9	-0.5	-0.13	-525.84
D	0.89	737.9	0.8	-0.13	610.759
E	0.89	737.9	-0.3	-0.13	-111.644

V3 :

ZONE	CD	QDYN (N/M ²)	CPE	CPI	QJ (N/M ²)
A	0.89	737.9	-1	-0.11	-584.490
B	0.89	737.9	-0.8	-0.11	-453.144
C	0.89	737.9	-0.5	-0.11	-256.125
D	0.89	737.9	0.8	-0.11	597.625
E	0.89	737.9	-0.3	-0.11	-124.778

⇒ **La Pression q_j** : en les Toitures :

V1 :

ZONE	CD	QDYN (N/M ²)	CPE	CPI	QJ (N/M ²)
F	0.93	578.1	-1.3	-0.15	-618.274
G	0.93	578.1	-1.9	-0.15	-940.852
H	0.93	578.1	-0.8	-0.15	-349.459
I	0.93	578.1	-0.7	-0.15	-295.696

V2 :

ZONE	CD	QDYN (N/M ²)	CPE	CPI	QJ (N/M ²)
F	0.89	578.1	-2.5	-0.13	-1219.386
G	0.89	578.1	-1.3	-0.13	-601.975
H	0.89	578.1	-0.9	-0.13	-369.171

V3 :

ZONE	CD	QDYN (N/M ²)	CPE	CPI	QJ (N/M ²)
F	0.89	578.1	-0.9	-0.11	-406.462
G	0.89	578.1	-0.8	-0.11	-355.011
H	0.89	578.1	-0.3	-0.11	-97.756

II.10. calcul de force de frottement F_{fr} :

Pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent il faut que les rapports $d/b \geq 3$ et $d/h \geq 3$ soient vérifiés.

• Pour V1 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b=26.34 \text{ m.} \\ d=55.82\text{m.} \\ h=10\text{m.} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{b} = \frac{55.82}{26.34} = 2.11\text{m} \text{ Cnv.} \\ \frac{d}{h} = \frac{55.82}{10} = 5.58\text{m.} \end{array} \right.$$

• Pour V2 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b=55.82\text{m.} \\ d=26.34\text{m.} \\ h=10\text{m.} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{b} = \frac{26.34}{55.82} = 0.47\text{m} \text{ Cnv.} \\ \frac{d}{h} = \frac{26.34}{10} = 2.63\text{m.} \end{array} \right.$$

• Pour V3 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b=55.82m. \\ d=26.34m. \\ h=7 m. \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{b} = \frac{26.34}{55.82} = 0.47m \text{ Cnv.} \\ \frac{d}{h} = \frac{26.34}{7} = 3.76 m. \end{array} \right.$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc les forces de frottement ne sont pas prises en compte.

Sauf Le condition on V3 d/h est vérifiée.

L'une des conditions ($d/h=55.82/10 = 5.58 > 3$) donnée au [RNV.99]; est vérifiée. Il y a lieu de considérer les forces de frottement .On prendra le cas d'un bardage en toiture et au niveau des parois verticales dont les ondulations sont perpendiculaires à la direction du vent (Cfr=0, 04, cf.Tableau2.1). Laforce de frottement est donnée par la formule 2.8

- **Toiture** : $f_r, \text{ toiture} = 578.1 \times 0,04 \times (55.82 \times 2 \times 13.17 / \cos\alpha) = 34.21 \text{ KN.}$
- **Parois verticales**: $F_{fr, p. \text{ Verticales}} = 737.9 \times 0,04 \times (55.82 \times 2 \times 7) = 23.06 \text{ KN.}$

$$F_{fr} = 34.21 + 23.06 = 60.27 \text{ KN.}$$

II.11. Calcul de force résultante R :

La force résultante R se décompose en :

FW : correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales et la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.

FU : la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

$$R = \sum(q_j * S_j) + \sum Ff_{rj}.$$

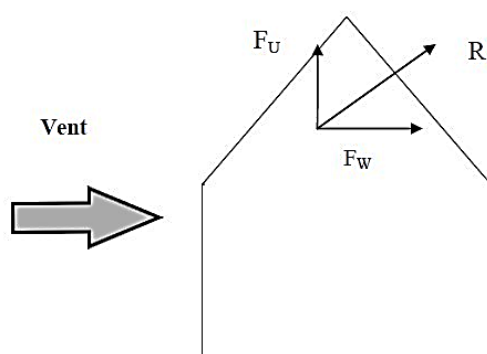


Figure II.19 : force résultante sur les constructions.

Les tableaux suivants résument les calculs de force de deux composantes FW et FU :

- Selon V1 :

Tableau II.21 : composantes de force résultante R dans la direction 01 du vent.

Zone	S_j (m ²)	q_j (kN/m ²)	FW (kN/m ²)	FU (kN/m ²)
A	40	-5.833	0	-173.053
B	160	4.46 0	0	773 .902
C	358.2	-2 .401	0	-800.079
D	263.4	6.51 9	1777 .47	0
E	263.4	-1.029	-210.866	0
F	20	-6.182	0	-63.37
G	20	-9.408	0	-127.89
H	100	-3.494	0	-289.13
I	438.2	-2.956	0	-1235.04

- Selon V2 :

Tableau II.22 : composantes de force résultante R dans la direction 02 du vent.

Zone	S_j (m²)	q_j (kN/m²)	FW (kN/m²)	FU (kN/m²)
A	40	-5.582	0	-163.01
B	160	4.400	0	764.27
C	63.4	-5.258	0	-273.087
D	558.2	6.107	3469.197	0
E	558.2	-1.116	-562.681	0
F	20	-1.219	0	-35.89
G	20	-6.019	0	-60.11
H	243.4	-3.691	0	-838.119

- Selon V3 :

Tableau II.23 : composantes de force résultante R dans la direction 03 du vent.

Zone	S_j (m²)	q_j (kN/m²)	FW (kN/m²)	FU (kN/m²)
A	40	-5.844	0	-173.49
B	160	-4.531	0	-664.69
C	63.4	-2.561	0	-102.097
D	558.2	5.976	3396.073	0
E	558.2	-1.247	-756.345	0
F	20	-4.064	0	-141.55
G	20	-3.550	0	-131.27
H	243.4	-9.775	0	-2439.50

Tableau II.24 : composantes de force résultante R dans les Trois directions.

V1		V2		V3	
<i>FW</i> (kN/m ²)	<i>FU</i> (kN/m ²)	<i>FW</i> (kN/m ²)	<i>FU</i> (kN/m ²)	<i>FW</i> (kN/m ²)	<i>FU</i> (kN/m ²)
1566.604	-390.49	2906.516	-605.946	2639.728	-3652.597

Chapitre III :

Etude des éléments secondaire

III.1. Introduction :

Nous présentons dans ce chapitre les éléments de secondaire d'un hangar en charpente métallique, sont les éléments de construction constituant essentiellement la toiture et les façades.

III.2. Etude des pannes :

❖ Définition :

Les pannes sont des poutres destinées à supporter la couverture et de transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur cette dernière à la traverse ou bien à la ferme. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage, et elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes, d'exploitations et climatiques.

Elles sont réalisées soit en profilés formés à chaud en (**I**), ou bien en (**U**), soit en profilés formés à froid en (**Z**), (**U**), (**Σ**) ou en treillis pour les portées supérieures à **6m**.

Dans notre structure nous utiliserons des IPE.

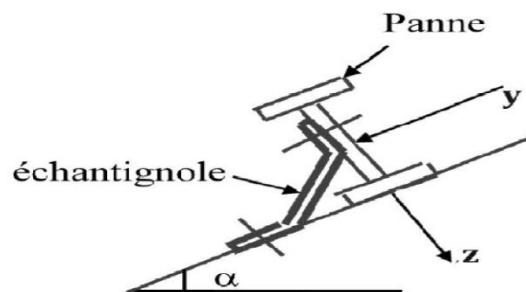


Figure III.01 : Disposition de la panne.

On étudie la panne la plus sollicitée qui est la panne intermédiaire de portée $L=5\text{m}$, incliné d'un angle $\alpha = 6,84^\circ$ et dans l'entraxe « e » égale à 1,65 m.

III.2.1. Dimensionnement des panneaux de couverture :

III.2.1.1. Définition :

Le panneau sandwich d'enveloppe de bâtiment, est un produit composite, fabriqué

industriellement en continu, comportant un parement extérieur métallique, une âme isolante et un parement intérieur métallique solidarisés par adhérence à l'âme isolante. Ces composants travaillent ensemble et ne constituent ainsi qu'un seul élément autoportant présentant différents niveaux de résistance mécanique, de réaction et de résistance au feu, d'isolation thermique et acoustique, d'étanchéité à l'air, à l'eau et à la vapeur d'eau et d'esthétique architecturale.

III.2.1.2 Principe de choix d'un panneau sandwich :

Pour choisir le panneau couverture qui convient à notre structure, on doit savoir la charge du vent maximal sollicité la toiture, et nombre d'appuis de séquelle le panneau de couverture sera appuyé ainsi que l'épaisseur de la couverture.

Dans notre cas, la charge maximale du vent est égale à $W = -121.9 \text{ KN/m}^2$.
Suivant une fiche technique on va choisi l'épaisseur de panneau couverture pour déterminer leur entraxe maximal et le poids propre m^2 :

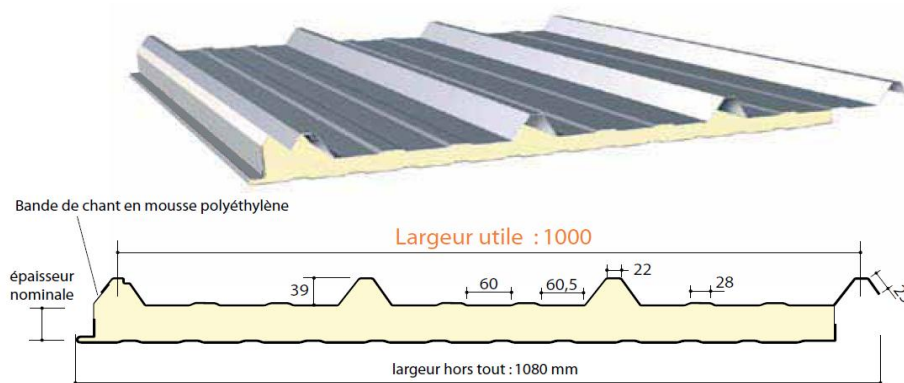


Figure III.02 : Détail de panneau sandwich (couverture).

III.2.1.3. Description de panneaux :

[4] **ONDATHERM 1040 TS** est un procédé de couverture métallique en panneaux sandwichs de grande longueur, dont l'âme est en mousse rigide de polyuréthane ignifugée, expansée sans CFC ni HCFC entre une tôle extérieure fortement nervurée et une tôle intérieure faiblement nervurée, en acier galvanisée ou galvanisée pré laquée.

- **Identification des constituants :**

Les panneaux ONDATHERM 1040 TS sont caractérisés par la géométrie

particulière de leur section transversale, illustrée par la figure (1 du dossier technique).

Chaque colis de panneaux est repéré par une fiche d'identification conformément au (§ 6.1 du Dossier Technique).

• **Détermination de poids propre de la couverture :**

D'après ce tableau ci-dessous on fait choisit un panneau de couverture de **30mm** [ANNEXE C], d'épaisseur ce qui donne un poids de **12.5 kg/m²**.

Tableau III.01 le poids propre e panneau correspondante à chaque épaisseur.

CARACTERISTIQUES DU PANNEAU		Epaisseurs nominales de l'âme (mm)						
		30	40	50	60	80	100	120
DIMENSIONNELLES	Epaisseur parement extérieur (mm)	0,50 - 0,63 - 0,75						
	Epaisseur parement intérieur (mm)	0,50 - 0,63						
	Largeur utile	1000 mm						
	Largeur hors tout	1080 mm						
	Longueur maximale hors tout	16000 mm						
	Débord en extrémité	50 - 100 - 150 - 200 - 300 mm						
PONDERALES (kg/m ²)	Ex. en épaisseurs 0,63 et 0,63 mm	12,5	12,9	13,3	13,7	14,5	15,3	16,1

III.2.2. Principe de Calcule :

Les pannes sont sollicitées à la flexion déviée (flexion bi axiale).

Elles doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

- Condition de résistance (l'ELU).
- Condition de flèche (l'ELS).

Généralement, on fait le pré dimensionnement des pannes par l'utilisation de la condition de résistance, puis on fait la vérification de la condition de flèche.

III.2.2.1. Définition et généralité :

- Les pannes sont éléments qui ont pour rôle de supporter la couverture, elles peuvent être disposées parallèlement à la ligne de faitage dans le plan des versants.
- Dans la plus des cas, elles sone constituent des poutrelles laminées(IPE) et peut être

(HEA), compte tenu de la pente des versant donné par la pente fermes ou traverse de portiques, les pannes sont posées inclinées sur la membrure supérieure à angle α et de ce fait, travaillent en Flexion déviée.

– Elles sont calculées pour pouvoir résister aux poids propre de la couverture ainsi que leurs poids propre et à la surcharge variable (vent).

III.2.2.2. Principe de choix :

- Les charges permanentes sont appliquées dans le sens de gravitation.
- le vent agit perpendiculairement à la face des éléments (axe de grande inertie).
- On prend la combinaison la plus défavorable.

- **Détermination de la portée maximale :**

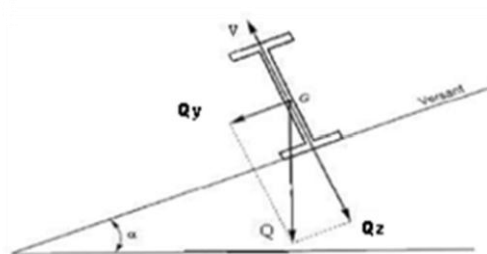
Dans notre cas la charge du vent maximale sur la toiture $w = -121,9 \text{ daN/m}^2$ (dépression) d'après (chapitre II .TabII.14 Pag 29) On suppose que le panneau de couverture soit repose sur plusieurs appuis (pannes), à l'aide de la fiche technique des panneaux sandwichs de couvertures (by Arcelor Métal).

D'après le tableau annexe1 on adopte pour une portée maximale entre les pannes de 5m.

⇒ On prend l'entraxe entre les pannes $e = 1.65 \text{ m}$.

- **Détermination des sollicitations :**

Compte tenu de la pente des versants, les pannes sont posées inclinées d'un angle α et de ce fait, fonctionnent en flexion déviée.



FigureIII.03: Cas des sollicitations.

Les données :

- La pente du versant = 20° .
- Espacement maximale des pannes : $e = 1,65$ m.
- Les pannes sont posées comme travées isostatiques → poutre simplement appuyées.
- Espace entre les fermes : $l_x = 5$ m.
- La nuance d'acier utilisé est Fe 400 MPa.
- Le coefficient partiel de sécurité $\gamma_{M0} = 1.1$.

III.2.3. Evaluation des charges et surcharges :➤ **Les charges permanentes (G):**

Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs).....12.5Kg/m².

$G = 12.5 \times 1.65 = 20.62$ kg/ml.

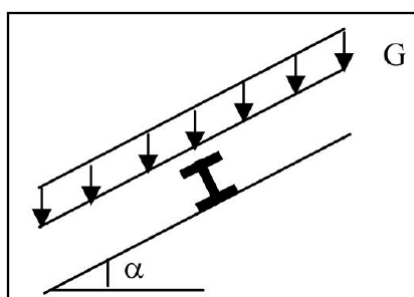


Figure III.04 : cas de charges permanentes.

➤ **Surcharges d'entretien (P) :**

[3] Dans le cas des toitures inaccessible ont considéré uniquement dans les calculs une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente deux charges concentrées de 100Kg chacune située à $1/3$ et $2/3$ de la portée de la panne (**D'après le DTR BC 2.2**).

$$M_{max} = P'L/3 = PL/8$$

$$p = 8 \times 100/3 \times 5 = 54 \text{ kg/ml.}$$

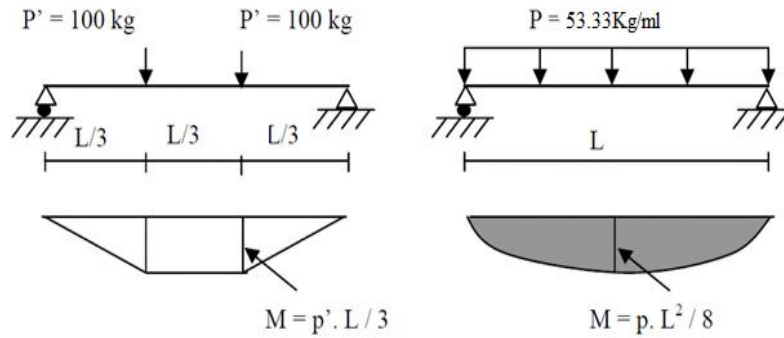


Figure III.05 : charge d'entretien.

- **Surcharge climatique du vent V** : (perpendiculaires au versant)

La dépression maximale de vent sur la toiture $V_{max} = -121.9 \text{ kN/m}^2$.

$$V_n = -121.9 \times 1.65 = -201.13 \text{ kg/ml.}$$

$$V_e = -201.13 \times 1.75 = -352 \text{ kg/ml.}$$

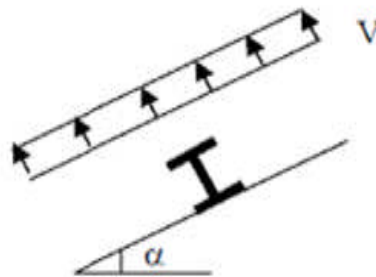


Figure III.06 : Cas de l'effet du vent.

- **Poids propre de sable :**

$$[3] P_p = 20 \text{ Kg/m}^2.$$

$$S_a = 20 \times 1.65 = 33 \text{ kg/ml} \quad \text{tabl 7.1 p33 DTR.}$$

III.2.4. Combinaison des charges:

III.2.4.1. les charges et surcharges appliquées :

$$G = 20.62 \text{ kg/ml.}$$

$$V = -201.13 \text{ kg/ml.}$$

$$S_a = 33 \text{ kg /ml.}$$

$$P = 45 \text{ kg /ml.}$$

III.2.4.2. Décomposition des charges :

➤ Suivant l'axe Z-Z :

$$G_z = G \cos \alpha = 20.47 \text{ daN /m.}$$

$$P_z = P \cos \alpha = 53.61 \text{ daN /m.}$$

$$V_z = V_n = -201.13 \text{ daN/m.}$$

$$S_z = S_a \cos \alpha = 32.7 \text{ daN/m.}$$

➤ Suivant l'axe Y-Y :

$$G_y = G \sin \alpha = 2.45 \text{ daN/m.}$$

$$P_y = P \sin \alpha = 5.35 \text{ daN/m.}$$

$$V_y = 0 \text{ daN/m.}$$

$$S_y = S_a \sin \alpha = 3.93 \text{ daN/m}$$

III.2.4.3. Les combinaisons d'actions :

a. ELU :

➤ Suivant l'axe z-z :

$$Q_1 = 1.35G_z + 1.5P_z = 108.04 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_2 = 1.35G_z + 1.5S_z = 76.77 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_3 = G_z + 1.5V_z = -281.22 \text{ daN/ml.}$$

➤ Suivant l'axe y-y :

$$Q_1 = 1.35G_y + 1.5P_y = 11.33 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_2 = 1.35G_y + 1.5S_y = 9.20 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_3 = G_y + 1.5V_y = 2.45 \text{ daN/ml.}$$

b. ELS :➤ **Suivant l'axe z-z :**

$$Q_1 = Gz + Pz = 74.08 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_2 = Gz + Sz = 24.4 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_3 = Gz + Vz = -180.66 \text{ daN/ml.}$$

➤ **Suivant l'axe y-y:**

$$Q_1 = Gy + Py = 7.8 \text{ daN /ml.}$$

$$Q_2 = Gy + Sy = 6.38 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_3 = Gy + Vy = 2.45 \text{ daN/ml.}$$

La combinaison Q_3 , soit en ELU ou ELS, donne les valeurs les plus défavorables :

En ELU :

$$Q_{3y} = Q_3 \sin 6.84 = 33.50 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{3z} = Q_3 \cos 6.84 = 280 \text{ daN/ml.}$$

En ELS :

$$Q_{3y} = Q_3 \sin 6.84 = 21.43 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{3z} = Q_3 \cos 6.84 = 180 \text{ daN/ml.}$$

III.2.5. Pré dimensionnement des pannes :**III.2.5.1. Condition de la résistance (ELU) :**

Dans la condition de résistance à l'ELU il faut faire les vérifications suivantes :

a. Vérification à la flexion déviée :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\left(\frac{M_{sd.y}}{M_{ply}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{sd.z}}{M_{plz}} \right)^\beta \leq 1$$

Avec :

$\alpha = 2$ pour les profile en I.

$\beta = 5n \geq 1$; $n = N / N_{pl} = 0 \Rightarrow \beta = 1$.

Tel que :

Axe Z-Z :

$$M_{ysd} = \frac{Q_z \times l^2}{8} = \frac{280 \times 5^2}{8} = 875 \text{ daN.m.}$$

Axe Y-Y:

$$M_{zsd} = \frac{Q_y \times l^2}{8} = \frac{33.50 \times 2.5^2}{8} = 26.17 \text{ daN.m.}$$

$$M_{sdy} \leq (M_{ply} = W_{ply} * \frac{f_y}{\gamma_{M0}}).$$

Ce qui implique :

$$W_{ply} \geq \frac{M_{sdy} * \gamma_{M0}}{f_y} ; W_{ply} \geq \frac{875.10^2 * 1.1}{2350}.$$

$$w_{ply} \geq 40.95 \text{ cm}^3.$$

$$M_{sdz} \leq (M_{plz} = W_{plz} * \frac{f_y}{\gamma_{M0}}).$$

Ce qui implique :

$$W_{plz} \geq \frac{M_{sdz} * \gamma_{M0}}{f_y} ; W_{plz} \geq \frac{26.17.10^2 * 1.1}{2350}.$$

$$w_{plz} \geq 12.24 \text{ cm}^3.$$

On choisit **IPE 120**:

Tableau III.02 : caractéristique de l'IPE 120.

IPE120							
h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	d mm		
120	64	4.4	6.9	7	93.4		
G Kg/m	A cm ²	I _y cm ⁴	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	I _z cm ⁴		
10.4	13.2	317.8	4.90	27.67	1.45		
A _{vz} cm ²		W _{pl y} cm ³		W _{pl z} cm ³			
6.31		60.73		13.58			

b. Vérification de la condition de résistance :

Le poids propre de l'IPE 120 est inclus sous le poids de panne estimé donc :

$$M_{ply} = W_{ply} * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1296.8 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz} = W_{plz} * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 290.54 \text{ daN.m}$$

Donc :

$$\left(\frac{M_{sd.y}}{M_{ply}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{sd.z}}{M_{plz}}\right)^\beta = \left(\frac{875}{1296.8}\right)^2 + \left(\frac{26.17}{290.54}\right)^1 = 0.54 \leq 1$$

.....La condition est vérifiée.

III.2.5.2. Condition de la flèche :

$$f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{500}{200} = 2.5 \text{ cm.}$$

a. Calcul de la flèche suivant l'axe Z-Z :

$$F_z = \frac{5 * Q_{3z} * L^4}{384 * E * I_y} = \frac{5 * 180.10^{-2} * 500^4}{384 * 2.1 * 10^6 * 317.8} = 2.19 \text{ cm.}$$

$f_z = 2.19 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2.5 \text{ cm}$ La condition est vérifiée.

b. Calcul de la flèche suivant l'axe Y-Y :

$$F_y = \frac{5 * Q_{1y} * L^4}{384 * E * I_y} = \frac{5 * 21.4.10^{-2} * 500^4}{384 * 2.1 * 10^6 * 27.67} = 2.5 \text{ cm.}$$

$f_y = 2.5 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2.5 \text{ cm}$La condition est vérifiée.

III.2.6. Vérification au cisaillement :

$$V_{zsd} < V_{plz.rd} \quad \text{..... [EC .3 p158].}$$

$$V_{plz.rd} = \frac{A_{vz} * fy}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \dots\dots\dots [EC .3 p158].$$

Avec :

A_{vz} : représente l'aire de cisaillement retirée d'après le tableau III.02.

Pour **IPE 120** : $A_{vz}=6.31 \text{ cm}^2$.

$$V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l}{2} = \frac{280 \times 5}{2} = 700 \text{ daN.}$$

$$V_{plz.rd} = \frac{A_{vz} * fy}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{6.31 \times 2350 / \sqrt{3}}{1.1} = 7771 \text{ daN.}$$

$V_{z, sd} \leq V_{plzrd} = 700 \text{ daN} \leq 7771 \text{ daN} \dots\dots\dots$ **La condition est vérifiée.**

Donc la résistance des pannes au cisaillement est vérifiée.

Et pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant.

III.2.7. Vérification vis-à-vis déversement :

$$Q_{z.sd} = 1.35Gz + 1.5Pz = 108.04 \text{ daN/ml.}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{8} = \frac{180.04 \times 5^2}{8} = 562.62 \text{ daN. m .}$$

$$Q_{y.sd} = 1.35Gy + 1.5Py = 11.33 \text{ daN/ml.}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} \times l^2}{8} = \frac{11.33 \times 2.5^2}{8} = 8.85 \text{ daN. m.}$$

$$M_{ply} = W_{ply} * \frac{fy}{\gamma_{M0}} = 1296.8 \text{ daN. m.}$$

$$M_{plz} = W_{plz} * \frac{fy}{\gamma_{M0}} = 290.54 \text{ daN. m.}$$

Il faut vérifiée que :

$$\frac{My}{Mb.Rd} + \frac{Mz}{Mplz} \leq 1$$

D'où :

$$M_{b.rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_w W_{ply} fy}{\gamma_{M1}} = X_{lt} \cdot M_{ply.rd}$$

β_w : 1 pour les sections de classe 1 et 2.

χ_{LT} : Coefficient de réduction.

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

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

Le coefficient de réduction dépend de l'élancement $\bar{\lambda}$, qui est en fonction de moment critique de déversement M_{cr} , et de coefficient d'imperfection α_{LT} .

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

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

$$\text{Où : } \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \varepsilon \quad \text{et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\text{Donc : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \quad ; \quad \lambda_1 = 93.9$$

L'élancement λ_{LT} pour les profils doublement symétriques donné par la formule suivante [annexe F de **EC3**] :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/iz}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/iz}{h/tf} \right)^2 \right]^{0.25}} \quad [\text{Annexe F EC03 partie 1-1}].$$

C_1 : est le coefficient qui tient compte le cas de chargement et les conditions des appuis

donnés par la relation suivante :

$$C_1 = 1.88 - 1.4\Psi + 0.52\Psi^2 \leq 2.7 \quad \Psi = 0$$

$$C_1 = 1.88.$$

Ce qui résulte :

$$\lambda_{LT} = \frac{250/1.45}{1.88^{0.5} \left[1 + \left(\frac{250/1.45}{12/6.3} \right)^2 \right]^{0.25}} = 83.07$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{83.7}{39.9} \right] = 0.89$$

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0.5 [1 + 0.21(0.89 - 0.2) + 0.89^2]$$

$$\varphi_{LT} = 0.968$$

$$X_{Lt} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0.968 + \sqrt{0.968^2 - 0.89^2}} = 0.74$$

$$M_{brd} = X_{LT} \cdot M_{ply} = 0.740 * 1296.8 = 959.6 \text{ kgm.}$$

Donc :

$$\frac{My}{Mb.Rd} + \frac{Mz}{Mpl.z} = \frac{562.62}{959.6} + \frac{8.85}{290.54} = 0.61 \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la section **IPE 120** est appropriée pour les pannes.

III.3. lisses de bardage :

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP, UPE) ou de profils minces pliés. Etant disposées horizontalement, elles sont portées soit par les poteaux de portiques, soit par les potelets intermédiaires.

