

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

Université Aboubakr Belkaid TLEMCEN  
Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme  
de Master en Génie Civil  
Option : Construction Métallique

**Thème :**

**ETUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UNE PISCINE  
SEMI-OLYMPIQUE A SIDI EL DJILLALI (W- TLEMCEN)**

**Présenté le 16 juin 2015 par :**

**BENCHOUK NADIR**

**devant le jury composé de :**

Mr. CHERIF Z.E.A.  
Dr. MISSOUM A.  
Dr. MATALLAH M.  
Pr. BOUMECHRA N.  
Dr. HAMDAOUI K.

Président  
Examineur  
Examineur  
Encadreur  
Encadreur

## *Dédicaces*

Je dédie ce modeste mémoire à :

- Ma mère
- Toute ma famille en particulier ma femme et mon fils Younes
- Tous mes amis

Ainsi que la promotion de Génie Civil option construction métallique 2015

## ***Remerciements***

Avant tout, je remercie  
ALLAH, le Clément, le Miséricordieux, pour m'avoir donné la volonté, la patience  
et l'opportunité de faire ce modeste travail.

Il me fut agréable d'exprimer ma profonde gratitude, mon plus grand respect et mes  
sincères remerciements à mes illustres encadreurs, le Prof. BOUMECHRA Nadir et Dr.  
HAMAOUI Karim, ainsi qu'à l'ensemble des enseignants de l'université Abou-Bakr  
BELKAID de Tlemcen, afin qu'ils puissent trouver ici l'expression de ma considération et  
le témoignage de ma profonde reconnaissance, pour le temps, la patience qu'ils ont mis à  
ma disposition et les judicieux conseils qu'ils m'ont prodigué tout le long de ce travail et  
de mon parcours universitaire.

Je remercie vivement M. CHRIF Zine El Abidine qui a bien voulu accepter de  
présider ce jury.

Au Dr. MATALLAH Mohamed au quel j'exprime toute ma gratitude pour avoir  
accepté de juger ce travail.

Au Dr. MISSOUM Abdelghani qui m'a constamment prodigué ses encouragements  
et a accepté de participer au jury ; qu'il en soit sincèrement remercié.

Aussi je remercie également pour leur gentillesse, leur disponibilité et leur aide  
pendant tout mon parcours Monsieur HADJ- ALLAL Kamel et BABA-AHMED Samain.

Enfin, à tous qui ont contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce mémoire.

BENCHOUK Nadir

## **Résumé :**

La conception et le dimensionnement d'une piscine semi-olympique située à SIDI EL-DJILALI, Wilaya de TLEMCEM, est le thème de ce mémoire. Dans ce projet, les axes principaux sont la conception et le dimensionnement de cette piscine ou l'étude s'est accentuée sur le bloc d'administration et entrée public (Bloc I) et le grand bassin (bloc II). Dans la partie conception, et à partir des plans d'architecture, on a défini un filaire, une géométrie de portique, ainsi que l'étude de la stabilité des structures. Le premier volet de ce travail consiste en l'évaluation des charges et surcharges en plus des effets des actions climatiques selon les règlements Algériens. L'élaboration de la note de calcul concernant pannes, contreventements, fermes et assemblages, fait partie intégrale de ce travail. L'étude est réalisée avec les normes CCM97et CITCM pour la partie charpente métallique, et les règlements CBA 93 et BAEL 91 modifiée 99 pour la partie en béton armé, ainsi que le RPA 99 pour l'étude parasismique. La modélisation de la structure étudiée et son dimensionnement s'est fait par les logiciels ETABS 2013 et SAP 2000 v14.

**Mots clef :** Construction métallique – dimensionnement - piscine semi-olympique.

## **Abstract:**

The design of a semi-olympique pool in SIDI EL-DJILALI, Wilaya of Tlemcen, is the theme of this work. In this project, the main axes are the development and design of the pool where the study concerns principally the administration block and public entrance (Block I) and the large pool (blocII). In the design part, and from the architectural plans, the frame geometry is defined and the stability of structure is studied. The first part of this work is the assessment of the loads in addition to the climatic effects based on the Algerian regulations. The development of the design note concerning bracing, farms and assemblies is an intégrante part of this work. The study is performed with CCM97et CITCM standards for the steel elements, the CBA 93 and BAEL 91 modified 99 regulations for the reinforced concrete part, and the RPA 99 for the para-seismic survey. The modeling of the studied structure and design was done by software SAP 2013 and ETABS 2000 v14.

Key words : Steel structure, design, semi-olympic pool

## **المخلص:**

تصميم مسبح نصف أولمبي في سيدي الجلالي، ولاية تلمسان، هو موضوع هذه المذكرة. في هذا المشروع، المحاور الرئيسية هي تصميم و حساب المسبح حيث ان جوهر الدراسة يكمن في تاجنح الاداري و المدخل (blocI) و حمام سباحة الكبير (blocII). فيما يخص جزء التصميم، ومن المخططات المعمارية، قمنا بدراسة استقرار الهياكل. الجزء الأول من هذا العمل هو تقييم الاحمال و الاحمال الإضافية، بالإضافة إلى آثار المناخ وفقا للوائح الجزائرية. يتم تنفيذ هذا العمل وفقا للمعايير CCM97 و CITCM للهيكل الحديدية، أنظمة CBA 93 و BAEL 91 المعدلة 99 بالنسبة للخرسانة المسلحة، و RPA للدراسة الزلزالية. تم وضع النماذج الرقمية للهيكل بواسطة برامج ETABS 2013 و SAP2000 V14

كلمات مفتاحية: إنشاءات معدنية، تصميم ، مسبح نصف أولمبي.

## TABLE DES MATIERES

Dédicaces	
Remerciements	
Résumé, Abstract, ملخص	
Table des matiers	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
<b>CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE</b>	<b>15</b>
1.1. INTRDUCTION	15
1.2. ETAT DE SURFACE DES ESPACES UTILES DE L'ETUDE	16
1.3. CONCEPTION DE L'OUVRAGE	16
1.3.1. Fondations	16
1.3.2. Gros œuvre	16
1.3.3. Corps d'états secondaires	17
1.4. REGLEMENTS TECHNIQUES UTILISE	19
1.5. MATERIAUX UTILISE	19
1.5.1. Acier	19
1.5.2. Béton	19
1.5.3. Aciers d'armatures	20
<b>BLOC I - (BATIMENT EN BETON ARME)</b>	
<b>CHAPITRE 2 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX ET SECONDAIRES AVEC DESCENTES DES CHARGES</b>	<b>21</b>
2.1. DESCENTE DES CHARGES VERTICALES	21
2.1.1. Plancher terrasse	21
2.1.2. Plancher étage	21
2.1.3. Murs extérieurs (double parois)	22
2.1.4. Acrotère	22
2.1.5. Escalier	22
2.1.6. Charges appliquées	23
2.2. PRE DIMENSIONNEMENT DU PLANCHER	24
2.2.1. Détermination de l'épaisseur du plancher	24
2.2.2. Pré dimensionnement des poutrelles	26
2.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES	26
2.3.1. Pré dimensionnement des poutres principales	26
2.3.2. Pré dimensionnement des poutres secondaire	27
2.4. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX	27
2.5. PRE-DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS	29
2.6. PRE DIMENSIONNEMENT CHAINAGES	30
2.6.1. Sens transversal (pignon).	30
2.6.2. Sens longitudinal (long-pan)	30
2.7. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES	30

<b>CHAPITRE 3 : ETUDE SISMIQUE</b> .....	32
3.1. INTRODUCTION .....	32
3.2. PRINCIPE .....	32
3.3. SPECTRE DE REPONSE DE CALCUL .....	32
3.4 NOMBRE DE MODES A CONSIDERER .....	34
3.5. VERIFICATION DE LA PERIODE FONDAMENTALE DE LA STRUCTURE .....	36
3.6. VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES DE CALCUL .....	36
3.7. VERIFICATION DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX LATERAUX INTER- ETAGES .....	36
<b>CHAPITRE 4 : DIMENSIONNEMENT DES ELÉMENTS STRUCTUREAUX</b> .....	38
4.1. FERRAILLAGE DES POTEAUX .....	38
4.1.1. Combinaisons des charges .....	38
4.1.2. Recommandation des RPA 99/version 2003 .....	38
4.1.3. Exemple de calcul .....	39
4.2. FERRAILLAGE DES POUTRES .....	41
4.2.1. Recommandations des RPA 99/Version 2003 .....	41
4.2.2. Ferrailage longitudinal .....	41
4.2.3. Vérifications nécessaires pour les poutres .....	42
4.2.4. Ferrailage transversal (la contrainte tangentielle) .....	42
<b>BLOC II - (BATIMENT AVEC TOITURE EN ACIER)</b>	
<b>CHAPITRE 5 : ETUDE CLIMATIQUES</b> .....	43
5.1. LES CHARGES PERMANENTES .....	44
5.2. LES SURCHARGE D'EXPLOITATION .....	44
5.3. CHARGE DE LA NEIGE .....	44
5.4. ACTION DU VENT SUR LA CONSTRUCTION .....	45
<b>CHAPITRE 6 : ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES</b> .....	52
6.1. DIMENSIONNEMENT DES PANNES DE LA TOITURE .....	52
6.2. DETERMINATION DES SOLLICITATIONS .....	52
6.2.1. Evaluation des charges et surcharges .....	52
6.2.2. Principe de dimensionnement .....	53
6.2.3. Charges appliquées .....	54
6.3.1. Combinaisons d'action à l'ELU .....	55
6.3.2. Combinaisons d'action à l'ELS .....	50
6.4. CALCUL DES LIERNES .....	61
6.4.1. Introduction .....	61
6.4.2. Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes .....	61
6.4.3. Dimensionnement des liernes .....	63
6.5. CALCUL DE L'ECHANTIGNOLLE .....	63
6.5.1. Introduction .....	63
6.5.2. Calcul des charges revenant à l'échantignolle .....	63
6.5.3. Dimensionnement de l'échantignolle .....	64

6.5.4. Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle .....	64
6.6. DIMENSIONNEMENT DES CHENEAUX .....	65
6.7. DIMENSIONNEMENT DES DESCENTES DES EAUX PLUVIALES .....	67
<b>CHAPITRE 7 : ETUDE SISMIQUE</b> .....	68
7.1. INTRODUCTION .....	68
7.2. SPECTRE DE REPOSE DE CALCUL .....	68
7.3. VERIFICATION DE LA PERIODE FONDAMENTALE DE LA STRUCTURE .....	70
7.4. VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES DE CALCUL .....	70
7.5. VERIFICATION DES DEPLACEMENTS .....	71
7.6. JUSTIFICATION DE LA LARGEUR DES JOINTS SISMIQUES.....	71
7.6.1 Justification de la largeur des joints sismiques .....	72
<b>CHAPITRE 8 : DIMENSIONNEMENT DES ELÉMENT STRUCTUREAUX (CHARPENTE METALLIQUE)</b> .....	73
8.1. CALCUL DES FERMES .....	73
8.1.1. Introductions .....	73
8.1.2. Types de fermes de toiture .....	73
8.1.3. Détermination des charges et surcharges agissantes sur la ferme .....	74
8.1.4. Dimensionnement des barres .....	77
8.1.5. Poteau bi-articulé à section en H peu élancée .....	83
8.2. LA POUTRE SABLIERE .....	84
8.2.1. Justification de la poutre sablière .....	84
8.2.2. Vérification de la poutre au déversement .....	85
8.3. CALCUL DES CONTREVENTEMENTS .....	86
8.3.1. Poutre au vent .....	86
8.3.2. Palée de stabilité .....	87
8.4. DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX B.A. ....	88
<b>CHAPITRE 9 : CALCUL DES ASSEMBLAGES</b> .....	90
9.1. INTRODUCTION .....	90
9.2. Assemblage des éléments de la ferme .....	90
9.2.1. Exemple de l'assemblage membrure supérieure soudure .....	90
9.2.2. Liaison des barres de ferme boulonnage .....	93
9.2.3. Autres assemblages .....	94
9.2.4. Liaison poteau-ferme .....	95
<b>CHAPITRE 10 : CALCUL BASSIN</b> .....	98
10.1. INTRODUCTION .....	98
10.2. PRESENTATION DU BASSIN .....	98
10.3. CALCUL DES POUSSEES .....	99
10.3.1. Poussées des terres (pt) .....	99
10.3.2. Poussées hydrauliques : (Ph) .....	100
10.3.3. Poussées hydrodynamiques : (Phd) .....	101
10.3.4. Modélisation .....	101

10.4. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS .....	102
10.5. CALCUL DU FERRAILLAGE .....	102
<b>CHAPITRE 11 : CALCULS DES FONDATIONS</b> .....	<b>105</b>
11.1. INTRODUCTION .....	105
11.2. CHOIX DE FONDATION .....	105
11.3. ETUDE DES SEMELLES .....	106
11.4. DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES ISOLEES .....	106
11.4.1. Dimensionnement de la semelle isolée la plus sollicité .....	106
11.4.2. Ferrailage de la semelle isolée la plus sollicité .....	110
11.4.3. Tableau récapitulatif .....	110
11.5. DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES ISOLEES .....	111
11.5.1. Dimensionnement de la semelle isolée la plus sollicité .....	111
11.5.2. Ferrailage de la semelle isolée la plus sollicité .....	114
11.6. DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES FILANTES114 .....	114
11.6.1. Dimensionnement de la semelle filante (SF pignon arrière) .....	114
11.6.2. Vérification des semelles filantes.....	115
11.7. FERRAILLAGE DES SEMELLES FILANTES.....	116
11.7.1. Exemple de calcul de la semelle filante SF1 .....	116
<b>CONCLUSION GENERALE</b> .....	<b>117</b>
<b>REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE</b> .....	<b>118</b>

## LISTE DES FIGURES

<b>Figure 1.1.</b> Vue représentatif de l'ensemble des bâtiments.....	15
<b>Figure 1.2.</b> Vue en plan du projet.....	15
<b>Figure 1.3.</b> Vue de la structure en 3D .....	17
<b>Figure 2.1.</b> Vue en plan de terrasse (bloc I).....	23
<b>Figure 2.2.</b> Vue en plan d'étage (bloc I).....	23
<b>Figure 2.3.</b> Coupe transversale d'un plancher en corps creux.....	24
<b>Figure 2.4.</b> Schéma statique de la poutrelle - Poutre bi encastree.....	25
<b>Figure 2.5.</b> Schéma statique de la poutrelle – coupe transversale.....	26
<b>Figure 2.6.</b> Schéma dimensionnement poteau.....	28
<b>Figure 2.7.</b> Surface offerte au poteau le plus sollicité.....	28
<b>Figure 2.8.</b> Schéma statique d'un escalier.....	30
<b>Figure 2.10.</b> Coupe de voile en élévation .....	31
<b>Figure 2.11.</b> Coupe de voile en plan.....	31
<b>Figure 3.1.</b> Spectre de réponse de calcul.....	33
<b>Figure 3.2.</b> Mode 1 « Translation sens X » $T = 0,389\text{sec}$ .....	34
<b>Figure 3.3.</b> Mode 2 « Translation sens Y » $T = 0,355\text{ sec}$ .....	35
<b>Figure 3.4.</b> Mode 3 « Torsion » $T = 0,344\text{ sec}$ .....	35
<b>Figure 4.1.</b> Localisation du poteau le plus sollicité .....	39
<b>Figure 4.2.</b> Schéma de ferrailage des poteaux.....	40
<b>Figure 4.2.</b> Schéma d'une poutre porteuse.....	41
<b>Figure 5.1.</b> Forme de la section du panneau sandwich.....	43
<b>Figure 5.2.</b> Pente vessant droit.....	45
<b>Figure 5.3.</b> Pente vessant gauche.....	45
<b>Figure 5.4.</b> Direction du vent.....	45
<b>Figure 5.5.</b> Légendes relatives aux parois verticales.....	47
<b>Figure 5.6.</b> Cpe,10 pour les zones A, B, C, D et E avec vent sur pignon.....	48
<b>Figure 5.7.</b> Cpe,10 pour les zones A, B, C, D et E avec vent sur long-pan.....	48
<b>Figure 5.8.</b> Plan de la toiture.....	48
<b>Figure 5.9.</b> Les zones pour les toitures à deux versants.....	48
<b>Figure 5.10.</b> Les zones pour les toitures plates.....	49
<b>Figure 5.11.</b> Pression sur la toiture suivant V2.....	50
<b>Figure 5.12.</b> Pression sur la toiture suivant V4.....	51
<b>Figure 6.1.</b> Disposition des pannes.....	52
<b>Figure 6.2.</b> Chargement des pannes.....	52
<b>Figure 6.3.</b> Surcharge de neige.....	53
<b>Figure 6.4.</b> Surcharge du vent.....	53
<b>Figure 6.5.</b> Les éléments de la toiture.....	54
<b>Figure 6.6.</b> Les différents plans de chargement d'une panne.....	56
<b>Figure 6.7.</b> Coupe transversale des pannes.....	61
<b>Figure 6.8.</b> Disposition lierne.....	62

<b>Figure 6.9.</b> Coupe transversal l'échantignolle .....	64
<b>Figure 6.10.</b> Positionnement de l'échantignolle sur la membrure supérieure .....	65
<b>Figure 6.11.</b> Coupe transversale chéneau .....	65
<b>Figure 6.12.</b> Calcul diamètre minimal descente d'eau .....	66
<b>Figure 6.13.</b> Calcul de section des chéneaux .....	67
<b>Figure 7.1.</b> Spectre de réponse de calcul.....	69
<b>Figure 7.2.</b> largeur minimum du joint sismique .....	72
<b>Figure 8.1.</b> Vue en plan la toiture bloc II.....	73
<b>Figure 8.2.</b> Dénomination des barres de la ferme.....	74
<b>Figure 8.3.</b> Charge équivalente du vent.....	75
<b>Figure 8.4.</b> Représentation des global de la ferme.....	76
<b>Figure 8.5.</b> Localisation de la poutre au vent et le palée de stabilité.....	87
<b>Figure 8.6.</b> Schéma du poteau HEA posé sur un poteau en B.A.....	89
<b>Figure 9.1.</b> Notations et conventions.....	91
<b>Figure 9.2.</b> Boulon ordinaire.....	93
<b>Figure 9.3.</b> Pincés e, p.....	93
<b>Figure 9.4.</b> Diagramme d'interaction (traction, cisaillement).....	93
<b>Figure 9.5.</b> Assemblage membres supérieur avec montant et diagonale .....	95
<b>Figure 10.1.</b> Diagramme des forces de poussée de l'eau .....	98
<b>Figure 10.2.</b> Diagramme des poussées latérales exercées par le remblai.....	98
<b>Figure 10.3.</b> Présentation du bassin.....	99
<b>Figure 10.4.</b> Diagramme des poussées des terres (Pt).....	100
<b>Figure 10.5.</b> Diagramme des poussées hydrostatiques (Ph).....	100
<b>Figure 10.6.</b> La réaction du sol sous l'effet du au poids de l'eau.....	101
<b>Figure 10.7.</b> La disposition des armatures de radier.....	103
<b>Figure 10.8.</b> La disposition des armatures du voile.....	104
<b>Figure 11.1.</b> Schéma de principe d'une semelle isolée.....	106
<b>Figure 11.2.</b> Schéma de ferrailage de la semelle isolée.....	110
<b>Figure 11.3.</b> Vue en plan et profil en travers et d'une semelle filante .....	114