Et pour bien calculer il faut avancer l'étude de condition de flèche puis condition de résistance. L'entre axe des lisse est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

III.3.1. Matériau de bardage et l'espacement entre les lisses :

Le bardage est constitué d'un panneau sandwich **ONDATHERM 1040 TS**, les façades principales comportent aussi les bandes de verre utilisé dans la toiture.

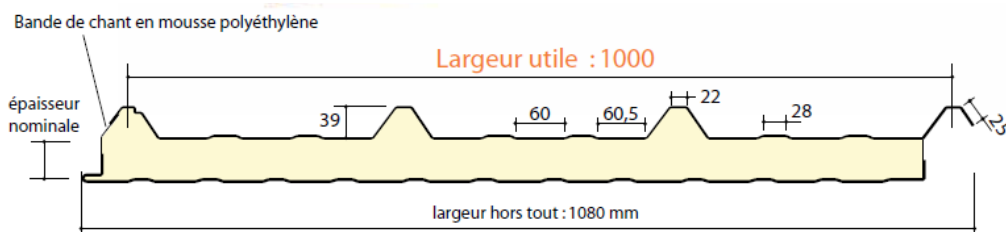


Figure III.07: panneau sandwich **ONDATHERM 1040 TS**[4].

- **L'espacement :**

Selon la conception du bâtiment, les lisses sont posées au bord de chaque extrémité d'hauteur d'étage. On a vérifié l'espacement entre les lisses en fonction de la portée admissible de bardage utilisé, et à la dépression et pression due au vent sur les parois.

La portée de lisse égale à **2.25 m** et l'épaisseur nominale de l'âme **30 mm**, on a :

Pression maximale du au vent calculé (voir chapitre II. Tableau II.07).

$$V_{max} = 65.193 \text{ daN/m}^2.$$

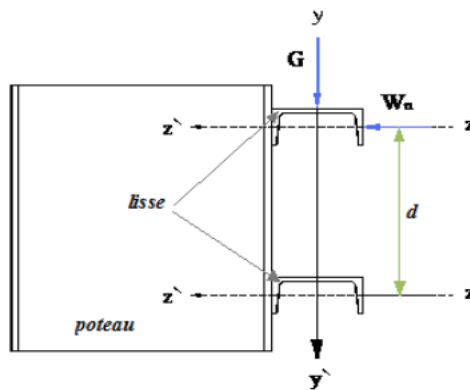


Figure III.08 Disposition de la lisse sur le poteau.

Les données :

- Espacement maximale des pannes : $e = 2 \text{ m}$.
- Les pannes sont posées comme travées isostatiques → poutre simplement appuyées.
- Espace entre les fermes : $l_x = 5 \text{ m}$.
- La nuance d'acier utilisé est Fe 400 MPa.
- Le coefficient partiel de sécurité $\gamma_{M0} = 1.1$.

III.3.2. Principe :

Elles doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

- Condition de flèche (l'ELS).
- Condition de résistance (l'ELU).

Généralement, on fait le pré dimensionnement des Lisse par l'utilisation de la condition de flèche, puis on fait la vérification de la condition de résistance.

III.3.3. Evaluation des charges :

Les lisses sont soumises à la flexion bi axiale sous l'effet de charges suivantes :

- **Charge permanente :**

Poids propre de lisse estimé12.5Kg/m².

$$Q_Y = G = 12.5 \times 2 = 25 \text{ kg/ml.}$$

- **Charge climatique :**

On calcul les lisse de bardages avec la valeur obtenue :

$$V = 65.19 \text{ daN/m}^2 \text{ (voir chapitre II).}$$

D'où :

$$Q_Z = V = 65.19 \times 2 = 130.38 \text{ daN/ml.}$$

III.3.4. Combinaison :**a. Charges appliquées à l'ELU :**

$$Q_{uy} = (1.35G) = 33.75 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{uz} = (1.5V) = 195.57 \text{ daN/ml.}$$

b. Charges appliquées à l'ELS :

$$Q_{sy} = 25 \text{ daN/ml.}$$

$Q_{sz}=130.38 \text{ daN/ml}$.

III.3.5. Condition de flèche :

Il faut vérifier que :

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

La vérification à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée) .

$$f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{500}{200} = 2.5 \text{ cm}$$

c. Calcul de la flèche suivant l'axe Z-Z :

$$F_z = \frac{5 * Q_z * L^4}{384 * E * I_y} \leq f_{adm}$$

Ou l : représente la portée de lisse de bardage.

D'après l'inégalité :

$$I_y \geq \frac{1000 * q_{sz} * L^3}{384 * E} = \frac{1000 * 1.303 * 500^3}{384 * 2.1 * 10^6} = 201.97 \text{ cm}^4.$$

Ce que nous donne $I_y \geq 201.97 \text{ cm}^4$ donc **on opte pour un IPEA120.**

Ces caractéristiques sont :

Tableau III.03 : caractéristique de l'IPEA 120.

IPEA120					
h mm	b mm	tw mm	tf mm	r mm	d mm
117.6	64	3.8	5.1	7	93.4
G Kg	A cm ²	Iy cm ⁴	iy cm	Iz cm ⁴	iz cm
8.7	11	257.4	4.83	22.39	1.42
Avz cm ²		W pl y cm ³		W pl z cm ³	
5.41		49.87		10.98	

On engendre le poids propre de profilé et on obtient :

$$G = 12.5 \cdot 2 + 8.7 = 33.70 \text{ Kg/m}$$

La disposition des tirants au centre de lisse offre la réduction de flèche avec :

$$l = \frac{L}{2} = \frac{500}{2} = 250 \text{ cm.}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = 1.25 \text{ cm.}$$

$$F_y = \frac{5 \cdot G \cdot (L/2)^4}{384 \cdot E \cdot Iz} = \frac{5 \cdot (33.7 \cdot 10^{-2}) \cdot 250^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 22.39} = 0.36 \text{ cm} \leq f_{adm} = 1.25 \text{ cm.}$$

.....**La condition est vérifiée.**

III.3.6. Vérification à la condition de résistance :

$$\left(\frac{M_{sd.y}}{M_{ply}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{sd.z}}{M_{plz}} \right)^\beta \leq 1$$

Avec :

$\alpha = 2, \dots$ pour les profile en I.

$\beta = 5n \geq 1, \quad n = N / N_{pl} = 0 \Rightarrow \beta = 1.$

- Les moments :**

$$Q_{uy} = (1.35G) = 45.49 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{uz} = (1.5V) = 195.57 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y_{sd}} = \frac{Q_z \times l^2}{8} = \frac{195.57 \cdot 5^2}{8} = 611.1 \text{ daN. m.}$$

$$M_{z_{sd}} = \frac{Q_y \times l^2}{8} = \frac{45.49 \cdot 5^2}{8} = 142.15 \text{ daN. m.}$$

$$M_{ply.rd} = W_{ply} \cdot \frac{F_y}{\gamma_{m0}} = 1065.40 \text{ daN. m.}$$

$$M_{plz.rd} = W_{plz} \cdot \frac{F_y}{\gamma_{M0}} = 234.57 \text{ daN.m.}$$

Donc :

$$\left(\frac{M_{sd.y}}{M_{ply}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{sd.z}}{M_{plz}}\right)^\beta = \left(\frac{611.1}{1065.40}\right)^2 + \left(\frac{142.15}{234.57}\right)^1 = 0.93 \leq 1$$

.....La condition est vérifiée.

III.3.7. Vérification au cisaillement :

$$V_{z.sd} < V_{plz.rd} \quad \text{..... [EC .3 p158].}$$

$$V_{plz.rd} = \frac{A_{vz} * f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \quad \text{..... [EC .3 p158].}$$

Avec :

A_{vz} : représente l'aire de cisaillement retirée d'après le tableau III.03.

Pour **IPE A120** : $A_{vz}=5.41 \text{ cm}^2$.

$$V_{ZSD} = \frac{Q_{z.sd} \times l}{2} = \frac{130.38 \times 5}{2} = 325.95 \text{ daN.}$$

$$V_{plz.rd} = \frac{A_{vz} * f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{5.41 \times 235 \times 10}{\sqrt{3} \times 1.1} = 7340.1 \text{ daN.}$$

$V_{z.sd} \leq V_{plz.rd} = 325.95 \text{ daN} \leq 7340 \text{ daN}$ La condition est vérifiée.

Donc la résistance des lisses au cisaillement est vérifiée.

III.3.8. Vérification vis-à-vis déversement :

Il faut vérifiée :

$$\frac{M_y}{M_{b.Rd}} + \frac{M_z}{M_{plz}} \leq 1$$

D'où :

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

β_w : 1 pour les sections de classe 1 et 2.

χ_{LT} : Coefficient de réduction.

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

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

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

$$\text{Où : } \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \varepsilon \quad \text{et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\text{Donc : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \quad ; \quad \lambda_1 = 93.9$$

L'élanement λ_{LT} pour les profils doublement symétriques donné par la formule suivante (annexe F de **EC3**) :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/iz}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/iz}{h/4t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} \quad [\text{Annexe F EC03 partie 1 - 1}].$$

C_1 : est le coefficient qui tient compte le cas de chargement et les conditions des appuis donnés par la relation suivante :

$$C_1 = 1.88 - 1.4\Psi + 0.52\Psi^2 \leq 2.7 \quad \Psi = 0$$

$$C_1 = 1.88$$

Ce qui résulte :

$$\lambda_{LT} = \frac{250/1.42}{1.88^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{250/1.42}{11.67/5.1} \right)^2 \right]^{0.25}} = 31.11$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{31.11}{93.9} \right] = 0.77$$

$$\phi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2)] + \bar{\lambda}_{LT}^2 = 0.5[1 + 0.21(0.77 - 0.2)] + 0.77^2$$

$$\phi_{LT} = 0.856$$

$$X_{Lt} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0.856 + \sqrt{0.856^2 - 0.77^2}} = 0.82$$

L'élanement λ_{LT} pour les profils doublement symétriques donné par la formule

suivante (annexe F de EC3) :

$$M_{brd} = X_{LT} \cdot M_{ply} = 0.82 * 1065.40 = 873.62 \text{ kgm}$$

Donc :

$$\frac{M_y}{M_{b,Rd}} + \frac{M_z}{M_{pl,z}} = \frac{611.10}{873.62} + \frac{142.15}{234.57} = 0.97 \leq 1 \dots\dots\dots\text{La condition est vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc on adopte **IPE A120**.

III.4. Calcul des potelets :

Les potelets sont le plus souvent des profilés en **I** ou **H** destinés à rigidifier la clôture (bardage) et résister aux efforts horizontaux du vent. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage (en maçonnerie ou en tôle ondulée) et de la hauteur de la construction.

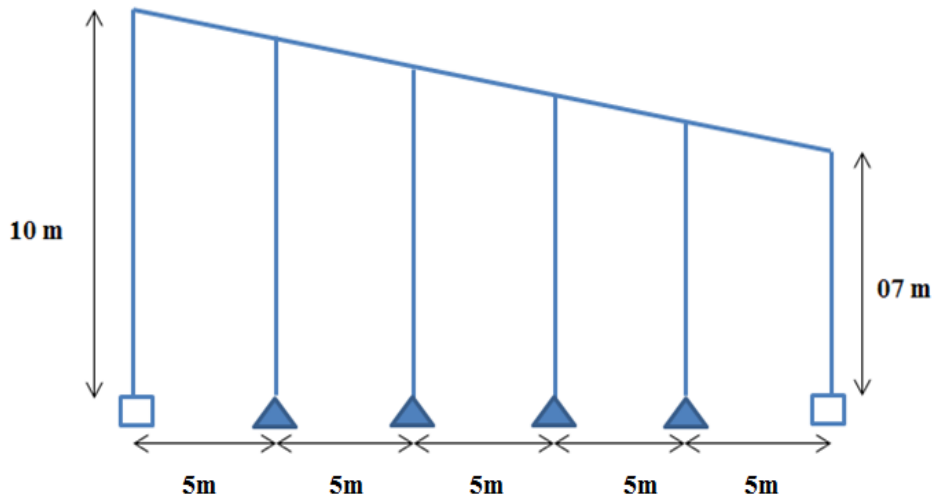


Figure III.09: Disposition des potelets de pignon.

III.4.1. Evaluation des charges :

a. Charges permanentes: (verticale concentrée) :

Bardage :12.5 kg/m².

Poids propre de la lisse : (voir calcul des lisses).....8.7 kg/ml.

Poids propre du potelet : (à déterminer).

L'entraxe des potelets est $e = 5$ m.

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

$$G = (8.7 * 5 * 5) + (12.5 * 5 * 10) = 842.5 \text{ daN.}$$

$H =$ hauteur du potelet $h = 10$ m.

b. Surcharges climatiques : (horizontal suivant le plan de l'âme) :

- **Vent normale** : (voir étude au vent CH.II)..... $V = - 58.3 \text{ kg/m}^2$.

$$V_n = -58.3 \times 5 = 291.5 \text{ kg/ml.}$$

III.4.2. Principe de dimensionnement :

Pour les éléments comprimés et flèches, très élancés on les dimensionne souvent sous la condition de la flèche.

III.4.2.1. Condition de flèche :

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

$$V_n = 291.5 \text{ kg/ml.}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{V_n l^4}{E \cdot I_Y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$l = 10$ m : longueur du potelet le plus chargé.

$$I_Y \geq \frac{1000}{384} \times \frac{V_n l^3}{E} = \frac{1000 \times 291.5 \times 10^{-2} \times 1000^3}{384 \times 2.1 \times 10^6}$$

$$I_Y \geq 3614.83 \text{ cm}^4.$$

Ce qui correspond à un profile **IPEA 240** :

Tableau III.04 : caractéristique de l'**IPEA 240**.

IPEA240					
h mm	b mm	tw mm	tf mm	r mm	d mm
240	120	6.2	9.8	15	190.4
G Kg	A cm ²	Iy cm ⁴	iy cm	Iz cm ⁴	iz cm
30.7	39.1	3892	9.97	283.6	2.69
Avz cm ²		W ply cm ³		W plz cm ³	
19.14		366.6		73.92	

III.4.2.2. Vérification à la sécurité :

Le potelet est sollicité à la flexion (due au vent) et à la compression (due à son poids propre, aux poids du bardage et des lisses). En aucun cas, il ne supporte la toiture (il est assujéti au portique par appui glissant). Il travaille à la flexion composée.

La vérification à la sécurité est donnée par les formules suivantes :

III.4.2.2.1. Vérification de la section à la résistance :

$$M_{y.sd} \leq M_{c.rd}$$

Ou $M_{c.rd}$ est le moment résistant qui dépend de la classe de la section.

a. L'incidence de l'effort tranchant :

Si $V_{sd} \leq 0.5 V_{pl.Rd}$ \longrightarrow Il n'Ya pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

$$Q_{z.Sd} = 1.5V = 1.5 * 291.5 = 437.25 \text{ daN/ml.}$$

$$V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} * l}{2} = \frac{437.25 * 10}{2} = 2186.25 \text{ daN.}$$

$$A_{vz} = A - 2bt_f + (t_w + 2r) t_f = 16.48 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma M_0} = \frac{16.48 * \left(\frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 20326.93 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{z.Sd}}{V_{pl.Rd}} = \frac{2186.25}{20326.93} = 0.10 < 0.50$$

L'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligée.

Remarque: Dans le cas des poutres simplement appuyées, Il n'y a pas d'incidence de l'effort tranchant (valeur nulle à mi-travée) sur le moment résistant.

b. L'incidence de l'effort normale:

Si $N_{sd} \leq \text{Min} \left(0.25 N_{pl.Rd} ; 0.5 A_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \right)$: Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 1.35G = 1137.375 \text{ daN}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{39.1 * 2350}{1.1} = 83531.81 \text{ daN}$$

$$0.25 N_{pl.Rd} = 0.25 * 83531.81 = 20882.95 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2b \cdot t_f = 39.1 - 2 * 12 * 0.98 = 15.58 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0.5 \cdot A_w \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{0.5 * 15.58 * 2350}{1.1} = 16642.27 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1137.37 \text{ daN} \leq \text{Min} (20882.95, 16642.27) = 16642.27 \text{ daN}$$

⇒ Donc L'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligée.

c. Détermination de la classe de profile :

- **Semelle :** $c/t_f = b/2/t_f = 6.12 \leq 10\epsilon = 10$

⇒ **Semelle de classe 1.**

- **Ame :** $d/t_w = 190.4/6.2 = 30.70 \leq 72\varepsilon$

$$\text{Et : } \varepsilon = \sqrt{(235/f_y)} = \sqrt{(235/235)} = 1 \Rightarrow \varepsilon = 1$$

⇒ **Ame de classe 1.**

La section de classe 1.

$$M_{c.rd} = M_{ply.rd} = w_{ply} * \frac{F_y}{\gamma_{m0}} = 7831.90 \text{ daN.m.}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_z \times l^2}{8} = \frac{437.25 * 5^2}{8} = 1366.40 \text{ daN.m.}$$

$$M_{y.sd} \leq M_{c.rd}$$

Donc $M_{y.sd} = 1366.40 \text{ daN.m} \leq M_{c.rd} = 7831.90 \text{ daN.m.}$ **La condition est vérifiée.**

III.4.2.2.2. Vérification de l'élément aux instabilités:

- Flexion composé avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \cdot N_{plrd}} + \frac{K_y \cdot M_y}{M_{plyrd}} \leq 1$$

- Flexion composé avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{X_Z \cdot N_{plrd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y, sd}}{X_{LT} \cdot M_{plyrd}} \leq 1$$

➤ **Calcul de coefficient de réduction χ_{min} :**

Avec : $X_{min} = \min(\chi_Y ; \chi_Z)$.

a. Flambement par rapport à l'axe fort y-y :

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

$$\phi_y = 0.5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] ; \quad \bar{\lambda}_y = \left[\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] * [\beta_A]^{0.5}$$

Avec : $\beta_A = 1$ pour les sections de classe 1 et 2.

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{F_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 * 10^6}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.2 de l'EC3.

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{1.0 * 1000}{9.97} = 100.30$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{\lambda_y}{\lambda_A} \right] * [\lambda_A^{0.5}] = 1.06$$

➤ **Courbe de flambement :**

$$\frac{h}{b} = 2 \geq 1.2 \quad \text{La courbe (a)} \quad (\text{voir Tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3}).$$

Axe de Flambement $y - y$; $\alpha_y = 0.21$ (voir Figure 5.5.3 de l'Eurocode 3).

$$\phi_y = 0.5 \left[1 + 0.21 (1.06 - 0.2) + 1.06^2 \right] = 1.152$$

$$X_y = \frac{1}{1.152 + [1.152^2 - 1.06^2]^{0.5}} = 0.62$$

b. Flambement par rapport à l'axe faible z-z :

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

$$\phi_z = 0.5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] ; \quad \bar{\lambda}_z = \left[\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right] * [\beta_A]^{0.5}$$

Avec : $\beta_A = 1$ pour les sections de classe 1 et 2

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{F_z} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 * 10^6}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z}$$

$$\lambda_z = \frac{200}{2.69} = 74.34 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = \left[\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right] = 0.79$$

➤ **Courbe de flambement :**

$$\frac{h}{b} = 2 \geq 1.2 \quad \text{La courbe (b) (voir Tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3).}$$

Axe de Flambement z-z ; $\alpha_z=0.34$ (voir Figure 5.5.3 de l'Eurocode 3).

$$\phi_z = 0.5 [1 + 0.34 (0.79 - 0.2) + 0.79^2] = 0.91$$

$$X_z = \frac{1}{0.91 + [0.91^2 - 0.79^2]^{0.5}} = 0.73$$

$$\chi_{\min} = \min (X_y ; X_z) = 0.62$$

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

$$\lambda_{LT} = \frac{L/iz}{C_1^{0.5} [1 + \frac{1}{20} (\frac{L/iz}{h/tf})^2]^{0.25}} = \frac{200/2.96}{1.132 [1 + \frac{1}{20} (\frac{200/2.96}{12/0.98})^2]^{0.25}} = 47.36$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_y}{\lambda_A} \right] * [\lambda_A^{0.5}] = 0.50 \quad \text{avec } \lambda_1 = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.50 > 0.4 \quad \text{Donc il ya risque de déversement.}$$

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21 (0.50 - 0.2) + 0.50^2] = 0.65$$

➤ **Calcul du coefficient de réduction pour le déversement X_{LT} :**

$$X_{LT} = \frac{1}{0.65 + [0.65^2 - 0.50^2]^{0.5}} = 1.06$$

➤ **Calcul des coefficients k:**

$$N_{sd} = 1137.375 \text{ daN.}$$

β_{MY} : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{MY} = 1.3$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2\beta_{MY} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \text{Avec } \mu_y \leq 0.90$$

$$\mu_y = -0.37$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{X_y \cdot A F_y} = 1 - \frac{-0.37 \cdot 1137.37}{0.62 \cdot 39.1 \cdot 2350} = 0.99$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0.15 = 0.15 \cdot 0.79 \cdot 1.3 - 0.15 = 0.004 < 0.9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{X_z \cdot A F_y} = 1 - \frac{0.004 \cdot 1137.37}{0.73 \cdot 39.1 \cdot 2350} = 0.99$$

$$M_{Y.sd} = \frac{1.5 V l^2}{8} = \frac{1.5 \cdot 291.5 \cdot 10^2}{8} = 5465.625 \text{ daN} \cdot \text{m}.$$

$$N_{Pl.rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{39.1 \cdot 2350}{1.1} = 83531.81 \text{ daN} \cdot \text{m}.$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{366.6 \cdot 2350 \cdot 10^{-2}}{1.1} = 7831.90 \text{ daN} \cdot \text{m}.$$

- **Vérification au flambement:**

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \cdot N_{plrd}} + \frac{K_y \cdot M_{ysd}}{M_{pl.y.rd}} \leq 1$$

$$\frac{1137.37}{0.62 \cdot 83531.81} + \frac{1.007 \cdot 5465.625}{7831.90} = 0.72 < 1 \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Vérification au déversement:**

$$\frac{N_{sd}}{X_z \cdot N_{plrd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{ysd}}{X_{LT} \cdot M_{pl.y.rd}} \leq 1$$

$$\frac{1113.075}{0.73 \cdot 83531.81} + \frac{0.99 \cdot 5465.625}{1.06 \cdot 7831.90} = 0.66 \leq 1 \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion : le profile choisi (IPE A240) convient comme potelet.

Chapitre IV :

Prédimensionnement des éléments structuraux

IV.1. Introduction :

Nous présentons dans ce chapitre le pré dimensionnement des éléments structuraux, pour garantir l'aptitude au service et la sécurité structurale de cet élément constituant la structure porteuse.

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les éléments porteurs tels que les poteaux, les traverses et contreventement.

IV.2 Les Poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent les charges et les surcharges, et qui transmettent ces derniers aux fondations, ils sont généralement des profilés en HEA ou HEB.

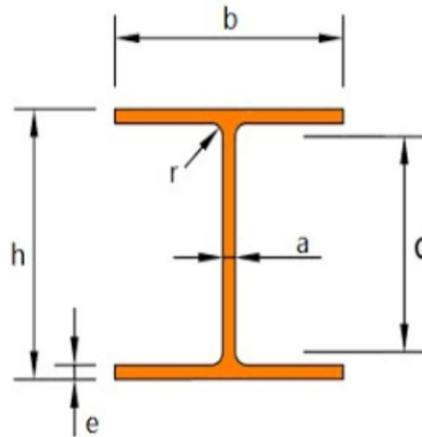


Figure IV.01 : Poteaux HEA 240.

Les poteaux de le hangar dont l'ossature est formée de portique de portée de 25m espacés de 5 m , Les poteaux de 7 m de hauteur , sont articulés en pied et encastré sur les fermes portant la couverture dans le sens perpendiculaire aux portique les poteaux son fixé à des lisses (entre axe de 2m).

IV.2.1. dimensionnement des poteaux :

Pour pré dimensionner les poteaux en charpente métallique, on doit satisfaire la condition de l'EC 3. Alors, il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

Données :

- L'effort élastique maximale: $N_{max.sd}=96.673\text{KN}$.
- Limite élastique de l'acier des poteaux: $f_y= 235 \text{ MPa}$.
- Le coefficient de sécurité $\gamma_{M0}=1.1$.
- La hauteur de poteau (longueur d'épure de poteau) $l=10 \text{ m}$.

[5] D'après la condition fixée par l'EC3, on déduit la section transversale des poteaux suffisante pour reprendre les efforts élastiques comme suit :

$$A \geq N_{sd} \frac{\gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{96.673 \cdot 10^{-3} \cdot 1.1}{235}$$

$$A \geq 45.30 \text{ Cm}^2$$

D'après le tableau de profile on choisit **HEA 240**.

Tableau IV.01 Caractéristiques du profilé **HEA 240**

HEA 240							
h(mm)	b(mm)	tw(mm)	tf(mm)	r(mm)	d(mm)		
230	240	7.5	12	21	164		
G Kg	A cm ²	Iy cm ⁴	iy cm	Iz cm ⁴	iz cm		
60.3	76.8	7763	10.05	27.69	6.00		
Avz cm ²		W ply (cm ³)		W plz (cm ³)			
25.18		744.6		351.7			

IV.3. Calcul du portique traverse :

IV.3.1. Effet des charges verticales sur un portique :

IV.3.1.1 Charge permanente :

Couverture et accessoires de pose17kg/m²

Panne (IPE120)10.4kg/ml \approx 5.2kg/m²

Traverse12kg/m²

Poids totale $G = 17 + 5.2 + 12 = 34.2 \text{ kg/m}^2$

$G = 34.2 * 5 = 171 \text{ kg/ml}$

IV.3.1.2. Effet de vent : (voir CH.2)

➤ **Vent Gauche /Droite : (le plus défavorable).**

Parois verticale

zone	Cpe	Cpi	qj (N/m ²)	ph(N/ml)
A	-1	-0.15	-583.309	-2916.5
B	-0.8	-0.15	-446.062	-2230.3
C	-0.5	-0.15	-240.187	-1200.9
D	0.8	-0.15	651.937	3259.5
E	-0.3	-0.15	-102.937	-514.5

Versante de toiture

zone	Cpe	Cpi	qj (N/m ²)	ph(N/ml)
F	-1.3	-0.15	-618.274	-3091.3
G	-1.9	-0.15	-940.852	-4704
H	-0.8	-0.15	-349.459	-1774
I	-0.7	-0.15	-295.696	-1478.4

L'entre axe du portique est $e = 5 \text{ m}$:

$Ph = [N/m^2] * \text{entraxe} = ph [N/ml]$

[1] Le portique intermédiaire est le plus chargé vis-à-vis de la charge du vent car la

surface tributaire du portique intermédiaire est le double de celle du portique de rive.

Pour simplifier les calculs on transforme la charge du vent sur la toiture en une charge équivalente uniformément répartie.