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau 1.1.</b> Etat de surface des espaces utiles de l'étude .....	16
<b>Tableau 2.1.</b> Charges permanentes et d'exploitation du plancher terrasse .....	21
<b>Tableau 2.2.</b> Charges permanentes et d'exploitation du plancher étage .....	21
<b>Tableau 2.3.</b> Charges permanentes et d'exploitation des murs extérieurs .....	22
<b>Tableau 2.4.</b> Charges permanentes et d'exploitation de l'acrotère .....	22
<b>Tableau 2.5.</b> Charges permanentes et d'exploitation des escaliers .....	22
<b>Tableau 3.1.</b> Valeurs des pénalités $P_q$ .....	33
<b>Tableau 3.2.</b> Période et facteur de participation massique .....	34
<b>Tableau 3.3.</b> Résultante des forces sismiques à la base .....	36
<b>Tableau 3.4.</b> Vérification des déplacements inter-étages .....	37
<b>Tableau 4.1.</b> Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier .....	38
<b>Tableau 4.3.</b> Ferrailage des Poutres .....	42
<b>Tableau 5.1.</b> caractéristiques physiques panneau sandwich .....	43
<b>Tableau 5.2.</b> Définition des catégories de terrain (RNV99) .....	46
<b>Tableau 5.3.</b> La répartition de la pression dynamique pour les parois verticales.....	47
<b>Tableau 5.4.</b> Pression sur la toiture (1).....	50
<b>Tableau 5.5.</b> Pression sur la toiture(2).....	51
<b>Tableau 7.1.</b> Valeurs des pénalités $P_q$ .....	68
<b>Tableau 7.2.</b> Résultante des forces sismiques à la base .....	71
<b>Tableau 7.3.</b> Déplacements relatifs dans le sens (X-X) .....	71
<b>Tableau 7.4.</b> Déplacements relatifs dans le sens (Y-Y) .....	71
<b>Tableau 8.1.</b> Surcharges du vent (perpendiculaire au versant) .....	74
<b>Tableau 8.2.</b> Coefficients minorateurs $\beta_2$ et $\beta_3$ .....	78
<b>Tableau 8.3.</b> Caractéristique profilé HEA 300 .....	83
<b>Tableau 8.4.</b> Caractéristique profilé HEA 240 .....	84
<b>Tableau 9.1.</b> Tableau récapitulatif de l'ensemble des assemblages de la ferme .....	92
<b>Tableau 9.2.</b> Tableau récapitulatif de l'ensemble des assemblages de la ferme .....	94
<b>Tableau 10.1.</b> Valeur des efforts tirés par le programme ETABS 2013 .....	106
<b>Tableau 11.1.</b> Vérification des semelles fillante à l'ELS. (Semelle isolée) .....	108
<b>Tableau 11.2.</b> Vérification des semelles fillante à l'ELU. (Semelle isolée) .....	108
<b>Tableau 11.3.</b> Dimensions des semelles filantes G+Q+E.....	109
<b>Tableau 11.4.</b> Dimensions des semelles filantes 0,8G+E.....	109
<b>Tableau 11.5.</b> Ferrailage de la semelle isolée .....	110
<b>Tableau 11.6.</b> Récapitulatif du calcul des fondations (Semelle isolée) .....	110
<b>Tableau 11.7.</b> Valeurs des efforts tirés par le programme ETABS(Semelle filante) .....	111
<b>Tableau 11.8.</b> Vérification des semelles filantes à l'ELS. (Semelle isolée) .....	111
<b>Tableau 11.9.</b> Vérification des semelles filantes à l'ELU. (Semelle isolée) .....	112
<b>Tableau 11.10.</b> Vérification des semelles G+Q+E (Semelle filante) .....	113
<b>Tableau 11.11.</b> Vérification des semelles 0,8G+E (Semelle filante) .....	113
<b>Tableau 11.12.</b> Ferrailage de la semelle filante .....	114
<b>Tableau 11.13.</b> Dimensions des semelles filantes .....	115
<b>Tableau 11.14.</b> Vérification des semelles filantes au poinçonnement .....	115
<b>Tableau 11.15.</b> Tableau récapitulatif du ferrailage des semelles filantes .....	116

## LISTE DES NOTATIONS

### Majuscules latines et romaines

A :	Section brute d'une pièce.
$A_{net}$ :	Section nette d'une pièce.
$A_w$ :	Section de l'âme.
$A_v$ :	Aire de cisaillement.
$C_t$ :	Coefficient de topographie.
$C_r$ :	Coefficient de rugosité.
$C_{p,net}$ :	Coefficient de pression nette.
$C_e$ :	Coefficient d'exposition.
$C_d$ :	Coefficient dynamique.
E :	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ( $E=210000$ MPa).
F :	Force en générale.
G :	Module d'élasticité transversale de l'acier ( $G=81000$ MPa).
G :	Charge permanente.
I :	Moment d'inertie.
$K_0$ :	Coefficient de flambement.
$K_t$ :	Facteur de terrain.
L :	Longueur.
M :	Moment de flexion.
$M_{Sd}$ :	Moment fléchissant sollicitant.
$M_{Rd}$ :	Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.
$M_{Pl}$ :	Moment plastique.
$M_{b,Rd}$ :	Moment de la résistance au déversement.
$N_{pl,Rd}$ :	Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.
$N_{b,Rd}$ :	Effort normal d'un élément comprimé au flambement.
$N_{Sd}$ :	Effort normal sollicitant.
$N_{t,sd}$ :	Effort normale de traction.
$N_{c,sd}$ :	Effort normal de compression.
$N_{c,Rd}$ :	Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.
Q :	Charge d'exploitation.
R :	Coefficient de comportement de la structure.
S :	La charge de la neige.
$V_{sd}$ :	Valeur de calcul de l'effort tranchant.
$V_{réf}$ :	Vitesse de référence du vent.
$W_{pl}$ :	Module de résistance plastique.
W :	Poids de la structure.

### Minuscules latines

$f$ :	La flèche.
$f_y$ :	Limite d'élasticité.
$h$ :	Hauteur d'une pièce.
$L$ :	Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).
$L_f$ :	Longueur de flambement.
$t$ :	Épaisseur d'une pièce.
$t_f$ :	Épaisseur d'une semelle de poutre.
$t_w$ :	Épaisseur de l'âme de poutre.
$Z$ :	Hauteur au-dessus du sol.
$Z_0$ :	Paramètre de rugosité.
$Z_{eq}$ :	Hauteur équivalente

### Minuscules grecques

$\chi$ :	coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.
$\beta_w$ :	Facteur de corrélation.
$\gamma_M$ :	Coefficient de sécurité.
$\lambda$ :	Élancement.
$\lambda_{LT}$ :	Élancement de déversement.
$\alpha$ :	Facteur d'imperfection.
$\varnothing_{LT}$ :	Rotation de déversement.
$\tau$ :	Contrainte limite de cisaillement en élasticité.
$\varepsilon$ :	Coefficient de réduction élastique de l'acier.
$\sigma_a$ :	Contrainte de l'acier.
$\sigma_b$ :	Contrainte du béton.
$\xi$ :	Pourcentage d'amortissement critique.
$\eta$ :	Facteur de correction d'amortissement.
$\delta_{ek}$ :	Déplacement dû aux forces sismiques.
$\mu$ :	coefficient de forme de la charge de neige.

## INTRODUCTION

Dans le cadre de l'obtention du diplôme de master en Génie civil option construction métallique, nous avons réalisé un projet de fin d'étude. Ce dernier consiste à calculer et à dimensionner une structure afin qu'elle remplisse sa mission tel que les normes conceptuelles et techniques soient assurées.

Il s'agit de l'étude d'une piscine semi olympique. Cette piscine, projet encore en cours de réalisation, est située dans la commune de Sidi El Djilali, wilaya de Tlemcen.

Cette nouvelle construction permettra d'accueillir, toutes personnes souhaitant exercer une activité physique de natation, et un site d'accueil pour la formation et la pratique de la natation avec les normes exigées dans la discipline.

Le bâtiment étudié est composé de 04 blocs :

- Bloc 1 : Administration et entrée public R+1 (structure en béton armé)
- Bloc 2 : Grand bassin (structure en béton armé avec toiture en charpente métallique)
- Bloc 3 : Vestiaire et entrée sportifs R+1 (structure en béton armé)
- Bloc 4 : Petit bassin (structure en béton armé avec toiture en charpente métallique).

Dans ce projet de fin d'étude, les axes principaux de l'étude sont la conception et le dimensionnement de la piscine semi olympique pour les deux blocs suivant :

- Bloc 1 : Administration et entrée public R+1 (structure en béton armé)
- Bloc 2 : Grand bassin (structure en béton armé avec toiture en charpente métallique)

# CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

## 1.1. INTRODUCTION

Le projet en question est une piscine semi olympique, qui se compose d'une partie principale (le bassin) avec des fondations superficielles et poteaux en béton armé couverte par une toiture à deux versants asymétriques en charpente métallique et d'une autre partie totalement en Béton armé en R+1 qui comprend l'entrée publique avec un espace de circulation, des salles, un Hall et les sanitaires.

Bloc (I) 275,10 m<sup>2</sup> (32,75 x 8,40).

Bloc (II) partie bassin 1071 m<sup>2</sup> (30,60 x 35,00), avec une hauteur de 13,75 m

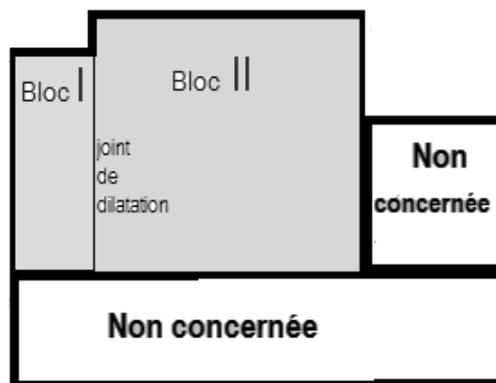


Figure 1.1. Vue représentatif de l'ensemble des bâtiments.

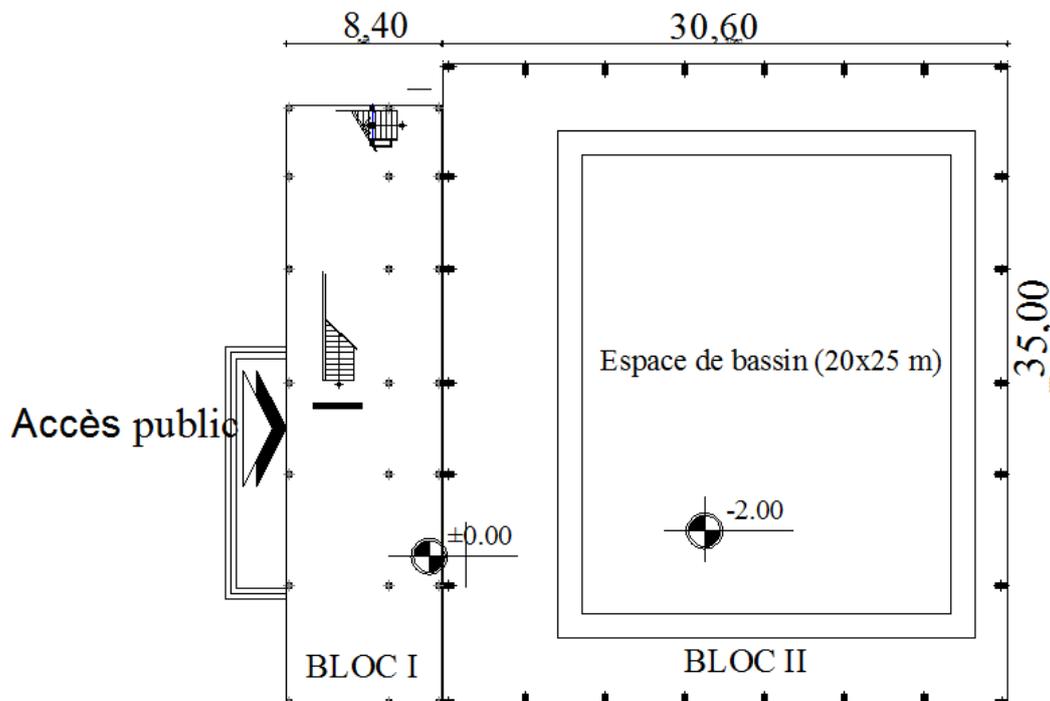


Figure 1.2. Vue en plan du projet.

## 1.2. ETAT DE SURFACE DES ESPACES UTILES DE L'ETUDE

L'ensemble du projet représente une assiette bâtit en surface :

DESIGNATION	UNITE	SUPERFICIE
<b>SOUS SOL</b>		
Bassin	M <sup>2</sup>	500,00
Bassin de compensation	M <sup>2</sup>	60,00
Galerie de visite	M <sup>2</sup>	144,50
* Local technique	M <sup>2</sup>	225,20
* Accès vers local technique	M <sup>2</sup>	14,30
* Escalier et issus de secours	M <sup>2</sup>	30,00
Sous Total		974,00
<b>R.D.C.</b>		
* Hall d'entrée public et accès au gradin	M <sup>2</sup>	65,00
* Sanitaires hommes	M <sup>2</sup>	28,10
* Sanitaires femmes	M <sup>2</sup>	6,82
* Dégagement	M <sup>2</sup>	81,42
* Dépôt	M <sup>2</sup>	21,86
* Local entretient	M <sup>2</sup>	20,50
* Circulation périphérique bassin	M <sup>2</sup>	330,30
Sous Total		884,00
<b>ETAGE</b>		
* Gradin	M <sup>2</sup>	145,00
* Circulation	M <sup>2</sup>	117,00
Sous Total		262,00
<b>T O T A L =</b>		<b>2120,00</b>

*Tableau 1.1. Etat de surface des espaces utiles de l'étude*

## 1.3. CONCEPTION DE L'OUVRAGE

Le système constructif de la structure sera étudiée en deux parties distinctes .le bloc I sera réalisé totalement en béton armé, quant au bloc II les poteaux seront en béton armé avec toiture en charpente métallique.

Avec de la maçonnerie en brique creuse double cloison pour les murs à l'extérieurs et simple cloison à l'intérieur et ceci dans un souci d'une part d'efficacité dans la réalisation, dans un but économique vu la disponibilité des matériaux utilisés. Les matériaux à mettre en œuvre devront répondre aux conditions climatiques de la région située aux portes des hauts plateaux.

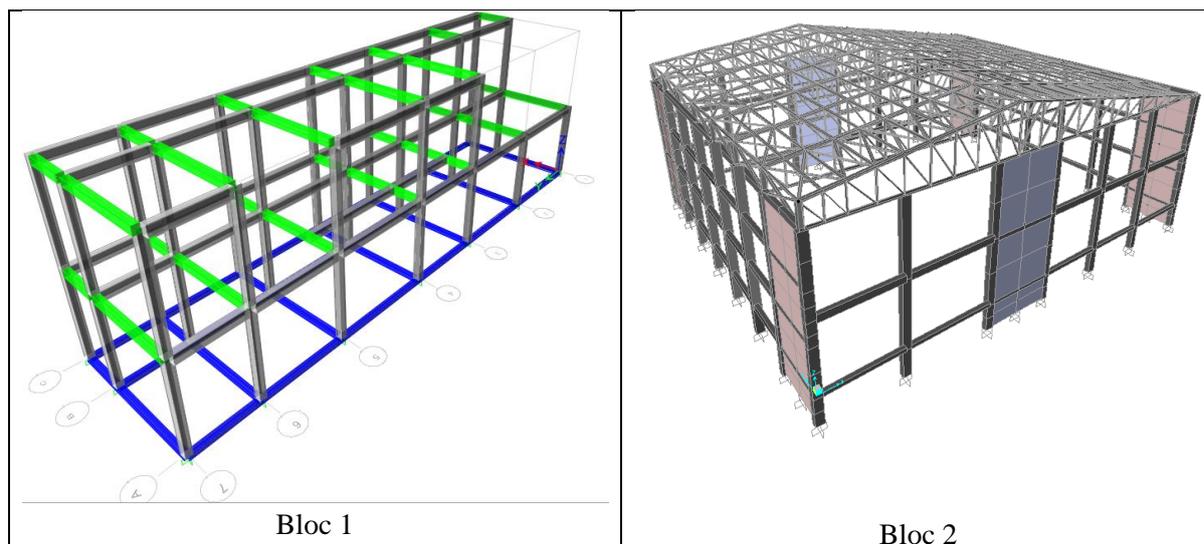


Figure 1.3. Vue de la structure en 3D

### 1.3.1. Fondations

#### a) Système de fondation

Vu l'homogénéité de l'assiette, représentée par des calcaires gréseux bruns conglomératiques à compacts, peux cariés, altérés parfois en sable, masqués par une couche centimétrique de terre végétale, il est donc recommandé de passer par un système de fondation superficielle, sur des semelles isolées, avec un ancrage dans la formation des calcaires.

#### b) Portance du sol

Vu la nature géologique du calcaire qui se trouve à aspect compact parfois conglomératique, très dur où seront ancrés les fondations, la contrainte admissible du sol sera estimée forfaitairement à 3,00 bars.

Le terrain retenu pour le projet de la piscine semi-olympique à Sidi-Djilali Wilaya de Tlemcen, appartient à la période du jurassique, composé d'une seule formation géologique, à savoir des calcaires gréseux bruns conglomératiques à compacts, peux cariés, altérés parfois en sable, masqués par une couche centimétrique de terre végétale.

Le laboratoire chargé de l'étude du sol recommande de :

Passer par un système de fondation superficielle, sur semelles isolées.

Les ancrer dans la formation des calcaires.

Les faire travailler à une contrainte admissible forfaitaire de 3,00 bars.

Enfin, prendre en compte les recommandations contenues dans le manuel RPA 99, version 2003, qui stipule que la région de Sidi Djillali, Willaya de Tlemcen, se trouve dans la zone sismique 1.

### 1.3.2. Gros œuvre

#### a) Sols

En béton armé reposant sur lit de sable (plages du bassin et sol des annexes).

#### b) La structure en béton

Pour le bloc I Le bâtiment est constitué d'un système poteau poutre en béton armé avec un plancher corps creux type (16+5).

Pour le bloc II les poteaux avec chaînage prévues en béton armé dosé en ciment CPA à 350kg/ m<sup>3</sup>, pour bassin dosé à 400 Kg/ m<sup>3</sup> avec une corporation de produit hydrofuge.

c) Charpente :

La toiture est constituée de fermes à treillis en charpente métallique tout profilé confondu assemblé avec boulonnerie et soudure. La

couverture, constitue la paroi extérieure assurant l'étanchéité horizontale d'un ouvrage.

Elle est supportée directement par des pannes, pour le cas de ce projet le choix a été porté sur le panneau sandwich.

- Présentation de l'ouvrage en charpente :

✓ Sur long pan : 30,60 m.

✓ Sur pignon : 35,00 m.

✓ La hauteur à partir de la base jusqu'à la panne de faitage : 13,75 m.

- Les Fermes :

Les fermes sont des poutres maîtresses d'un comble. Elles sont constitutives d'un certain nombre de barres droites isolées qui sont réunies par des nœuds et forment un système géométriquement indéformable chargé uniquement dans ses nœuds.

On distingue différents types de fermes. Pour ce projet, la ferme est trapézoïdale.

### 1.3.3. Corps d'état secondaires

**Filtration** L'installation de traitement d'eau est destinée à obtenir à maintenir les qualités physiques et bactériologique de l'eau dans le bassin (Cf. arrêté de 13 juin 1969 règles de sécurité et d'hygiène applicable aux établissements de natation ouverts au public).

a) Données de base :

Bassin de type M, à goulottes sur plages.

Eau d'alimentation provenant d'une distribution urbaine et répondant aux caractéristiques d'eau potable. En cas d'eau très calcaire ou ferrugineuse, il sera prévu au titre de l'adaptation au site des appareils spéciaux.

b) Prescription particulières :

Le temps nécessaire au remplissage du bassin est d'environ 24 Heures Le temps nécessaire pour la vidange complète du bassin n'est pas supérieur à 8 heures. La cadence de renouvellement horaire s'effectue sur la base de 0.5 M3 de plan- d'eau, soit 125 M3 / heure. L'apport journalier de l'eau neuve, est au moins égal au 1/20 du volume total du bassin.

c) Installation du matériel :

Le matériel nécessaire au traitement de l'eau est installé dans les locaux techniques de la piscine, il permet les raccordements nécessaires à une extension éventuelle d'un bassin de 20 m x 10 m.

d) Filtre :

Filtration du type filtres sable comprenant l'installation complète de circulation et de filtration, soit:

Un bac de dis connexion sur l'arrivée d'eau de ville.

Un dispositif de pré filtration.

Des pompes de circulation avec leurs vannes d'isolement.  
Un dispositif de pré filtration.  
Des pompes de circulation avec leurs vannes d'isolement et leurs clapets anti- retour.  
Un piquage incendie d'un  $\phi$  100 mm  
Un système de filtration avec toute la robinetterie nécessaire.  
Les piquages en attente pour le lot stérilisation et le traitement algicide.  
Les appareils nécessaires pour le nettoyage de bassin.  
Une vanne de vidange dans le cas de possibilité d'écoulement gravitaire.  
Toutes les tuyauteries de liaison et de raccordement.  
Toute l'installation électrique nécessaire au bon fonctionnement des équipements concernant ce lot Toutes les pièces à sceller (aspiration - refoulement, goulottes). La protection de l'installation contre la corrosion et le froid.  
Adoucissement de l'eau d'alimentation (en cas d'eau dur).

#### 1.4. REGLEMENTS TECHNIQUES UTILISE

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- D.T.R. [B.C.2.2] : Charges permanentes et charges d'exploitation.
- R.N.V. 1999 [B.C.2.47] Règlement neige et vent.
- C.C.M. 97 [B.C.2.44] Règle de conception et de calcul des structures en acier.
- R.P.A. 99 Version 2003 [B.C.2.48] Règles Parasismique Algérienne.
- C.B.A. 93 D.T.R. [B.C. 2.41] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- B.A.E.L. 91 : Béton armé aux états limites.
- D.T.R. [B.C.2.331] : Règles de calcul des fondations superficielles.

#### 1.5. MATERIAUX UTILISE

##### 1.5.1. Acier

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

- La résistance à la traction:  $f_u = 360$  MPa,
- La limite élastique:  $f_y = 235$  MPa,
- Le module de Young:  $E = 210\ 000$  MPa,
- Le coefficient de poisson:  $\nu = 0.3$ ,
- Le coefficient de dilatation thermique:  $\alpha = 12 \times 10^{-6}$  m/°C,
- Module d'élasticité transversale:  $G = 84000$  MPa.

##### 1.5.2. Béton

- Le béton utilisé est dosé à 350kg/ m<sup>3</sup>.
- Béton de propreté est dosé à 150 kg/m<sup>3</sup>.
- a) Résistance de béton :

Le béton utilisé est défini, du point de vue mécanique par :

- La résistance à la compression à 28 jours:  $f_{c28} = 25$  MPa.

- La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation:  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$
- b) Contraintes limites :
  - La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :  $f_{bu} = (0,85 f_{cj}) / \theta_{\gamma b}$
- c) Etat limite de service :
  - La contrainte de compression limite de service est donnée par :  $\bar{\sigma}_c = 0,6 f_{c28}$ .
- d) Contraintes de cisaillement :

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

- Fissuration peu nuisible:  $\bar{\tau} = \min (0,13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable:  $\bar{\tau} = \min (0,10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$
- e) Module d'élasticité :
  - Le module de déformation longitudinale du béton est donné par la formule suivante:  $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$   $E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$ .
  - Selon le BAEL, les valeurs sont les suivantes:
    - $v = 0$  à l'ELU
    - $v = 0.2$  à l'ELS

### 1.5.3. Aciers d'armatures

L'acier présente une très bonne résistance à la traction, et une bonne résistance à la compression dans le cas d'élançements faibles. Si aucune précaution n'est prise il peut subir des effets de corrosion. C'est un matériau très ductile, qui peut atteindre des déformations très importantes avant rupture.

- a) Caractéristiques mécaniques :
  - Ronds lisses Fe 220  $\Rightarrow F_y = 215 \text{ MPa}$
  - Ronds lisses Fe 240  $\Rightarrow F_y = 235 \text{ MPa}$
  - Barres HA Fe 400  $\Rightarrow F_y = 400 \text{ MPa}$
  - Barres HA Fe 500  $\Rightarrow F_y = 500 \text{ MPa}$
- b) Contraintes limites :
  - *Etat limite ultime* :

La contrainte admissible à l'ELU a pour valeur :

- En cas de situations accidentelles  $\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$
- En cas de situations normales  $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

- *Etat limite de service* :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible: pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable:  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{n \cdot f_{ij}})$ .
- Fissuration très préjudiciable:  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{n \cdot f_{ij}})$ .

## CHAPITRE 2 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX ET SECONDAIRES AVEC DESCENTES DES CHARGES

### 2.1. DESCENTE DES CHARGES VERTICALES

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer. Systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le Document Technique Réglementaire D.T.R. (B.C. 22) des charges permanentes et charges d'exploitations.

#### 2.1.1. Plancher terrasse

Types	Charges permanentes
Protection en gravillons roulés	$0,05 \times 1500 = 75 \text{ kg/m}^2$
Etanchéité multicouches	$0,05 \times 600 = 30 \text{ kg/m}^2$
Béton forme de pente	$0,10 \times 2200 = 220 \text{ kg/m}^2$
Isolation thermique	$0,04 \times 400 = 16 \text{ kg/m}^2$
Plancher en corps creux	$0,25 \times 1360 = 340 \text{ kg/m}^2$
Enduit sous plafond	$0,02 \times 1800 = 36 \text{ kg/m}^2$
<b>TOTAL</b>	<b><math>G1 = 717 \text{ kg/m}^2</math></b>
	<b>Surcharge d'exploitation</b>
Charge d'entretien	$Q1 = 100 \text{ kg/m}^2$

**Tableau 2.1.** Charges permanentes et d'exploitation du plancher terrasse.

#### 2.1.2. Plancher étage

Types	Charges permanentes
Revêtement en carrelage	$0,02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$
Mortier de pose	$0,02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$
Lit de sable	$0,02 \times 1800 = 36 \text{ kg/m}^2$
Plancher en corps creux	$0,25 \times 1360 = 340 \text{ kg/m}^2$
Enduit sous plafond	$0,02 \times 1800 = 36 \text{ kg/m}^2$
Cloisons légères	$= 100 \text{ kg/m}^2$
	<b><math>G = 596 \text{ kg/m}^2</math></b>
	<b>Surcharge d'exploitation</b>
Charge d'entretien	$Q1 = 150 \text{ kg/m}^2$

**Tableau 2.2.** Charges permanentes et d'exploitation du plancher étage.

**2.1.3. Murs extérieurs : (double parois)**

La maçonnerie utilisée est en briques (double cloison) avec 30% d'ouvertures :

Types	Charges permanentes
Enduit extérieur	$0,02 \times 2000 = 40\text{kg/m}^2$
Briques creuses 15 cm	$0,15 \times 1400 = 210\text{kg/m}^2$
Briques creuses 10 cm	$0,10 \times 1400 = 140\text{kg/m}^2$
Enduit intérieur 1,5 cm	$0,015 \times 1200 = 18\text{kg/m}^2$
	Total = 408 kg/m <sup>2</sup>
Avec 30% d'ouverture	$G = 408 \times 0,7 = 285,6\text{kg/m}^2$

**Tableau 2.3.** Charges permanentes et d'exploitation des murs extérieurs.

**2.1.4. Acrotère**

Types	Charges permanentes	
Surface = $(0,02 \times 0,2) / (2) +$ $(0,08 \times 0,2) +$ $(0,1 \times 0,3)$ = 0,048 m <sup>2</sup> /l	$G = 0,048 \times 2500$ = 120 kg/ml.	
	$Q = 90\text{ kg/ml}$	

**Tableau 2.4.** Charges permanentes et d'exploitation de l'acrotère

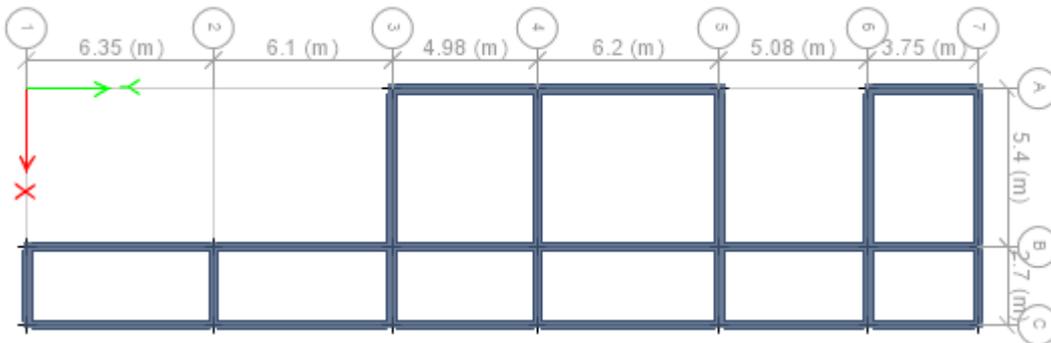
**2.1.5. Escalier**

Paliers :		Volée (paillasse)	
Types	Charges permanentes	Types	Charges permanentes
Carrelage	$0,02 \times 2200 = 44\text{ kg/m}^2$	Carrelage	$0,02 \times 2200 = 44\text{ kg/m}^2$
Mortier de pose	$0,02 \times 2000 = 40\text{ kg/m}^2$	Mortier de pose	$0,02 \times 2000 = 40\text{ kg/m}^2$
Lit de sable	$0,02 \times 1800 = 36\text{ kg/m}^2$	Poids des marches	$0,17 \times 2200/2 = 187\text{ kg/m}^2$
Dalle pleine (BA)	$0,15 \times 2500 = 375\text{ kg/m}^2$	Paillasse	$0,15 \times 2500 / \cos 32 = 442,19\text{ kg/m}^2$
Enduit ciment	$0,02 \times 1800 = 36\text{ kg/m}^2$	Enduit ciment	$0,02 \times 1800 = 36\text{ kg/m}^2$
		Garde-corps	15 kg/m <sup>2</sup>
	$G = 531\text{ kg / m}^2$ .		$G = 764,19\text{ kg / m}^2$
Charge d'entretien		$Q = 250\text{ kg / m}^2$	

**Tableau 2.5.** Charges permanentes et d'exploitation des escaliers.

### 2.1.6. Charges appliquées

#### a) Terrasse



**Figure 2.1.** Vue en plan de terrasse (bloc I).

#### Charges permanentes :

Poutres intermédiaires axe (B3-B5), (B6-B7)  $[(5,4+2,7)/2] \times (717+120) = 3389,85 \text{ daN}$

Poutres intermédiaires axe (B1-B3), (B5-B6)  $(2,7/2) \times (717+120) = 1129,95 \text{ daN}$

Poutres de rives axe A  $(5,4/2) \times (717+120) = 2259,9 \text{ daN}$

Poutres de rives axe C  $(2,7/2) \times (717+120) = 1129,95 \text{ daN}$

#### Surcharge d'entretien :

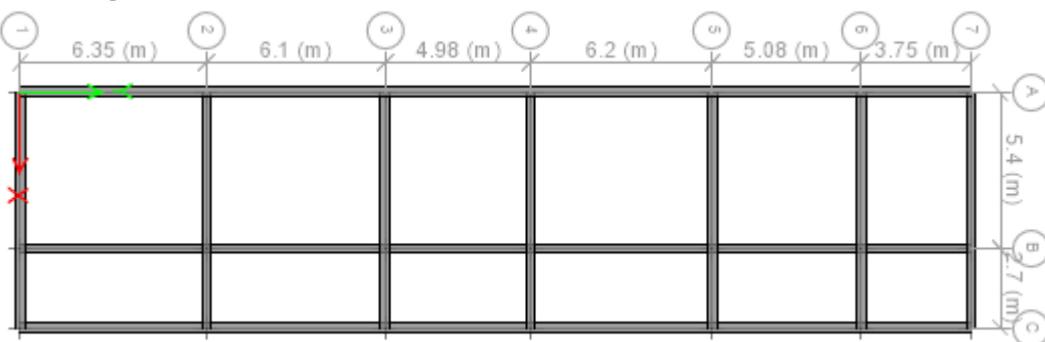
Poutres intermédiaires axe B  $[(5,4 + 2,7)/2] \times 100 = 405 \text{ daN}$

Poutres intermédiaires axe B  $(2,7/2) \times 100 = 135 \text{ daN}$

Poutres de rives axe A  $(5,4/2) \times 100 = 270 \text{ daN}$

Poutres de rives axe C  $(2,7/2) \times 100 = 135 \text{ daN}$

#### b) Etage



**Figure 2.2.** Vue en plan d'étage (bloc I).

#### Charges permanentes :

Poutres intermédiaires axe (B1-B4), (B5-B6)  $[(5,4+2,7)/2] \times (596+408) = 4066,2 \text{ daN}$

Poutres intermédiaires axe (B4-B5), (B6-B7)  $[(5,4 + 2,7)/2] \times 596 = 2413,8 \text{ daN}$

Poutres de rives axe (A1-A4),(A5,A6)  $(5,4/2) \times (596+120) = 1933,2 \text{ daN}$

Poutres de rives axe (A4-A5),(A6,A7)  $(5,4/2) \times (596+408) = 2710,8 \text{ daN}$

Poutres de rives axe C  $(2,7/2) \times 596 = 804,6 \text{ daN}$

Surcharge d'entretien :

Poutres intermédiaires axe B  $[(5,4 + 2,7)/2] \times 150 = 607,5$  daN

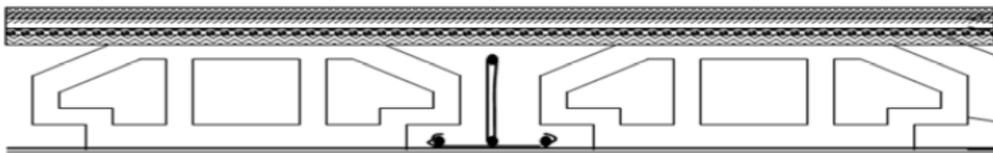
Poutres de rives axe A  $(5,4/2) \times 150 = 405$  daN

Poutres de rives axe C  $(2,7/2) \times 150 = 202,5$  daN

**2.2. PRE DIMENSIONNEMENT DU PLANCHER**

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Les portées de l'ouvrage ne sont pas très importantes (max 5,4m).
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.



**Figure 2.3.** Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

**2.2.1. Détermination de l'épaisseur du plancher**

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance ; L'épaisseur du plancher sera déduite comme suit :

**a) Résistance au feu**

$e = 7$ cm pour une heure de coupe-feu.

$e = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu.

$e = 17.5$  cm pour quatre heures de coupe-feu.

On choisit  $e = 16$  cm.

**b) Isolation phonique**

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de :  $e = 12$ cm

**c) Résistance à la flexion**

Dalles reposant sur deux appuis :  $L_x/35 < e < L_x/30$

Dalles reposant sur trois ou quatre appuis :  $L_x/50 < e < L_x/40$ .

$L_x$ : est la petite portée de panneau le plus sollicité, dans notre cas la dalle reposant sur quatre appuis a une portée égale à :  $L_x = 5,1$ m

Donc on a :  $10,2$ cm  $\leq e \leq 12,75$ cm

On prend :  $e = 11$  cm

**d) Condition de flèche :**

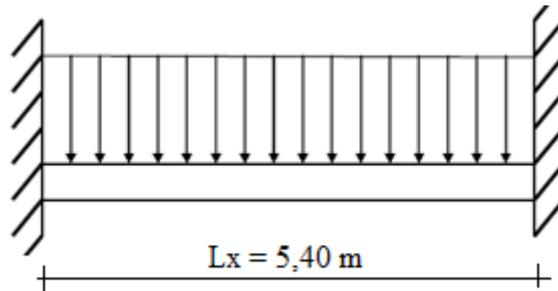
Nous devons vérifier que la flèche maximale  $f_{\max}$  subie par la dalle est inférieure aux valeurs limites des flèches fixées par l'article B65.3 du CBA93.

Dans notre cas  $f_{\max} < 0.5 \text{ cm} + L_{\max} / 1000$  ; si la portée  $L$  est supérieure à 5m.

Tel que:

$f_{\max}$  : flèche maximale de la poutrelle

$L_{\max}$  : portée maximale de la poutrelle



**Figure 2.4.** Schéma statique de la poutrelle - Poutre bi encastree.

Comme il est schématisé dans la figure (2.4), on suppose que la poutrelle travaille comme une poutre encastree aux deux extrémités en considérant une bande de 1m de largeur et de 5,4 m de longueur. La valeur maximale de la flèche sera donnée par :

$$\left. \begin{aligned} f_{\max} &\leq \frac{L}{500} \\ f_{\max} &= C \frac{5ql^4}{384EI} \\ I &= \frac{be^3}{12} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{on déduit } e \geq \sqrt[3]{\frac{30000 \cdot q \cdot L^3}{384 \cdot b \cdot E}}$$

Avec :  $E = 1100 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164 \text{ MPa} = 321640 \text{ kg/cm}^2$ .

En considérant le Plancher du RDC (cas le plus défavorable) :

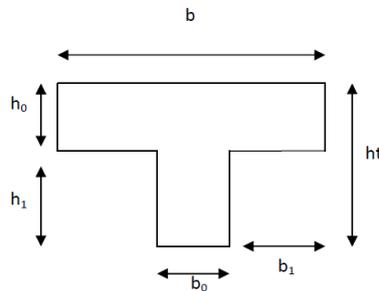
$$\begin{aligned} G &= 717 \text{ kg/m}^2 && \text{Charge Permanente} \\ Q &= 100 \text{ kg/m}^2 && \text{Charge d'exploitation} \\ \Rightarrow q &= 1,35G + 1,5Q = 1117,95 \text{ kg/ml} \\ \Rightarrow e &\geq 0,112\text{m} \text{ on choisit } e = \mathbf{12 \text{ cm}} \end{aligned}$$

Après la vérification de l'ensemble des conditions l'épaisseur finale du plancher est déduite de l'équation  $e = \max \{16, 12, 11, 12\}$  (cm)

On opte pour une épaisseur de **16 cm**

En ajoutant une dalle de compression d'une épaisseur de 5 cm, on aura un plancher d'une épaisseur totale de **21 cm** (16+5).

### 2.2.2. Pré dimensionnement des poutrelles



**Figure 2.5.** Schéma statique de la poutrelle - coupe transversale-

Détermination de  $b_0$  :

On a :  $0,4 h_t \leq b_0 \leq 0,8 h_t$

$0,4 \times 21 \leq b_0 \leq 0,8 \times 21 \Rightarrow 8,4 \text{ cm} \leq b_0 \leq 16,8 \text{ cm} \Rightarrow$  Soit :  $b_0 = 12 \text{ cm}$

Les poutrelles sont espacées de  $b = 65 \text{ cm}$  d'axe en axe,

$(h_0 : 5 \text{ cm}) + (h_1 : 16 \text{ cm}) = (h_t : 21 \text{ cm})$

$$b = b_0 + 2b_1 \Rightarrow b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{L}{10} = 54 \text{ cm} \Rightarrow 26,5 \text{ cm} \leq 54 \text{ cm} \text{ vérifiée}$$

$$b_1 \leq (6 \times h_0, 8 \times h_0) \Rightarrow 26,5 \text{ cm} \leq (30, 40) \text{ vérifiée}$$

### 2.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

D'après les RPA99/Version 2003; les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $\frac{1}{4} \leq h/b \leq 4$
- $b_{\max} = 1,5h_1 + b_1$

Selon le B.A.E.L.91 le critère de rigidité :  $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

Avec:  $h_1$ : hauteur total de la poutre

$b_1$  : largeur de la poutre (on la prend égale à la largeur de poteau)

$L$ : la plus grande portée libre entre axes d'appuis

La portée max des poutres est:

- Poutre principale :  $L_{\max} = 6,35 \text{ m}$
- Poutre secondaire :  $L_{\max} = 5,40 \text{ m}$ .

#### 2.3.1. Pré dimensionnement des poutres principales

$$h_t = \frac{6,35}{10} \text{ à } \frac{6,35}{15} \Rightarrow 63,5 \text{ à } 42 \quad \text{On prend: } h_t = 50 \text{ cm.}$$

$$d = 0,9 h_t \Rightarrow d = 45 \text{ cm}$$

b : largeur de la poutre = la largeur de poteau on prend  $b = 30 \text{ cm}$

D'après le R.P.A.99 :

$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$  condition vérifiée

$h_t = 50 \geq 30 \text{ cm}$  condition vérifiée

$\frac{h}{b} = \frac{50}{30} = 1,67 \leq 4$  condition vérifiée

Donc on prend la section des poutres principales  $A = (30 \times 50) \text{ cm}^2$

### 2.3.2. Pré dimensionnement des poutres secondaire

$h_t = \frac{5,40}{10} \dot{\lambda} \frac{5,40}{15} \Rightarrow 54 \text{ à } 36$  On prend:  $h_t = 40 \text{ cm}$ .