➤ **Coefficient de pression équivalent :**

La charge du vent uniformément répartie équivalente se déduit de la même façon :

• **Charge équivalente du vent :**

$$\frac{470.4 * 2}{25} + \frac{177.4 * 10}{25} + \frac{147.8 * 13}{25} = \frac{W * 25}{25}$$

W= 185.44 Kg/ml

IV.4. Calcul des efforts internes :

On assume $I_2 \approx I_3$

$$K = \frac{I_2 * h}{I_1 * s} = \frac{h}{s} = \frac{7}{\frac{25}{\cos 6,84}} = 0.28$$

$$\varphi = \frac{f}{h} = 0,42$$

$$\Delta = k + 3 + 3 \varphi + \varphi^2 = 4,72$$

IV.4.1. Charges verticales vers le bas :

➤ **Calcul sous la charge unitaire : q**

Q=1kg /ml

$$\beta = \frac{8+5Q}{4\Delta} = 0,53$$

$$\gamma = 1 - \beta(1+Q) = 0,24$$

$$H_A = H_D = \frac{\beta q L^2}{8h} = 6,02 \text{ Kg}$$

$$V_A = V_D = ql / 2 = 12,5 \text{ kg}$$

$$ql^2/8=78,12 \text{ kg .m}$$

$$M_B = -\frac{\beta q L^2}{8} = -42,18$$

$$M_c = \gamma ql^2/8 = 18,75 \text{ Kg.m}$$

IV.4.2. Charge vertical vers le haut : (vent de soulèvement)

➤ Calcul sous la charge unitaire : $Q = 1 \text{ kg /ml}$

$$H_A = H_D = \frac{\beta q L^2}{8h} = 6,02 \text{ Kg}$$

$$V_A = V_D = ql / 2 = 12 ,5 \text{ kg}$$

$$M_B = -\frac{\beta q L^2}{8} = -42,18$$

$$M_c = \gamma ql^2/8 = -18 ,75 \text{ KG .m}$$

IV.4.3. Vent horizontal (pression) Calcul sous la charge unitaire : $Q=1 \text{ kg /ml}$.

$$\delta = \frac{5k+12+6\varphi}{8\Delta}$$

$$\beta = 1 - \delta = 0,57$$

$$\gamma = (1 + \varphi) - 1/2 = 0,09$$

$$H_A = \frac{6 q h}{2} = 1,47 \text{ Kg}$$

$$H_A = qh - H_e = 5 ,53$$

$$V_A = -V_D = -qh^2 / 2l = 0 ,98 \text{ kg}$$

$$M_B = -\frac{\beta q h^2}{2l} = 13,96$$

$$M_c = -\gamma ql^2/2 = -2 ,20 \text{ KG .m}$$

IV.4.4. Vent horizontal (dépression) :

$$H_A = \frac{\delta q h}{2} = 1,47 \text{ Kg}$$

$$H_A = qh - H_e = 5,53$$

$$V_A = -V_D = -qh^2 / 2l = 0,98 \text{ kg}$$

$$M_B = -\frac{\beta q h^2}{2l} = 13,96$$

$$M_c = -\gamma ql^2 / 2 = -2,20 \text{ KG.m}$$

IV.4.5. Tableaux récapitulatifs :

➤ **Efforts interne sous la charge unitaire $q=1\text{kg/ml}$**

		Réaction d'appuis (kg)			
Actions	Q(kg /ml)	H _A	H _D	V _A	V _D
G	1	6,02	-6,02	12,5	12,5
S	1	6,02	-6,02	12,5	12,5
V1	1	-1,47	5,53	-0,98	0,98
V2	1	-6,02	6,02	-12,5	-12,5

Moment (kg.m)		
Actions	M _b	M _c
G	-42,18	18,75
S	-42,18	18,75
V1	13,96	2,20
V2	42,18	-18,75

➤ **Efforts interne sous les charges actuelles**

		Réaction d'appuis (kg)			
Actions	Q (kg /ml)	H _A	H _D	V _A	V _D
G	171	1029.4	-1029.4	2137.5	2137.5
S	100	602	-602	1250	1250
V1	51.41	-75.57	284.29	-50.38	50.38
V2	125.99	-2.51	-758.45	-1574.8	-1574.8
V3=V1+V2		-78.08	-474.16	-1625.1	-1524.42

Actions	Moment (Kg.m)	
	M _B	M _C
G	-7212.7	3206.2
S	-4218	1875
V1	717.68	113.10
V2	5314.2	2362.3
V3=V1+V2	6031.88	-2249.2

➤ **Combinaisons à l'ELU**

Combinaisons	Réaction d'appuis (kg)			
	H _A	H _D	V _A	V _D
1,35G+1,5S	2292.71	-2292.71	4760.6	4760.6
1,35G+1,35 S+1,35V3	2096.98	-2842.50	2379.24	2515.15
G+1,5V3	912.28	-1740.64	-300.15	-140.13

Combinaisons	Moment (Kg.m)	
	M _b	M _c
1,35G+1,5S	-16064	7140.9
1,35G+1,35 S+1,35V3	-7288.40	3823.2
G+1,5V3	1835.12	-167.6

IV.4.6. Calcul des efforts internes additionnels :

➤ **Effort horizontal en tête du poteau :**

$$p=2* 0.13 = 0.26 \text{ KN}$$

$$H_A = \frac{p}{2} \left[1 + \frac{\phi(3+2\phi)}{2\Delta} \right] = \frac{0.26}{2} \left[1 + \frac{0.27(3+2*0.27)}{2*4.72} \right] = 0.14 \text{ KN}$$

$$H_D = p - H_A = 0.26 - 0.14 = 0.12 \text{ KN}$$

$$V_A = -V_D = -\frac{ph}{l} = \frac{0.26 \cdot 10}{25} = -0.11$$

$$\beta = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{\phi(3+2\phi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{(3+2 \cdot 0.27)}{2 \cdot 4.72} \right] = 0.66$$

$$\delta = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{\phi(3+2\phi)}{2\Delta} \right] = 0.31$$

$$\gamma = \frac{\phi}{2} \left[1 - \frac{(1+\phi)(3+2\phi)}{2\Delta} \right] = \frac{0.27}{2} \left[1 - \frac{(1+0.27)(3+2 \cdot 0.27)}{24.72} \right] = 0.07$$

$$M_B = \beta ph = 1.71 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\delta ph = -0.80 \text{ KN.m}$$

IV.4.7. Combinaisons à l'ELU avec prise en compte de Heq :

Tableau IV.03: Combinaisons à l'ELU avec prise en compte de Heq.

Combinaisons	Réaction d'appuis (kg)			
	H _A	H _D	V _A	V _D
1,35G+1 ,5S	23.0	-23.0	47.7	47.7
P	-0.14	-0.12	-0.11	0.11
1,35G+1 ,5S+P	22.86	-23.12	47.59	47.81
1,35G+1,35 S+1,35V3	21.0	-28.5	23.8	25.2
G+1,5V3	91.3	-17.5	-30.1	-14.1

Combinaisons	Moment (kg)	
	M _B	M _D
1,35G+1 ,5S	-160.64	71.40
P	1.71	-0.81
1,35G+1 ,5S+P	-158.93	70.6
1,35G+1,35 P+1,35V3	-72.88	38.23
G+1,5V3	18.35	-1.67

IV.5. Pré dimensionnement de la traverse :

Les moments maximaux sollicitant la traverse :

➤ **Action vers le bas : charge de gravités :**

Sous la combinaison : 1.35 G + 1.5 S +P

- Aux appuis : $M_D = 70.6 \text{ KN.m}$
- Au faitage : $M_B = -158.93 \text{ KN.m}$

➤ **Action vers le haut : vent de soulèvement :**

Sous la combinaison : 1.35 G + 1.5 V₃

- Aux appuis : $M_D = -1.67 \text{ KN.m}$
- Au faitage : $M_B = 18.35 \text{ KN.m}$

IV.5.1. Calcul préliminaire :

$$W_{ply} \geq \frac{M_{Y.sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$W_{ply} \geq \frac{70.6 \cdot 1.1 \cdot 10^2}{23.50} = 330.46 \text{ cm}^3 : \text{ soit IPE 240}$$

Donc $W_{ply} = 366.6 \text{ cm}^3$

Tableau IV.04 : caractéristique de l'IPE 240..

IPE 240					
h(mm)	b(mm)	tw(mm)	tf(mm)	r(mm)	d(mm)
240	120	6.2	9.8	15	190.4
G	A	Iy	iy	Iz	iz
Kg	cm²	cm⁴	cm	cm⁴	cm
30.7	39.1	3892	9.97	283.6	2.69
Avz		W ply		W plz	
cm²		cm³		cm³	
19.14		366.6		73.92	

IV.6. Calcul des contreventements :

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action de forces horizontales : vent, freinage des ponts roulants, effets de séismes, chocs etc. Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants « **poutres au vent** », et en façade « **palées de stabilité** », et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur long pans.

IV.6.1. Les différents types de contreventements :

IV.6.1.1. Contreventement de toiture (poutre au vent) :

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture comme le montre la figure ci-dessous. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la traverse (**ou ferme**). Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.

Remarque : Dans les hangars de grande longueur, comportant des joints de dilatation, il est bon de prévoir au moins une travée de contreventement entre deux joints de dilatation.

IV.6.1.2. contreventement de façades : (palée de stabilité)

La palée de stabilité est un contreventement de façade destiné à reprendre les efforts provenant de la poutre au vent et les descendre aux fondations.

IV.6.1.3. Effort du vent sur les pignons :

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, puis aux potelets, puis à la traverse (ferme) du portique de rive. Ce dernier n'étant pas rigide transversalement, il est nécessaire de le stabiliser en construisant

un dispositif, tant dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan vertical (palée de stabilité).

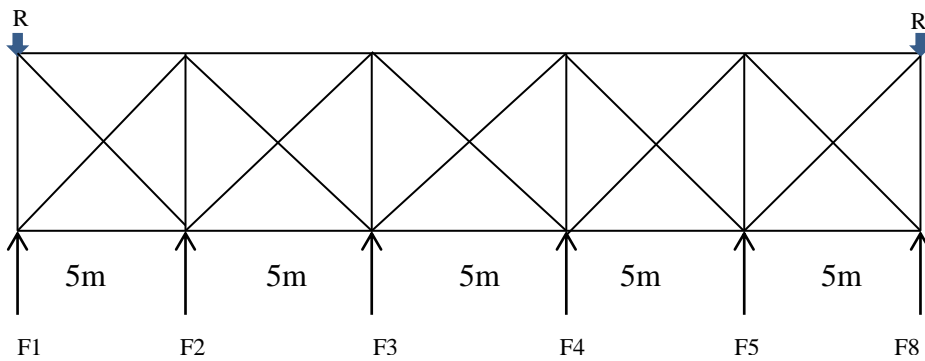


Figure IV.02: Les forces et réactions.

IV.6.2. Dimensionnement les Contreventements :

La section de contreventement est déterminée par la formule :

$$N \leq A \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \leq N \frac{\gamma_{M0}}{f_y}$$

IV.6.2.1. Contreventement horizontal :

IV.6.2.1.1 Calcul de la poutre au vent en pignon :

Elle sera calcul comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumises auxquelles on adjoint l'effort d'entraînement .

Remarque :

- 1- Les diagonales comprimés ne sont pas prises en compte lors de la détermination des efforts dans les barres du moment qu'ils flambent au moindre effort .
- 2- Le problème est ramené à un calcul isostatique et pour déterminer ces efforts, on utilise la méthode des sections.

IV.6.2.1.2. Evaluation des efforts horizontaux :

$$F1 = (V \times \frac{h1}{2} \times \frac{b}{8}) + \frac{Fe}{8}$$

$$F2 = (V \times \frac{h2}{2} \times \frac{b}{4}) + \frac{Fe}{4}$$

$$F3 = \left(V \times \frac{h3}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{Fe}{4}$$

$$F4 = \left(V \times \frac{h4}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{Fe}{4}$$

$$F5 = \left(V \times \frac{h5}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{Fe}{4}$$

$$F6 = \left(V \times \frac{h6}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{Fe}{8}$$

Donc On a (voir étude au vent CH.II).

$$C_r = \sum C_e = C_{eD} + C_{eE} = 0.65 + 0.45 = 1.1R$$

$$q_h = q_{ref} * C_e$$

$$q_h = q_{10} = 47.0 * 1.23 = 57.81 \text{ daN/m}^2$$

$$p_h = C_d * q_h * \sum C_r = 0.93 * 57.81 * 1.1$$

$$p_h = 59.13 \text{ da N /m}^2$$

On a $F_{fr} = 3421 \text{ daN}$ (voir la force de frottement **Ffr** CH.II).

$$F1 = \left(59.13 \times \frac{7}{2} \times \frac{25}{8} \right) + \frac{3421}{8} = 1074 \text{ kg}$$

$$F2 = \left(59.13 \times \frac{7.6}{2} \times \frac{25}{4} \right) + \frac{3421}{4} = 2259 \text{ kg}$$

$$F3 = \left(59.13 \times \frac{8.2}{2} \times \frac{25}{4} \right) + \frac{3421}{4} = 2370 \text{ kg}$$

$$F4 = \left(59.13 \times \frac{8.8}{2} \times \frac{25}{4} \right) + \frac{3421}{4} = 2481 \text{ kg}$$

$$F5 = \left(59.13 \times \frac{9.4}{2} \times \frac{25}{4} \right) + \frac{3421}{4} = 2592 \text{ kg}$$

$$F_6 = \left(59.13 \times \frac{10}{2} \times \frac{25}{8}\right) + \frac{3421}{8} = 1351 \text{ kg}$$

IV.6.2.1. 3. Effort de traction dans les diagonales :

On ne fait travailler que les diagonales tendus et on considère que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort, car du fait de leur grand élancement, elles tendent à flamber sous de faibles effort .suivant le sens du vent (**paroi AB ou paroi CD**), c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendue.

Le contreventement de versant est une poutre à treillis supposée horizontale. Par méthode des coupures , on établit que l'effort F_d dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donne comme suit :

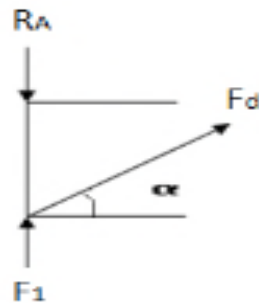


Figure IV.03 : Isolation du nœud 1.

$$F_d \cos \theta + F_1 = R$$

Avec :

$$R = \frac{2f_1 + 2f_2 + 2f_3}{2} = 12127 \text{ kg}$$

$$\text{Tana} = \frac{4}{5} \text{arctg} \frac{4}{5} = 38.7^\circ$$

$$\text{D'où } F_d = \frac{R + F_1}{\cos \alpha} = 2043.5 \text{ kg}$$

Section de la diagonal:

$$N_{sd} \leq N_{plrd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A = \frac{F_d}{f_y} = \frac{204.35 \cdot 1,1}{23.5} = 8.69 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 8.69 \text{ cm}^2$$

On adopte une cornière : L (70x 70x7) \Rightarrow A = 9.40 cm²

IV.6.2.1. 4. Vérification de la panne sablière :

Les pannes sablières qui sont des pannes de rives travail lent simultanément k la flexion dévient sous l'action des charges verticales provenant de la toiture et à la compression sous l'action de l'effort normal égale à la réaction de la poutre au vent.

➤ Efforts revenants à la panne sablière :

- **Compression :**

$$N=R-F1=12127-1074 =11053 \text{ kg}$$

- **Flexion déviée :**

$$Q_y=76.77/2=38.4 \text{ kg/ml}$$

$$Q_z=9.20/2=4.6 \text{ kg/ml}$$

$$M_y=14.37 \text{ kg.m}$$

$$M_z=120 \text{ kg.m}$$

$$\sigma_{fz} = \frac{M_z}{w_z} = \frac{120 \times 10^2}{53} = 226.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{fy} = \frac{M_y}{w_y} = \frac{14.37 \times 10^2}{8.65} = 166.12 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{F_2}{A} = \frac{2259.5}{13.20} = 171.1 \text{ kg/cm}^2$$

Les enlacements:

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{500}{4.90} = 102.04$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{500}{1.45} = 345$$

$$\lambda_{max} = \lambda_z = 345$$

$$K = 0.5 + 0.6 \times \frac{\sigma_e}{\sigma_k} + \sqrt{\left[\left(0.5 + 0.65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k} \right)^2 - \frac{\sigma_e}{\sigma_k} \right]}$$

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad \sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6}{(345)^2} = 696.63 \text{ dan/mm}^2$$

$$k = \left(0.5 + 0.65 \times \frac{2400}{696.63} \right) + \sqrt{\left(0.5 + 0.65 \times \frac{2400}{696.63} \right)^2 - \frac{2400}{696.63}}$$

K=4.73 le plane de flambement est le plan z-z

IV.6.2.2. Contreventement verticale :

IV.6.2.2.1. Calcul de la palée de stabilité en long pan :

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts de vent sur pignons transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.

- Effort de traction dans la diagonale tendue :

$$N \cos \beta = R - F_1$$

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{7}{5} = 1.4 \quad \beta = 54.4^\circ$$

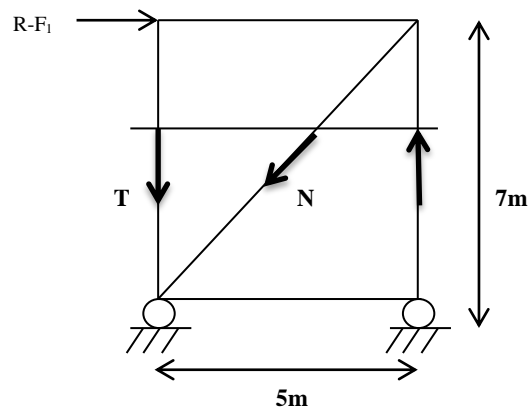
$$N = \frac{R - F_1}{\cos \beta} = \frac{12127 - 1074}{\cos(54.4)}$$

$$= 18987 \text{ kN}$$

- Section de la diagonal :

$$A \geq \frac{N}{\sigma_e} = \frac{18987.3}{2400} = 7.91 \text{ cm}^2$$

Une cornière isole de **L90 X 90 X 9 A = 15.5 cm²**



Avec boulon de **12 mm** et trous de **13 mm** convient.

Section nette : $An = 4.30 - 0,5 \cdot 1.3 = 3.65 \text{ cm}^2$

Remarque :

La force de 18987 kg agissant en tête de palée de stabilité va créer dans les poteaux de la palée des tractions et compression pour assurer l'équilibre de la palée, ayant pour valeur: $t = 18987 \times 7/5 = 26582 \text{ kg}$.

Chapitre V :

Modélisation

V.1. Introduction :

Pour l'évaluation du comportement global de structures par l'analyse de structure, plusieurs modèles analytiques, sont considérés dans cette étude.

Le programme SAP2000 est considéré comme l'un des programmes qui facilitent l'exécution de ce type d'analyse.

SAP2000 est un logiciel de calcul des structures par éléments finis, spécialement dédié à l'analyse de la résistance et de la stabilité des structures. Les calculs sous SAP2000 sont effectués sous actions statiques et dynamiques. SAP permet le calcul et la vérification des sections d'aciers nécessaires à la résistance des pièces en béton armé, selon différentes règles internationales.

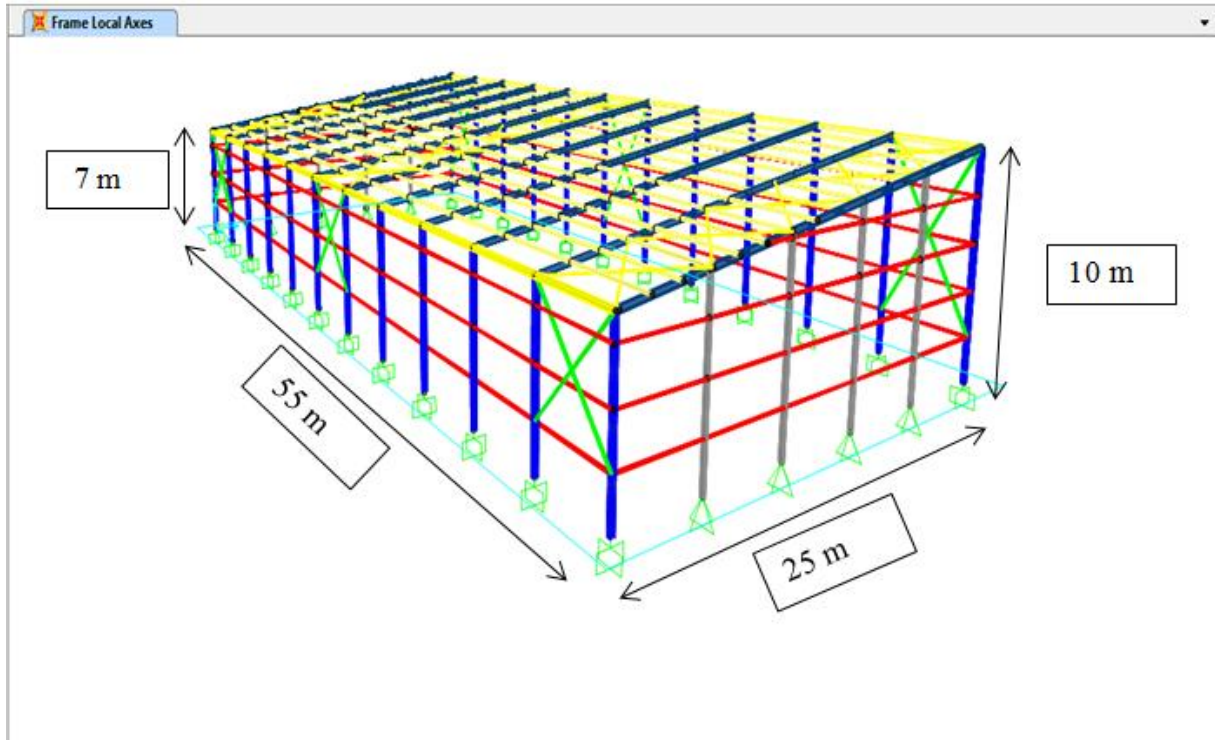
Dans ce chapitre, les principes et les caractéristiques de ce programme lors de l'analyse sont détaillées.

V.2. L'objectif :

La modélisation numérique est devenue aujourd'hui un outil incontournable pour permettre de concevoir et d'optimiser le calcul et la conception des structures.

L'objectif de modélisation en SAP 2000 optimiser le calcul et la conception des structures.

Elle permet d'acquérir des connaissances dans le domaine du calcul statique et dynamique des structures en béton armé.



D'après l'étude de prédimensionnement des éléments structuraux on a obtenu le résultat suivant:

Non profilé	Redimensionnement des profils par logiciel de Sap
Les pannes	IPE 120
Les lisses de bardage	IPE A 120
Les potelets	IPE 240
Les traverses	IPE 240 B
Les poteaux	HEA240
Pannes sablière	HEA 180
Contreventement	IPE 120

V.3. l'étape fondamentale de dessin d'une construction :



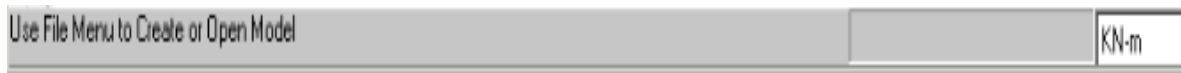
Un double click sur Sap2000.Ink Puis modélisez la structure comme suit :

Il existe plusieurs méthodes pour la modélisation des structures.

V.3.1. Choix des Unités :

Avant de commencer ces méthodes, il y a lieu de choisir une unité avant d’entamer une session SAP2000.

Adoptons le **KN.m** (dans la liste déroutante à droite de la barre d’état).



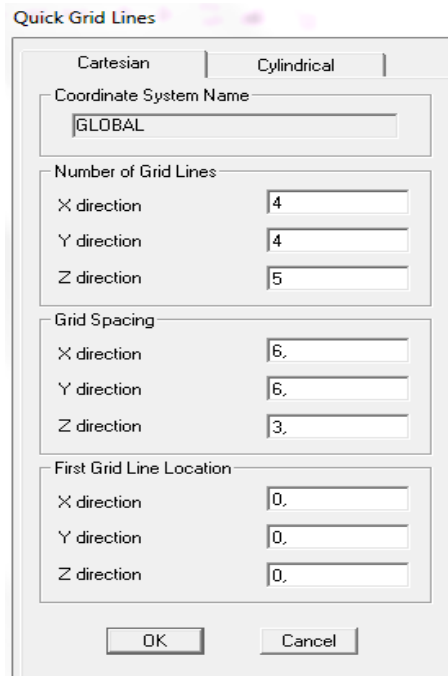
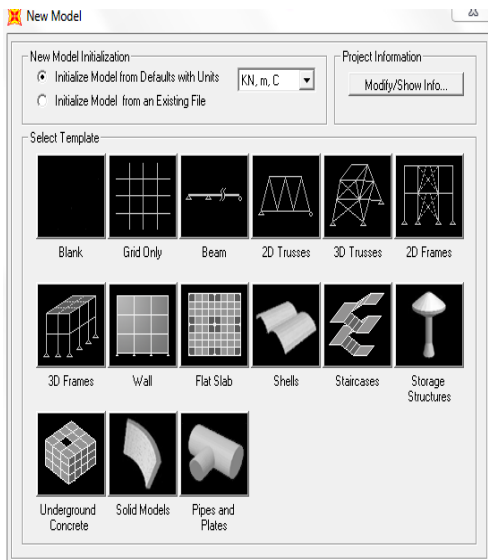
V.3.2. Géométrie de Base.

V.3.3. obtenir l’écran suivant puis click sur ok :

File → New model from Template.

Une boîte suivante :

(Model Template) s’affiche,



V.3.4. Choix des matériels :

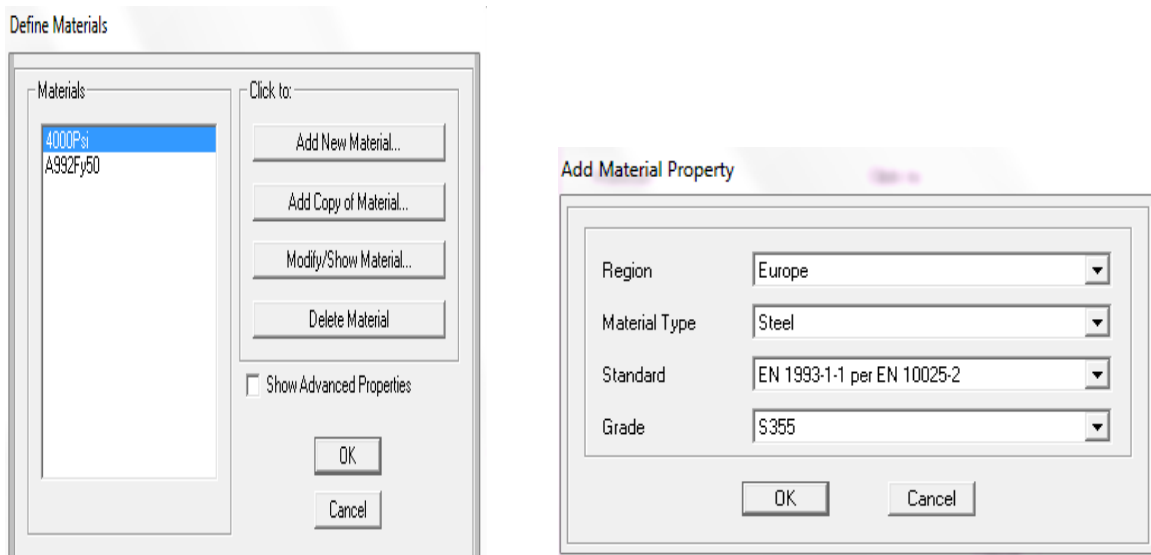
Cette instruction permet de introduire les propriétés mécaniques et élastiques du matériau de la structure.

Le logiciel ayant des caractéristiques par défaut des deux matériaux, le béton et l'acier qui peuvent être changées selon les caractéristiques demandées.

Des types de matériaux peuvent être personnalisés en introduisant les propriétés mécaniques dans le menu réservé à cette option.

Propriété mécanique attribuées pour le calcul de la charpente métallique Steel yield stress, f_yContrainte élastique des profilés métalliques (E24 ou E36).

Define → define matériels → choisi add new.



V.5. FRAMES SECTIONS (Section des éléments FRAME) :

Define → define section → frame section.

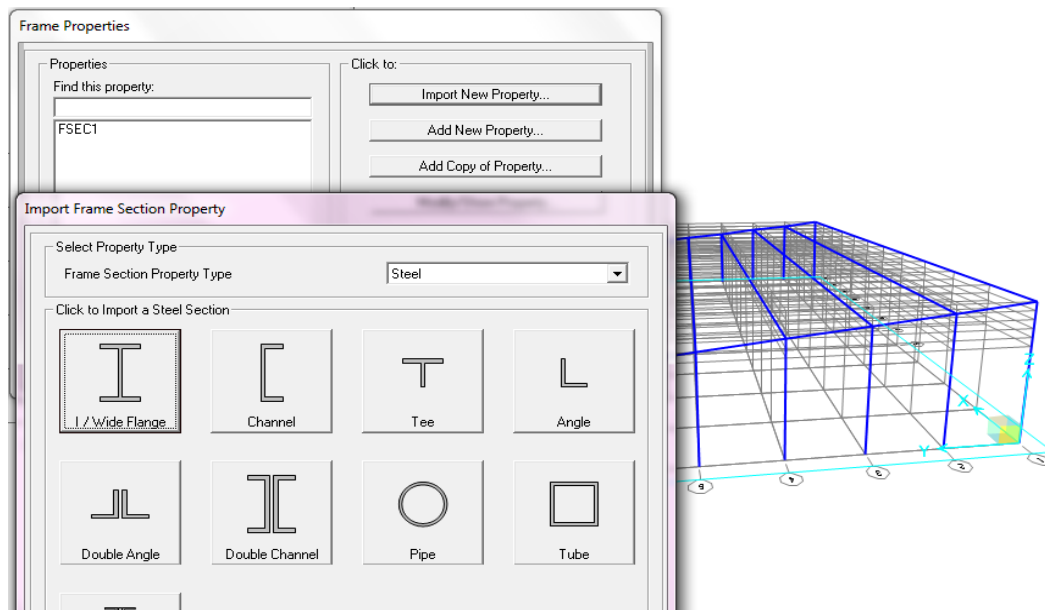
Puis I/wide flange puis choisie EURO.PRO.

Les caractéristiques géométriques des éléments doivent être spécifiées pour chaque groupe d'éléments de même dimensions.

Ces propriétés peuvent être introduites directement en termes de caractéristiques prismatiques : aire de section droite de la barre, moments d'inertie par rapport aux axes locaux 2 et 3, constante de torsion, hauteurs de la barre selon les axes locaux 2 et 3 pour prise en compte de déformations dues à l'effort tranchant.

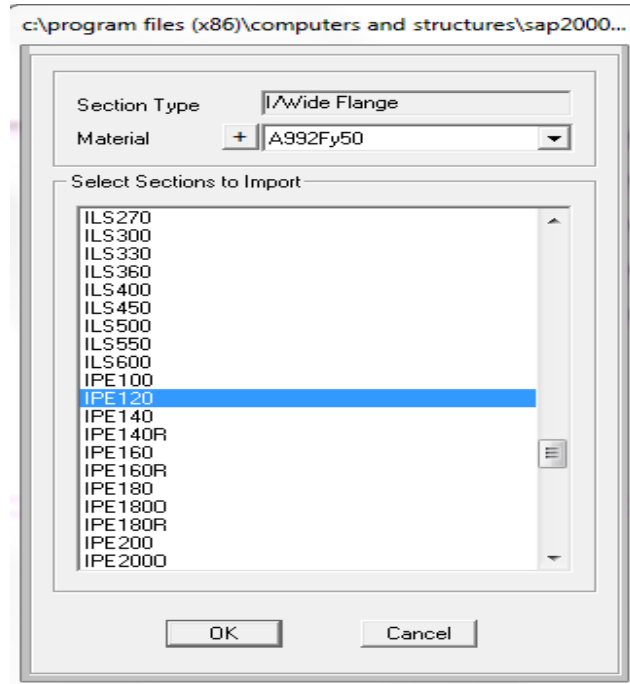
Cependant, ces propriétés peuvent aussi être spécifiées en termes des dimensions clés de la section, et le programme (logiciel) calcule automatiquement les propriétés nécessaires pour l'analyse de la structure et pour la vérification de la structure.

SAP 2000 présente aussi des possibilités de définition des caractéristiques géométriques à partir des bases de données (bibliothèque des profilés métalliques) des profilés acier standard ou des profilés à inerties variables. Ces types de profilés peuvent être importés à partir des fichiers suivant : Aisc.pro, Cisc.pro et Sections.pro, ainsi que Eoro.pro.



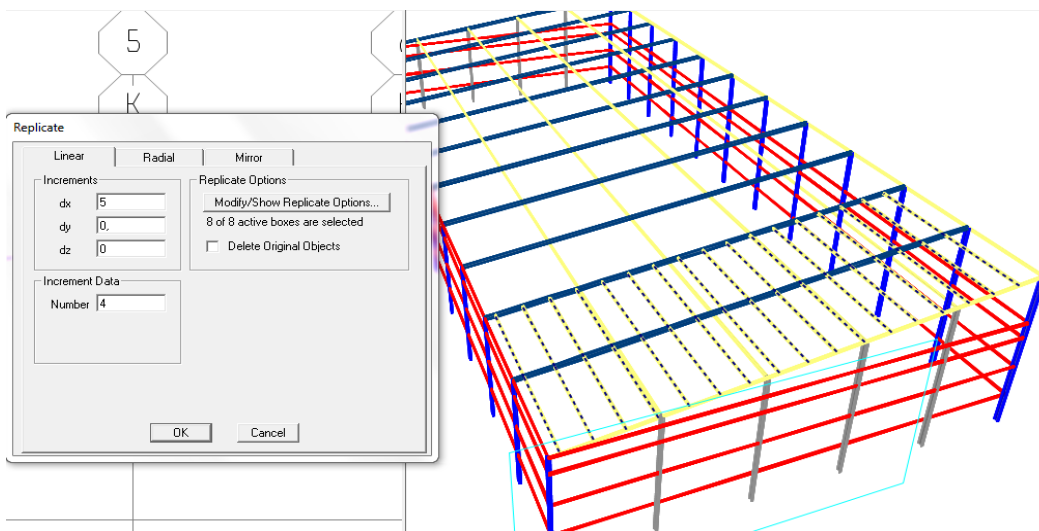
V.6. Dessin structure :

Dessin les potelets, le lisse bardage, les poteaux.



V.6.1. dessin les pannes :

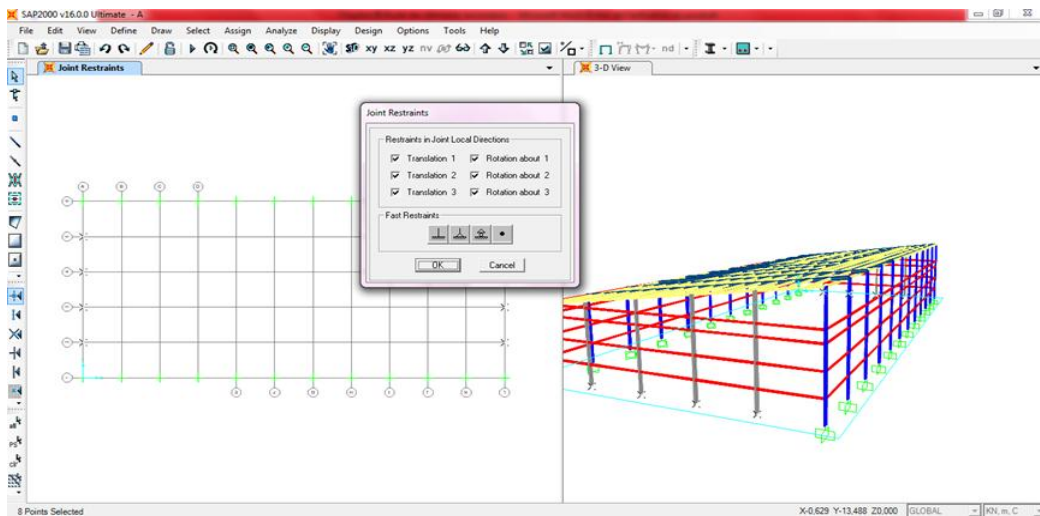
- Devise les pannes successive.
- Choisie les pannes principale.
- Edit \longrightarrow edit line \longrightarrow divie frames.
- Appliqué la distance qui nos choisie.
- Après dessin les pannes successive choisie replicate et terminé tous les pannes.



V.6.2. RESTRAINTS (Conditions aux appuis) :

Les supports peuvent être spécifiés comme articulés, encastrés, ou comme encastrés avec certaines relaxations. Le support articulé est considéré être libéré en rotation, et bloqué en translation. SAP2000 permet aussi de spécifier des constantes de ressort, en translation ou en rotation, ce qui permet la définition des appuis élastiques.

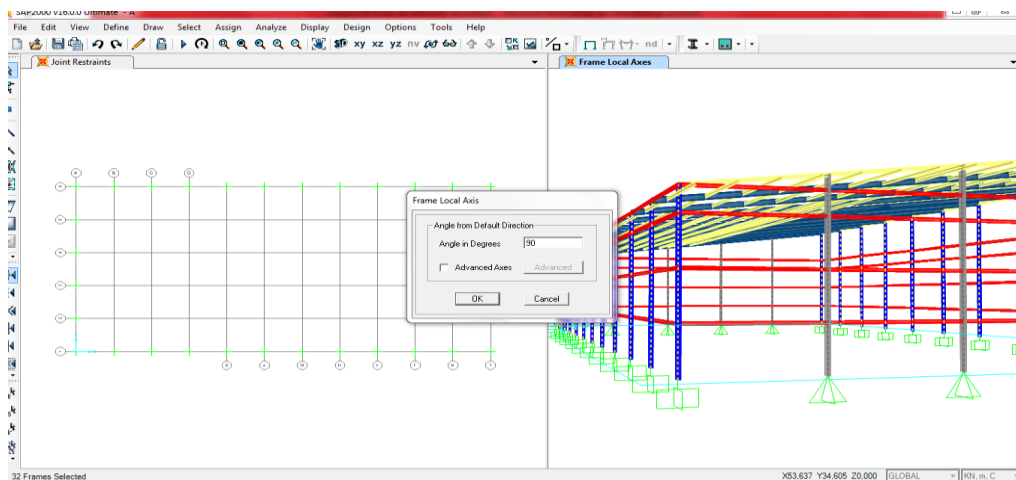
On a choisie encastrement-appuis double :



V.6.3. Vérifie la direction tous :

les panes, les lisses, les poteaux comme Par exemple on a sélectionné les poteaux choisie :

Assing → frame → local axe → Ajouté l'angle de rotation



V.6.4. Dessin le contreventement et appliqué les charges sur la toiture : G,V,Q

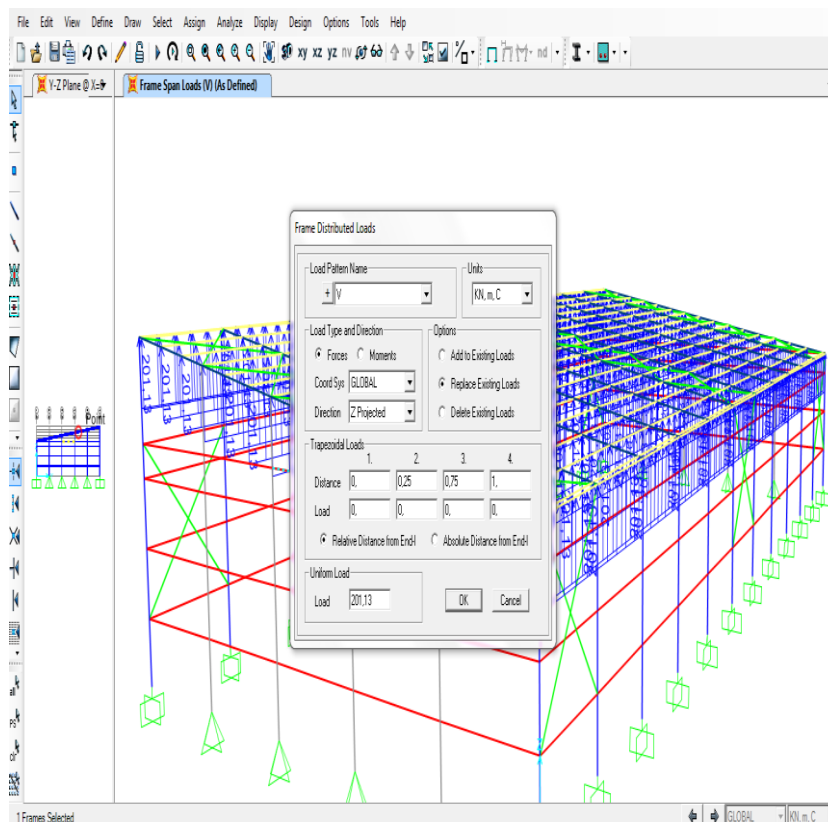
V.6.4.1. FRAME STATIC LOADS (Charges appliquées sur les éléments FRAME) :

Les charges appliquées sur les éléments FRAME peuvent être sous plusieurs formes dont on site :

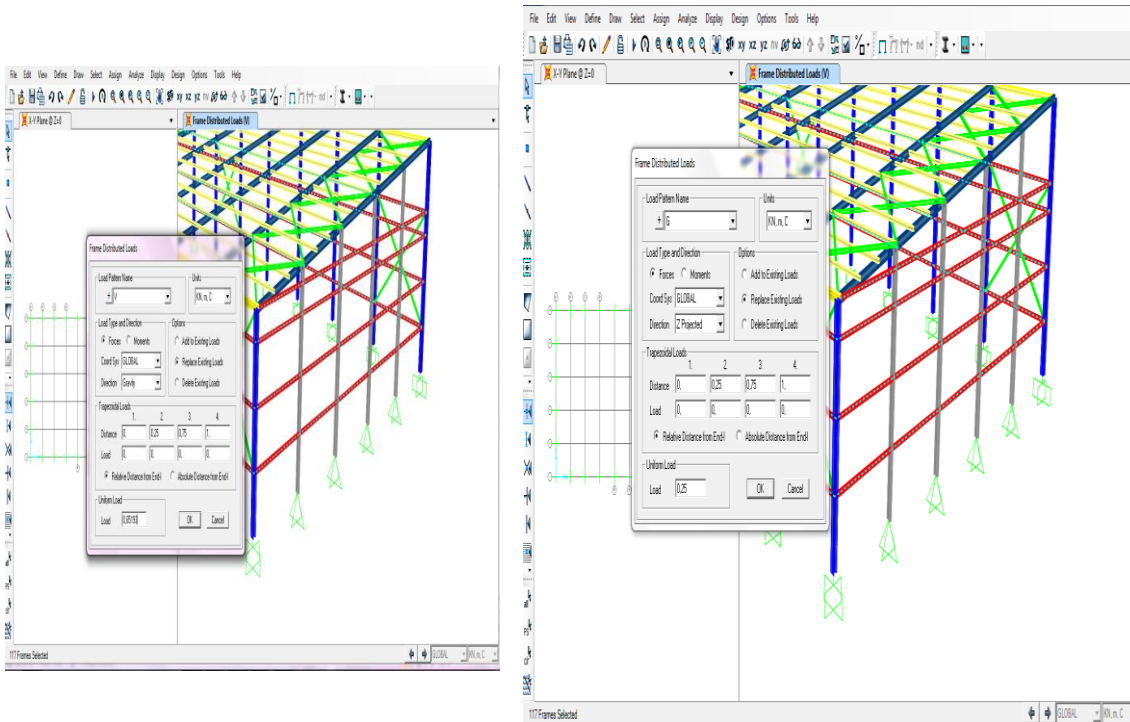
- Charges uniformément réparties.
- Charges trapézoïdales.
- Charges ponctuelles.

Les charges (forces ou moments) sont orientées selon les axes globaux de la structure ou aux axes locaux des éléments. Ces dernières sont spécifiées par leurs directions du

Chargement, points d'application pour les charges ponctuelles et trapézoïdales et ses valeurs.



V.6.4.2. appliqué la charge V, G sur les lisses :



V.7. Avant affiche les résultats nous sélectionnons les propriétés des éléments.

V.8. L'analyse :

Le programme offre les possibilités d'analyse suivantes :

- Analyse statique linéaire ;
- Analyse P-Delta ;
- Analyse statique non linéaire ;
- Analyse dynamique.

V.8.1. Analyse statique linéaire :

Un calcul statique linéaire permet de déterminer le champ de déplacement, les réactions aux appuis, les efforts internes aux nœuds et le champ de contraintes qui existent dans une structure soumise à divers chargements statiques plusieurs hypothèses sont faites implicitement :

- Comportement élastique linéaire des matériaux.
- Petites déformations.
- Petites rotations.

L'analyse statique linéaire est basée sur la méthode des déplacements qui consiste à satisfaire les forces d'équilibre et les comptabilités des déplacements de chaque nœud du modèle de la structure. Afin de réaliser l'analyse complète de la structure, la matrice de rigidité est obtenue par la superposition des contributions des différentes rigidités des barres et des éléments constituant la structure. Le vecteur force est composé des charges externes réparties aux nœuds de la structure. Le système d'équation à plusieurs inconnues (déplacement) ainsi obtenu est résolu en utilisant la méthode de décomposition de Cholesky qui est bien adapté pour ce type de problèmes.

V.9. MENU « DISPLAY » :

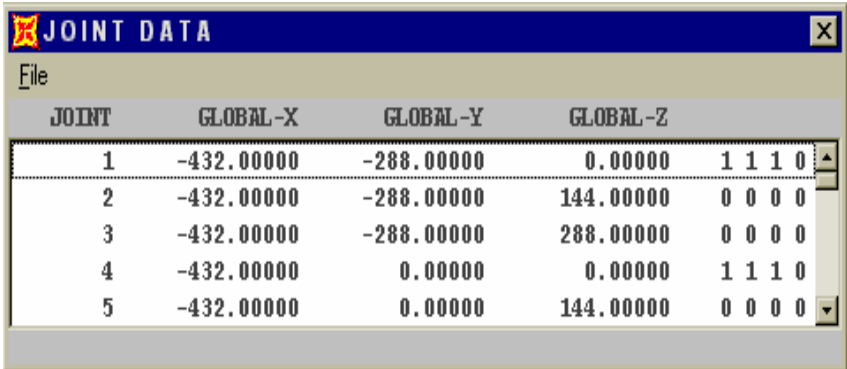
Le SAP 2000 facilite considérablement l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser :

V.9.1. SHOW LOADS (Visualisation graphique des forces) :


Cette instruction permet la visualisation graphique des charges et ces valeurs.

V.9.2. SHOW INPUT TABLES (Visualisation numérique de l'INPUT) :

L'instruction SHOW INPUT TABLES, permet la visualisation numérique des charges et les coordonnées géométriques des différents éléments de la structure.



JOINT	GLOBAL-X	GLOBAL-Y	GLOBAL-Z	
1	-432.00000	-288.00000	0.00000	1 1 1 0
2	-432.00000	-288.00000	144.00000	0 0 0 0
3	-432.00000	-288.00000	288.00000	0 0 0 0
4	-432.00000	0.00000	0.00000	1 1 1 0
5	-432.00000	0.00000	144.00000	0 0 0 0

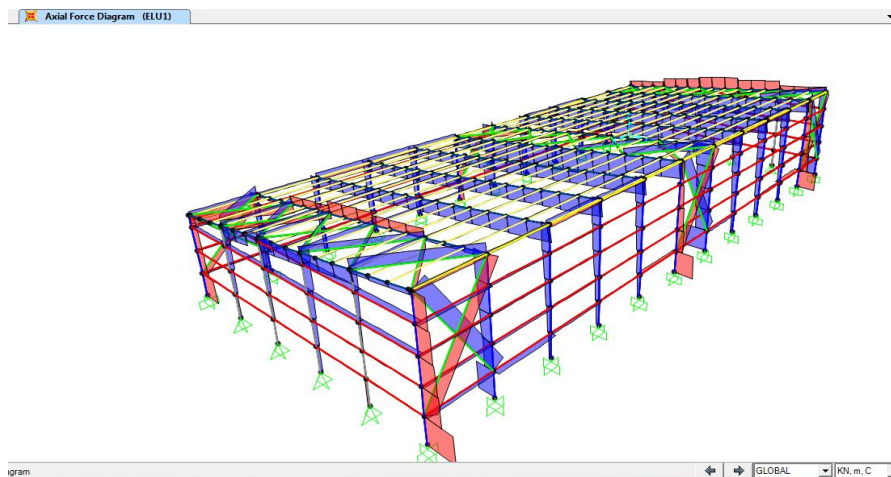
V.9.3. SHOW DEFORMED SHAPE  (Visualisation de la déformée du système).

V.9.4. SHOW ELEMENT FORCES / STRESSES (Visualisation des forces et contraintes) :

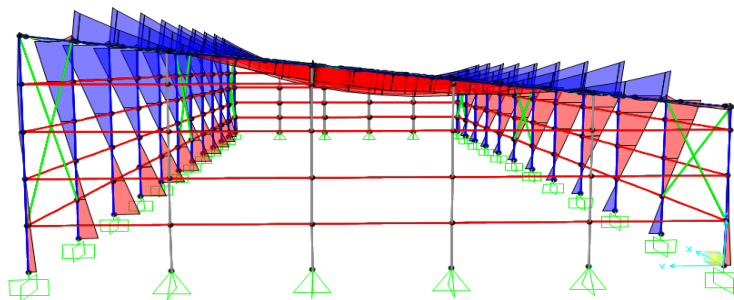
Les diagrammes des efforts tranchants, des efforts normaux ou des moments fléchissant peuvent être tracés pour la structure entière ou par élément.

Les champs ou contours des contraintes peuvent être visualisé pour les éléments plans ou volumiques.

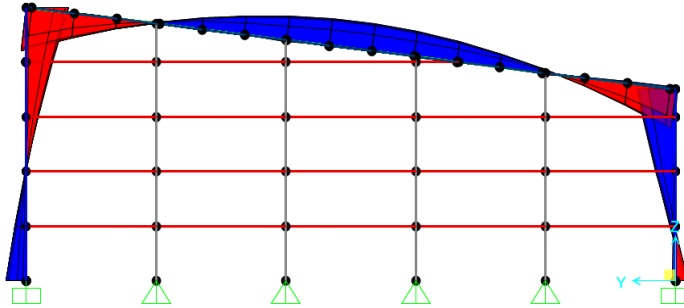
V.10. Quelques résultats :



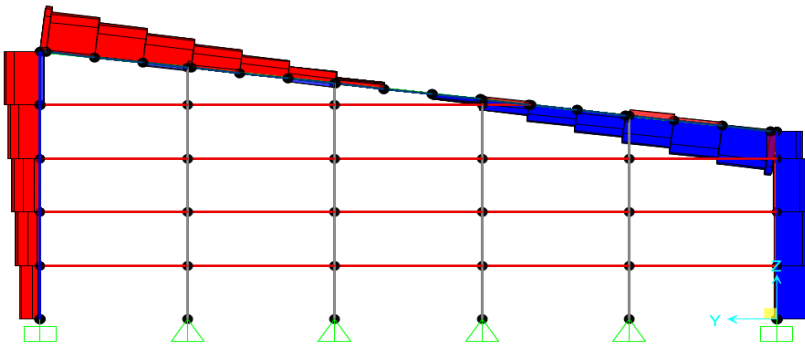
⇒ Moments des pannes :



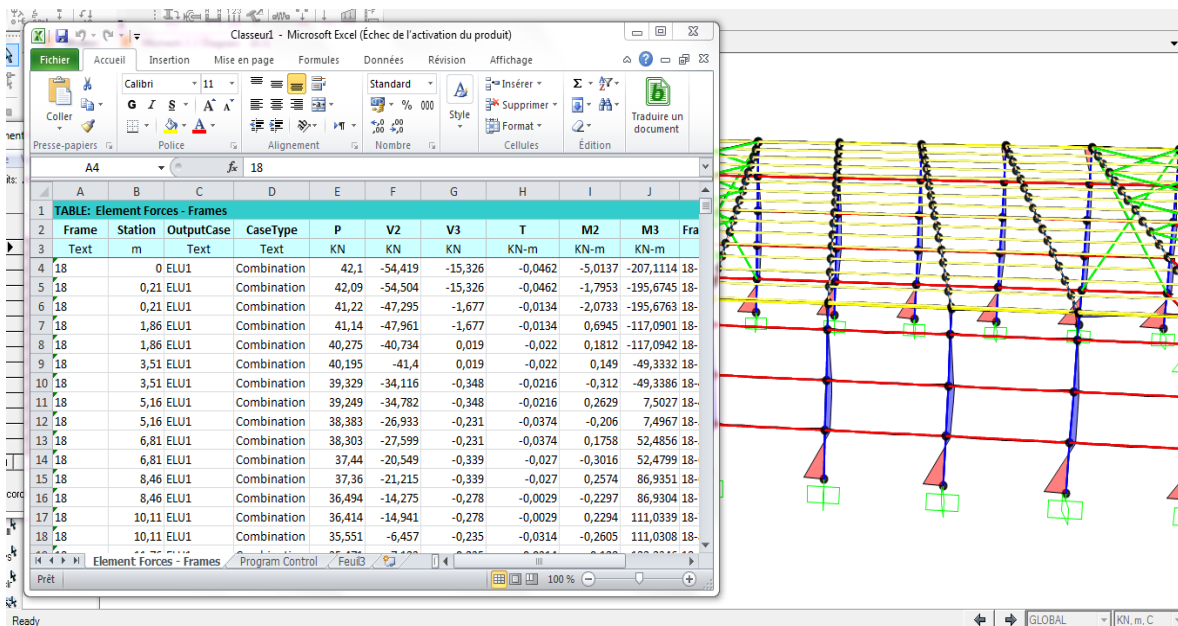
⇒ Moments de vent :



⇒ Nsd de vent de panne :



⇒ après run extrait le résultat à l'Excel :



Chapitre VI :

Vérification des éléments structuraux

VI.1. Introduction :

Après avoir modéliser la structure, on passe par la vérification des éléments porteurs compte-tenu les sollicitations obtenues d’après la modélisation par **SAP 2000V16** , ce qui fait l’objectivité de ce présent chapitre.

Ce chapitre est consacré au prédimensionnement des éléments structuraux, pour garantir l’aptitude au service et la sécurité structurale de cet élément constituant la structure porteuse. Il est donc important de passer impérativement à la phase de dimensionnement primaire selon les charges agissantes sur ces éléments.

VI.2. Justification des poteaux :

On choisit un profilé à chaud en **HEA 240** et on vérifie sa résistance.

VI.2.1. Caractéristiques du profilé du poteau :

Tableau VI.01 : Caractéristiques du profilé HEA 240.

HEA 240					
h mm	b mm	tw mm	tf mm	r mm	d mm
230	240	7.5	12	21	164
G Kg	A cm ²	Iy cm ⁴	iy cm	Iz cm ⁴	iz cm
60.3	76.8	7763	10.05	27.69	6.00
Avz cm ²		W ply cm ³		W plz cm ³	
25.18		744.6		351.7	

VI.2.2. Efforts sollicitant :

Le moment élastique maximal $M_{y.sd}$ obtenu par le **SAP2000** :

$$M_{y.sd} = 303,521 \text{ KN.m}$$

L’effort normal élastique maximal N_{sd} à partir les résultats de modélisation sur **SAP2000** :

$$N_{sd} = 96,673 \text{ KN.m.}$$

VI.2.3. Classe de la section transversale :

VI.2.3.1. Classe de l'âme comprimée :

$$\frac{d}{t_w} \leq 33 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\frac{164}{7.5} \leq 33 \sqrt{\frac{235}{235}} \quad 21.86 \leq 33$$

⇒ L'âme est de classe I

VI.2.3.2. Classe de la semelle comprimée :

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

$$\frac{120}{12} = 10 \leq 10$$

⇒ La semelle est de classe I

Donc la section globale est de classe I

VI.2.4. Vérification vis-à-vis la Condition de résistance « moment fléchissant +effort normal »

On doit vérifier que :

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

• Détermination de moment plastique $M_{ply.Rd}$:

$M_{ply.rd}$: moment plastique donnée par l'Eurocode 3 selon la formule suivante :

$$M_{ply.rd} = \frac{W_{ply} * F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{744600 * 235}{1.1} = 1590.7 \text{ KN.m}$$

$N_{ply.rd}$: l'effort normal plastique obtenu par la formule suivante :

$$N_{pl.rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{7680 * 235}{1.1} = 164.07 \text{ KN.m}$$

Donc la condition de résistance est comme suit :

$$\left(\frac{303.521}{1590.7} \right) + \left(\frac{96.673}{164.07} \right)^2 = 0.53 \leq 1$$

.....**La condition est vérifiée.**

VI.2.4.1. Vérification vis-à-vis le flambement :

Les poteaux ont des résistances suffisant contre le flambement si la condition suivante est

Vérifiée :

$$N_{sd} < N_{pl.rd}$$

$$N_{pl.rd} = \frac{X * \beta_A * A * f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$N_{pl.rd}$: Résistance au flambement

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

$\gamma_{M1} = 1.1$

A : section de profilé.

f_y : Limite d'élasticité.