$d = 0,9 h_t \Rightarrow d = 36 \text{ cm}$

b : largeur de la poutre, on prend  $b = 30 \text{ cm}$

D'après le R.P.A.99 :

$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$  condition vérifiée

$h_t = 40 \geq 30 \text{ cm}$  condition vérifiée

$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4$  condition vérifiée

Donc on prend la section des poutres secondaire  $A = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

### 2.4. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Le calcul de la section du béton sera faite en compression centré, les règles CBA 93 préconisent de prendre une section réduite en laissant 1cm de chaque côté en tenant compte de la ségrégation du béton. D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 : l'effort normal ultime  $N_u$  agissant sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha ((B_r \cdot f_{c28}/0,9 \gamma_b) + (A \cdot f_e/\gamma_s)).$$

Et d'après les règles BAEL91, elles préconisent de prendre la section réduite  $B_r$ :

$$B_r \geq \beta N_u / ((f_{bc}/0,9) + 0,85(f_e/\gamma_s) (A/B_r))$$

tel que :

$B_r$  : Section réduite du poteau (en  $\text{cm}^2$ ).

A : Section d'aciers comprimés prise en compte dans le calcul.

$f_{c28}$  : Résistance à la compression du béton = 25MPa.

$f_{bc}$  :  $0,85 (f_{c28}/\gamma_b) = 14,16 \text{ MPa}$ .

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400MPa.

$\gamma_b$  : 1.5

$\gamma_s$  : 1.15

$\beta$  : Coefficient de correction dépendant de l'élançement mécanique  $\lambda$  des poteaux qui prend les valeurs :  $\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2$  si  $\lambda \leq 50$ .

$$\beta = 0,85 \lambda^2 / 1500 \text{ si } 50 < \lambda < 70.$$

On se fixe un élançement mécanique  $\lambda = 35$  pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée on a :  $\alpha = 1,2$

D'après les RPA99/Version 2003 :

$$A/B_r = 0.7\% \text{ (zone I)}$$

$$B_r \geq 7,62 \text{ Nu}$$

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent selon les règlements RPA 99 satisfaire les conditions suivantes pour poteau rectangulaire :

$$\min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm (zone I)}$$

$$\min (b_1, h_1) \geq h_e / 20$$

$$1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4.$$

avec  $h_e$  : Hauteur d'étage

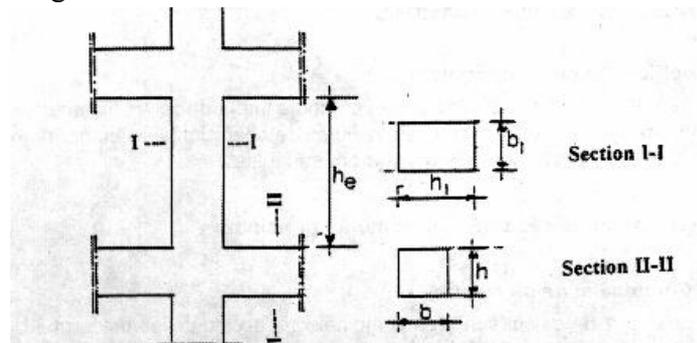


Figure 2.6. Schéma dimensionnement poteau.

Le calcul est basé sur la section du poteau le plus sollicité (centrale).

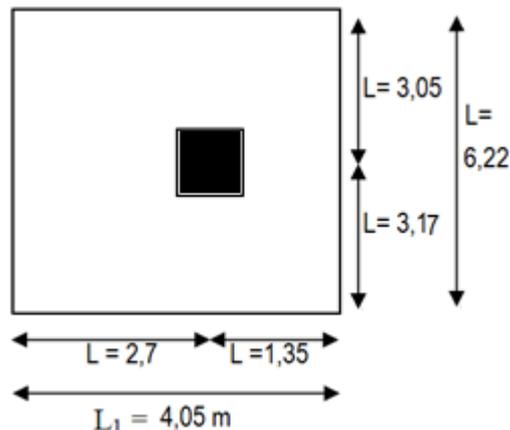


Figure 2.7. Surface offerte au poteau le plus sollicité.

La section offerte est la section résultante de la moitié des panneaux en tournant le poteau

$$\text{rectangulaire le plus sollicité } S = \left( \frac{6,35}{2} + \frac{6,10}{2} \right) \times \left( \frac{5,40}{2} + \frac{2,70}{2} \right) = 25,21 \text{ m}^2.$$

Les poteaux seront calculés en compression centré

Niveau terrasse (le plus sollicité) :

$$\text{La charge permanente totale } G = 7,17 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{La charge d'exploitation } Q = Q_0 = 1 \text{ K N/m}^2$$

$$\text{L'effort normal permanent } N_G = G \times S = 180,76 \text{ KN}$$

$$\text{L'effort normal d'exploitation } N_Q = Q \times S = 25,21 \text{ KN}$$

$$\text{L'effort ultime } N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q = 281,84 \text{ KN}$$

$$N = \frac{N_u}{B_c \cdot f_{cj}}$$

Avec :  $N_u$  : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

$B_c$  : l'aire (section brute) de cette dernière

$f_{cj}$  : la résistance caractéristique du béton

$$N = \frac{281,84}{(25,21) \cdot (0,025)} = 447,19 \text{ KN}$$

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + \frac{0,85 f_e}{100 \gamma_s}} = 0,029 \text{ m}^2$$

$$B_r \geq (a - 0,02)^2$$

$$a = \sqrt{B_r} + 0,02$$

$$a = \sqrt{0,029} + 0,02 \geq 0,190 \text{ m}$$

Donc on prend :

$$\mathbf{A = b = 30 \text{ cm}}$$

Vérifications des conditions imposées par le RPA 99 V2003 :

$$\text{Min} (a ; b) \geq 0,25 \quad \Rightarrow \quad a = b = 0,3\text{m} > 0,25\text{m} \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\text{Min} (a : b) \geq \frac{h_e}{20} \quad \Rightarrow \quad a = 0,3\text{m} > \frac{4,75}{20} = 0,24\text{m} \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \quad \Rightarrow \quad \frac{1}{4} \leq 1 \leq 4 \text{ Condition vérifiée}$$

## 2.5. PRE-DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS

Les escaliers réalisés se composent de deux volées d'une hauteur 2,625m chacune avec un palier de repos.

Un escalier droit est déterminé par son nombre de marche, la hauteur constante de chacune de ses marches et la valeur du giron (la distance entre deux nez de marche). La hauteur d'une marche d'un escalier doit être comprise entre 16 et 20 cm, le giron doit être supérieur à 24 cm pour assurer le confort de l'escalier sans excéder 35 cm. Nous appliquons la formule de Blondel : 2 hauteurs de marche + 1 giron doit être compris entre 57 et 64 cm

Les deux volées

$$\text{Hauteur de volée} \Rightarrow h_e = 2,625 \text{ m.}$$

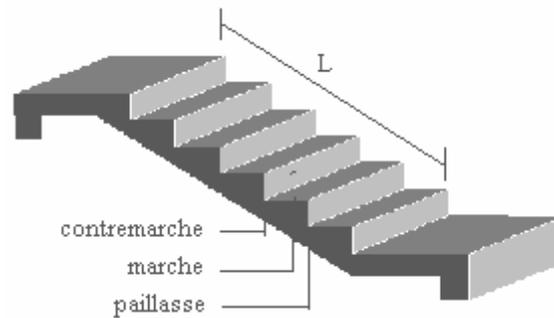
$$\text{On fixe } h = 17,5\text{cm} \Rightarrow 2,625 / 0,175 = 15 \text{ on aura } n=15 \text{ marches par volée.}$$

Pour dimensionnement des marches ( $g$  : giron) et contre marche ( $h$ ), on utilise la formule de BLONDEL  $59\text{cm} \leq (g + 2h) \leq 66\text{cm}$  avec :  $h$  : varie de 14 cm à 20 cm ; et  $g$  : varie de 22 cm à 30 cm.

On prend  $h = 17,5 \text{ cm}$  et  $g = 30 \text{ cm}$  on obtient :  $2(17,5) + 30 = 65 \text{ cm} \leq 66\text{cm}$  condition vérifiée.

- La longueur de la ligne de foulée sera  $l = g(n-1) \Rightarrow l = 420$  cm.
- L'inclinaison de la paillasse  $\text{tg}(\alpha) = 2,625 / 4,20 = 32^\circ$
- La longueur de la paillasse  $L = 2,625 / \sin(32^\circ) = 4,95$ m.
- Condition de résistance  $L/30 < e < L/20 \Rightarrow 14 < e < 21$

On prend comme épaisseur  $e = 15$  cm.



**Figure 2.8.** Schéma statique d'un escalier.

## 2.6. PRE DIMENSIONNEMENT CHAINAGES

### 2.6.1. Sens transversal (pignon)

Ces chainages présentent les mêmes caractéristiques géométriques que ceux déjà calculé pour les poutres principales du bloc I.

Donc on prend la section des poutres principales  $A = (30 \times 50) \text{ cm}^2$

### 2.6.2. Sens longitudinal (long-pan)

$$h_t = \left( \frac{4,33}{10}, \text{ à } \frac{4,33}{15} \right) \Rightarrow 43,3 \text{ à } 28,9 \quad \text{On prend: } h_t = 35 \text{ cm.}$$

$$d = 0,9 h_t \Rightarrow d = 31,5 \text{ cm}$$

$b$  : largeur de la poutre, on prend  $b = 30$  cm

D'après le R.P.A.99 :

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \text{ condition vérifiée}$$

$$h_t = 35 \geq 30 \text{ cm} \text{ condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,17 \leq 4 \text{ condition vérifiée}$$

Donc on prend la section des poutres secondaire  $A = (30 \times 35) \text{ cm}^2$ .

## CHAPITRE 3 : ETUDE SISMIQUE (BLOC 1)

### 3.1. INTRODUCTION

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action séismique sur notre structure. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être menée par trois manières :

- Méthode statique équivalente.
- La méthode de l'analyse modale spectrale.
- La méthode de l'analyse dynamique par accélérogramme.

La méthode de calcul utilisée dans cette étude sera la méthode dynamique modale spectrale ; qui consiste à déterminer les caractéristiques de vibration, qui peuvent se développer dans une construction donnée, en vue de l'estimation de la charge sismique de calcul la plus défavorable.

### 3.2. PRINCIPE

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

### 3.3. SPECTRE DE REponse DE CALCUL

Le spectre de réponse de calcul est donné par la formule (4.13) des RPA99/Version 2003

$$\frac{S_a}{g} \left\{ \begin{array}{l} 1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left(\frac{Q}{R}\right) \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \cdot \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta (1,25 A) \cdot \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \dots\dots T > 3,0 \text{ s} \end{array} \right.$$

Avec :

- Coefficient d'accélération de zone (A)  
Pour une structure située en Zone (I) avec un groupe d'usage 1B on a  $A = 0,10$ .
- $\eta$ : Facteur de correction d'amortissement :

$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7$  avec :  $\xi$  (%) : Nous avons un portique en béton armé léger donc on prend  $\xi = 6\%$   $\eta = 0,935$

- Facteur de qualité (Q)

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 p_q$$

Critère q	P <sub>q</sub>
Conditions maximales sur les files de contreventement	0
Redondance en plan	0
Régularité en plan	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1
$\sum p_q$	1,15

**Tableau 3.1.** Valeurs des pénalités P<sub>q</sub>.

On a alors  $Q = 1 + 0,15$  d'où **Q = 1,152**

- Coefficient de comportement (R)

On a Portiques auto stables sans prendre en considération le remplissage en maçonnerie rigide, **R = 5**

- Calcul de la période T

Par la formule 4-6. des RPA99/Version 2003

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4}$$

avec :  $h_n = 10$

$$C_T = 0,05$$

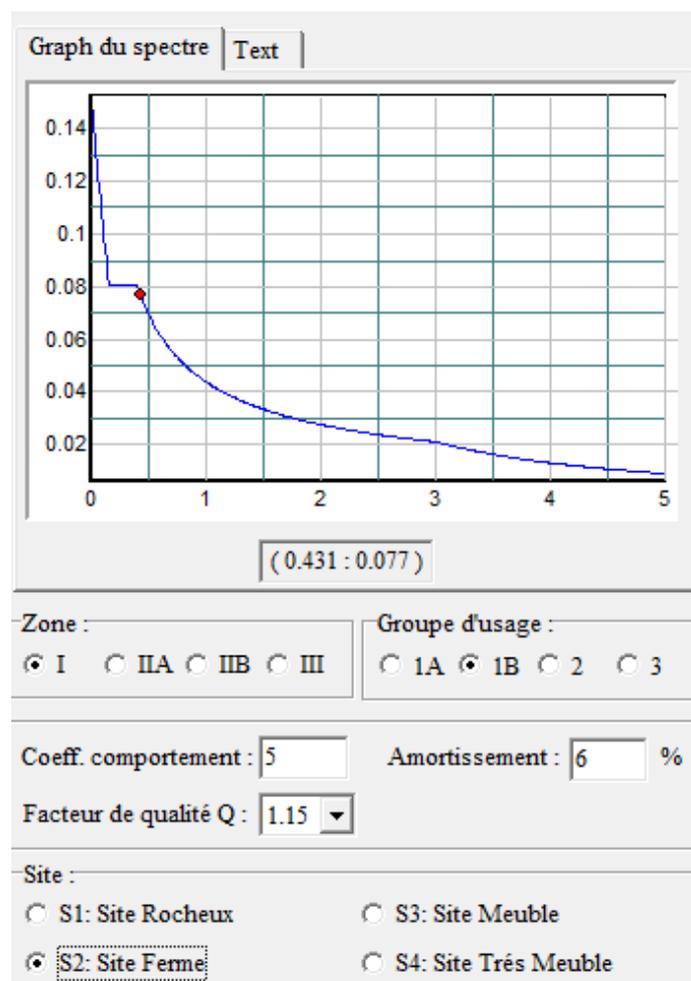
Donc :

$$T = 0,05 \cdot (10,8)^{3/4} = 0,298s$$

$$\Rightarrow \mathbf{T = 0.3s}$$

$$T_1 = 0,15 s$$

$$T_2 = 0,4 s \text{ (sol ferme) :}$$



**Figure 3.1.** Spectre de réponse de calcul

### 3.4 NOMBRE DE MODES A CONSIDERER

Pour une structure modélisée en tridimensionnel et ne présentant pas de problèmes de torsion, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions doit être tel que (Article 4.3.4 des RPA99/Version 2003):

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

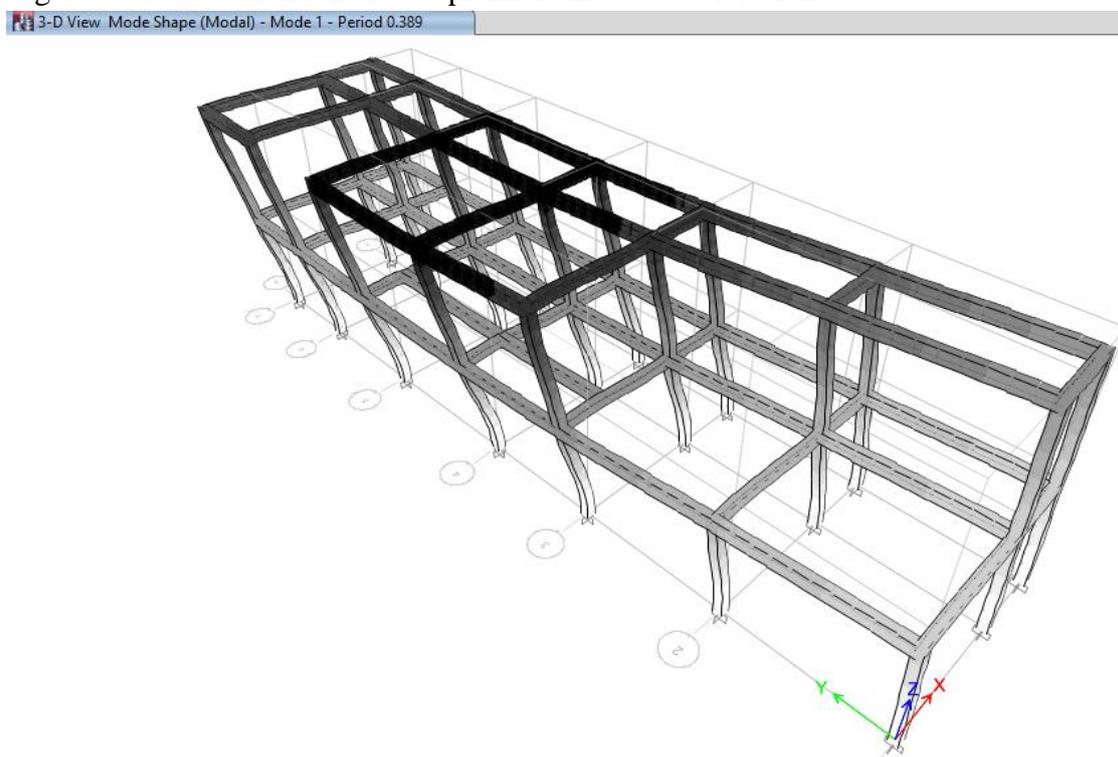
Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Mode	Période (Sec)	Facteur de participation massique			
		U X (%)	U Y (%)	U X cumulée (%)	U Y cumulée (%)
1	0.389	86,33	0	86,33	0
2	0.355	0,06	80,2	86,39	80,2
3	0.344	0,54	10,45	86,93	90,64
4	0.259	2,66	0,01	89,59	90,65
5	0.204	0,004	0,37	89,6	91,02
6	0.194	0,0005	0,39	89,6	91,41

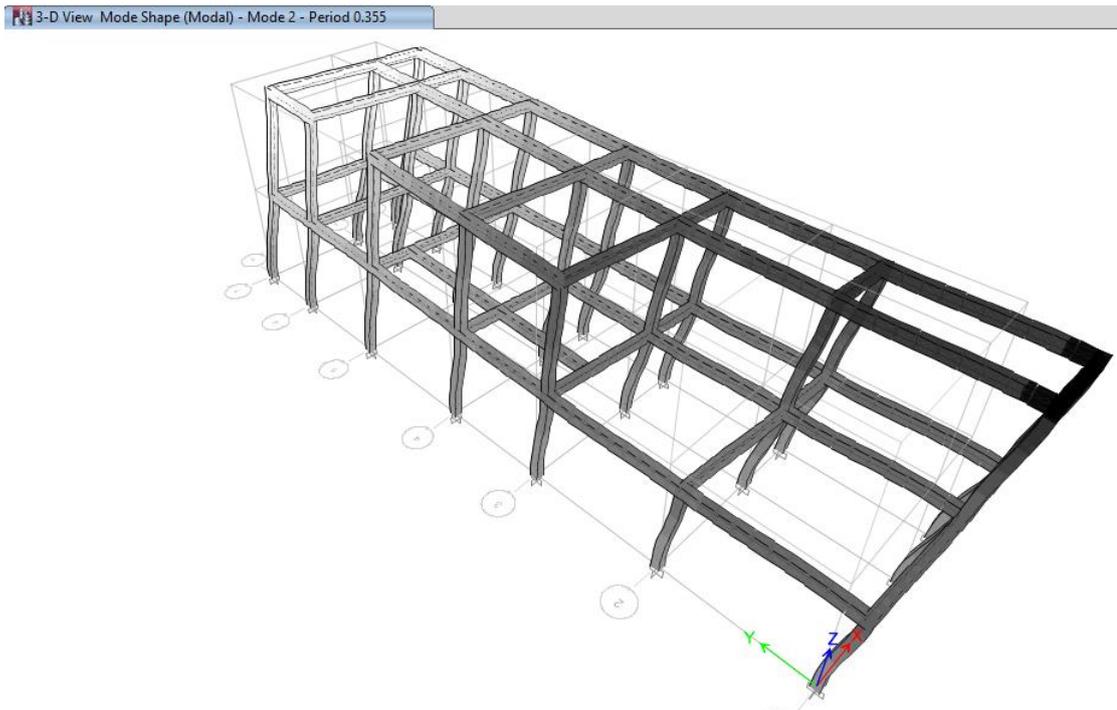
**Tableau 3.2.** Période et facteur de participation massique.

Dans notre cas on retient les six (06) premiers modes.