χ : Coefficient de réduction.

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda}{93.9 \varepsilon}$$

Facteur d'imperfection α :

La valeur de facteur α est donnée en fonction de courbe de flambement approprié. La détermination de courbe de flambement se fait à l'aide de tableau D.4 (EC3, annexe D) et les paramètres suivants :

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

$$\frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0.96 \leq 1.2 \text{ mm}$$

$$t_f = 7 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

le facteur d'imperfection, d'après le tableau D.3 (EC3, annexe D) :

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

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

– L'élancement réduit :

Plan (y-y) :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{500}{10.05} = 49.75$$

Plan (z-z) :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{500}{6} = 83.3$$

$$\bar{\lambda}_{max} = (\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = 83.3 \quad ; \quad \lambda_1 = 93.9$$

➤ **L'élancement**

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] = \frac{83.3}{93.9} = 0.88$$

X : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b : d'où

$$X = 0,6612 \text{ [ANEXXE D]}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{X * \beta_A * A * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.6612 * 1 * 76.80 \cdot 10^{-4} * 235}{1.1} = \mathbf{108.48 \text{ KN}}$$

$$N_{max \cdot sd} = \mathbf{96.673 \text{ KN}}$$

$$N_{sd} < N_{plrd} = 96.67 \text{ KN} < 108.48 \text{ KN}$$

La condition de résistance au flambement est vérifiée.

Donc il n'y a pas risque de flambement.

VI.3. Justification des traverses :

La stabilité statique doit être assurée tant au niveau de la structure globale qu'au niveau de chaque élément pris séparément. C'est pourquoi il est exigé de procéder au calcul de la structure sous toutes les combinaisons possibles définies d'une manière réglementaire. 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 pour garantir le degré de sécurité souhaité.

➤ On choisit une section en laminé à chaud **IPE 240**, que nous allons vérifier

VI.3.2. Charges réparties sur la traverse :

- Poids du panneau sandwich.
- Poids des pannes.
- Poids propre de la traverse.
- Charge d'entretien.

VI.3.3. Caractéristiques du profilé de la traverse :

Tableau VI.02 Caractéristiques du profilé pour les traverses.

IPE240						
h mm	b mm	tw mm	tf mm	r mm	d mm	
240	120	6.2	9.8	15	190.4	
G Kg/m	A cm ²	Iy cm ⁴	iy cm	Iz cm ⁴	iz cm	
30.7	39.1	3892	9.97	283.6	2.69	
Avz cm ²		W pl y cm ³		W pl z cm ³		
19.14		366.6		73.92		

VI.3.4. Efforts sollicitant :

Les efforts sollicitant les plus défavorables sont pris des résultats obtenus après introduction des données et passage du logiciel **SAP 2000** :

- Nsd = 87.932 kN
- Msd = 296.772 kN.m
- Vsd = 79.018 kN

VI.3.4.1. Classe de la section transversale :

- **Classe de l'âme comprimée :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 33 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\frac{190.4}{6.2} \leq 33 \sqrt{\frac{235}{235}} = 30.70 \leq 33$$

⇒ L'âme est de classe I

- **Classe de la semelle comprimée :**

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

$$6.12 \leq 10$$

⇒ La semelle est de classe I

Donc la section globale est de classe I

VI.3.4.2. Condition de résistance :

$$A_{vz} = A - 2btf + (tw + 2r)tf = 135.14 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{135.14 * \left(\frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 166685.74 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = -75.018 < 50\% V_{pl,Rd} = 83342.87 \text{ KN}$$

Donc, on ne tient pas compte de l'effet de l'effort tranchant dans la vérification

$$\left[\frac{M_{sd}}{M_{pl,Rd}} \right]^1 + \left[\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \right]^2 \leq 1$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_m} = \frac{366600 * 235}{1.1} = 7831.909 \text{ kN.m}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_m} = \frac{3910 * 235}{1.1} = 835.318 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$\left[\frac{296.772}{7831.909} \right] + \left[\frac{87.932}{835.318} \right]^2 = 0.03 + 0.1 = 0.13 \leq 1$$

.....**La condition de résistance est vérifiée.**

VI.3.4.3. Résistance de la traverse au déversement :

Le moment résistant de déversement est donnée par:

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

$\beta_w = 1$ (sections de classe 1).

χ_{LT} : Coefficient de réduction.

$$X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}}$$

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

Le coefficient de réduction dépend de l'élancement $\bar{\lambda}$, qui est en fonction de moment critique de déversement M_{cr} , et de coefficient d'imperfection α_{LT} .

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\beta_w \cdot W_{pl.y} \cdot f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0.5}$$

$$\text{Où : } \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \quad \varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\text{Donc : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \quad ; \quad \lambda_1 = 93.9$$

L'élancement λ_{LT} pour les profils doublement symétriques donné par la formule suivante (annexe F de **EC3**) :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} \quad [\text{Annexe F EC03 partie 1-1}]$$

C_1 : est le coefficient qui tient compte le cas de chargement et les conditions des appuis, donnés par la relation suivante :

$$C_1 = 1.88 - 1.4\Psi + 0.52\Psi^2 \leq 2.7\Psi = 0$$

$$C_1 = 1.88$$

Ce qui résulte :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{583}{2.69}}{1.88^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{2.69}{\frac{24}{9.8}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 35.50$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{35.50}{93.9} * 1^{0.5} = 0.37$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.37 \leq 0.4 \quad \text{il ne ya pas risque de déversement}$$

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

$$\phi_{LT} = 0.5[1 + 0.21(0.37 - 0.2) + 0.37^2] = 0.58$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = \frac{1}{0.58 + \sqrt{0.58^2 - 0.35^2}}$$

$$\chi_{LT} = 0.95$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot M_{PLY} = 0.95 * 78319.09$$

$$M_{b,Rd} = 74403.13 \text{ KN.m} > M_{sd} = 296.772 \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

Donc : La traverse en **IPE 240** résiste au déversement.

VI.4. Justification des contreventements :

VI.4.1. Contreventement Vertical :

On choisit une cornière en **L70x70x7** et on vérifie sa résistance.

$$N_{sd} < N_{pl,Rd}$$

Avec : $N_{sd,max} = 4.854 \text{ KN}$

VI.4.1.1. Les éléments comprimés :

VI.4.1.1.1. Vérification au flambement :

$$N_{c,Rd} = \frac{X * \beta_A * A * f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$N_{c,Rd}$: Résistance au flambement

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

$\gamma_{M1} = 1.1$

A : section de profilé.

f_y : Limite d'élasticité.

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda}{93.9 \varepsilon}$$

Facteur d'imperfection α :

La valeur de facteur α est donnée en fonction de courbe de flambement approprié. La détermination de courbe de flambement se fait à l'aide de tableau D.4 (EC3, annexe D) et les paramètres suivants :

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

$$\frac{h}{b} = \frac{700}{700} = 1 \leq 1.2 \text{ mm}$$

$$t_f = 7 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

Le facteur d'imperfection, d'après le tableau D.3 (EC3, annexe D) :

Axe (y-y) : courbe a \longrightarrow $\alpha = 0,34$

Axe (z-z) : courbe b \longrightarrow $\alpha = 0,49$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{y,z}} = \frac{500}{2.13} = 234.74$$

$$\lambda_1 = 93.9$$

– L'élancement réduit :

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] = \frac{274.72}{93.9} = 2.5$$

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

d'où $X = 0,1325$ [ANNEXE D]

VI.4.1.1.2. Résistance au flambement :

$$N_{c,rd} = \frac{X * \beta_A * A * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.1325 * 1 * 5.82. 10^{-4} * 235}{1.1} = 1.64 \text{ KN}$$

$N_{c,sd} < N_{c,rd} = 4.854 \text{ KN} < 1.64 \text{ KN} \dots \dots \dots$ **La condition non vérifiée.**

Il n'y a risque de flambement.

Donc on à changer directement le cornière à **L90x90x9**

$N_{c,sd} = 8.074 \text{ KN}$ Par logiciel **SAP 2000** :

$$\frac{h}{b} = \frac{900}{900} = 1 \leq 1.2 \text{ mm}$$

$$t_f = 9 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

– L'élancement :

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{y,z}} = \frac{500}{2.73} = 183.15 \quad ; \lambda_1 = 93.9$$

– L'élancement réduit :

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] = \frac{183.15}{93.9} = 1.95$$

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

d'où $X = 0,1962$ [ANNEXE D]

➤ **Résistance au flambement :**

$$N_{c.rd} = \frac{X * \beta_A * A * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.1962 * 1 * 1550 * 235}{1.1} = 64.96 \text{ KN}$$

$$N_{c.sd} < N_{c.rd} = 8.074 \text{ KN} < 64.96 \text{ KN}$$

.....**La condition de résistance est vérifiée.**

Donc il n'y a pas risque de flambement.

VI.4.2. Contreventement horizontale :

On choisit une cornière en **L60x60x6** et on vérifie sa résistance.

$$N_{c.sd} < N_{c.rd}$$

Avec : $N_{c.sd} = 2.398 \text{ KN}$

VI.4.2.1. Les éléments comprimés :

VI.4.2.1.1. Vérification au flambement :

$$N_{c.rd} = \frac{X * \beta_A * A * f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$N_{c.rd}$: Résistance au flambement.

$\beta_A = 1$ (Pour les sections de classe I).

$\gamma_{M1} = 1.1$

A : section de profilé.

f_y : Limite d'élasticité.

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit .

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda}{93.9 \varepsilon}$$

Facteur d'imperfection α :

La valeur de facteur α est donnée en fonction de courbe de flambement approprié. La détermination de courbe de flambement se fait à l'aide de tableau D.4 (EC3, annexe D) et les paramètres suivants :

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

$$\frac{h}{b} = \frac{600}{600} = 1 \leq 1.2 \text{ mm}$$

$$t_f = 6 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

le facteur d'imperfection, d'après le tableau D.3(EC3, annexe D) :

Axe (y-y) : courbe a \longrightarrow $\alpha = 0,34$

Axe (z-z) : courbe b \longrightarrow $\alpha = 0,49$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{y,z}} = \frac{500}{1.82} = 274.72 \quad ; \quad \lambda_1 = 93.9$$

– L'élancement réduit :

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] = \frac{274.72}{93.9} = 2.5$$

X : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement c : d'où X = 0,1325.

VI.4.2.1.2. Résistance au flambement :

$$N_{c,rd} = \frac{X * \beta_A * A * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.1325 * 1 * 6910 * 235}{1.1} = 195.60 \text{ KN}$$

$N_{c,sd} < N_{c,rd} = 2.398 \text{ KN} < 195.60 \text{ KN} \dots \dots \dots$ **La condition de résistance est vérifiée.**

Chapitre VII :

Calcul des assemblages

VII.1. Introduction :

Un assemblage est un dispositif de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elle en transmission et répartition des diverses sollicitation entre les pièces.

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une

Importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction , Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc de point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels ; En cas de défaillance d'un assemblage , c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause .

- Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants.
- Les abouts des éléments structurels liaisonnés.
- Les pièces accessoires de liaison.
- Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les Composants en présence.

VII.2. Rôle des assemblages :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion.

Pour réaliser une structure métallique; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés).
- Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages.
- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et les tranchants.

- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

VII.3. Fonctionnement des Assemblages :

VII.3.1. Les principaux modes d'assemblages sont :

a. le rivetage :

Ce méthode d'assemblage a été le premier mis en œuvre de manière généralisée par ma construction métallique, il est aujourd'hui pratiquement abandonné au profit des assemblages boulonnés.

b. Le boulonnage :

Le boulonnage consiste 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 notre cas on a utilisé le boulon de haute résistance (HR) il comprend une vis à tige filetée une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance.

On distingue deux types de boulons qui se différencient caractéristiques mécaniques plus ou moins élevées.

- les boulons ordinaires.
- les boulons à haute résistance.

Tableau VII.01 : Valeur de la section résistante A_s des boulons à la traction.

Diamètre nominale Du boulon d (mm)	14	16	18	20	22	24	26
Section résistance A_s (mm ²)	115	157	192	245	303	353	459

Tableau VII.02:Caractéristiques mécaniques des aciers pour boulons.

	Classe de qualité	F_{yb} [N/mm ²]	F_{ub} [N/mm ²]
De charpente	4.6	240	400
	5.6	300	500
à haute résistance	8.8	640	800
	10.9	900	1000

c. Le soudage :

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler.

d. Le coulage :

C'est le type d'assemblage le moins utilisé dans la charpente métallique. Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux il y a lieu de distinguer. Parmi l'assemblage:

- **Les assemblages articulés** : qui transmettront uniquement les efforts normaux et tranchants.
- **Les assemblages rigides** : qui transmettront en outre les divers moments.

VII.3.2. Fonctionnement par obstacle :

C'est le cas des boulons ordinaire, non précontraints, dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnent en cisaillement.

VII.3.3. Fonctionnement par adhérence :

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.

VII.3.4. Fonctionnement mixte :

C'est le cas de rivetage (et dans les cas extrêmes, du boulonnage HR), à savoir que les rivets assurant la transmission des efforts, par adhérence des pièces jusqu'à une certaine limite, qui lorsqu'elle est dépassée, fait intervenir les rivets par obstacle, au cisaillement.

VII.3.5. Coefficient de frottement :

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

– Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc.

$\mu = 0,50$ pour les surfaces de la classe A.

$\mu = 0,40$ pour les surfaces de la classe B.

$\mu = 0,30$ pour les surfaces de la classe C.

$\mu = 0,20$ pour les surfaces de la classe D.

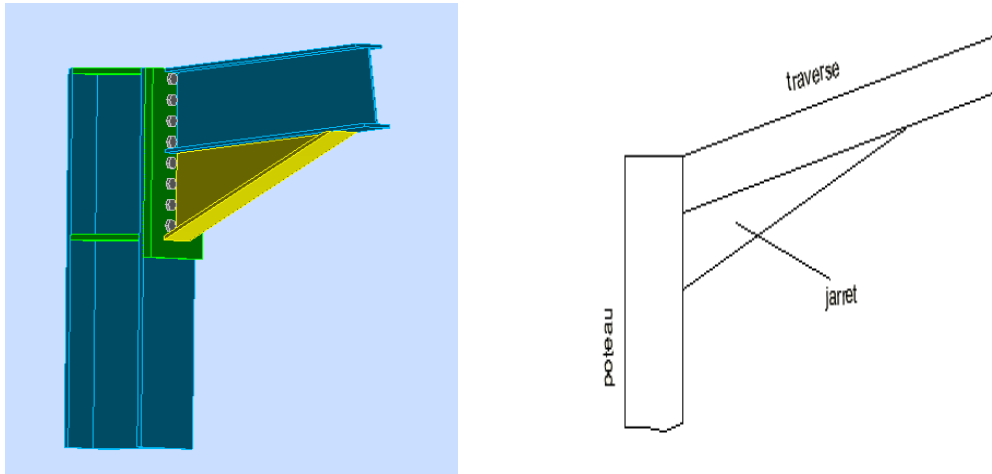
VII.4. Calcul des assemblages par boulons :

Il existe types de boulons HR10 :

➤ Les boulons ordinaires, non précontraints, ce type d'assemblage, de moins en moins utilisé aujourd'hui, est pratiquement réservé aux constructions provisoires, donc démontables, ou aux constructions sommaires et secondaires.

➤ Les boulons HR, présente le même aspect qu'un boulon ordinaire, un boulon HR (Haute Résistance) est constitué d'acier à haute limite élastique et comporte une rondelle incorporé à la tête. Donc le coefficient de frottement (μ) entre les éléments d'une connexion joue un rôle prépondérant.

VII.4.1 Assemblage poteau _ traverse :[ANNEXE E]



FigureVII.01 : Vue 3D d'Assemblage poteau _ traverse.

⇒ Soit un assemblage poutre/poteau sollicité par :

- Un moment fléchissant $M = 76 \text{ KN.m}$.
- Un effort tranchant $Q = -17 \text{ KN}$.
- Un effort normal $N = 99 \text{ KN}$.

Et constitué de 7 boulons HR10.9 class du boulon :

- Coefficient de frottement $\mu = 0,3$.
- $d=18 \text{ mm}$ diamètre du boulon.
- Epaisseur platine : 22 mm .

On va déterminer le diamètre des boulons, sachant que la poutre est un IPE 240 et le poteau un HEA 240.

VII.4.1.1. Vérification de l'assemblage sous M et N:

Caractéristique de l'IPE 240.

$h = 240 \text{ mm}$; $e_s = 9.8 \text{ mm}$.

$h' = 231 \text{ mm}$; $e_a = 6.2 \text{ mm}$.

$A = 39.1 \text{ cm}^2$; $b_b = 120 \text{ mm}$.

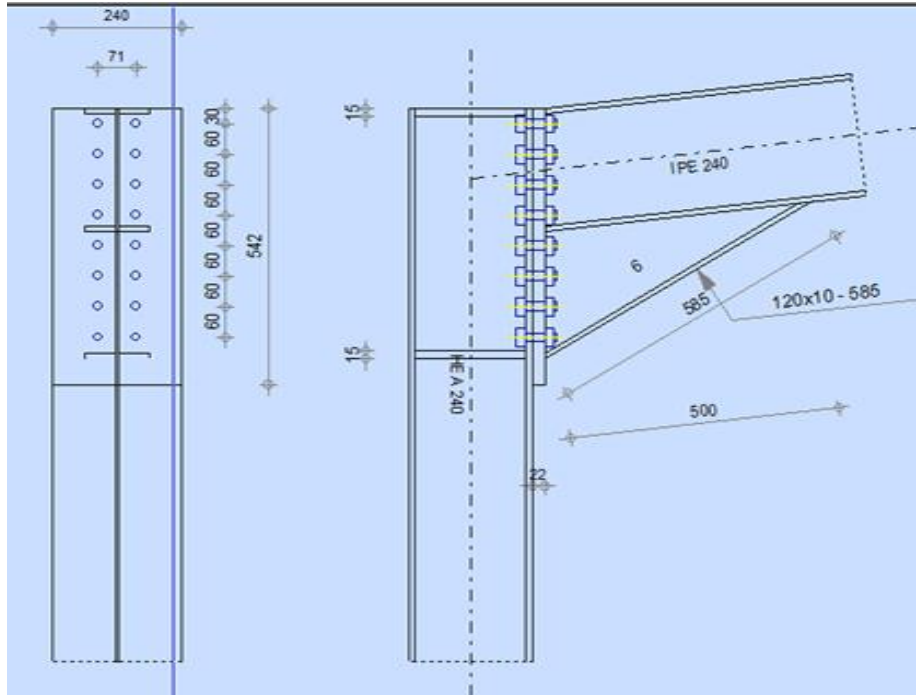


Figure VII.02 : Schéma d'Assemblage poteau _ traverse.

➤ **Moment extérieur :**

$$M_e = M + N h' * \frac{b * e_s}{A} = 76.068 \text{ kN.m}$$

➤ **Efforts dans les boulons :**

La zone tendue est définie par X.

$$X = t_{fb} \sqrt{\frac{b_b}{t_{wb}}} = 43.11 \text{ mm}$$

La ligne inférieure de boulons étant située en zone comprimée, il reste donc 7 boulons sollicités en traction.

d1 = 46 cm ;

d4 = 28 cm.

d2 = 40 cm ;

d5 = 22 cm.

d3 = 34 cm ;

d6 = 16 cm ;

d7 = 10 cm.

$\sum d_i = 196 \text{ cm.}$

$$\sum d_i^2 = 6496 \text{ cm}^2.$$

D'où :
$$N_i = \frac{M_e * d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{7606.8 * 10^2 * 46}{6496} = 5387 \text{ daN}$$

$$N_2 = 4684 \text{ daN}$$

$$N_3 = 3982 \text{ daN}$$

$$N_4 = 3279 \text{ daN}$$

$$N_5 = 2577 \text{ daN}$$

$$N_6 = 1874 \text{ daN}$$

$$N_7 = 1171 \text{ daN}$$

$$\sum N_i = 22954 \text{ daN}$$

Il faut que :
$$N_1 \leq 0.8 * A_s * \sigma_b$$

Soit: pour les boulons HR10.9.

$$A_s \geq 175 \text{ mm}^2 \text{ soit diamètre } 18 \text{ mm.}$$

$$A_s = 192 \text{ mm}^2 .$$

$$5387 \text{ daN} \leq 0.8 * 192 * 90 = 13824 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiées}$$

VII.4.1.2. Vérification de l'assemblage sous Q:

VII.4.1.2.1. L'effort tranchant sollicitant un boulon vaut:

$$Q_1 = \frac{Q}{n} = \frac{1700}{7} = 242.85 \text{ daN}$$

Il faut vérifier que
$$Q_1 \leq 1.1 * P_V$$

Boulons HR10.9 diamètre 18 mm.

$$P_v = 0.8 * 192 * 90 = 13824 \text{ daN.}$$

$$Q_1 = 242.85 \leq 1.1 * 13824 * 0.3 = 4562 \text{ daN.}$$

242.85 daN ≤ 4562 daNLa condition est vérifiée.

VII.4.1.2.2. Vérification de la pression diamétrale :

$$\frac{Q_1}{d * e} = \frac{242.85}{18 * 22} = 0.62 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2} < 46e = 0.96$$

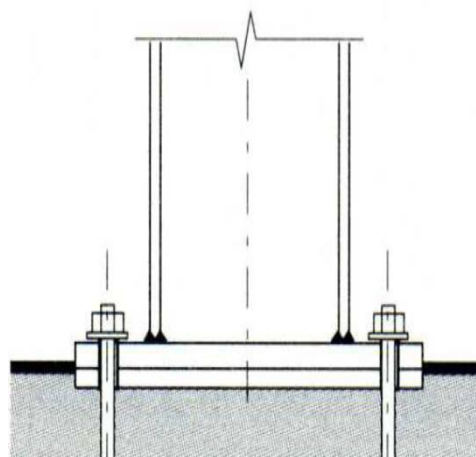
0.62 daN/mm² < 0.96 daN/mm².....La condition est vérifiée.

VII.4.2. Calcul des platines et des ancrages en pieds de poteaux (encastre) :

[ANNEXE E].

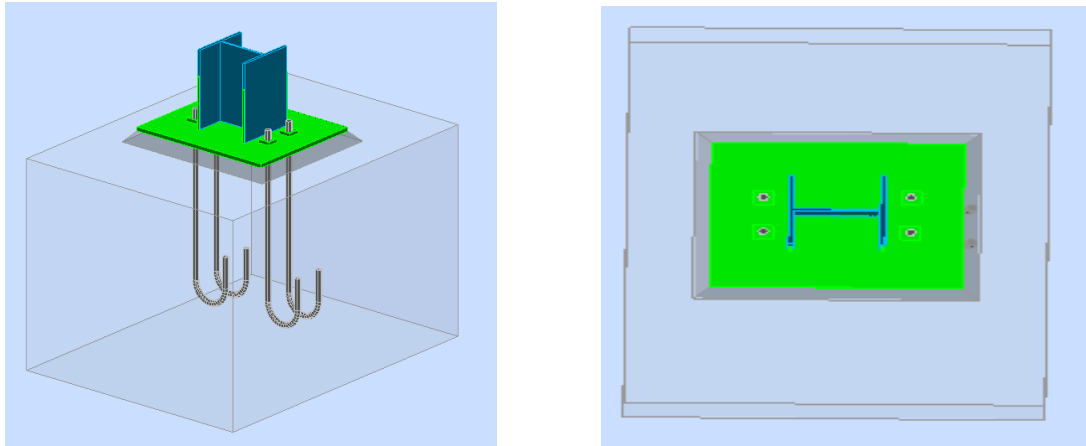
Les bases des poteaux et les tiges d'ancrage sont des éléments de continuité qui assurent la transmission des efforts de la superstructure aux fondations, ce sont des dispositifs de liaisons.

Ces derniers sont constitués d'une plaque d'assise appelée platine assurant la réduction de la pression dans le béton, soudée au poteau reposant sur la fondation et fixée par des écrous aux tiges d'ancrage qui sont noyées dans le béton.

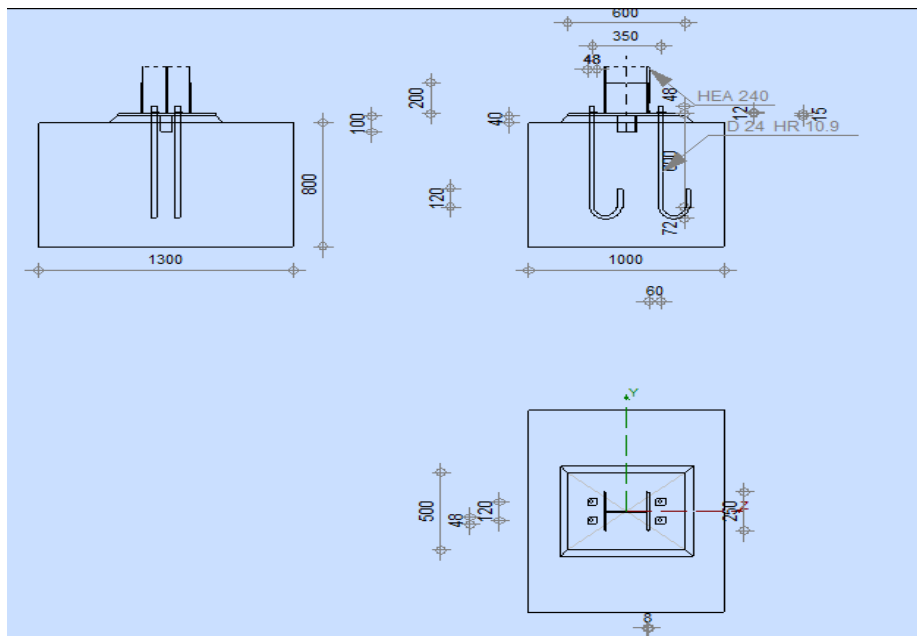


Les calculs vont consister à :

- Déterminer la surface de la platine, en fonction de la contrainte admissible $\bar{\sigma}_b$ de compression du béton du massif de fondation.
- Déterminer l'épaisseur de la platine, en fonction de la contrainte de flexion calculée au droit de chaque ligne de pliage.
- Déterminer les boulons d'ancrage, en fonction des efforts de traction engendrés soit par un moment en pied (encastrement), soit par un soulèvement au vent.



FigureVII.03 : Vue 3D d'Assemblage pieds de poteaux encastré type et emplacement pour les boulons d'ancrage.



FigureVII.04 : Schéma d'Assemblage pieds de poteaux encastré type et emplacement pour les boulons d'ancrage.

➤ Dans ce cas, le poteau est **HEA240**, encastré en pied, le poteau est sollicité en pied par un effort normal centré N et un moment de flexion M , ce qui est équivalent à un

effort N excentré de $e = \frac{M}{N}$

– Effort de traction sollicitant les boulons de gauche : $T = A \cdot \sigma$

– Effort de traction sollicitant le béton sous la platine : $C = \frac{1}{2} b h' \sigma_b$

- Si n est le coefficient d'équivalence acier-béton ($n = \frac{E_a}{E_b}$) ; on a :

$$\sigma_a = n\sigma_b \frac{h - h'}{h'}$$

- Ecrivons l'équilibre des forces : $N+T = C$ et celui des moments :

$$C(h - \frac{h'}{3}) = Nl = (C - T)l$$

- La combinaison des 3 relations précédentes conduit à l'équation suivante:

$$h'^3 + 3(l - h)h'^2 + 90A \frac{l}{b} h' - 90A \frac{l}{b} h = 0$$

⇒ La relation permet d'obtenir h' , et par la suite de vérifier σ_a et σ_b :

La contrainte de compression sur le béton est alors :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{h - \frac{h'}{3}} \leq \sigma_e$$

La contrainte de traction de l'acier est alors :

$$\sigma_b = \frac{2Nl}{bh'(h - \frac{h'}{3})} \leq \overline{\sigma_b}$$

⇒ Soit un assemblage sollicité par :

Les tiges seront dimensionnées avec :

- L'effort $N_t = 97.497 \text{ KN}$.
- Moment $M_y = 23.582 \text{ KN.m}$.
- effort tranchant $V = 68.25 \text{ KN}$.

Et constitué de 2 boulons HR10.9 class du boulon.

- Coefficient de frottement $\mu = 0,3$.
- diamètre des goujons $\Phi = 24 \text{ mm}$.
- Béton : $\overline{\sigma_b} = 100 \text{ daN/cm}^2$
- Le moment de daN.m est équivalent à un effort N excentré de :

$$e = \frac{23.582}{97.497} = 24 \text{ cm}$$

VII.4.2.1 Vérification de la contrainte de compression du béton :

$$A = 3.53 \text{ cm}^2 \longrightarrow A = 2 * 3.53 = 7.06 \text{ cm}^2$$

$$l = 100 \text{ cm}$$

$$h = 80 \text{ cm}$$

$$b = 130 \text{ cm}$$

⇒ L'équation du 3^e degré en h' s'écrit alors :

$$h'^3 + 3(l - h)h'^2 + 90A \frac{l}{b} h' - 90A \frac{l}{b} h = 0$$

$$h'^3 + 3(100 - 80)h'^2 + 90A \frac{100}{130} h' - 90A \frac{100}{130} 80 = 0$$

$$h'^3 + 60h'^2 + 488.76 h' - 39101.53 = 0$$

Et a pour solution **h' = 19.33 cm**

➤ La contrainte de compression sur le béton est alors :

$$\sigma_b = \frac{2 * 9749.7 * 100}{130 * 19.33(80 - \frac{19.33}{3})} = 10.54 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \leq \overline{\sigma_b} = 100 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

.....**La condition est vérifiée.**

➤ Vérification des goujons à la traction :

$$\sigma_a = \frac{9749.7}{7.06} \frac{100 - 80 + \frac{19.33}{3}}{80 - \frac{19.33}{3}} = 254.3 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \leq f_y = 2350 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

.....**La condition est vérifiée.**

⇒ Donc Effort de traction sollicitant les boulons de gauche :

$$T = A \cdot \sigma_a = 7.06 * 254.3 = 1795.35 \text{ daN}$$

⇒ Effort de traction sollicitant le béton sous la platine :

$$C = \frac{1}{2} b h' \sigma_b = \frac{1}{2} * 130 * 19.33 * 10.54 = 13242.9 \text{ daN}$$

⇒ Si n est e coefficient d'équivalence acier-béton n=15

$$\sigma_a = 15 * 10.54 \frac{80 - 19.33}{19.33} = 496.21 \text{ daN/cm}^2$$

⇒ Ecrivons l'équilibre des forces : N+T = C et celui des moments :

$$C \left(h - \frac{h'}{3} \right) = Nl = (C - T)l$$

$$13242.9 \left(80 - \frac{19.33}{3} \right) = 9749.7 * 100$$

$$974103.73 \text{ daN.cm} \approx 974970 \text{ daN.cm}$$

Conclusion :

Donc l'assemblage qui on était étudier est très rigide et plus résisté de la structure.

Chapitre VIII :

Étude des fondations

VIII.1. Introduction :

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

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes.

On ne peut pas calculer les fondations que lorsqu'on connaît :

- la superstructure et ces charges.
- les caractéristiques du sol.

VIII.2. Choix des fondations :

Le choix du type de fondation a en général plusieurs paramètres qui sont :

- Le type de la structure.
- Les caractéristiques du sol.
- L'aspect économique.
- La facilité de réalisation.

Le choix du type de fondation avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 1,7 bar. Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles du type :

- Semelle isolée
 - semelle filante.
 - radier général.
- ❖ Surface nécessaire pour le choix de type de semelles :

$$\frac{N'_u}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec:

N'_u : C'est l'effort axial ultime tiré par la somme des efforts axiaux des poteaux obtenus à partir le SAP 2000.

$$N'_u = \sum Ni = 12345.68 \text{ kN}$$

S: l'aire de semelles

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol = 150 kN/m²

$$S \geq \frac{N'_u}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{12345.68}{170} = 72.621 \text{ m}^2$$

Donc: $S \geq 82.304 \text{ m}^2$

On déduit que la surface totale des semelles est inférieure à 50 % de la surface d'emprise du hangar (50% Stot=687.5m²).

Donc On a choisie à Semelle isolée :

VIII.3. Etude des semelles :

À Semelle isolée :

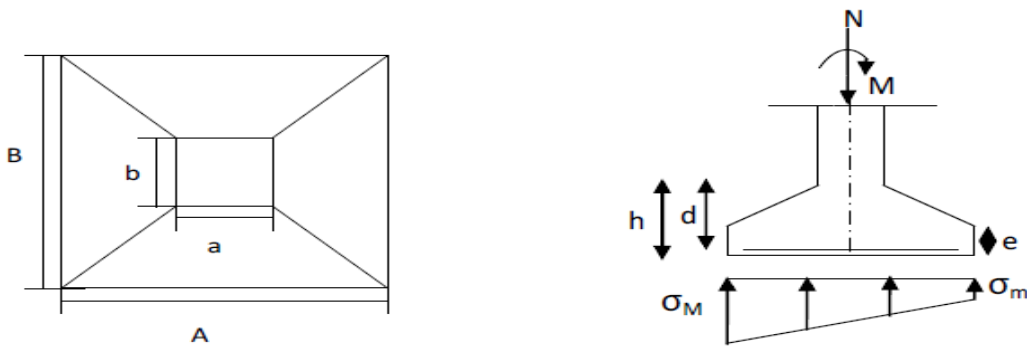


Figure VIII.01. Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.

VIII.3.1. Charges à prendre en considération :

Selon logiciel SAP 2000, on obtient :

Tableau VIII.01 : Les efforts sollicitant M et N de la semelle.

	Effort	
	N _{sd} (KN)	M _{sd} (KN.m)
ELU	97.49	41.18
ELS	36.72	20.30

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.7 \text{ bars} = 0.17 \text{ Mpa. [ANNEXE F]}$$

VIII.3.2. Dimensionnement des semelles « Poteau HEA240 » :

Étant donné qu'on a des poteaux a=60cm, b=50cm.

D'après Sap : le Poteau plus sollicité situé a peu près en central de la structure:

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \begin{cases} A = B * \frac{a}{b} \\ B = A * \frac{b}{a} \end{cases}$$

On a : a = 60cm, b = 50 cm

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{60}{50} = 1.2$$

$$A * B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sl}}$$

$$A * B \geq \frac{97.49}{170}$$

$$A * B \geq 1\text{m}^2$$

$$A = 1.2 * B \Rightarrow 1.2B^2 = 1$$

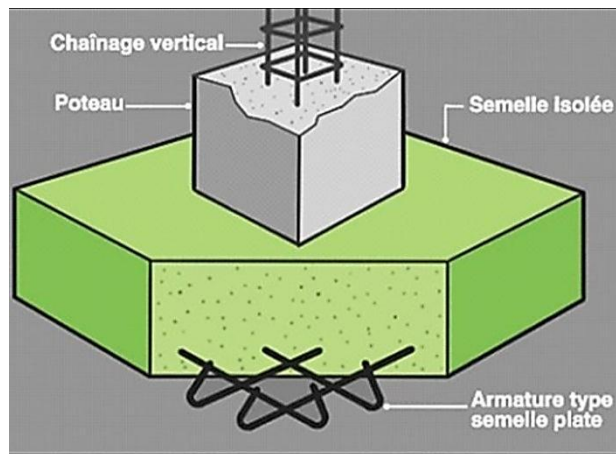


Figure VIII.02 : Semelle isolée.

$$B^2 = \frac{1}{1.2} = 0.91 \quad \Rightarrow \quad \text{Donc on prend : } B = 95 \text{ cm} , A = 115 \text{ cm.}$$

VIII.3.2.1. Détermination de d et h :

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq A - a$$

$$\frac{95 - 50}{4} \leq d \leq 115 - 60$$

$$15 \leq d \leq 55$$

Donc on prend : d= 50 cm

$$h = d + 5 \rightarrow h = 55 \text{ cm}$$

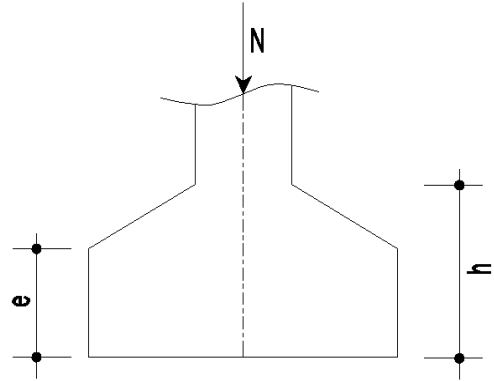


Figure VIII.03 : Semelle isolée soumise à un effort normal.

VIII.3.3. Vérification des contraintes :

VIII.3.3.1. Vérification des contraintes dans le sol :

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{A * B} \left(1 + \frac{6 e_0}{B} \right)$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = 0.055 \text{ m}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{36.72}{1.15 * 0.95} \left(1 + \frac{6 * 0.055}{0.95} \right) = 150.36 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 150.36 \frac{KN}{m^2} \leq \overline{\sigma}_{sol} = 170 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{La Condition de contrainte est vérifiée.}$$

VIII.3.3.2. Vérification de la stabilité au renversement :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = 0.055 \text{ m} \leq \frac{B}{6} = 0.15 \text{ m} \dots\dots\dots \text{La Condition est vérifiée.}$$

VIII.3.4. Calcul les ferrillages des semelles isolées :

VIII.3.4.1 Ferrailage dans le sens A et B :

❖ à E.L.U. :

$$A_{au} = \frac{N_{sdu} * (A - a)}{8 * d * \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82 \text{ MPa} \\ N_{sdu} = N_{sdu} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) = 266.81 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$A_{au} = \frac{N_{sdu} * (A - a)}{8 * d * \sigma_{st}} = \frac{0.266 * (1.15 - 0.60)}{8 * 0.50 * 347.82} = 1.50 \text{ cm}^2$$

❖ à E.L.S. :

$$A_{as} = \frac{N_{sds'} * (A - a)}{8 * d * \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 201.6 \text{ MPa} \\ N_{sds'} = N_{sds} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) = 101 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$A_{as} = \frac{N_{sds'} * (A - a)}{8 * d * \sigma_{st}} = \frac{0.101 * (1.15 - 0.60)}{8 * 0.50 * 201.6} = 6.88 \text{ cm}^2$$

Conclusion : Nous avons $A_s > A_u$ donc on prend un ferrailage de

8T12 $\Rightarrow A = 9.05 \text{ cm}^2$.

Vu que la semelle de fondation est une semelle massive le ferrailage calculé reste toujours très faible et inférieur au ferrailage minimal donc on adopte un ferrailage minimum selon RPA 99/version 2003 ($\emptyset 12$) avec un espacement (min 15cm, max 25 cm).

VIII.3.4.2. Calcul de nombre des barres :

*Espacement min=15 cm.

*Espacement max = 25 cm

*Enrobage= 3 cm

$$n_a = [(A - 2 * \text{enrobage}) / \text{espacement}] + 1 \Rightarrow [(115 - 2 * 3) / 15] + 1 = 7.3 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{8T12 } A = 9.05 \text{ cm}^2$$

$$nb = [(B-2*enrobage)/espacement] + 1 \Rightarrow [(95-2*3)/15] + 1 = 6 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 8T12 \quad A=9.05 \text{ cm}^2$$

VIII.3.4.3. Détermination de la hauteur du patin "e " :

$$e \geq \max (6 \varnothing + 6 \text{ cm} , 15 \text{ cm} ,)$$

$$e \geq \max (13,2 ; 15 ;) \Rightarrow \text{On prend : } e = 20 \text{ cm}$$

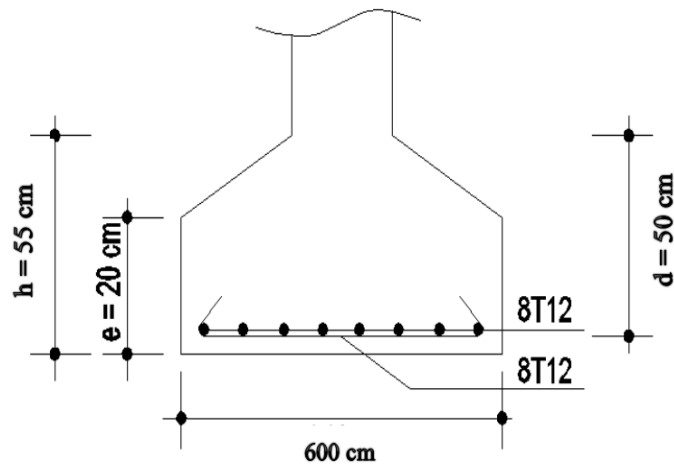


Figure VIII.04 : Schéma de ferrailage de la semelle isolée (HEA240).

VIII.3.5. Les autres résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

TableauxVIII.02 : résultat de calcul de la dimension et le ferrailage de semelle.

Semelle	N [KN]	B [m]	A [m]	B [cm]	A [cm]	h [cm]	As cm ²	CHOIX
S1	85	0,645	0,775	70	80	174,88	3.36	8T12
S2	46	0,475	0,570	50	60	12,38	1.89	6T12
S3	41	0,448	0,538	45	55	11,13	1.64	6T12
S4	30	0,383	0,460	40	50	9,88	1.19	4T12
S5	16	0,280	0,336	30	40	7,38	1.10	4T12

VIII.4. Etude des longrines :

Définition :

Les longrines sont des poutres reliant les poteaux au niveau de l'infrastructure. Leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un effort de traction.

VIII.4.1. Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA2003, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : (30x35) cm².

VIII.4.2. Calcul de Ferrailage des longrines :

Le R.P.A exigé une section minimale :

$$A_{\min} = 0,6\%(30*35)$$

$$A_{\min} = 0,006 \times 30 \times 35 = 6,3 \text{ cm}^2$$

Le choix : **6T12** ; On prend **A_{st}=6.79 cm²**.

VIII.4.3. Condition de non fragilité :

On prend la section minimale :

$$A_{stmin} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 30 * 35 * \frac{2.1}{400} = 1.26 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} \geq A_{stmin} = 6.79 \text{ cm}^2 \geq 1.26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

VIII.4.4. Calcul des armatures transversales :

D'après la R.P.A :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{30}, \phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{350}{30}, 12\text{mm}, \frac{300}{10}\right)$$

Avec : $\phi_t \leq 12\text{mm}$

$\phi_t = 8\text{mm}$.

VIII.4.5. Calcul de l'espacement des cadres :

$$S_t \leq \min(20\text{cm}, 15\phi t)$$

$$S_t \leq \min(20\text{cm}, 15 * 0.8)$$

$$S_t \leq \min(20\text{cm}, 12) \quad \text{On prend: } S_t = 10\text{cm.}$$

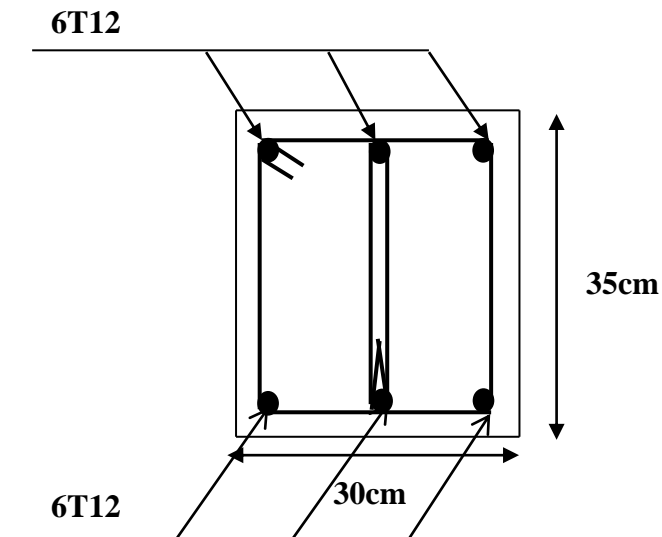


Figure VIII.05 : ferrailage de la longrine

Chapitre IX :

*Etude de métré et évaluation
du coût*

IX.1. Métré et évaluation de coût :

Le present devis quantitatif à pour objet de calculé le prix total de projet d'une construction usine de céramique en charpente métallique a wilaya d'Adrar.

Tableau IX.01 : métré de travaux.

N°	DESIGNATION DES OUVRAGE	Unit	L	N°	POIDS UNITA	QUANT
1	Fourniture et pose charpente métallique, le poteau en HEA 240 de L=10 m de longueur, (peinture, façonnage des pièces, soudure, platines, accessoires, boulons, deux couches de protection	KG	10	24	60,3	14472
2	la panne en IPE 120	KG	5	176	10,4	9152
3	contreventement 90×90 Verticale	KG	9,43	12	12,2	1380,552
4	contreventement 60×60 horizontale	KG	7,07	30	5,42	1565,298
5	lisse de bardage en IPEA 120	KG	5	490	8,7	21315
6	Fourniture et pose bardage en, qualité soumise préalablement à l'agrément du maître de l'ouvrage, de fixations, d'accessoires	m ²				1360
7	Traverse IPE 240	KG	5	12	30,7	1842
8	potelet IPE A240	KG	9,4	8	26,2	1970,24
9	tige d'encrage	U				96
10	Fourniture et pose de couverture, qualité soumise préalablement à l'agrément du maître de l'ouvrage, de chutes, de moyens de levage, de pose, de raccordements, de scellements, de fixations, d'accessoires et de parfaite réalisation suivant les règles de l'art.	m ²				1375
11	Panne Sablière HEA 180	KG	5	22	35.5	3905
12	Béton de propreté dosé à 170 kg/m ³ ciment CPA sous semelles, longrines etc..., dimensions et épaisseur suivant plans, y compris confection, transport, mise en œuvre et toutes sujétions suivant les règles de l'art.	M ³			17.750	1500.00
13	Confection et mise en œuvre de gros béton dosé à 250 Kg/M ³ ciment CPA pour remplissage de fond des fouilles, plot, marche y compris toutes sujétions de mise en œuvre	M ³			25	1500.00
14	Confection et mise en œuvre de béton armé dosé à 350 Kg/M ³ CPA pour dalle flottante 0,12 m d'épaisseur, suivant plans, y compris ferrailage	M ³			60	1000.00

Tableau IX.02 : Devis quantitatif et estimatif d'un projet.

N°	DESIGNATION DES OUVRAGE	Unit	QUANT	pu	MONTANT
1	Fourniture et pose charpente métallique, le poteau en HEA 240 de L=10 m de longueur, (peinture, façonnage des pièces, soudure, platines, accessoires, boulons, deux couches de protection	KG	14472	210,00	3 039 120,00
2	les pannes en IPE 120	KG	9152	210,00	1 921 920,00
3	contreventement 90×90 Verticale	KG	1380,552	210,00	289 915,92
4	contreventement 60×60 horizontale	KG	1565,298	210,00	328 712,58
5	lisse de bardage en IPEA 120	KG	21315	210,00	4 476 150,00
6	Fourniture et pose bardage en, qualité soumise préalablement à l'agrément du maître de l'ouvrage, de fixations, d'accessoires	m ²	1360	2 000,00	2 720 000,00
7	Traverse IPE 240	KG	1842	210,00	386 820,00
8	potelet PE A240	KG	1970,24	210,00	413 750,40
9	tige d'encrage	U	96	2 000,00	192 000,00
10	Fourniture et pose de couverture, qualité soumise préalablement à l'agrément du maître de l'ouvrage, de chutes, de moyens de levage, de pose, de raccordements, de scellements, de fixations, d'accessoires et de parfaite réalisation suivant les règles de l'art.	m ²	1375	2 500,00	3 437 500,00
11	Panne Sablière HEA 180	KG	3905	210,00	3 905,00
12	Béton de propreté dosé à 170 kg/m ³ ciment CPA sous semelles, longrines etc..., dimensions et épaisseur suivant plans, y compris confection, transport, mise en œuvre et toutes sujétions suivant les règles de l'art.	M ³	17.750	1500.00	2662.52
13	Confection et mise en œuvre de gros béton dosé à 250 Kg/M ³ ciment CPA pour remplissage de fond des fouilles, plot, marche y compris toutes sujétions de mise en œuvre	M ³	25	1500.00	3750.00
14	Confection et mise en œuvre de béton armé dosé à 350 Kg/M ³ CPA pour dalle flottante 0,12 m d'épaisseur, suivant plans, y compris ferrailage	M ³	60	1000.00	60000.00
montant HT					17276206.40
tva 19%					3282479.22
montant TTC					20558685.62

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude nous a permis de faire mieux comprendre : les différentes techniques et logiciels de calcul des structures ainsi que la réglementation régissant et les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine de construction métallique.

Cette étude nous a permis d'arriver à ces conclusions:

- Dans les structures métalliques les actions du vent sont souvent les plus défavorables.
- La modélisation de la structure est plus importante pour arriver à préciser les calculs et les vérifications des sections en aciers, d'approcher le comportement réel de la structure et d'obtenir de meilleurs résultants et doit un gain en temps. Non seulement ;la modélisation permet de gagner le temps.
 - La maîtrise d'une manière scientifique les outils et les documents nécessaires (normes, réglementations) pour la vérification des éléments constitués la structure.
 - L'assemblage par le logiciel ROBOT est nécessaire pour garantir la sécurité structurale de l'ensemble exigent certaines conditions à respecter tel que l'homogénéité de structure.
 - L'importance de l'étude des infrastructures comme les semelles et longrine et de connaitre leurs major rôles.
- Savoir évaluer les différentes quantités et estimer le cout de l'ouvrage afin d'élaborer des devis quantitatifs estimatifs.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.

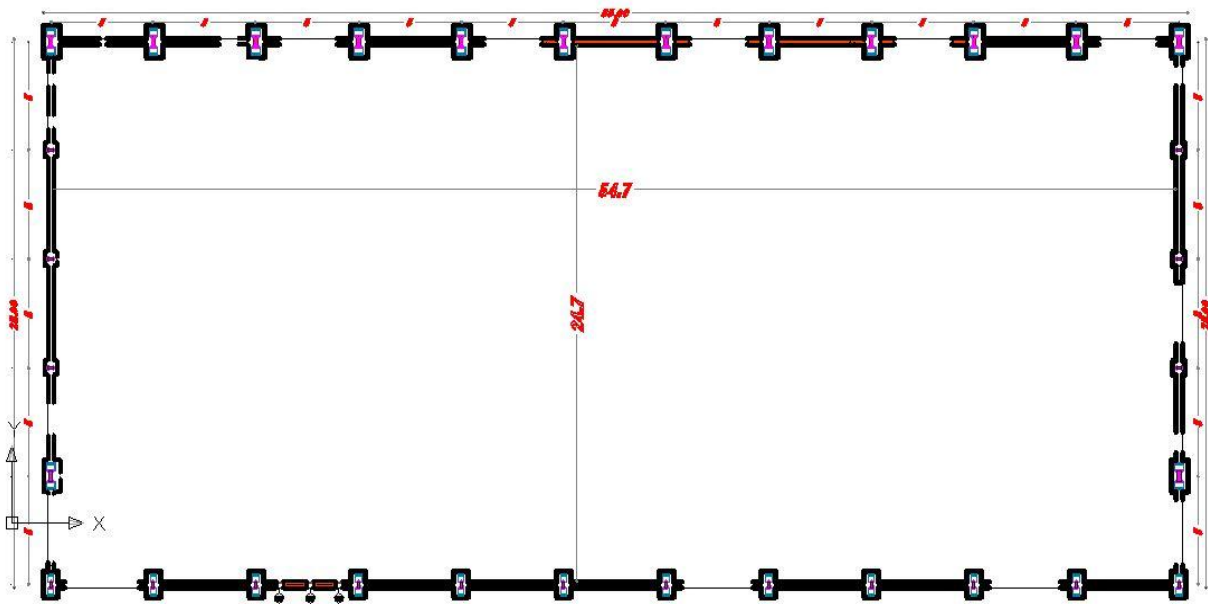
BIBLIOGRAPHIE:

- [1] -DAHMANI LAHLOU «Calcul des éléments de constructions métalliques selon l'EUROCODE 3». Publication universitaire.
- [2] -Règlement neige et vent « RNV99 » (D.T.R. C 2- 4.7) MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie).
- [3] -Ministère de l'habitat, DTR.BC.2.47 Règlement Neige et Vent RNV99. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique1999.
- [4] – Arval by Arcelor Mittal «panneau sandwich de couverture».
- [5] - Eurocode 3 «calcul des structures en acier»1999.
- [6]- Benyelles Mohamed Hadi et Chemseddine Mehdi, PFE « Etude et dimensionnement d'une piscine olympique a sig ».Université Aboubakr belkaid 2013.
- [7] - Ziad Sulaiman PFE HAL /Gestion du projet: conception d'un hangar en charpente métallique par Ziad Soulaïman.2011.
- [8] - Bouragaa kheira et Eswed Younis PFE «Etude d'un bâtiment R+7+S-Sol à structure mixte acier-béton armé» .Université Ahmed Draya Adrar 2018.
- [9] - Maria Yezli PFE «Etude et dimensionnement d'un hall metallaique». Université Aboubakr belkaid .2013.
- [10] - DEROUCHE Lydia et OUZAICH Moumen PFE «Etude d'un hangar en charpente métallique à usage de stockage ». Université Abderrahmane MIRA- BEJAIA .2017.