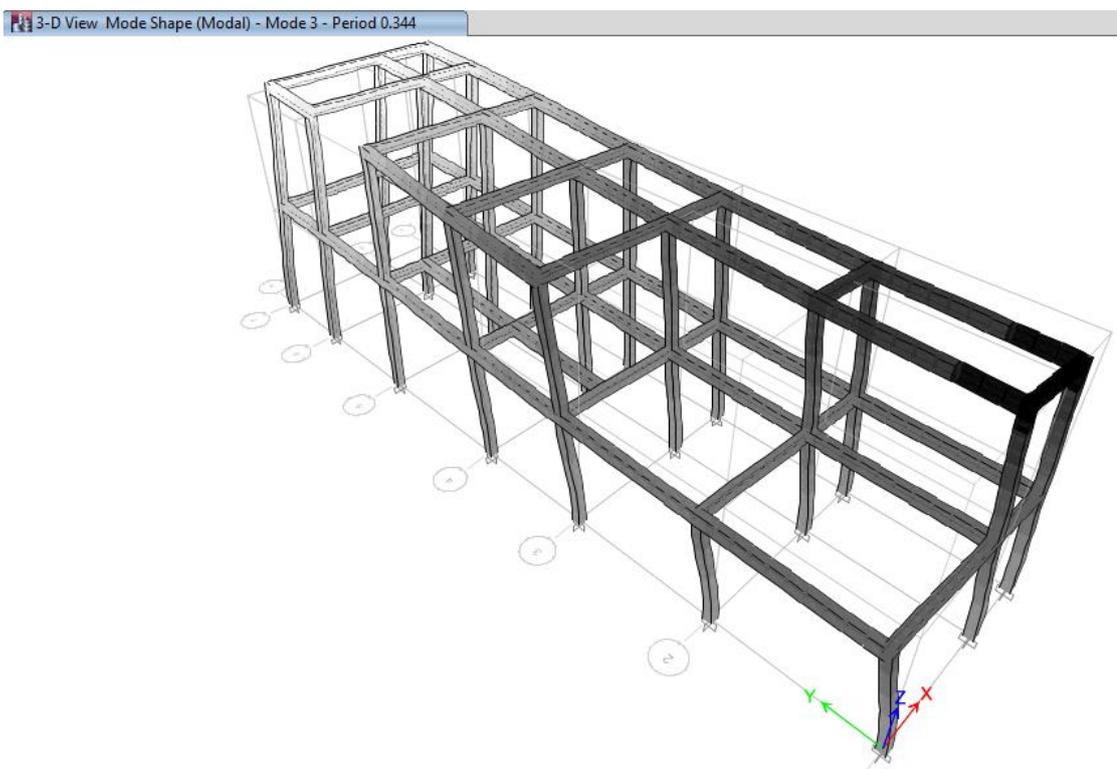
Les figures suivantes montrent les 03 premiers modes de vibration :



**Figure 3.2.** Mode 1 « Translation sens X » T = 0,389sec.



**Figure 3.3.** Mode 2 « Translation sens Y »  $T = 0,355$  sec.



**Figure 3.4.** Mode 3 « Torsion »  $T = 0,344$  sec.

### 3.5. VERIFICATION DE LA PERIODE FONDAMENTALE DE LA STRUCTURE

La période fondamentale obtenue par le logiciel ETABS 2013 :  $T = 0,389$  s.

La période empirique:  $T = 0,3$ .

$T+30\%T = 0,39$ s.

Donc :  $0,389\text{s} \leq T+30\%T=0,39\text{s}$ . La condition est vérifiée.

### 3.6. VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES DE CALCUL

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

#### Facteur d'amplification dynamique moyen (D)

Le Facteur d'amplification dynamique moyen D est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T) selon formule suivante :

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

On a:  $0 \leq 0,389 \leq T_2$

$$D = 2,5 \eta$$

$$D = (2,5 \times 0,93)$$

$$D = 2,325$$

W (Poids propre de la structure) = 5314,02 KN (D'après le SAP 2000)

$$V = \frac{0,1 \times 2,325 \times 1,2}{5} \times 5314,02$$

$$V = 296,52 \text{ KN}$$

	V. Stat (KN)	V. Dyn (KN)	80% V.Stat	0,8VStat < V. Dyn
<b>Sens X</b>	296,52	292	237,22	vérifie
<b>Sens-Y</b>	296,52	544	237,22	vérifie

**Tableau 3.3.** Résultante des forces sismiques à la base.

### 3.7. VERIFICATION DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX LATERAUX INTER-ETAGES

L'une des vérifications préconisées par les RPA99/Version 2003, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article 5.10 des RPA99/Version 2003, les conditions ci-dessous doivent nécessairement être vérifiées :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec:

$$\bar{\Delta} = 0,01 \cdot h_e \quad \text{où } h_e : \text{Hauteur de l'étage}$$

$$\text{Avec : } \Delta_x^k = R \cdot \Delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = R \cdot \Delta_{ey}^k$$

$$\text{Où : } \Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

$\Delta_{ex}^k$  = Correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x (idem dans le sens y,  $\Delta_{ey}^k$ ).

$\delta$  : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y,  $\delta_{ey}^k$ ).

Les déplacements inter-étages sont vérifiés sous combinaison des charges G+Q+E avec un coefficient de comportement  $R = 5$ .

Les résultats de la vérification sont donnés dans le tableau suivant :

Z (cm)	$\delta_{ex}$ (cm)	$\delta_{ey}$ (cm)	$\Delta_{ex}$ (cm)	$\Delta_{ey}$ (cm)	$\Delta_x$ (cm)	$\Delta_y$ (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Observation
1080	0,039	0,033	0,035	0,008	0,175	0,04	10,8	Vérifiée
525	0,004	0,025	0,004	0,025	0,02	0,125	5,25	Vérifiée

**Tableau 3.4.** Vérification des déplacements inter-étages

En conclusion, les déplacements relatifs  $\Delta^k$  k sont vérifiés.

## CHAPITRE 4: DIMENSIONNEMENT DES ELÉMENTS STRUCTUREAUX (BLOC I)

### 4.1. FERRAILLAGE DES POTEAUX

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à un moment fléchissant (M)

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (ELU) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$f_e$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Situation durable	1,5	1,15	25	14,16	400	348
Situation accidentelle	1,15	1	25	18,48	400	400

**Tableau 4.1.** Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.

#### 4.1.1. Combinaisons des charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Selon CBA 93 :

E.L.U : Situation durable : 1,35 G + 1,5 Q

- Selon les R.P.A 99 :

Situation accidentelle (article 5.2)

G+Q+1,2 E

0,8G ± E

#### 4.1.2. Recommandation des RPA 99/version 2003

D'après l'article 7.4.2 des RPA99/Version 2003, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique (**I**) est limité par :

- $A_{\min} = A_s > 0,7 \text{ ‰ } bh$  (zone I).
- $A_{\max} = A_s / bh < 4 \text{ ‰}$  en zone courante.
- $A_{\max} = A_s / bh < 6 \text{ ‰}$  en zone recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40  $\Phi_L$ .
- La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

#### Vérification du poteau au flambement

Calcul du moment d'inertie :

Rayon de giration  $i_y, i_z$

$$I_y = I_z = \frac{a.b^3}{12} = \frac{30 \times 30^3}{12} = 67500 \text{ cm}^4 \quad i_y = i_z = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{67500}{30 \times 30}} = 8,66 \text{ cm}$$

Calcul de l'élanement

$$\lambda_y = \lambda_z = \frac{l_f}{i} = \frac{388}{8,66} = 44,8 < 50$$

Avec :

$$l_f = 0,7l_0 \text{ poteaux encastéré articulé (cas général)} \Rightarrow l_f = 0,7 \times 5,88 = 3,88 \text{ m}$$

$i_x$  : rayon de giration

$(\lambda_{y,z}) < (30, 30)$  il n'y a pas des risque de flambement.

#### 4.1.3. Exemple de calcul

##### a) ferrailage longitudinal

$C = C' = 3 \text{ cm}$ , acier Fe E400

Les efforts ci-dessus sont donnés par le logiciel **ETABS** et à partir de la combinaison la plus défavorable « ELU » appliqué aux Poteaux C32 (30×30) Cm :

$$N_{\max} = 690,06 \text{ (KN)}$$

$$M_{\text{cor}} = 13,78 \text{ (KN.m)}$$

$$T = 19,03 \text{ (KN)}$$

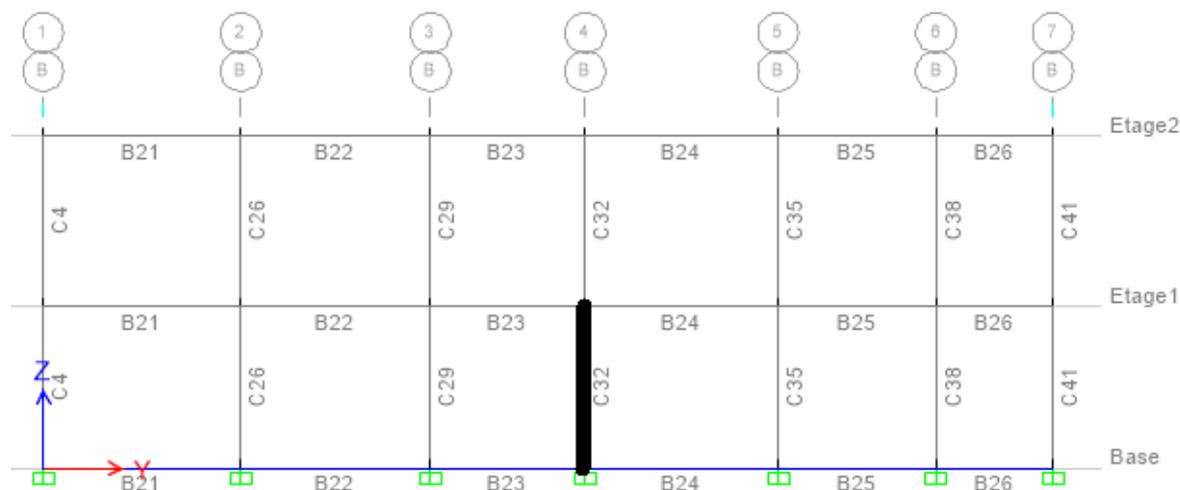


Figure 4.1. Localisation du poteau le plus sollicité.

$l$  : hauteur totale du Poteau. 5, 25 m

$l_f$  : longueur de flambement du poteau  $0,7 \times 5,25 = 3,675 \text{ m}$

$$\lambda : \text{Section rectangulaire } 2\sqrt{3} \frac{l_f}{a} = 42,43 \quad \text{avec : } \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,66$$

$$A_{sc} \geq \left[ \frac{N_u}{\alpha} - \frac{\beta_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right] \cdot \frac{115}{400} \Rightarrow A_{sc} \geq \left[ \frac{0,69}{0,66} - \frac{0,0784 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right] \times \frac{115}{400} = \text{valeur négatif}$$

- Armatures minimales

$$A_{\min} = 0,7 \text{ ‰ } B = 6,3 \text{ cm}^2$$

- Armatures maximales

$$A_{\max} = 4\% B = 36 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante.}$$

$A_{\max} = 6\% B = 54\text{cm}^2$  en zone recouvrement.

- Ferraillage adopté

$A = 9,03\text{cm}^2$  équivalent à 8HA12.

### b) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{0,019}{0,3 \times 0,27} = 0,23 \text{ MPa}$$

Selon CBA93 :

$\bar{\tau} = \min(0,15f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow$  Fissuration préjudiciable

$\bar{\tau} = (0,2f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow$  Pour une fissuration peu nuisible

$\Rightarrow \tau < \bar{\tau}$  C.V.

### c) Armatures transversale

Selon l'article 7.4.2.2 des RPA 99/Version 2003

$$A_t = \frac{t \cdot \varphi \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

- $\left\{ \begin{array}{l} t \leq \min(10\varnothing_1 ; 15\text{cm}) \text{ zone nodale.} \\ t \leq \min 15\varnothing_1 \quad \text{zone courante.} \end{array} \right.$
- $\left\{ \begin{array}{l} t \leq \min(12 ; 15\text{cm}) \text{ zone nodale.} \Rightarrow \text{on prend } t = 10 \text{ cm} \\ t \leq \min 18 \quad \text{zone courante.} \Rightarrow \text{on prend } t = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$

La quantité d'armatures transversales minimale  $A_t/t.b_1$  en % est donnée comme suit:

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 : \text{ interpoler entre les valeurs limites précédentes} \end{array} \right.$

$\lambda_g$  est l'élançement géométrique du poteau

$\rho$  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5. (article 7.4.2.2 des RPA99/Version 2003).

Avec :  $\lambda_g = l_f / a \Rightarrow \lambda_g = (0,7 \times 5,25) / 30 = 12,25 \geq 5$

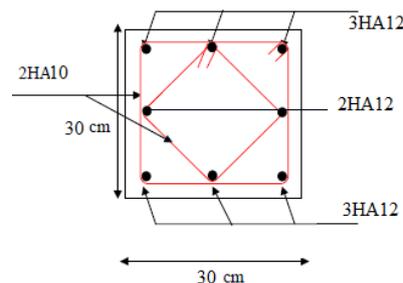
$$A_t = \frac{0,15 \times 2,5 \times 19,03}{0,3 \times 4000000} = 0,6 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2 \text{ cadre } \varnothing 8$$

La quantité d'armatures transversales minimales  $A_t / t.b$  en (%) est donnée comme suit :

$\lambda_g = 12,25 > 5$  la section minimale  $A_t / t.b > 0,3\%$  RPA99.

$1,01 / 15.30 = 0,22\% < 0,3\%$  non vérifiée. D'après les RPA99 : on prend  **$A_t = 1,57\text{cm}^2$  ; 2 cadres HA10.**

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135 ayant une longueur égale à **10cm**.



**Figure 4.2.** Schéma de ferraillage des poteaux.

## 4.2. FERRAILLAGE DES POUTRES

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- Moment fléchissant.
- Effort tranchant. (Les efforts normaux sont négligeables).

Et vu que l'influence de l'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant on ne le prend pas en compte; Donc le ferrailage se fera en flexion simple (cas le plus défavorable).

Le ferrailage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu nuisible.

### 4.2.1. Recommandations des RPA 99/Version 2003

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6 % en zone recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de :  $40 \varnothing$  en zone **I**.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à  $90^\circ$ .

Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées .Le ferrailage sera fait pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable et en appui pour une situation accidentelle.

### 4.2.2. Ferrailage longitudinal

a) Ferrailage des travées : (situation durable) ELU

$B = 50 \times 30 \text{ cm}^2$ ;  $F_e = 400 \text{ MPa}$ .

$M_{ult} = 151,45 \text{ KN.m}$  (ETABS V 2013).

D'après B.A.E.L 91 :

$$\mu = M_u / (b \cdot d^2 \cdot f_{bu}) = 0,176 \leq 0,187$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,244$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,41 \text{ m.}$$

$$A_s = M_u / (Z \cdot F_{su}) = 10,72 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,1514 / (0,41 \cdot 347,83) = 10,72 \text{ cm}^2$$

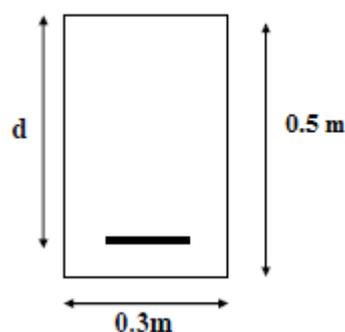


Figure 4.2. Schéma d'une poutre porteuse

b) Ferrailage sur appui : (situation accidentelle) G+Q+E

$M_a \text{ max} = 160,1 \text{ KN.m}$  (ETABS V 2013)

Donc :  $\mu = 0,1601 / [0,3 \cdot (0,45)^2 \cdot 14,16] = 0,186 \leq 0,187$  pas d'acier comprimé

$$\alpha = 0,265 ; Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,4 \text{ m.}$$

$$A_s = 0,1601 / (0,4 \cdot 347,83) = 11,41 \text{ cm}^2.$$

### 4.2.3. Vérifications nécessaires pour les poutres

#### a) La condition de non fragilité

$$A_{\min} > 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t,28} / f_e \quad \text{avec :} \quad f_e = 400 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} > (0,23) \times (30) \times (45) \times (2,1/400) = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,304 \text{ cm}^2 \leq \text{section calculée (condition vérifiée)}$$

#### b) Pourcentage exigé par les RPA99

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0,5% en toute section :  $A_{\min} > 0,5\% \cdot b \cdot h$

$$A_{\min} > 0,5\% \cdot (30 \times 50) = 7,5 \text{ cm}^2. \leq \text{Section calculée (condition vérifiée)}$$

### 4.2.4. Ferrailage transversal (la contrainte tangentielle)

$$V_u^{\max} = 12,22 \text{ KN (ETABS 2013)}$$

$$\tau_u^{\max} = 0,01222 / 0,3 \times 0,45 = 0,09 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left( \frac{0,2}{\gamma_b} \cdot f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \text{ –fissuration peu nuisible, armature droite)}$$

$$\tau_u^{\max} < \bar{\tau} \text{ (Vérifiée).}$$

#### a) Disposition constructive

$S_t$ : l'espacement des cours d'armatures transversaux.

- En zone nodale  $S_t \leq \min (h/4; 12\phi_1; 30\text{cm}) = 12,5 \text{ cm.}$
- En zone courante  $S_t \leq h/2 \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$

$h$  : la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min (0,9d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (0,45; 40\text{cm}) \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

Section minimale des armatures transversales

$$S_t \leq A_t \cdot f_e / 0,4 \cdot b_0 \Rightarrow A_t \geq 0,4 \cdot b_0 \cdot S_t / f_e \Rightarrow A_t = 0,4 \times 0,3 \times 0,25 / 400 = 0,75 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,75 \text{ cm}^2$$

#### b) Condition exigée par le RPA99

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 0,25 \times 0,30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit (1 cadre de f8 + un étrier de f8)} = 2,25 \text{ cm}^2.$$

**Résumé :** - Espacement de : 10cm en zone nodale et de 15cm en zone courante.

- Longueur de recouvrement  $L = 0,8\text{m.}$

Poutres principales			Poutres secondaires		
Section 30x50 (cm <sup>2</sup> )	As choisie (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	Section 30x40 (cm <sup>2</sup> )	As choisie (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
Sur appui			Sur appui		
Lit n° 1	As = 4,62cm <sup>2</sup> .	3HA14	Lit n° 1	As = 4,62cm <sup>2</sup> .	3HA14
Lit n° 2	As = 1,57cm <sup>2</sup> .	2HA10	Lit n° 2	As = 4,62cm <sup>2</sup> .	3HA14
Lit n° 3	As = 4,62cm <sup>2</sup> .	3HA14			
En travée			En travée		
Lit n° 1	As = 4,62cm <sup>2</sup> .	3HA14	Lit n° 1	As = 4,62cm <sup>2</sup> .	3HA14
Lit n° 2	As = 2,26cm <sup>2</sup> .	2HA12	Lit n° 2	As = 4,62cm <sup>2</sup> .	3HA14
Lit n° 3	As = 4,62cm <sup>2</sup> .	3HA14			

**Tableau. 4.3.** Ferrailage des Poutres.

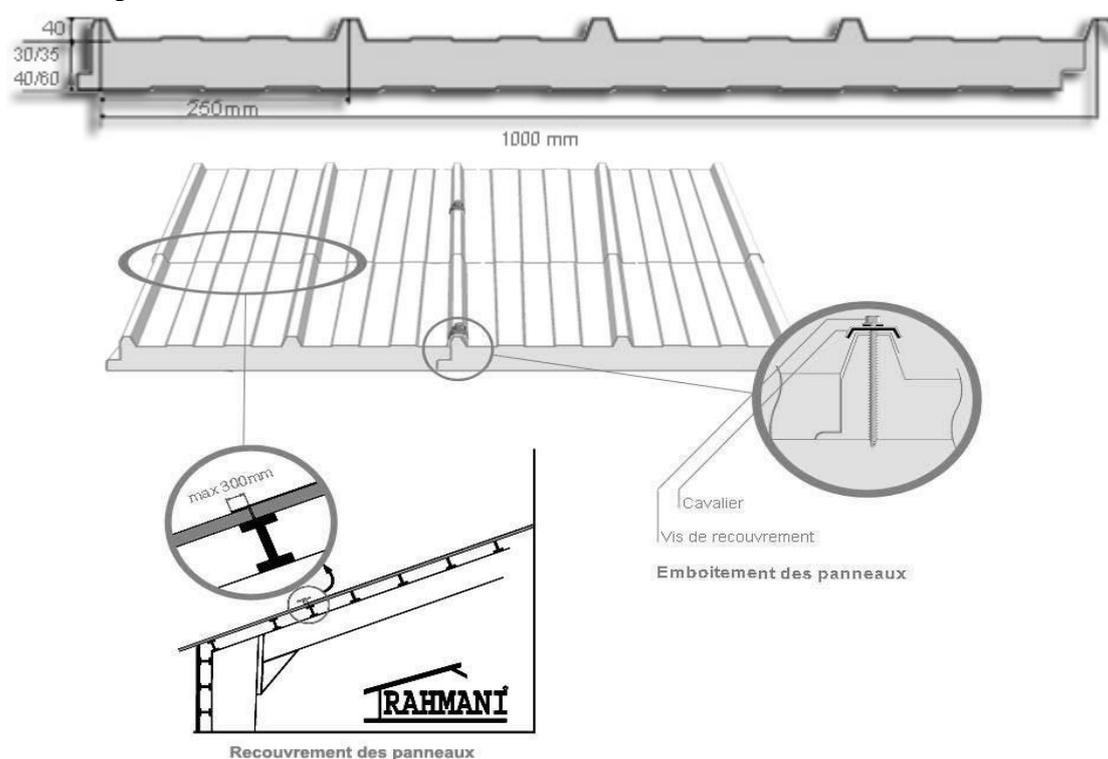
## CHAPITRE 5 : ETUDE CLIMATIQUES (BLOC II)

### 5.1 LES CHARGES PERMANENTES

Elles comprennent non seulement le poids propre des éléments structuraux principaux et secondaires, mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que la couverture, cette dernière est supportée par un ensemble de pannes isostatiques de portée variable reposant aux nœuds des fermes treillis.