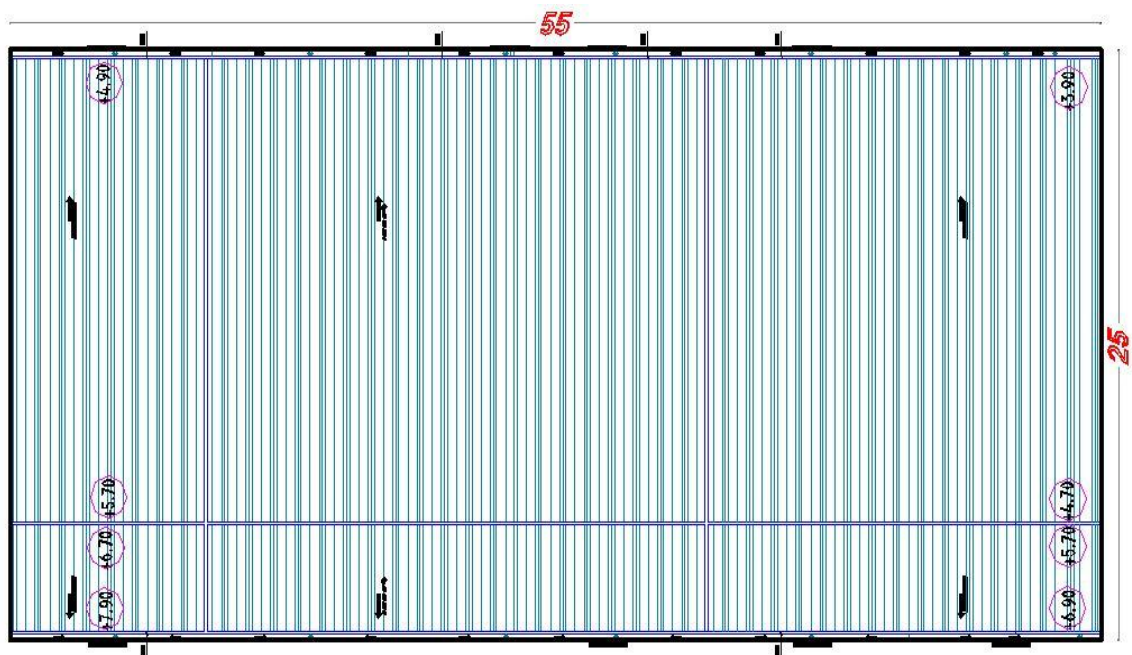
ANNEXE A:
Chapitre I : Chapitre I présentation et généralités

Les plans de projet :

Plan de fondation :



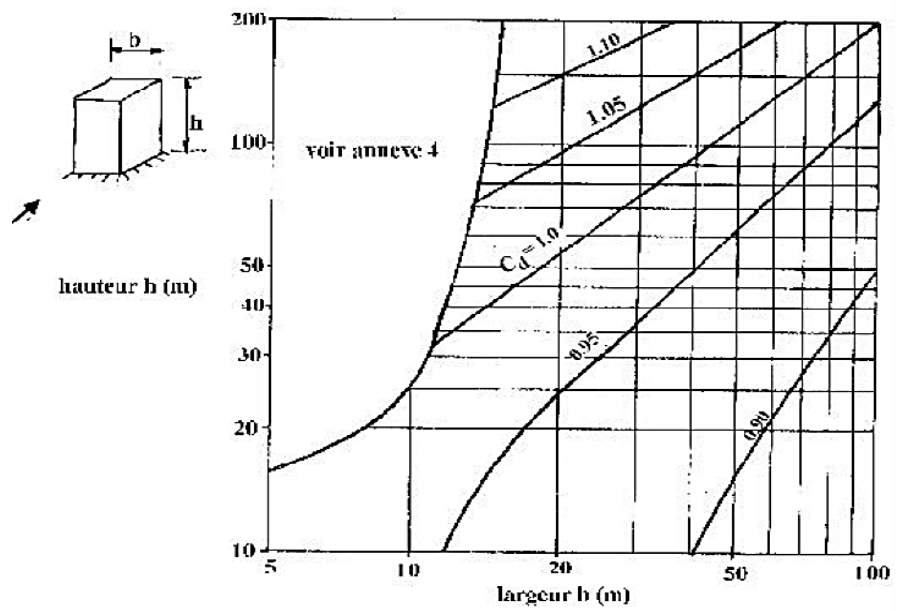
Plan de terrasse :



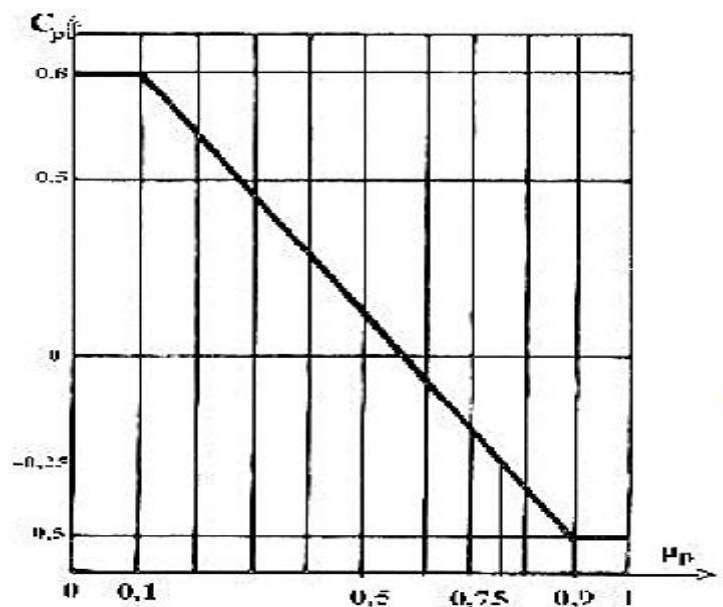
ANNEXE B :

Chapitre II : Etude de vente :

1-



2-

Valeur de coefficient de pression intérieure μP .

3- Valeur de $C_T(z)$

Site	$C_T(z)$
site plat ($\Phi < 0,05$, voir § 4.3.4)	1
site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
site aux alentours des vallées et oueds avec effet d'entonnoir	1,3
site aux alentours des plateaux	1,15
site aux alentours des collines	1,15
site montagneux	1,5

Tableau 2.5 : Valeurs de $C_T(z)$

4- Valeur de la pression dynamique de référence :

Zone	q_{ref} (N/m ²)	q_{temp} (N/m ²)
I	375	270
II	470	340
III	575	415

Tableau 2.3 : Valeurs de la pression dynamique de référence

5- Définition de catégorie de terrain

Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ε
I En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5 km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles.	0,17	0,01	2	0,11
II Régions de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou arbres.	0,19	0,05	4	0,26
III Zones industrielles ou suburbaines, forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain IV	0,22	0,3	8	0,37
IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,24	1	16	0,46

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

ANNEXE C :

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Les charges maximales admissibles en daN/m² en fonction des portées :

	2 APPUIS							PORTÉE (m)	3 APPUIS								
	Epaisseurs nominales de l'âme								Epaisseurs nominales de l'âme								
	120	100	80	60	50	40	30		30	40	50	60	80	100	120		
PRESSION						330	270	2,00									PRESSION
DEPRESSION						240	240		DEPRESSION								
PRESSION					280	260	210	2,25									PRESSION
DEPRESSION					220	220	220		DEPRESSION								
PRESSION			290	290	230	200	150	2,50	240	275							PRESSION
DEPRESSION			220	190	190	190	190		190	190							DEPRESSION
PRESSION			260	260	215	170	140	2,75	195	225	260						PRESSION
DEPRESSION			205	170	170	170	170		170	170	170						DEPRESSION
PRESSION	220	220	220	220	185	140	115	3,00	165	190	225	250	250				PRESSION
DEPRESSION	190	190	190	155	155	155	155		155	155	155	155	190				DEPRESSION
PRESSION	195	195	195	195	155	120	100	3,25	140	165	190	220	220	220	220	PRESSION	
DEPRESSION	175	175	175	140	140	140	140		140	140	140	140	175	175	175	DEPRESSION	
PRESSION	170	170	170	170	130	100	75	3,50	120	140	165	200	200	200	200	PRESSION	
DEPRESSION	160	160	160	130	130	130	130		130	130	130	130	160	160	160	DEPRESSION	
PRESSION	150	150	150	150	110	85	70	3,75	105	125	145	180	180	180	180	PRESSION	
DEPRESSION	150	150	150	115	115	115	115		115	115	115	115	150	150	150	DEPRESSION	
PRESSION	130	130	130	130	95	70	60	4,00	90	110	125	160	160	160	160	PRESSION	
DEPRESSION	140	140	140	105	105	105	105		105	105	105	105	140	140	140	DEPRESSION	

ANNEXE D :

Chapitre VI vérification des éléments structuraux

Valeur de χ en fonction de λ :

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630

ANNEXE E :

Chapitre VIII : Calcul 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

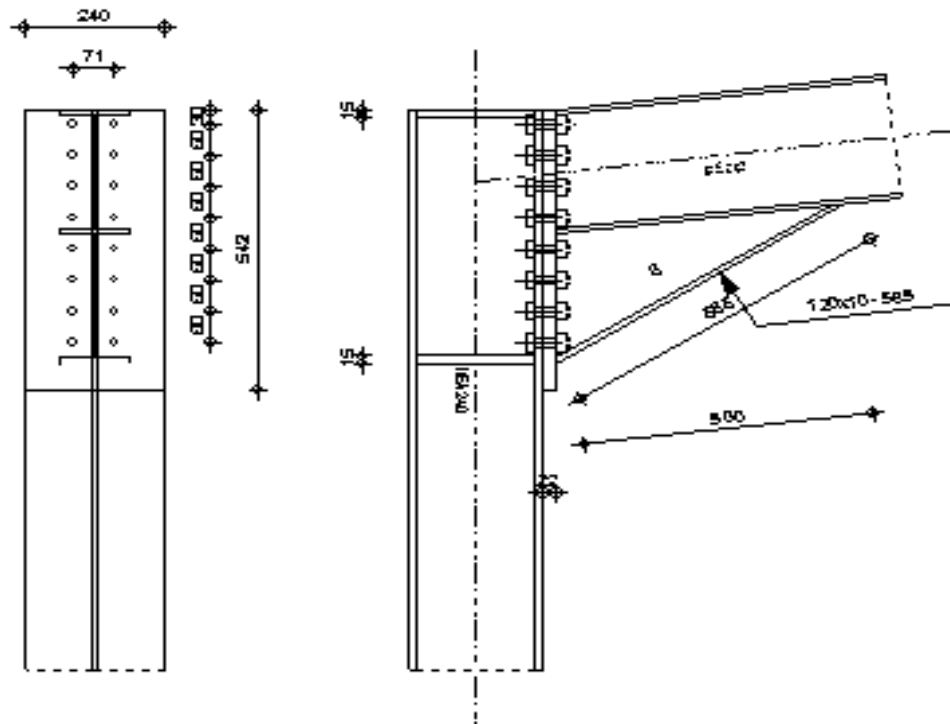
L'assemblage :



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2009

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

EN 1993-1-8:2005

Ratio
0,81**GENERAL**

Assemblage N° : 1
 Nom de l'assemblage : Angle de portique

GEOMETRIE**POTEAU**

Profilé : HEA 240

$\alpha = -90,0$	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c = 230$	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} = 240$	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} = 8$	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} = 12$	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c = 21$	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c = 76,836$	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{xc} = 7763,180$	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau : ACIER		
$f_{yc} = 235,00$	[MPa]	Résistance

POUTRE

Profilé :		IPE 240
$\alpha =$	6,8	[Deg] Angle d'inclinaison
$h_b =$	240	[mm] Hauteur de la section de la poutre
$b_{fb} =$	120	[mm] Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	6	[mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	10	[mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	15	[mm] Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	39,116	[cm ²] Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	3891,630	[cm ⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau :	ACIER	
$f_{yb} =$	235,00	[MPa] Résistance

BOULONS

$d =$	18	[mm] Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9	Classe du boulon
$F_{tRd} =$	165,89	[kN] Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	8	Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	30	[mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement	71	[mm]
Entraxe	60;60;60;60;60;60;60	[mm]

PLATINE

$h_p =$	542	[mm] Hauteur de la platine
$b_p =$	240	[mm] Largeur de la platine
$t_p =$	22	[mm] Epaisseur de la platine
Matériau :	ACIER	
$f_{yp} =$	235,00	[MPa] Résistance

JARRET INFERIEUR

$b_f =$	120	[mm] Largeur de la platine
$t_f =$	10	[mm] Epaisseur de l'aile
$h_w =$	250	[mm] Hauteur de la platine
$t_w =$	6	[mm] Epaisseur de l'âme
$\alpha =$	31,9	[Deg] Angle d'inclinaison

RAIDISSEUR POTEAU**Supérieur**

$h_{su} =$	206	[mm] Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	116	[mm] Largeur du raidisseur
$t_{su} =$	15	[mm] Epaisseur du raidisseur

Inférieur

$h_{sl} =$	206	[mm] Hauteur du raidisseur
$b_{sl} =$	116	[mm] Largeur du raidisseur
$t_{sl} =$	15	[mm] Epaisseur du raidisseur

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	4	[mm] Soudure âme
$a_f =$	8	[mm] Soudure semelle
$a_s =$	8	[mm] Soudure du raidisseur

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} = 1,00$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS**Etat limite : ultime**

Cas : Calculs manuels

$M_{b1,Ed} = -76,00$ [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} = 17,00$ [kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} = 99,00$ [kN]	Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS**RESISTANCES DE LA POUTRE****TRACTION**

$A_b = 39,116$ [cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.3]
$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$		
$N_{tb,Rd} = 919,23$ [kN]	Résistance de calcul de la section à la traction	EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 34,644$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$		
$V_{cb,Rd} = 470,04$ [kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 366,679$ [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$		
$M_{b,pl,Rd} = 86,17$ [kN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 965,118$ [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$		
$M_{cb,Rd} = 226,80$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 226,80$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f = 481$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$		
$F_{c,fb,Rd} = 471,65$ [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU**PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT**

$M_{b1,Ed} = -76,00$ [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} = 0,00$ [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} = 0,00$ [kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} = 0,00$ [kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
$Z = 415$ [mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / Z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$		
$V_{wp,Ed} = -183,10$ [kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$A_{vc} = \frac{25,17}{6}$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s = 527$ [mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} = 2,03$ [kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]

$A_{vc} = \frac{25,17}{6}$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$M_{pl,stu,Rd} = 3,17$ [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} = 3,17$ [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 f_{y,wc} A_{vc} / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$		
$V_{wp,Rd} = 322,82$ [kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]	
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	$0,57 < 1,00$	vérifié (0,57)

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale :

$t_{wc} = 8$ [mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 208$ [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 25,176$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,82$	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$k_{wc} = 1,00$	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s = 34,875$ [cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{yc} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 1119,39 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement :

$d_{wc} = 164$ [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 0,77$	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,96$	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s = 2,33$	Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s = 1,00$	Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{yc} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 1108,16 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale :

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 1108,16 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE**LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU**

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	15	-	85	-	60	94	152	94	152	107	100	100	100
2	15	-	85	-	60	94	165	94	165	120	60	60	60
3	15	-	85	-	60	94	165	94	165	120	60	60	60
4	15	-	85	-	60	94	165	94	165	120	60	60	60
5	15	-	85	-	60	94	165	94	165	120	60	60	60
6	15	-	85	-	60	94	165	94	165	120	60	60	60
7	15	-	85	-	60	94	165	94	165	120	60	60	60
8	15	-	85	-	60	94	172	94	172	107	119	107	119

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	28	-	85	-	60	175	265	175	265	147	186	147	186
2	28	-	85	-	60	175	217	175	217	120	60	60	60
3	28	-	85	-	60	175	217	175	217	120	60	60	60
4	28	-	85	-	60	175	217	175	217	120	60	60	60
5	28	-	85	-	60	175	217	175	217	120	60	60	60
6	28	-	85	-	60	175	217	175	217	120	60	60	60
7	28	-	85	-	60	175	217	175	217	120	60	60	60
8	28	-	85	-	60	175	217	175	217	147	138	138	138

m – Distance du boulon de l'âme

- m – Distance du boulon de l'âme
- m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- $l_{eff,cp}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- $l_{eff,2}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- $l_{eff,cp,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- $l_{eff,2,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = 165,89$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 178,33$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement par poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchée à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	157,72	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 212,62$	212,62	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 157,72$	157,72	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 331,78$	331,78	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 254,87$	254,87	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 356,66$	356,66	Boulons au cisaillement/poinçonnement

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	89,50	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 212,62$	212,62	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 157,72$	157,72	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 331,78$	331,78	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 254,87$	254,87	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 356,66$	356,66	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 361,12 - 157,72$	203,40	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 247,22 - 157,72$	89,50	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 596,16 - 157,72$	438,44	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 358,59 - 157,72$	200,87	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

$F_{t3,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t3,Rd,comp}$	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	62,97	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 212,62$	212,62	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 157,72$	157,72	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 331,78$	331,78	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 254,87$	254,87	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 356,66$	356,66	Boulons au cisaillement/poinçonnement

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 271,63 - 89,50$	182, 13	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 195,86 - 89,50$	106, 36	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 496,94 - 247,22$	249, 71	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 310,19 - 247,22$	62, 97	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 479,57 - 89,50$	390, 08	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 174,84 - 89,50$	85, 34	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 835,95 - 247,22$	588, 73	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 446,01 - 247,22$	198, 79	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	47, 10	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 212,62$	212, 62	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 157,72$	157, 72	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 331,78$	331, 78	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 254,87$	254, 87	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 356,66$	356, 66	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 271,63 - 62,97$	208, 66	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 195,86 - 62,97$	132, 89	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 407,44 - 152,46$	254, 97	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 270,67 - 152,46$	118, 20	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 632,75 - 310,19$	322, 56	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 357,29 - 310,19$	47, 10	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 479,57 - 62,97$	416, 61	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 174,84 - 62,97$	111, 87	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 719,36 - 152,46$	566, 90	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 262,26 - 152,46$	109, 80	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1075,74 - 310,19$	765, 55	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 533,43 - 310,19$	223, 25	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	34, 75	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 212,62$	212, 62	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 157,72$	157, 72	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 331,78$	331, 78	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 254,87$	254, 87	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 356,66$	356, 66	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 271,63 - 47,10$	224, 53	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 195,86 - 47,10$	148, 76	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 407,44 - 110,07$	297, 37	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 270,67 - 110,07$	160, 60	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 543,25 - 199,56$	343, 69	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 327,86 - 199,56$	128, 30	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 768,56 - 357,29$	411, 27	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 392,04 - 357,29$	34, 75	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 479,57 - 47,10$	432, 48	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 174,84 - 47,10$	127, 74	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 719,36 - 110,07$	609, 30	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 262,26 - 110,07$	152, 19	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 959,15 - 199,56$	759, 59	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 349,68 - 199,56$	150, 12	Ame de la poutre - traction - groupe

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1315,52 - 357,29$	958, 24	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 620,85 - 357,29$	263, 57	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min}(F_{t6,Rd,comp})$	25, 69	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(6)} = 212,62$	212, 62	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(6)} = 157,72$	157, 72	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(6)} = 331,78$	331, 78	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 254,87$	254, 87	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 356,66$	356, 66	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 271,63 - 34,75$	236, 87	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 195,86 - 34,75$	161, 10	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 407,44 - 81,85$	325, 59	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 270,67 - 81,85$	188, 82	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 543,25 - 144,82$	398, 43	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 327,86 - 144,82$	183, 04	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 679,06 - 234,32$	444, 75	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 370,35 - 234,32$	136, 03	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd} = 904,37 - 392,04$	512, 33	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd} = 417,73 - 392,04$	25, 69	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 479,57 - 34,75$	444, 82	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 174,84 - 34,75$	140, 09	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 719,36 - 81,85$	637, 51	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 262,26 - 81,85$	180, 41	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 959,15 - 144,82$	814, 33	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 349,68 - 144,82$	204, 86	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 1198,93 - 234,32$	964, 62	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 437,10 - 234,32$	202, 78	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd} = 1555,31 - 392,04$	1163, 27	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd} = 708,27 - 392,04$	316, 23	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 7

F_{t7,Rd,comp} - Formule	F_{t7,Rd,comp}	Composant
$F_{t7,Rd} = \text{Min}(F_{t7,Rd,comp})$	19, 19	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(7)} = 212,62$	212, 62	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(7)} = 157,72$	157, 72	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(7)} = 331,78$	331, 78	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(7)} = 254,87$	254, 87	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 356,66$	356, 66	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{tj,Rd} = 271,63 - 25,69$	245, 93	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{tj,Rd} = 195,86 - 25,69$	170, 16	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{tj,Rd} = 407,44 - 60,44$	346, 99	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{tj,Rd} = 270,67 - 60,44$	210, 22	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{tj,Rd} = 543,25 - 107,54$	435, 71	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{tj,Rd} = 327,86 - 107,54$	220, 32	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{tj,Rd} = 679,06 - 170,51$	508, 55	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{tj,Rd} = 370,35 - 170,51$	199, 84	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{tj,Rd} = 814,88 - 260,01$	554, 87	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{tj,Rd} = 401,68 - 260,01$	141, 67	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{tj,Rd} = 1040,19 - 417,73$	622, 46	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{tj,Rd} = 436,92 - 417,73$	19, 19	Ame du poteau - traction - groupe

F_{t7,Rd,comp} - Formule	F_{t7,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{ij,Rd} = 479,57 - 25,69$	453, 88	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{ij,Rd} = 174,84 - 25,69$	149, 15	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{ij,Rd} = 719,36 - 60,44$	658, 92	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{ij,Rd} = 262,26 - 60,44$	201, 82	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{ij,Rd} = 959,15 - 107,54$	851, 60	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{ij,Rd} = 349,68 - 107,54$	242, 14	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{ij,Rd} = 1198,93 - 170,51$	1028, 42	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{ij,Rd} = 437,10 - 170,51$	266, 59	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{ij,Rd} = 1438,72 - 260,01$	1178, 71	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{ij,Rd} = 524,52 - 260,01$	264, 51	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{ij,Rd} = 1795,10 - 417,73$	1377, 37	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{ij,Rd} = 795,69 - 417,73$	377, 96	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 8

F_{t8,Rd,comp} - Formule	F_{t8,Rd,comp}	Composant
$F_{t8,Rd} = \text{Min}(F_{t8,Rd,comp})$	25, 52	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(8)} = 212,62$	212, 62	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(8)} = 157,72$	157, 72	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(8)} = 331,78$	331, 78	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(8)} = 254,87$	254, 87	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 356,66$	356, 66	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(8+7)} - \sum_7^7 F_{ij,Rd} = 404,87 - 19,19$	385, 68	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7)} - \sum_7^7 F_{ij,Rd} = 269,42 - 19,19$	250, 24	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(8+7+6)} - \sum_7^6 F_{ij,Rd} = 540,68 - 44,88$	495, 80	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7+6)} - \sum_7^6 F_{ij,Rd} = 326,93 - 44,88$	282, 05	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(8+7+6+5)} - \sum_7^5 F_{ij,Rd} = 676,49 - 79,63$	596, 86	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7+6+5)} - \sum_7^5 F_{ij,Rd} = 369,66 - 79,63$	290, 03	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum_7^4 F_{ij,Rd} = 812,30 - 126,73$	685, 58	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum_7^4 F_{ij,Rd} = 401,17 - 126,73$	274, 44	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum_7^3 F_{ij,Rd} = 948,12 - 189,70$	758, 42	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum_7^3 F_{ij,Rd} = 424,52 - 189,70$	234, 82	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum_7^2 F_{ij,Rd} = 1083,93 - 279,19$	804, 74	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum_7^2 F_{ij,Rd} = 442,03 - 279,19$	162, 84	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_7^1 F_{ij,Rd} = 1309,24 - 436,92$	872, 32	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_7^1 F_{ij,Rd} = 462,43 - 436,92$	25, 52	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7)} - \sum_7^7 F_{ij,Rd} = 552,14 - 19,19$	532, 95	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7)} - \sum_7^7 F_{ij,Rd} = 289,21 - 19,19$	270, 02	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6)} - \sum_7^6 F_{ij,Rd} = 791,92 - 44,88$	747, 05	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6)} - \sum_7^6 F_{ij,Rd} = 376,63 - 44,88$	331, 75	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5)} - \sum_7^5 F_{ij,Rd} = 1031,71 - 79,63$	952, 08	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5)} - \sum_7^5 F_{ij,Rd} = 464,05 - 79,63$	384, 42	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum_7^4 F_{ij,Rd} = 1271,50 - 126,73$	1144, 77	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum_7^4 F_{ij,Rd} = 551,47 - 126,73$	424, 74	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum_7^3 F_{ij,Rd} = 1511,29 - 189,70$	1321, 59	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum_7^3 F_{ij,Rd} = 638,89 - 189,70$	449, 19	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum_7^2 F_{ij,Rd} = 1751,07 - 279,19$	1471, 88	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum_7^2 F_{ij,Rd} = 726,31 - 279,19$	447, 11	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_7^1 F_{ij,Rd} = 2107,45 - 436,92$	1670, 53	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_7^1 F_{ij,Rd} = 997,48 - 436,92$	560, 56	Ame de la poutre - traction - groupe

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr h_j	F_{tj,Rd}	F_{t,fc,Rd}	F_{t,wc,Rd}	F_{t,ep,Rd}	F_{t,wb,Rd}	F_{t,Rd}	B_{p,Rd}
-------------------------	--------------------------	----------------------------	----------------------------	----------------------------	----------------------------	-------------------------	-------------------------

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	445	157,72	212,62	157,72	331,78	254,87	331,78	356,66
2	385	89,50	212,62	157,72	331,78	254,87	331,78	356,66
3	325	62,97	212,62	157,72	331,78	254,87	331,78	356,66
4	265	47,10	212,62	157,72	331,78	254,87	331,78	356,66
5	205	34,75	212,62	157,72	331,78	254,87	331,78	356,66
6	145	25,69	212,62	157,72	331,78	254,87	331,78	356,66
7	85	19,19	212,62	157,72	331,78	254,87	331,78	356,66
8	25	25,52	212,62	157,72	331,78	254,87	331,78	356,66

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION N_{j,Rd}

$$N_{j,Rd} = \sum F_{tj,Rd}$$

$$N_{j,Rd} = 462,43 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la traction} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,21 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,21)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1**

F _{t1,Rd,comp} - Formule	F _{t1,Rd,comp}	Composant
F _{t1,Rd} = Min (F _{t1,Rd,comp})	157,72	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,fc,Rd(1)} = 212,62	212,62	Aile du poteau - traction
F _{t,wc,Rd(1)} = 157,72	157,72	Ame du poteau - traction
F _{t,ep,Rd(1)} = 331,78	331,78	Platine d'about - traction
F _{t,wb,Rd(1)} = 254,87	254,87	Ame de la poutre - traction
B _{p,Rd} = 356,66	356,66	Boulons au cisaillement/poinçonnement
V _{wp,Rd} /β = 322,82	322,82	Panneau d'âme - compression
F _{c,wc,Rd} = 1108,16	1108,16	Ame du poteau - compression
F _{c,fb,Rd} = 471,65	471,65	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F _{t2,Rd,comp} - Formule	F _{t2,Rd,comp}	Composant
F _{t2,Rd} = Min (F _{t2,Rd,comp})	89,50	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,fc,Rd(2)} = 212,62	212,62	Aile du poteau - traction
F _{t,wc,Rd(2)} = 157,72	157,72	Ame du poteau - traction
F _{t,ep,Rd(2)} = 331,78	331,78	Platine d'about - traction
F _{t,wb,Rd(2)} = 254,87	254,87	Ame de la poutre - traction
B _{p,Rd} = 356,66	356,66	Boulons au cisaillement/poinçonnement
V _{wp,Rd} /β - ∑ ₁ ¹ F _{tj,Rd} = 322,82 - 157,72	165,09	Panneau d'âme - compression
F _{c,wc,Rd} - ∑ ₁ ¹ F _{tj,Rd} = 1108,16 - 157,72	950,43	Ame du poteau - compression
F _{c,fb,Rd} - ∑ ₁ ¹ F _{tj,Rd} = 471,65 - 157,72	313,92	Aile de la poutre - compression
F _{t,fc,Rd(2+1)} - ∑ ₁ ¹ F _{tj,Rd} = 361,12 - 157,72	203,40	Aile du poteau - traction - groupe
F _{t,wc,Rd(2+1)} - ∑ ₁ ¹ F _{tj,Rd} = 247,22 - 157,72	89,50	Ame du poteau - traction - groupe
F _{t,ep,Rd(2+1)} - ∑ ₁ ¹ F _{tj,Rd} = 596,16 - 157,72	438,44	Platine d'about - traction - groupe
F _{t,wb,Rd(2+1)} - ∑ ₁ ¹ F _{tj,Rd} = 358,59 - 157,72	200,87	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F _{t3,Rd,comp} - Formule	F _{t3,Rd,comp}	Composant
F _{t3,Rd} = Min (F _{t3,Rd,comp})	62,97	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,fc,Rd(3)} = 212,62	212,62	Aile du poteau - traction
F _{t,wc,Rd(3)} = 157,72	157,72	Ame du poteau - traction
F _{t,ep,Rd(3)} = 331,78	331,78	Platine d'about - traction
F _{t,wb,Rd(3)} = 254,87	254,87	Ame de la poutre - traction
B _{p,Rd} = 356,66	356,66	Boulons au cisaillement/poinçonnement
V _{wp,Rd} /β - ∑ ₁ ² F _{tj,Rd} = 322,82 - 247,22	75,60	Panneau d'âme - compression
F _{c,wc,Rd} - ∑ ₁ ² F _{tj,Rd} = 1108,16 - 247,22	860,94	Ame du poteau - compression
F _{c,fb,Rd} - ∑ ₁ ² F _{tj,Rd} = 471,65 - 247,22	224,42	Aile de la poutre - compression