La couverture est en tôle nervurée type panneaux sandwich de couverture pré laqués (ou galvanisés), d'épaisseur 10/10<sup>ème</sup> mm de longueur normalisée de 2,00 à 18,00m et de largeur 1,00m.

Elle sera disposée de manière à utiliser son module de résistance maximale (I/V) max.



**Figure 5.1.** Forme de la section du panneau sandwich

#### Evacuation des eaux pluviales :

Pour l'évacuation des eaux pluviales des chéneaux métalliques type trapézoïdaux et des descentes d'eaux pluviales (type métallique ou PVC) sont prévus.

#### Caractéristiques physiques :

Type	L. Max.	Larg.	( $f_u$ )	E	( $f_y$ )	( $f_{max}$ )	I/ml	w/ml	(e)	Poids
C5	ml	mm	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	mm	cm <sup>4</sup> /ml	cm <sup>4</sup> /ml		Kg/m <sup>2</sup>
100	18	1000	360	2,1x10 <sup>5</sup>	235	1/200	27,21	25,74	100	12,84

**Tableau 5.1.** Caractéristiques physiques panneau sandwich.

Descente de charge sur panneaux sandwich:

Couverture en panneaux sandwich 10/10 <sup>ème</sup>	13 kg/m <sup>2</sup>
Faux plafond et accessoires divers	<u>61 kg/m<sup>2</sup></u>
Total =	74 Kg/m <sup>2</sup>

$$1,35 G \Rightarrow 1,35 \times 74 = 100 \text{ Kg/m}^2$$

**5.2 LES SURCHARGE D'EXPLOITATION**

Elles résultent de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrages qui les constituent, ou à celui des équipements fixes. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes et pour un mode normal d'occupation.

On admet une charge d'exploitation statique de 5kN/m<sup>2</sup> dans les locaux soumis aux actions dynamiques dues aux sportifs.

(7.2.5 - Bâtiment à usage sportif et d'éducation physique D.T.R. B.C.2.2).

Les charges d'entretien sont conventionnellement assimilées à deux charges concentrées de 1KN appliquées au 1/3 et aux 2/3 des portées.

(7.3.1 - Couvertures sur charpente D.T.R. B.C.2.2).

**5.3 CHARGE DE LA NEIGE**

Le calcul des charges de neige se fait conformément à la réglementation en vigueur «RNV99» le site concerné Sidi El Djilali Wilaya de Tlemcen est classé « zone B ». La charge caractéristique de la neige par unité de surface est donnée par la formule suivante :

$$S = \mu S_k = \mu \times \frac{0,04H + 10}{100} \quad (\text{KN /m}^2).$$

Avec : S : charge caractéristique de neige par unité de surface.

$\mu$  : coefficient d'ajustement des charges (fonction de la forme).

$S_k$  : la charge de neige sur le sol.

L'altitude du site est à  $H=1280 \text{ m} \leq 2000 \text{ m}$ .

Pour les constructions situées à plus de: 1000m d'altitude, le calcul des parties de toiture en débord des murs de façade doit tenir compte de la neige suspendue en rive, en plus de la charge de neige appliquée à cette partie de toiture.

Les charges suspendues sont supposées être appliquées au bord de la toiture et se déterminent comme suit:

$$S_e = \frac{K u^2 j S^2 K}{\gamma} \quad (\text{KN/m}). \quad \frac{2,5 \times 0,8^2 \times 0,612^2}{3}$$

Avec :  $S_e$  : (en KN/m) est la charge de neige suspendue, par mètre linéaire.

$\mu_j$  : est le coefficient de forme correspondant au versant de la toiture considérée.

$S_k$  : (en KN/m<sup>2</sup>) est la charge de neige sur le sol.

K : est un coefficient prenant en compte l'irrégularité de forme de la neige, il doit être pris égal à 2,5.

$\gamma$  : Le poids volumique de la neige qui, pour ce calcul, doit être pris égal à 3 KN/m<sup>3</sup>.

$$\text{Zone B} \Rightarrow S_k = \frac{0,04H + 10}{100} \Rightarrow S_k = \frac{0,04 \times 1280 + 10}{100} = 0,612 \text{ KN/m}^2$$

Calcul de la pente :

$$\text{Tg} \alpha = (3,45/22,76) = 0,15$$

$$\text{Donc } \alpha = 8,62^\circ \leq 15^\circ \Rightarrow \mu_1 = 0,8$$

$$S_e = \frac{2,5 \times 0,8^2 \times 0,612^2}{3} = 0,02 \text{ (KN/m)}.$$

$$S = 0,8 \times 0,612 = 0,49$$

$$S_{\text{total}} = 0,49 + 0,2 = 0,69 \text{ KN/m}^2$$

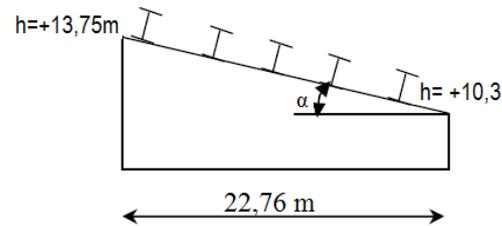


Figure 5.2 Pente vessant droit.

$$\text{Tg } \beta = (2/14,40) = 0,138$$

$$\text{Donc } \beta = 7,86^\circ \leq 15^\circ \Rightarrow \mu_2 = 0,8$$

$$S_e = \frac{2,5 \times 0,8^2 \times 0,612^2}{3} = 0,02 \text{ (KN/m)}.$$

$$S = 0,8 \times 0,612 = 0,49$$

$$S_{\text{total}} = 0,49 + 0,2 = 0,69 \text{ KN/m}^2$$

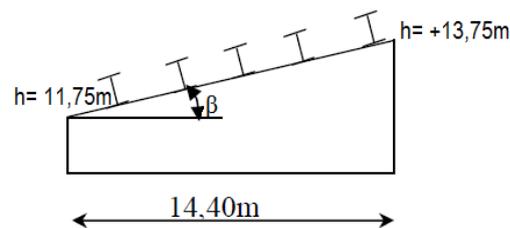


Figure 5.3. Pente vessant gauche.

#### 5.4 ACTION DU VENT SUR LA CONSTRUCTION

Selon le R.N.V. 99 :

Sid El Djilali (Tlemcen) Zone 1

$$V_{\text{ref}} \text{ (m/s)} = 25 \text{ m/s} \# 90 \text{ km/s}$$

$$Q_{\text{ref}} = 37,5 \text{ dN/m}^2$$

La catégorie de la construction: 1

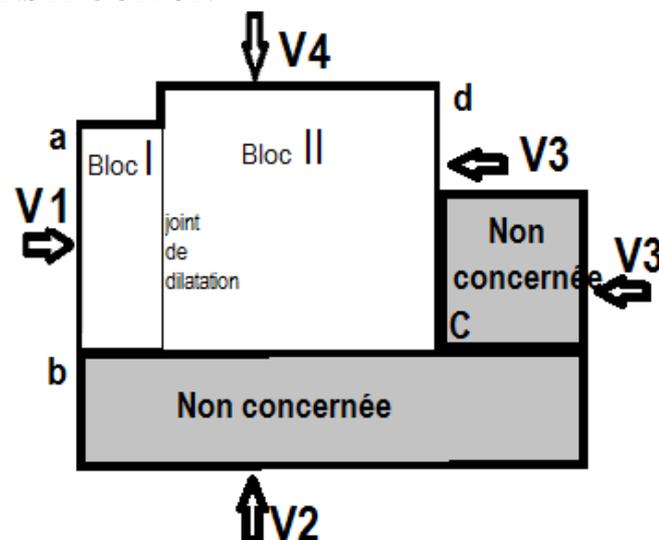


Figure 5.4. direction du vent

V1 : vent perpendiculaire à la façade principale (ab).

V2 : vent perpendiculaire à la façade latérale droite (bc).

V3 : vent perpendiculaire à la façade postérieure (cd).

V4: vent perpendiculaire à la façade latérale gauche (ad).

#### La pression due au vent

$$q_j = c_d w(z_j) \quad [\text{N/m}^2]$$

$c_d$ : coefficient dynamique de la construction.

$w(z_j)$ : la pression nette exercée sur l'élément de surface  $j$ , calculée à la hauteur  $z$  relative à l'élément de surface  $j$ .

Avec :  $w(z_j) = q_{\text{dyn}}(z_j) (C_{pe} - C_{pi})$

$q_{\text{dyn}}(z_j)$ : la pression dynamique du vent calculée à la hauteur  $z_j$  relative à l'élément de surface  $j$

$C_{pe}$  : coefficient de pression extérieure.

$C_{pi}$  : coefficient de pression intérieure.

Détermination du coefficient dynamique : « Cd »

Façade principale (ab) et façade postérieure (cd) sens du vent V1 et V3

Avec  $L=35,00\text{m}$  et  $H=13,75\text{m}$  on obtient  $C_d = 0,91$  (graphe 3.1 du RNV 99)

Façade latérale droite (bc) et latérale gauche (ad) sens du vent V2 et V4

Avec  $L=39\text{m}$  et  $H=13,75\text{m}$  on obtient  $C_d = 0,91$  (graphe 3.1 du RNV 99)

On remarque que  $C_d < 1, 2$  la construction est peu sensible aux excitations dynamique.

$w(z_j) = Q_{\text{dyn}}(z_j) (C_{pe} - C_{pi})$  [N/m<sup>2</sup>]

Avec :  $Q_{\text{dyn}}(z_j) = q_{\text{réf}} \cdot C_e(z_j)$  [N/m<sup>2</sup>]

$C_e(z_j)$ : coefficient d'exposition.

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

$K_T$ : Facteur de terrain

$C_r$ : Coefficient de rugosité

$C_T$ : Coefficient de topographie

$z$ : Hauteur considérée en (m).

	$K_T$	$Z_0$ (m)	$Z_{\text{min}}$ (m)	$\varepsilon$
Catégorie 3	0,22	0,3	8	0,37

**Tableau 5.2.** Définition des catégories de terrain (RNV99).

Avec :  $Z_0$  : paramètre de rugosité

$Z_{\text{min}}$  : hauteur minimale

$\varepsilon$  : coefficient, utilisé pour le calcul du coefficient  $C_d$

Coefficient de rugosité  $C_r(z)$  : ( $Z=13,75\text{m}$ )

$$Z_{\text{min}} \leq Z \leq 200\text{m} \Rightarrow C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$$

$$C_r(z) = 0,22 \times \ln\left(\frac{13,75}{0,3}\right) = 0,84$$

Coefficient de topographie : Site plat  $C_T(z)=1$

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

$$C_e(z_j) = (1)^2 \times (0,84)^2 \times \left(1 + \frac{7 \times 0,22}{1 \times 0,84}\right) = 2$$

Pression dynamique :  $q_{\text{dyn}}(z)$

$$Q_{\text{dyn}}(z_j) = q_{\text{réf}} \times C_e(z_j)$$

$$Q_{\text{dyn}}(z_j) = 37,5 \times 2 = 750 \text{ N/m}^2.$$

La répartition de la pression dynamique pour les parois

$h > 10m$ .

$$N = E \left( \frac{H}{3} \right) \Rightarrow N = E \left( \frac{13,75}{3} \right) = 4,58 \Rightarrow N = 5$$

$$h_i = \left( \frac{H}{N} \right) = \left( \frac{13,75}{5} \right) = 2,75m$$

i	$Z_j$	$C_r(z_j)$	$C_e(z_j)$	$Q_{dyn} (N/m^2)$
1	1,375	0,33	0,62	232,50
2	4,125	0,58	1,23	461,25
3	6,875	0,69	1,54	577,5
4	9,625	0,76	1,75	656,25
5	12,375	0,82	1,94	727,5
6	13,75	0,84	2,00	750,00

**Tableau 5.3.** La répartition de la pression dynamique pour les parois verticales

Sens du vent V1, V3  $\Rightarrow$  parois pignons (ab-cd)

$$e = \min [b ; 2h] \Rightarrow e = \min [39; 2 \times 13,75] = 27,5m$$

$$d > e \Rightarrow 35m > 27,5m \Rightarrow A, B, C, [A=e/5; B=4 \times (e/5)] \Rightarrow [A=5,5; B=22]$$

$$S > 10 m^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$$

Sens du vent V2, V4  $\Rightarrow$  parois long pans (bc-ad)

$$e = \min [b ; 2h] \Rightarrow e = \min [35; 2 \times 13,75] = 27,5m$$

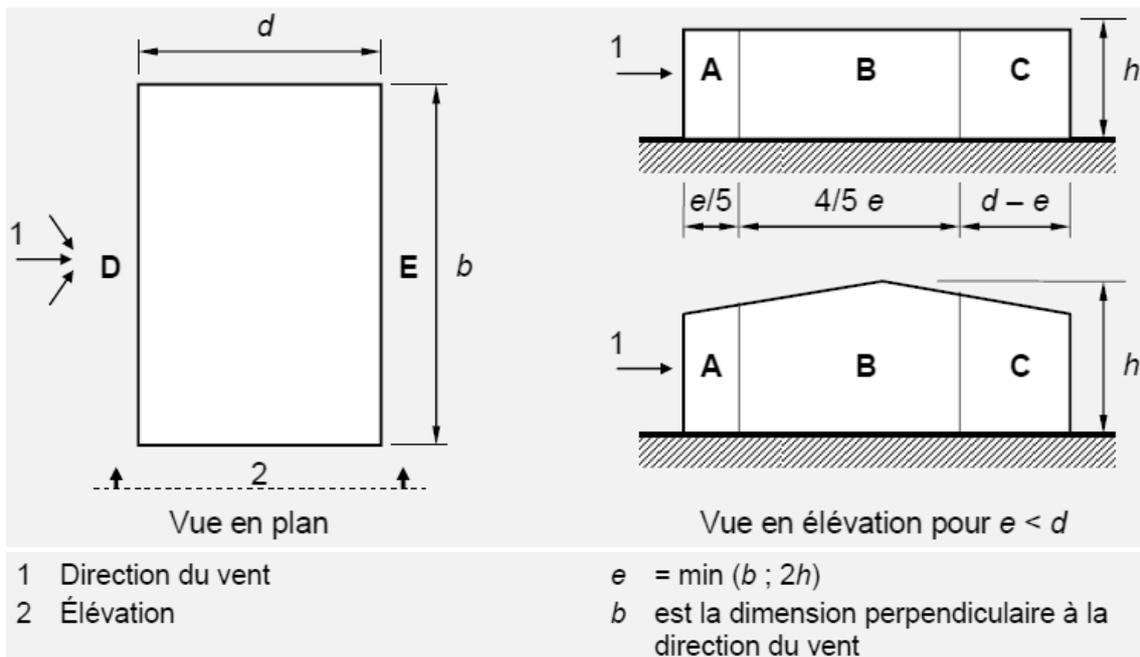
$$d > e \Rightarrow 39m > 27,5m \Rightarrow A, B, C, [A=e/5; B=4 \times (e/5)] \Rightarrow [A=5,5; B=22]$$

$$S > 10 m^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$$

Avec : b: dimension horizontale de la paroi face au vent

d: dimension horizontale de la paroi parallèle au vent

h: hauteur du bâtiment



**Figure 5.5.** Légendes relatives aux parois verticales.

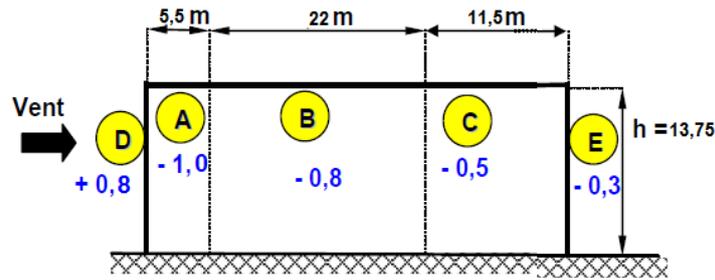


Figure 5.6.  $C_{pe,10}$  pour les zones A, B, C, D et E avec vent sur pignon.

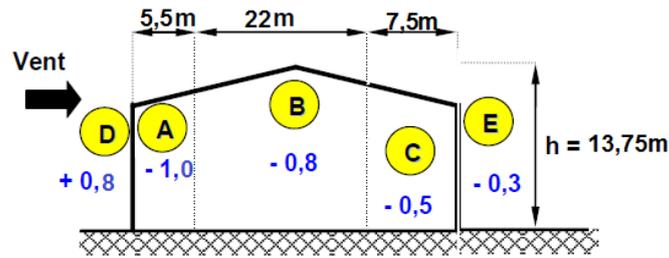


Figure 5.7.  $C_{pe,10}$  pour les zones A, B, C, D et E avec vent sur long-pan.