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 271,63 - 89,50$	182, 13	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 195,86 - 89,50$	106, 36	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 496,94 - 247,22$	249, 71	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 310,19 - 247,22$	62, 97	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 479,57 - 89,50$	390, 08	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 174,84 - 89,50$	85, 34	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 835,95 - 247,22$	588, 73	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 446,01 - 247,22$	198, 79	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	12, 63	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 212,62$	212, 62	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 157,72$	157, 72	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 331,78$	331, 78	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 254,87$	254, 87	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 356,66$	356, 66	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 322,82 - 310,19$	12, 63	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1108,16 - 310,19$	797, 97	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 471,65 - 310,19$	161, 46	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 271,63 - 62,97$	208, 66	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 195,86 - 62,97$	132, 89	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 407,44 - 152,46$	254, 97	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 270,67 - 152,46$	118, 20	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 632,75 - 310,19$	322, 56	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 357,29 - 310,19$	47, 10	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 479,57 - 62,97$	416, 61	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 174,84 - 62,97$	111, 87	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 719,36 - 152,46$	566, 90	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 262,26 - 152,46$	109, 80	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1075,74 - 310,19$	765, 55	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 533,43 - 310,19$	223, 25	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	0, 00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 212,62$	212, 62	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 157,72$	157, 72	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 331,78$	331, 78	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 254,87$	254, 87	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 356,66$	356, 66	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^4 F_{ti,Rd} = 322,82 - 322,82$	0, 00	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1108,16 - 322,82$	785, 34	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 471,65 - 322,82$	148, 83	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 271,63 - 12,63$	259, 00	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 195,86 - 12,63$	183, 23	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 407,44 - 75,60$	331, 84	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 270,67 - 75,60$	195, 07	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 543,25 - 165,09$	378, 16	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 327,86 - 165,09$	162, 77	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 768,56 - 322,82$	445, 74	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 392,04 - 322,82$	69, 22	Ame du poteau - traction - groupe

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 479,57 - 12,63$	466,95	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 174,84 - 12,63$	162,21	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 719,36 - 75,60$	643,76	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 262,26 - 75,60$	186,66	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 959,15 - 165,09$	794,05	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 349,68 - 165,09$	184,59	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1315,52 - 322,82$	992,71	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 620,85 - 322,82$	298,04	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	445	157,72	212,62	157,72	331,78	254,87	331,78	356,66
2	385	89,50	212,62	157,72	331,78	254,87	331,78	356,66
3	325	62,97	212,62	157,72	331,78	254,87	331,78	356,66
4	265	12,63	212,62	157,72	331,78	254,87	331,78	356,66
5	205	-	212,62	157,72	331,78	254,87	331,78	356,66
6	145	-	212,62	157,72	331,78	254,87	331,78	356,66
7	85	-	212,62	157,72	331,78	254,87	331,78	356,66
8	25	-	212,62	157,72	331,78	254,87	331,78	356,66

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 128,48 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,59 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,59)$$

VERIFICATION DE L'INTERACTION M+N

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1 \quad [6.2.5.1.(3)]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \quad 0,81 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,81)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,96 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 140,47 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 165,89 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 96,58 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 96,58 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	157,72	33,77	157,72	93,30	127,07	193,16
2	89,50	19,16	89,50	52,94	72,10	193,16
3	62,97	13,48	62,97	37,25	50,73	193,16
4	47,10	10,08	12,63	7,47	17,55	193,16
5	34,75	7,44	331,78	0,00	7,44	193,16
6	25,69	5,50	331,78	0,00	5,50	193,16
7	19,19	4,11	331,78	0,00	4,11	193,16
8	25,52	5,46	331,78	0,00	5,46	193,16

F_{tj,Rd,N} – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

F_{tj,Ed,N} – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

F_{tj,Rd,M} – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

F_{tj,Ed,M} – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

F_{tj,Ed} – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

F_{vj,Rd} – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$F_{ij,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{ij,Rd,N} / N_{j,Rd}$			
$F_{ij,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{ij,Rd,M} / M_{j,Rd}$			
$F_{ij,Ed} = F_{ij,Ed,N} + F_{ij,Ed,M}$			
$F_{vj,Rd} = \text{Min} (\eta_h F_{v,Rd} (1 - F_{ij,Ed} / (1.4 \eta_h F_{t,Rd,max})), \eta_h F_{v,Rd}, \eta_h F_{b,Rd})$			
$V_{j,Rd} = \eta_h \sum_{i=1}^n F_{vj,Rd}$		[Tableau 3.4]	
$V_{j,Rd} = 1545,26$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	[Tableau 3.4]	
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,01 < 1,00$	vérifié	(0,01)

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w = 79,685$	[cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.(2)]
$A_{wy} = 43,812$	[cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.(2)]
$A_{wz} = 35,873$	[cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.(2)]
$I_{wy} = 20924,181$	[cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.(5)]
$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 79,52$	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(5)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 79,52$	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.(5)]
$\tau_{\parallel} = 4,74$	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.(5)]
$\beta_w = 0,85$		Coefficient de corrélation	[4.5.3.(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	$159,05 < 343,53$	vérifié	(0,46)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	$149,49 < 343,53$	vérifié	(0,44)
$\sigma_{\perp} \leq f_u / \gamma_{M2}$	$79,52 < 292,00$	vérifié	(0,27)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

L'effort axial dans la poutre dépasse 5% de résistance $N_{pl,Rd}$. Conformément au point 6.3.1.(4), la rigidité de l'assemblage ne peut pas être calculée.

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE :

PANNEAU D'AME DU POTEAU EN CISAILLEMENT

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio **0,81**



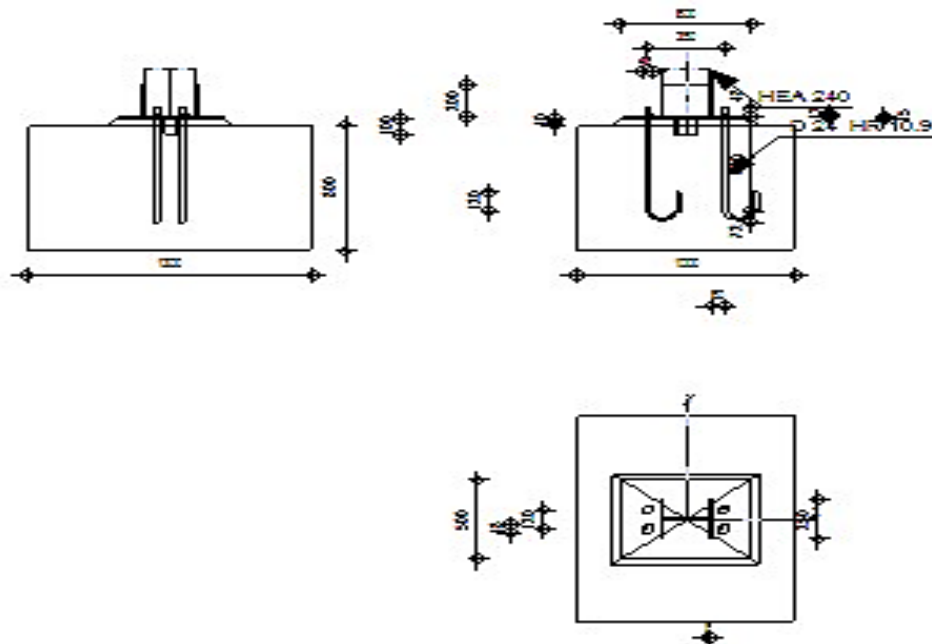
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2009

Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005 + CEB Design Guide:
Design of fastenings on concrete



Ratio
0,80



GENERAL

Assemblage N° : 3
Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé : HEA 240

$L_c =$	5,00	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	230	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_c =$	240	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	76,836	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	7763,180	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau : ACIER			
$f_{yc} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{uc} =$	365,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_p =$ 600 [mm] Longueur

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_p =$	600	[mm]	Longueur
$b_p =$	500	[mm]	Largeur
$t_p =$	15	[mm]	Epaisseur
Matériau :	ACIER		
$f_{yp} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{up} =$	365,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Classe =	HR 10.9	Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	900,00 [MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	1200,00 [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	24 [mm]	Diamètre du boulon
$A_b =$	3,530 [cm ²]	Aire de section efficace du boulon
$n_h =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	2	Nombre de rangées des boulons
$a_h =$	350 [mm]	Ecartement
$a_v =$	120 [mm]	Entraxe

Dimensions des tiges d'ancrage

$l_1 =$	48	[mm]
$l_2 =$	600	[mm]
$l_3 =$	144	[mm]
$l_4 =$	120	[mm]

Plaquette

$l =$	48	[mm]	Longueur
$w =$	48	[mm]	Largeur
$t =$	12	[mm]	Epaisseur

BECHE

Profilé :	IPE 100		
$l_w =$	100	[mm]	Longueur
Matériau :	ACIER		
$f_{yw} =$	235,00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR

$b_s =$	250	[mm]	Largeur
$h_s =$	200	[mm]	Hauteur
$t_s =$	8	[mm]	Epaisseur
$d_1 =$	20	[mm]	Grugeage
$d_2 =$	20	[mm]	Grugeage

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C =$	1,50	Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$a =$	1000	[mm]	Longueur de la semelle
$b =$	1300	[mm]	Largeur de la semelle
$h =$	800	[mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON25
 $f_{ck} = 25,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 40$ [mm] Epaisseur du mortier de calage
 $f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression
 $C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p = 5$ [mm] Plaque principale du pied de poteau
 $a_w = 4$ [mm] Bêche
 $a_{pl} = 8$ [mm] Plaquette
 $a_r = 8$ [mm] Raidisseurs

EFFORTS

Cas : Calculs manuels

$N_{j,Ed} = -97,00$ [kN] Effort axial
 $V_{j,Ed,y} = -68,00$ [kN] Effort tranchant
 $V_{j,Ed,z} = -14,00$ [kN] Effort tranchant
 $M_{j,Ed,y} = 23,00$ [kN*m] Moment fléchissant
 $M_{j,Ed,z} = -0,29$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS**ZONE COMPRIMEE****COMPRESSION DU BETON**

$f_{cd} = 16,67$ [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 23,13$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$

$c = 28$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 67$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 295$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 198,407$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 1785,665$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$

$A_{c1} = 1785,665$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$\beta_j = 0,67$ Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]

$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$

$f_{jd} = 33,33$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 500,219$ [cm²] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]

$A_{c,y} = 202,829$ [cm²] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]

$A_{c,z} = 202,829$ [cm²] Aire de flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$

$F_{c,Rd,n} = 1667,40$ [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,y} = 676,10$ [kN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,z} = 676,10$ [kN] Résistance du béton à la flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 1,00$ Classe de la section EN 1993-1-1:[5.5.2]

$W_{pl,y} = 744,684$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,y} = 175,00$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,y} = 218$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$

$F_{c,fc,Rd,y} = 802,76$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

$W_{pl,z} = 351,699$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$W_{pl,z} = 351,699$ [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} = 82,65$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} = 76$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$		
$F_{c,fc,Rd,z} = 1092,92$ [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RÉSISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMÉE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$		
$N_{j,Rd} = 1667,40$ [kN]	Résistance de la semelle à la compression axiale	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$		
$F_{c,Rd,y} = 676,10$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$		
$F_{c,Rd,z} = 676,10$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b = 3,530$ [cm ²]	Aire de section efficace du boulon	[Tableau 3.4]
$f_{ub} = 1200,00$ [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$\beta = 0,85$	Coefficient de réduction de la résistance du boulon	[3.6.1.(3)]
$F_{t,Rd,s1} = \beta * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$		
$F_{t,Rd,s1} = 259,24$ [kN]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
$\gamma_{Ms} = 1,20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$f_{yb} = 900,00$ [MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$		
$F_{t,Rd,s2} = 264,75$ [kN]	Résistance du boulon à la rupture	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$		
$F_{t,Rd,s} = 259,24$ [kN]	Résistance du boulon à la rupture	

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} = 25,00$ [MPa]	Résistance caractéristique du béton à la compression	EN 1992-1:[3.1.2]
$f_{ctd} = 0.7 * 0.3 * f_{ck}^{2/3} / \gamma_C$		
$f_{ctd} = 1,20$ [MPa]	Résistance de calcul à la traction	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_1 = 1,00$	Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_2 = 1,00$	Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$f_{bd} = 2.25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd}$		
$f_{bd} = 2,69$ [MPa]	Adhérence de calcul admissible	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$h_{ef} = 600$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$F_{t,Rd,p} = \pi * d * h_{ef} * f_{bd}$		
$F_{t,Rd,p} = 121,84$ [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} = 393$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5} / mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$		
$N_{Rk,c}^0 = 292,53$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$s_{cr,N} = 1180$ [mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.4]
$c_{cr,N} = 590$ [mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.4]
$A_{c,N0} = 19890,000$ [cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.4]
$A_{c,N} = 13000,000$ [cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.4]
$\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$		
$\psi_{A,N} = 0,65$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$c = 325$ [mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.4]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$		
$\psi_{s,N} = 0,87$	Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.4]
$\psi_{ec,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef} [mm] / 200 \leq 1.0$		
$\psi_{re,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.4]
$\psi_{ucr,N} = 1,00$	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.4]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]

$$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$$

$F_{t,Rd,c} = 76,5$ [kN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton EN 1992-1:8.4.2.(2)

FENDAGE DU BETON

$h_{ef} = 600$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.5]
 $N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$
 $N_{Rk,c}^0 = 551,14$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.5]
 $s_{cr,N} = 1200$ [mm] Largeur critique du cône de béton CEB [9.2.5]
 $c_{cr,N} = 600$ [mm] Distance critique du bord de la fondation CEB [9.2.5]
 $A_{c,N0} = 20460,000$ [cm²] Aire de surface maximale du cône CEB [9.2.5]
 $A_{c,N} = 13000,000$ [cm²] Aire de surface réelle du cône CEB [9.2.5]
 $\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$
 $\psi_{A,N} = 0,64$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.2.5]
 $c = 325$ [mm] Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité CEB [9.2.5]

$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0$
 $\psi_{s,N} = 0,86$ Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation CEB [9.2.5]
 $\psi_{ec,N} = 1,00$ Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage CEB [9.2.5]
 $\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef} [mm] / 200 \leq 1.0$
 $\psi_{re,N} = 1,00$ Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation CEB [9.2.5]
 $\psi_{ucr,N} = 1,00$ Coef. dépendant du degré de fissuration du béton CEB [9.2.5]
 $\psi_{h,N} = (h / (2 \cdot h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$
 $\psi_{h,N} = 0,76$ Coef. dépendant de la hauteur de la fondation CEB [9.2.5]
 $\gamma_{M,sp} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} \cdot \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$$

$F_{t,Rd,sp} = 106,71$ [kN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$F_{t,Rd} = 76,59$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 250$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5]
 $l_{eff,2} = 250$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]
 $m = 56$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]
 $M_{pl,1,Rd} = 3,30$ [kN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]
 $M_{pl,2,Rd} = 3,30$ [kN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]
 $F_{T,1,Rd} = 236,05$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]
 $F_{T,2,Rd} = 137,56$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]
 $F_{T,3,Rd} = 153,18$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 3 [6.2.4]
 $F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$
 $F_{t,pl,Rd,y} = 137,56$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} = 300$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5]
 $l_{eff,2} = 300$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]
 $m = 56$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]
 $M_{pl,1,Rd} = 3,97$ [kN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]
 $M_{pl,2,Rd} = 3,97$ [kN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]
 $F_{T,1,Rd} = 283,26$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]
 $F_{T,2,Rd} = 148,05$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]
 $F_{T,3,Rd} = 153,18$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 3 [6.2.4]
 $F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$
 $F_{t,pl,Rd,z} = 148,05$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$
 $F_{T,Rd,y} = 137,56$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]
 $F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$
 $F_{T,Rd,z} = 148,05$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,06 < 1,00$	vérifié	(0,06)
$e_y = 237$ [mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]	
$Z_{c,y} = 109$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]	
$Z_{t,y} = 175$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]	
$M_{j,Rd,y} = 72,30$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]	
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,32 < 1,00$	vérifié	(0,32)
$e_z = 3$ [mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]	
$Z_{c,z} = 76$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]	
$Z_{t,z} = 60$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]	
$M_{j,Rd,z} = 3,89$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]	
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,07 < 1,00$	vérifié	(0,07)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,39 < 1,00$	vérifié	(0,39)

CISAILLEMENT**PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE****Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$**

$\alpha_{d,y} = \frac{2}{4}, 4$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,y} = \frac{1}{0}, 0$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

$k_{1,y} = \frac{2}{0}, 5$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = 262,80$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = \frac{1}{0}, 6$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,z} = \frac{1}{0}, 0$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

$k_{1,z} = \frac{2}{0}, 5$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 262,80$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,25$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

$A_{bv} = 4,524$ [cm²] Aire de section efficace du boulon [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 1200,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{bv} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 107,70$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans effet de levier [6.2.2.(7)]

$\alpha_M = 2,00$ Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation CEB [9.3.2.2]

$M_{Rk,s} = 1,83$ [kN*m] Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion CEB [9.3.2.2]

$l_{sm} = 58$ [mm] Longueur du bras de levier CEB [9.3.2.2]

$\gamma_{Ms} = 1,20$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$$

$F_{v,Rd,sm} = 52,65$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - avec l'effet de levier CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 165,43$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]

$k_3 = 2,00$ Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage CEB [9.3.3]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,cp} = 153,18$ [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

ECRASUREMENT DU BORD DU BETON**Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$**

$V_{Rk,c,y} = \frac{0}{4} \cdot 1316,2$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\Psi_{A,V,y} = 0,33$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\Psi_{h,V,y} = 1,03$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\Psi_{s,V,y} = 0,81$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\Psi_{ec,V,y} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\Psi_{\alpha,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\Psi_{ucr,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y} \cdot \Psi_{A,V,y} \cdot \Psi_{h,V,y} \cdot \Psi_{s,V,y} \cdot \Psi_{ec,V,y} \cdot \Psi_{\alpha,V,y} \cdot \Psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,y} = 169,50 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]}$$

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z} = \frac{0}{2} \cdot 538,1$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\Psi_{A,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\Psi_{h,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\Psi_{s,V,z} = 1,00$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\Psi_{ec,V,z} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\Psi_{\alpha,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\Psi_{ucr,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} \cdot \Psi_{A,V,z} \cdot \Psi_{h,V,z} \cdot \Psi_{s,V,z} \cdot \Psi_{ec,V,z} \cdot \Psi_{\alpha,V,z} \cdot \Psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = 249,13 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]}$$

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0,30$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton [6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 97,00$ [kN]	Effort de compression [6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$	
$F_{f,Rd} = 29,10$ [kN]	Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

CONTACT DE LA CALE D'ARRÊT AVEC BETON

$F_{v,Rd,wg,y} = 1,4 \cdot l_w \cdot b_{wy} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	
$F_{v,Rd,wg,y} = 233,33$ [kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton
$F_{v,Rd,wg,z} = 1,4 \cdot l_w \cdot b_{wz} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	
$F_{v,Rd,wg,z} = 128,33$ [kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$	
$V_{j,Rd,y} = 473,03$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,14 < 1,00 vérifié (0,14)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$	
$V_{j,Rd,z} = 368,03$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,04 < 1,00 vérifié (0,04)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,18 < 1,00 vérifié (0,18)

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 = 0,25$	[kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 = 15,54$	[kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$Z_s = 37$	[mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s = 1996,283$	[cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d = 0,28$	[MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 2,26$	[MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 9,17$	[MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 15,89$	[MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0,58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1,0$ (6.1) $0,07 < 1,00$ vérifié (0,07)			

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 37,15$	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 37,15$	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} = -13,48$	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} = -6,80$	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,85$		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (f_u/\gamma_{M2}) \leq 1,0$ (4.1) $0,13 < 1,00$ vérifié (0,13)			
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0(\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2)) / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2}))} \leq 1,0$ (4.1) $0,23 < 1,00$ vérifié (0,23)			
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0(\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2}))} \leq 1,0$ (4.1) $0,20 < 1,00$ vérifié (0,20)			

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} = 1,68$	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 1,68$	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} = 4,86$	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 9,06$	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,85$		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1) $0,03 < 1,00$ vérifié (0,03)			

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} = 137,39$	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 137,39$	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} = -0,35$	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 274,79$	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,85$		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1) $0,80 < 1,00$ vérifié (0,80)			

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} = 67$	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} = 295$	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1,275 * E)$			
$k_{13,y} = 17$	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} = 250$	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 56$	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0,850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$			
$k_{15,y} = 4$	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b = 271$	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1,6 * A_b / L_b$			
$k_{16,y} = 2$	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} = 0,53$		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]

$\lambda_{0,y} = 0,53$	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} = 88752,99$ [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} = 97816,07$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE		[5.2.2.5.(2)]
Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$		
$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{A_{c,z}} / (1.275 \cdot E)$		
$k_{13,z} = 17$ [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} = 300$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 56$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.850 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$		
$k_{15,z} = 5$ [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b = 271$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$		
$k_{16,z} = 2$ [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} = 0,89$	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} = 40882,28$ [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} = 34887,01$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGIDE		[5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE :

RAIDISSEUR - SOUDURES HORIZONTALES

REMARQUES

Résistance de la soudure du raidisseur horizontal inférieure à la résistance du raidisseur

20 [mm] \geq 5 [mm]**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,80

ANNEXE F :

Chapitre VIII : étude de fondation



LABORATOIRE NATIONAL DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION
DIRECTION REGIONALE SUD-OUEST UNITE DE BECHAR

CHAPITRE IV
CONCLUSION GENERALE

- Les sondages carottés exécutés ont mis en évidence une formation géologique traduite essentiellement des sables grossiers suivis par des sables peu argileux et de grès à la base.
- Les sondages pénétrométriques ne révèlent aucune nappe d'eau dans les profondeurs de reconnaissance (Période Avril 2019).
- Les analyses chimiques montrent un sol fortement agressif vis-à-vis du béton ordinaire, Le pourcentage des sulfates atteint la valeur 01.084% .Donc il faut utiliser un ciment résistant aux sulfates pour toute ouvrage en contact avec le sol tel que ciment type HTS ou CRS.
- Ce contexte géologique et géotechnique nous amène à :
 - * Préconiser l'emploi des fondations superficielles, s'appuyant dans le bon sol, à partir de 1,10 m. Par rapport au terrain fini.
 - * Limiter le taux travail de : $Q_{adm} = 1.70 \text{ bars}$.
- ↻ Le site du projet présente une morphologie plate.



LABORATOIRE NATIONAL DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION
DIRECTION REGIONALE SUD-OUEST UNITE DE BECHAR

RAPPORT DE FORAGE																					
Projet : Brigade Mobile de La Police Judiciaire					Client : DEPADRAR																
Endroit : ADRAR					Dossier N° : 023/2019																
Date début : 13/04/2019					Sondage : SO 1																
Date fin : 13/04/2019					Coordonnées GPS :		Boue de forage :		Etat des échantillons :												
Profondeur forée (m) : 6					X :		Type forage :		Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input type="checkbox"/>												
Niveau d'eau (m) :					Y :		Foreuse :		Perdu <input type="checkbox"/> Carotte <input type="checkbox"/>												
Echelle (m)		Récupération		N ou ROD		Tubage		Type et Numéro		Etat		Profondeur Echantillon		Niveau d'eau		Symboles		DESCRIPTION		ESSAIS DE LABORATOIRE	
0.5																		Sable grossier rougeâtre			
1.0																		Sable limoneux verdâtre			
1.5																		Sable argileux verdâtre			
2.0																		Sable fin verdâtre			
2.5																		Fin du forage à une profondeur de 6 m.			
3.0																					
3.5																					
4.0																					
4.5																					
5.0																					
5.5																					
6.0																					
6.5																					
7.0																					
7.5																					
8.0																					
8.5																					

REMARQUES :

TYPE D'ECHANTILLON :

- CF : Carotte Forée
- TD : Tête spiraleuse
- PC : Tête aperturée
- CP : Tête carotte
- TO : Tête ouvert

ABREVIATIONS :

- AG : Analyse granulométrique
- CD : Conductivité
- LI : Unités d'Inertie (ULI)
- W : Teneur en eau
- P : Poids volumétrique (G_v)
- AC : Analyse chimique
- CO : Coefficient de consolidation
- TR : Coefficient de tassement
- PC : Perforance à la compression
- OE : Etat de consolidation
- GL : Coefficient de liquéfaction
- P : Perforance à l'emboulement

Préparé par :

Vérifié par :

Projet : 001/2019

Date : 13/04/2019

Page : 1 de 1

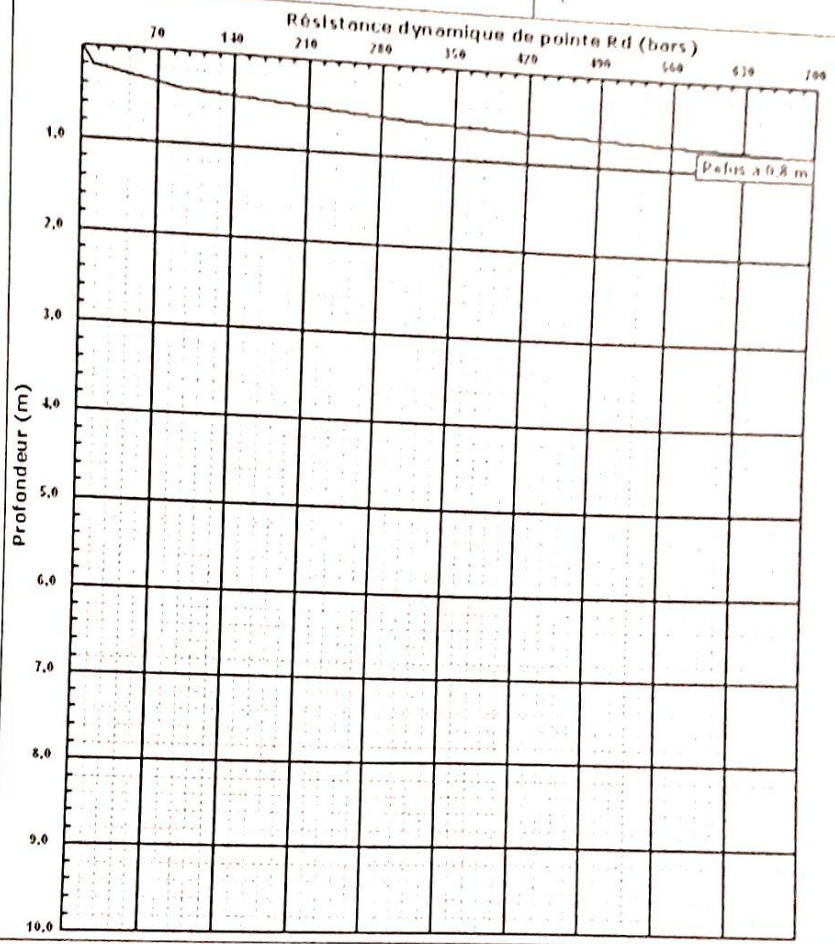


LABORATOIRE NATIONAL DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION
DIRECTION REGIONALE SUD-OUEST UNITE DE BECHAR

Essai de Pénétration Dynamique

INTITULE : Une brigade mobile de la police judiciaire
N° DOSSIER : 023/2019
LIEU : ADRAR
CLIENT : DEP ADRAR
DATE ESSAIS : 25/03/2019 au 25/03/2019

Référence essai : PFA 01
Localisation : ADRAR
Coordonnées GPS :
X :
Y : Z



Caractéristiques du pénétrmètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m) : 0 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 50 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m) : 6,28 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Bataaz :

$$R_d = \frac{m^2 \cdot H}{A \cdot \frac{e}{4} \cdot (m + \sum m)}$$