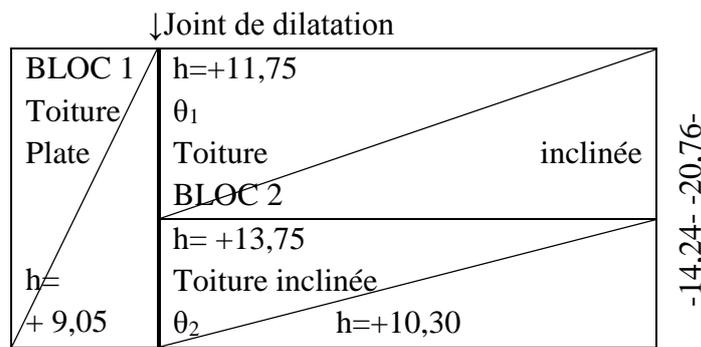


Figure 5.8. Plan de la toiture

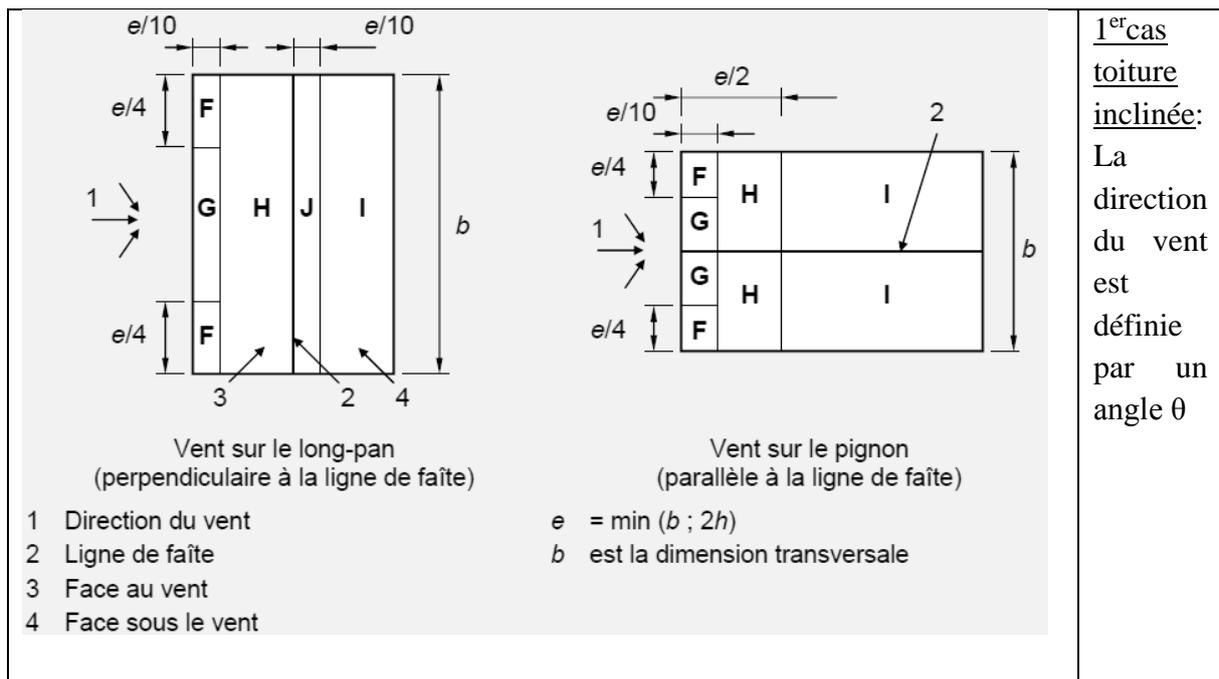


Figure 5.9. Les zones pour les toitures à deux versants

1<sup>er</sup> cas  
toiture  
inclinee:  
 La direction du vent est définie par un angle  $\theta$

2<sup>ème</sup> cas toiture plate: Avec acrotère

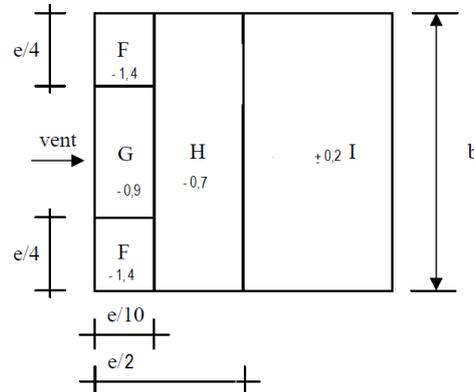


Figure 5.10. Les zones pour les toitures plates

$$hp/h \Rightarrow 0,6/8,85 = 0,07$$

Le coefficient de pression intérieure : "C<sub>pi</sub>"

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

Face 1 : V1 : vent perpendiculaire à la façade principale (AB).

Dans le cas de bâtiments avec cloisons intérieures, les valeurs suivantes doivent être utilisées:

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

Face 2 : V2 : vent perpendiculaire à la façade latérale droite (BC).

$$\mu_p = \frac{(3 \times 2,8) + 21(0,6 \times 4) + 49(0,6 \times 2,5) + (0,6 + 0,4) + 4(2,4 \times 1,4) + 2(4 \times 1) + (4,5 \times 1,8) + 7(3,5 \times 1,8)}{(3 \times 2,8) + 21(0,6 \times 4) + 62(0,6 \times 2,5) + (0,6 \times 0,4) + 9(2,4 \times 1,4) + 2(4 \times 1) + (4,5 \times 1,8) + 14(3,5 \times 1,8)} = 0,72$$

$$\text{Pour } \mu_p = 0,72 \Rightarrow \text{on obtient un } C_{pi} = -0,23$$

Face 3 : V3 : vent perpendiculaire à la façade postérieure (CD).

$$\mu_p = \frac{(3 \times 2,8) + 21(0,6 \times 4) + 45(0,6 \times 2,5) + (0,6 + 0,4) + 9(2,4 \times 1,4) + 2(4 \times 1) + 14(3,5 \times 1,8)}{(3 \times 2,8) + 21(0,6 \times 4) + 62(0,6 \times 2,5) + (0,6 \times 0,4) + 9(2,4 \times 1,4) + 2(4 \times 1) + (4,5 \times 1,8) + 14(3,5 \times 1,8)} = 0,88$$

$$\text{Pour } \mu_p = 0,88 \Rightarrow \text{on obtient un } C_{pi} = -0,47$$

Face 4 : V4 : vent perpendiculaire à la façade latérale gauche (AD).

$$\mu_p = \frac{(3 \times 2,8) + 7(0,6 \times 4) + 53(0,6 \times 2,5) + (0,6 + 0,4) + 6(2,4 \times 1,4) + 2(4 \times 1) + (4,5 \times 1,8) + 7(3,5 \times 1,8)}{(3 \times 2,8) + 21(0,6 \times 4) + 62(0,6 \times 2,5) + (0,6 \times 0,4) + 9(2,4 \times 1,4) + 2(4 \times 1) + (4,5 \times 1,8) + 14(3,5 \times 1,8)} = 0,65$$

$$\text{Pour } \mu_p = 0,65 \Rightarrow \text{on obtient un } C_{pi} = -0,13$$

**Remarque :** pour les parois (béton armé et maçonnerie) l'effet du vent est négligeable, on ne tient compte que de l'effet du vent que pour la toiture qui est composé d'élément en charpente métallique.

Le calcul des pressions :

Zone pour vent de direction  $\theta_1 \Rightarrow 90^\circ$

Zone pour vent de direction  $\theta_1 \Rightarrow 0^\circ$

Toiture $\alpha = 8,62^\circ$ (long pan) V2						Toiture $\alpha = 8,62^\circ$ (pignon) V1 et V3					
zone	$C_d$	$Q_{dyn}$ N/m <sup>2</sup>	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$Q_j$ Kgf/m <sup>2</sup>	zone	$C_d$	$Q_{dyn}$ N/m <sup>2</sup>	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$Q_j$ Kgf/m <sup>2</sup>
F	0,91	750	- 1,4	0,65	-139,91	F	0,91	750	- 1,5	- 0,5	-68,25
G	0,91	750	-1,05	0,65	-116,02	G	0,91	750	- 1,3	- 0,5	-54,60
H	0,91	750	- 0,5	0,65	-78,49	H	0,91	750	- 0,7	- 0,5	-13,65
I	0,91	750	- 0,3	0,65	-64,84	I	0,91	750	- 0,5	- 0,5	0
J	0,91	750	-0,55	0,65	-81,9						

Tableau 5.4. Pression sur la toiture (1).

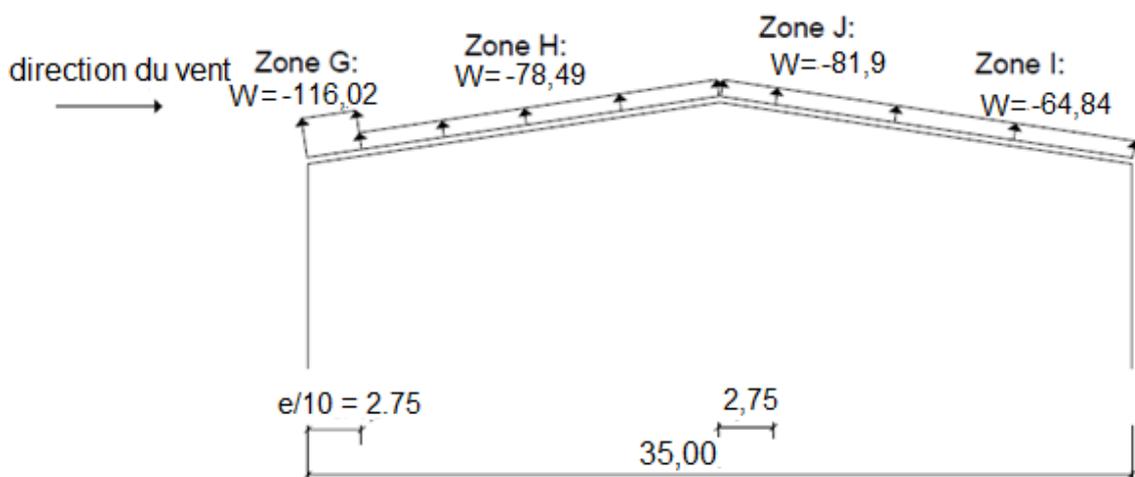


Figure 5.11. Pression sur la toiture suivant V2

Zone pour vent de direction  $\theta_1 \Rightarrow 90^\circ$

Zone pour vent de direction  $\theta_1 \Rightarrow 0^\circ$

Toiture $\beta = 7,86^\circ$ (long pan) V4						Toiture $\beta = 7,86^\circ$ (pignon) V1 et V3					
zone	$C_d$	$Q_{dyn}$ N/m <sup>2</sup>	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$Q_j$ Kgf/m <sup>2</sup>	zone	$C_d$	$Q_{dyn}$ N/m <sup>2</sup>	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$Q_j$ Kgf/m <sup>2</sup>
F	0,91	750	- 1,5	0,65	-146,74	F	0,91	750	- 1,5	-0,5	-68,25
G	0,91	750	- 1,1	0,65	-119,44	G	0,91	750	- 1,3	-0,5	-54,60
H	0,91	750	- 0,5	0,65	-78,49	H	0,91	750	- 0,7	-0,5	-13,65
I	0,91	750	- 0,3	0,65	-64,84	I	0,91	750	- 0,5	-0,5	0
J	0,91	750	- 0,5	0,65	-78,49						

Tableau 5.5. Pression sur la toiture (2)

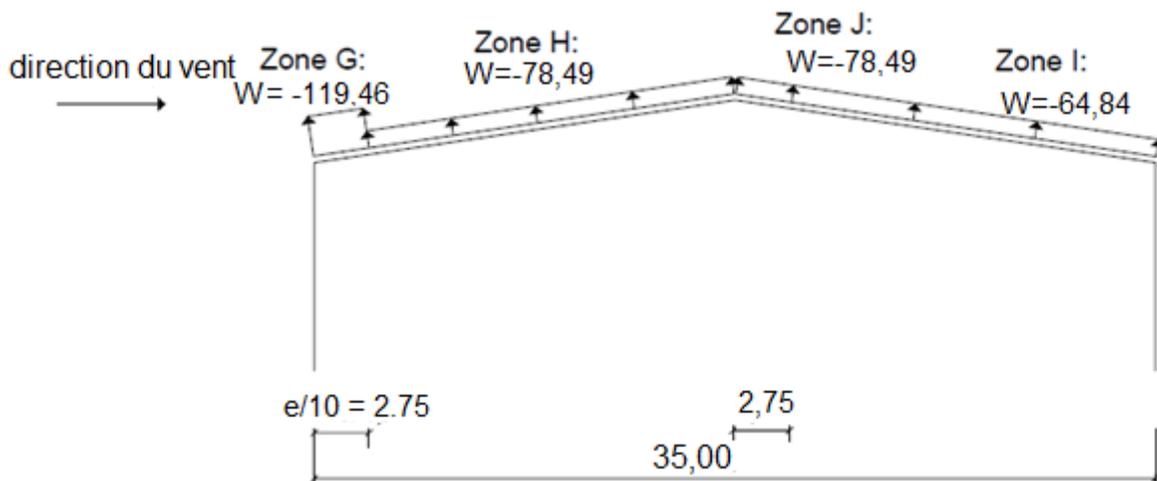


Figure 5.12. Pression sur la toiture suivant V4.

## CHAPITRE 6 : ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES (BLOC II)

### 6.1. DIMENSIONNEMENT DES PANNES DE LA TOITURE

Les pannes supportent la couverture et assurent le report des charges de la couverture sur les traverses.

Elles contribuent également à la réalisation de montants de poutres au vent en versants.

Les pannes peuvent être modélisées en cantilever sur les portiques.

Ce choix consiste à les disposer en continues et à les assembler par des articulations.

Cette disposition est isostatique.

Par cette méthode, les sollicitations et les déformations sont réduites, et un gain de matière est réalisé par rapport à des pannes modélisées sur deux ou sur trois appuis.

L'avantage par rapport à des pannes continues est de pouvoir diminuer les moments de continuité sur appuis qui sont les plus défavorables, simplement en faisant varier la position de l'articulation.

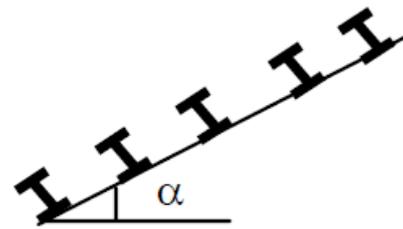


Figure 6.1. Disposition des pannes

### 6.2. DETERMINATION DES SOLLICITATIONS

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

#### 6.2.1. Evaluation des charges et surcharges

##### a) charges permanentes (G) :

pois propre de la panne et de la couverture.  
charges accrochées éventuelles.

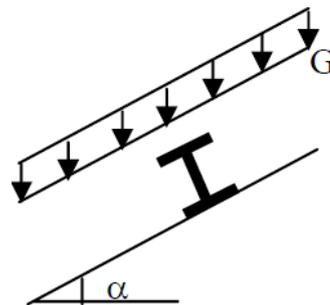


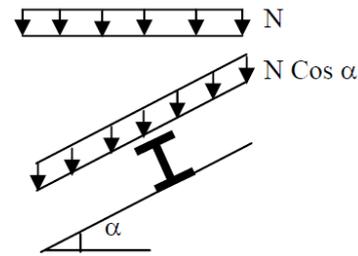
Figure 6.2 Chargement des pannes

##### b) surcharges d'entretien (P) :

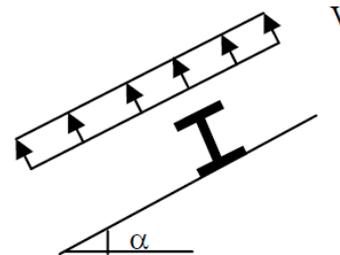
Dans le cas de toitures inaccessibles, on considère uniquement dans les calculs, une charge d'entretien qui est égale aux poids d'un ouvrier et son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100 kg chacune situées à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

**c) surcharge climatiques :**surcharge de neige (N) :

par projection horizontale : N

Suivant rampant : N Cos  $\alpha$ **Figure 6.3.** surcharge de neige.surcharge du vent (V) :

perpendiculaire au versant : V

**Figure 6.4.** surcharge du vent**6.2.2. Principe de dimensionnement**

Les pannes sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément aux conditions suivantes :

Condition de résistances : (ELU)

$$\sigma = \frac{M_x}{w_x} + \frac{M_y}{w_y} \leq \sigma_e$$

Condition de flèche : (ELS)

$f_x \leq f_{ad}$  avec  $f_{ad} = 1/200$  : flèche admissible.

$$f_y \leq f_{ad}$$

Compte tenu de la faible inertie transversale des pannes, et pour que l'effet de la charge  $Q_x$  (perpendiculaire à l'âme de la panne) ne devient pas préjudiciable et conduit à des sections de pannes importantes, donc onéreuses.

La solution consiste à réduire la portée transversale des pannes en les reliant entre elles par des liernes (tirants), situés à mi - portée. Ces liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction.

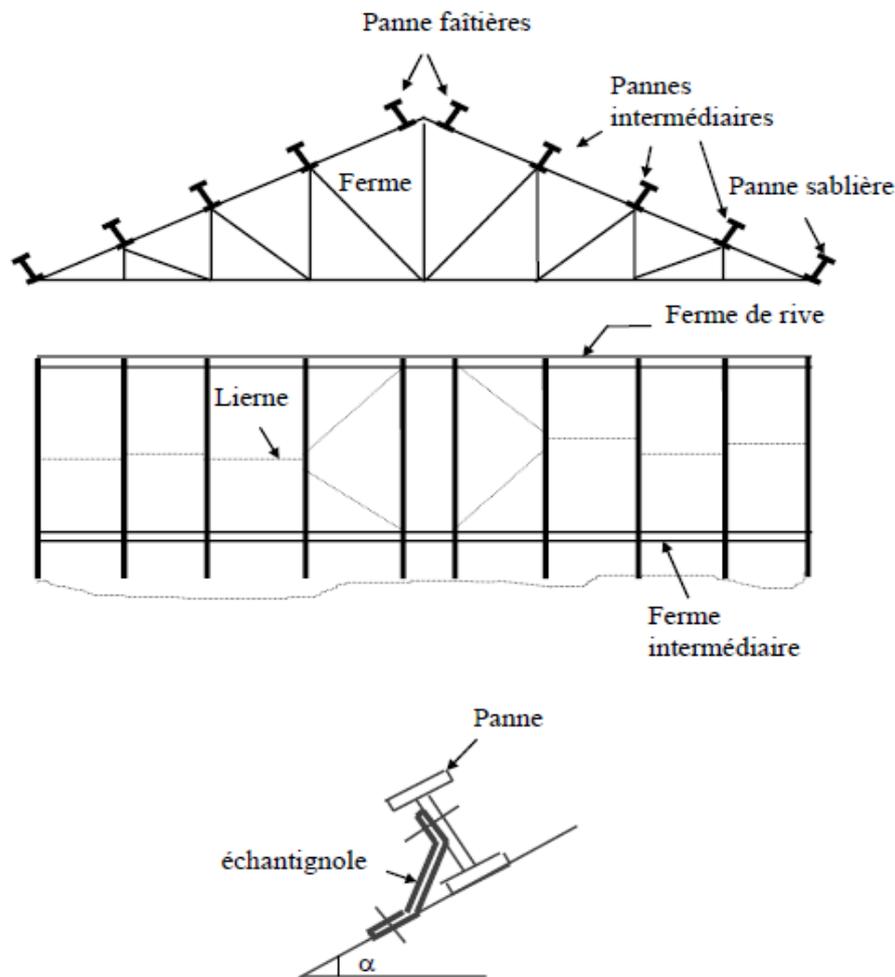


Figure 6.5. Les éléments de la toiture.

<b>Versant gauche</b>	<b>versant droit</b>
$Tg\alpha = (3,45/22,76) = 0,15$	$Tg\beta = (2/14,4) = 0,226$
Donc $\alpha = 8,62^\circ$	Donc $\beta = 7,86^\circ$
$\sin \alpha = 0,15$	$\sin \beta = 0,137$
$\cos \alpha = 0,989$	$\cos \beta = 0,991$
$L_{\max} = 4,33 \text{ m}$ (entre axes des fermes)	$L_{\max} = 4,33 \text{ m}$ (entre axes des fermes)
$e_{\max} = 1,82$	$e_{\max} = 1,67$

Pour le cas des pannes le plus défavorables (intermédiaire)

### 6.2.3. Charges appliquées

#### a) Charges permanentes : G (par m<sup>2</sup> de la couverture)

Couverture en panneau sandwichs	$\Rightarrow 13 \text{ kg/m}^2$
Accessoire divers, étanchéité	$\Rightarrow 64 \text{ kg/m}^2$
Poids propre (IPE 160)	$\Rightarrow 15,8 \text{ kg/ml}$
$G = [(13+64) \times (1,82 + \tan 8,62)] + 15,8 = 167,61 \text{ daN/ml}$	(versant gauche)
$G = [(13+64) \times (1,67 + \tan 7,86)] + 15,8 = 155,02 \text{ daN/ml}$	(versant droit)

**b) Surcharge d'entretien : Q**

La charge d'entretien est déterminée en prenant en compte 2 charges ponctuelles de 100 kg au 1/3 et au 2/3 de la portée.

On égalise les 2 moments du au charge ponctuelles P par un  $P_{\text{éq}}$  uniformément répartie

$$M_{\text{max}} = \frac{PL}{3} = \frac{P_{\text{éq}} \cdot L^2}{8} ; P_{\text{éq}} = \frac{8P}{3L} = \frac{8 \times 100}{3 \times 4,33} = 61,59 \text{ daN/ml}$$

**c) Surcharge climatiques du vent : V** (perpendiculaires au versant)

Les pannes intermédiaires se trouvent dans les zones H et I

$V = -78,49 \text{ daN/m}^2$  (surcharge du vent vers le haut) :

$$V = -78,49 \cdot 1,82 = -142,85 \text{ daN/ml (versant gauche)}$$

$$V = -78,49 \cdot 1,67 = -131,08 \text{ daN/ml (versant droit)}$$

**d) Surcharge climatiques de neige : N** (par projection horizontale)

$N = 69 \text{ daN/m}^2$  (surcharge de la neige vers le bas) :

$$N = 69 \cdot 1,82 = 125,58 \text{ daN/ml (versant gauche)}$$

$$N = 69 \cdot 1,67 = 115,23 \text{ daN/ml (versant droit)}$$

**6.3.1. Combinaisons d'action à l'ELU**

\* Action vers le bas :

$$Q_{\text{sd1}} = 1,35 G + 1,5 P_{\text{éq}} = (1,35 \cdot 167,61) + (1,5 \cdot 61,59) = 318,66 \text{ daN/ml (versant gauche)}$$

$$Q_{\text{sd1}} = 1,35 G + 1,5 P_{\text{éq}} = (1,35 \cdot 155,02) + (1,5 \cdot 61,59) = 301,66 \text{ daN/ml (versant droit)}$$

$$Q_{\text{sd2}} = 1,35 G + 1,5 N = (1,35 \cdot 167,61) + (1,5 \cdot 125,58) = 414,64 \text{ daN/ml (V. gauche)}$$

$$Q_{\text{sd2}} = 1,35 G + 1,5 N = (1,35 \cdot 155,02) + (1,5 \cdot 115,23) = 382,12 \text{ daN/ml (V. droit)}$$

\* Action vers le haut

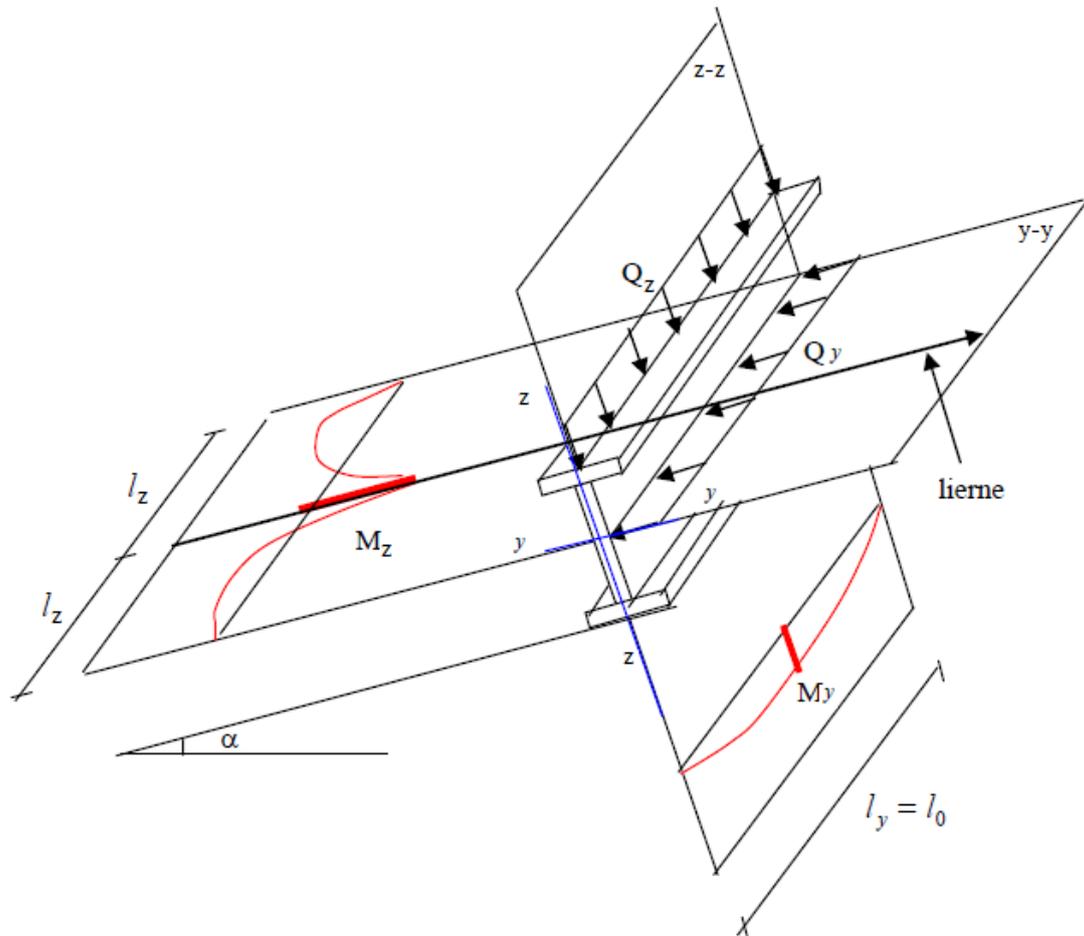
$$Q_{z,\text{sd1}} = G \cos \alpha - 1,5 V = 167,61 \cos(8,62) - 1,5 \cdot 142,85 = -48,56 \text{ daN/ml (V. gauche)}$$

$$Q_{z,\text{sd1}} = G \cos \beta - 1,5 V = 155,02 \cos(7,86) - 1,5 \cdot 131,08 = -42,87 \text{ daN/ml (V. droit)}$$

$$Q_{y,\text{sd2}} = 1,35 G \sin \alpha = 1,35 \cdot 167,61 \sin(8,62) = 33,91 \text{ daN/ml (V. gauche)}$$

$$Q_{y,\text{sd2}} = 1,35 G \sin \beta = 1,35 \cdot 155,02 \sin(7,86) = 28,62 \text{ daN/ml (V. droit)}$$

Pour le dimensionnement de la panne, on tiendra compte de la deuxième combinaison la plus défavorable  $Q_{\text{sd2}}$ .



**Figure 6.6.** Les différents plans de chargement d'une panne

### Résistance en section

$$Q_{sd2} = 414,64 \text{ daN/ml (versant gauche)}$$

$$Q_{sd2} = 382,12 \text{ daN/ml (versant droit)}$$

$$Q_{zsd2} = Q_{sd2} \cos \alpha = 414,64 \times 0,989 = 410,08 \text{ daN/ml (versant gauche)}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \cdot L^2}{8} = \frac{410,08 \times 4,33^2}{8} = 961,07 \text{ daN/ml (versant gauche)}$$

$$Q_{z.sd2} = Q_{sd2} \cos \beta = 382,12 \times 0,991 = 378,68 \text{ daN/ml (versant droit)}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \cdot L^2}{8} = \frac{378,68 \times 4,33^2}{8} = 887,48 \text{ daN/ml (versant droit)}$$

$$Q_{y.sd2} = Q_{sd} \sin \alpha = 414,64 \times 0,15 = 62,2 \text{ daN/ml (versant gauche)}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} \cdot L^2}{8} = \frac{62,2 \times (4,33/2)^2}{8} = 36,44 \text{ daN/ml (versant gauche)}$$

$$Q_{y.sd2} = Q_{sd} \sin \beta = 378,68 \times 0,137 = 51,88 \text{ daN/ml (versant droit)}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} \cdot L^2}{8} = \frac{51,88 \times (4,33/2)^2}{8} = 30,40 \text{ daN/ml (versant droit)}$$

Déversement de l'élément

Semelle inférieure comprimée non retenue latéralement

$$Q_{z,sd} = - 48,56 \text{ daN/ml} \quad (\text{versant gauche})$$

$$Q_{z,sd} = - 42,87 \text{ daN/ml} \quad (\text{versant droit})$$

$$Q_{y,sd} = 33,91 \text{ daN/ml} \quad (\text{versant gauche})$$

$$Q_{y,sd} = 28,62 \text{ daN/ml} \quad (\text{versant droit})$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \cdot L^2}{8} = \frac{48,56 \times 4,33^2}{8} = 113,81 \text{ daN.m} \quad (\text{versant gauche})$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \cdot L^2}{8} = \frac{42,87 \times 4,33^2}{8} = 79,47 \text{ daN.m} \quad (\text{versant droit})$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \cdot L^2}{8} = \frac{33,91 \times 4,33^2}{8} = 79,47 \text{ daN.m} \quad (\text{versant gauche})$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \cdot L^2}{8} = \frac{28,62 \times 4,33^2}{8} = 67,07 \text{ daN.m} \quad (\text{versant droit})$$

**a) vérification a la sécurité**a.1) vérification à l'ELUa.1.1) vérification à la flexion :

Calcul en plasticité : (section de classes 1 et 2)

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

Avec  $\alpha = 2$  et  $\beta = 1$  pour des sections en I et H

Par tâtonnement on choisit le profilé IPE 140 :

Classe de section

Classe de la semelle :(semelle comprimée)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon \quad \text{avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{73/2}{6,9} = 5,29 \leq 10 \quad \text{semelle de classe 1}$$

Classe de l'âme : (âme fléchie)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{112,2}{4,7} = 23,87 \leq 72 \quad \text{âme de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

Caractéristique géométrique IPE 140 :

$$W_{el,y} = 77,3 \text{ cm}^3 \quad W_{el,z} = 12,3 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,y} = 88,3 \text{ cm}^3 \quad W_{pl,z} = 19,3 \text{ cm}^3$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{88,3 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 1886,41 \text{ daNm}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{19,3 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 412,32 \text{ daNm}$$

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}}\right)^\beta = \left(\frac{961,07}{1886,41}\right)^2 + \left(\frac{36,44}{412,32}\right)^1 = 0,35 \leq 1 \text{ (V. gauche vérifié)}$$

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}}\right)^\beta = \left(\frac{887,48}{1886,41}\right)^2 + \left(\frac{30,40}{412,32}\right)^1 = 0,29 \leq 1 \text{ (V. droit vérifié)}$$

### a.1.2) vérification au cisaillement :

$$V_{z,sd} \leq V_{plz,Rd} \quad ; \quad V_{y,sd} \leq V_{ply,Rd}$$

Avec un IPE 140 :

$$A_{v,y} = 2 b \cdot t_f = 2 \cdot 7,3 \cdot 0,69 = 10,07 \text{ cm}^2$$

$$A_{v,z} = 1,04 h \cdot t_w = 1,04 \cdot 14 \cdot 0,47 = 6,84 \text{ cm}^2$$

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \cdot L}{2} = \frac{410,08 \times 4,33}{2} = 887,82 \text{ daN daN/ml} \quad \text{(versant gauche)}$$

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \cdot L}{2} = \frac{378,68 \times 4,33}{2} = 819,84 \text{ daN daN/ml} \quad \text{(versant droit)}$$

$$V_{y,sd} = \frac{0,625 Q_{y,sd} \cdot L}{2} = \frac{0,625 \times 62,2 \times 4,33}{2} = 84,16 \text{ daN} \quad \text{(versant gauche)}$$

$$V_{y,sd} = \frac{0,625 Q_{y,sd} \cdot L}{2} = \frac{0,625 \times 51,88 \times 4,33}{2} = 70,2 \text{ daN} \quad \text{(versant droit)}$$

$$V_{plz,Rd} = \left(\frac{A_{vz} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}}\right) = \left(\frac{6,84 \cdot \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1,1}\right) = 8436,66 \text{ daN}$$

$$V_{ply,Rd} = \left(\frac{A_{vy} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}}\right) = \left(\frac{10,07 \cdot \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1,1}\right) = 12420,64 \text{ daN}$$

$$V_{z,sd} = 887,82 \text{ daN} \leq V_{plz,Rd} = 8436,66 \text{ daN} \text{ (versant gauche vérifié)}$$

$$V_{z,sd} = 819,84 \text{ daN} \leq V_{plz,Rd} = 8436,66 \text{ daN} \text{ (versant droit vérifié)}$$

$$V_{y,sd} = 84,16 \text{ daN} \leq V_{ply,Rd} = 12420,64 \text{ daN} \text{ (versant gauche vérifié)}$$

$$V_{y,sd} = 70,2 \text{ daN} \leq V_{ply,Rd} = 12420,64 \text{ daN} \text{ (versant droit vérifié)}$$

### a.1.3) vérification au déversement :

Calcul des moments ultimes :

$$Q_{z,sd} = - 48,56 \text{ daN/ml} \quad (\uparrow \text{Soulèvement}) \quad \text{(versant gauche)}$$

$$Q_{z,sd} = - 42,87 \text{ daN/ml} \quad (\uparrow \text{Soulèvement}) \quad \text{(versant droit)}$$

$$Q_{y,sd} = 33,91 \text{ daN/ml} \leftarrow \quad \text{(versant gauche)}$$

$$Q_{y,sd} = 28,62 \text{ daN/ml} \leftarrow \quad \text{(versant droit)}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \cdot L^2}{8} = \frac{33,91 \times 4,33^2}{8} = 79,47 \text{ daN/ml (versant gauche)}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \cdot L^2}{8} = \frac{42,87 \times 4,33^2}{8} = 100,47 \text{ daN/ml (versant droit)}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \cdot L^2}{8} = \frac{48,56 \times (4,33/2)^2}{8} = 28,45 \text{ daN/ml (versant gauche)}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \cdot L^2}{8} = \frac{28,62 \times (4,33/2)^2}{8} = 16,77 \text{ daN/ml (versant droit)}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{88,3 \times 23,50}{1,1} = 1886,41 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{19,3 \times 23,50}{1,1} = 412,32 \text{ daN.m}$$

Formule de vérification du déversement :

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1$$

Calcul du moment résistant au déversement :  $M_{b,Rd}$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = \chi_{LT} \cdot M_{plz,Rd} ; \text{ avec : } \beta_w = 1 \text{ pour section de classe 1}$$

L'élancement réduit :

$$\bar{\lambda}_{LT \text{ réduit}} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_w}$$

$$\text{ou : } \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \varepsilon \quad \text{et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,0$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times 1 = 93,9$$

Pour les poutres à section constante et doublement symétriques tel notre cas, le profilé à un

$$\text{élancement : } \lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \cdot \left[ 1 + \frac{1}{20} \cdot \left( \frac{L/i_z}{h/e_s} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

Pour un IPE 140 :

$$i_z = 1,65 \text{ cm.}$$

$$h = 14 \text{ cm.}$$

$$e_s \text{ ou } t_f = 0,69 \text{ cm.}$$

Pour une poutre simplement appuyée avec lierne à mi-travée : L 2,16 m longueurs libre entre appuis latéraux.

$$C_1 = 1,88 - 1,40\psi + 0,52\psi^2 \leq 2,7 \text{ par majoration en prend } C_1 = 1,88$$

$$\lambda_{LT} = \frac{216/1,65}{1,88^{0,5} \cdot \left[ 1 + \frac{1}{20} \cdot \left( \frac{216/1,84}{16/0,69} \right)^2 \right]^{0,25}} = 77,69$$

$$\lambda_{LT \text{ réduit}} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_w]^{0.5} = \frac{77,69}{93,9} = 0,83$$

pour un  $\lambda_{LT \text{ réduit}} = 0,83$  on tire  $\chi_{LT}$  du tableau (courbe de flambement « a »  $\alpha = 0,21$  (profilé laminé CCM 97))  $\chi_{LT} = 0,7781$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd} = 0,7781 \times 1886,41 = 1467,81 \text{ kg m}$$

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} = \frac{79,47}{1467,81} + \frac{28,45}{412,32} = 0,12 \leq 1 \text{ (versant gauche vérifié)}$$

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} = \frac{100,47}{1467,81} + \frac{16,77}{412,32} = 0,11 \leq 1 \text{ (versant droit vérifié)}$$

b) vérification à l'ELS

b.1) vérification à la flèche

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charges et surcharges de services (non pondérées).

### 6.3.2. Combinaisons d'action à l'ELS

\* Action vers le bas :

$$Q_{sd1} = G + P_{eq} = 167,61 + 61,59 = 229,2 \text{ daN/ml} \quad (\text{versant gauche})$$

$$Q_{sd1} = G + P_{eq} = 155,02 + 61,59 = 216,61 \text{ daN/ml} \quad (\text{versant droit})$$

$$Q_{sd2} = G + N = 167,61 + 125,58 = 293,19 \text{ daN/ml} \quad (\text{versant gauche})$$

$$Q_{sd2} = G + N = 155,02 + 115,23 = 270,25 \text{ daN/ml} \quad (\text{versant droit})$$

\* Action vers le haut

$$Q_{sd2} = G \cos \alpha - V = 167,61 \cos (5,02) - 129,67 = 32,41 \text{ daN/ml} \quad (\text{versant gauche})$$

$$Q_{sd2} = G \cos \beta - V = 155,02 \cos (7,86) - 133,94 = 19,62 \text{ daN/ml} \quad (\text{versant droit})$$

$$Q_{sd2} = G \sin \alpha = 167,61 \sin (8,62) = 25,12 \text{ daN/ml} \quad (\text{versant gauche})$$

$$Q_{sd2} = G \sin \beta = 155,02 \sin (7,86) = 21,20 \text{ daN/ml} \quad (\text{versant droit})$$

La combinaison la plus défavorable nous donne :

$$Q_{sd} = 293,19 \text{ daN/ml} \quad (\text{Versant gauche})$$

$$Q_{sd} = 270,25 \text{ daN/ml} \quad (\text{Versant droit})$$

$$Q_{zsd} = Q_{sd} \cos \alpha = 293,19 \cos (8,62) = 289,89 \text{ daN/ml} \quad (\text{versant gauche})$$

$$Q_{zsd} = Q_{sd} \cos \alpha = 263,35 \cos (7,86) = 260,88 \text{ daN/ml} \quad (\text{versant droit})$$

$$Q_{ysd} = Q_{sd} \sin \alpha = 267,58 \sin (8,62) = 40,10 \text{ daN/ml} \quad (\text{versant gauche})$$

$$Q_{ysd} = Q_{sd} \sin \alpha = 270,25 \sin (7,86) = 36,96 \text{ daN/ml} \quad (\text{versant droit})$$

Condition de vérification

$$f \leq f_{ad} \quad \text{avec : } \frac{Q_{z,sd} \cdot L^4}{E \cdot I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{L}{200} = \frac{433}{200} = 2,16 \text{ cm}$$

(Flèche vertical suivant zz')

Sur deux appuis  $5qL^4/384EI$

$$f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_{z,sd} \cdot L^4}{E.I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{289,89 \times 10^{-2} \times 433^4}{2,1 \times 10^6 \times 869} = 0,73 \text{ cm} \leq f_{ad} \text{ (versant gauche)}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_{z,sd} \cdot L^4}{E.I_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{260,88 \times 10^{-2} \times 433^4}{2,1 \times 10^6 \times 869} = 0,65 \text{ cm} \leq f_{ad} \text{ (versant droit)}$$

(Fleche latérale suivant  $yy'$  : sur trois appuis)

$$\text{Avec : } f_{ad} = \frac{L/2}{200} = \frac{216}{200} = 1,08 \text{ cm} \frac{36,96 \times 10^{-2} \times 216^4}{2,1 \times 10^6 \times 68,3}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \cdot \frac{Q_{y,sd} \cdot (L/2)^4}{E.I_z} = \frac{2,05}{384} \times \frac{40,1 \times 10^{-2} \times 216^4}{2,1 \times 10^6 \times 68,3} = 0,03 \text{ cm} \leq f_{ad} = 2,46 \text{ cm (V. gauche)}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \cdot \frac{Q_{y,sd} \cdot (L/2)^4}{E.I_z} = \frac{2,05}{384} \times \frac{36,96 \times 10^{-2} \times 216^4}{2,1 \times 10^6 \times 68,3} = 0,03 \text{ cm} \leq f_{ad} = 2,46 \text{ cm (V. droit)}$$

Le profilé choisi IPE 140 convient pour les pannes

Le poids propre estimé de la panne 15.8 kg est supérieur au poids propre réel trouvé 12,9 kg, il n'y a pas donc lieu de refaire la vérification de la panne à la résistance en tenant compte de son poids propre.

## 6.4. CALCUL DES LIERNES

### 6.4.1. Introduction

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

Compte tenu de la faible inertie transversale des pannes, et dès lors que la pente des versants ( $\alpha$ ) atteint 8 à 10%, l'effet de la charge  $Q_{y,sd}$  (perpendiculaire à l'âme de la panne) devient préjudiciable et conduit à des sections de pannes importantes, donc onéreuses.

La solution consiste à réduire la portée transversale des pannes en les reliant entre elles par des liernes (tirants), situés à mi - portée.

Chaque fois que les pannes en profilés sont disposées normalement au versant, il convient de les entretoiser par un ou plusieurs cours de liernes en fer rond ou en cornière. Ces liernes, reliés entre elles au niveau du faîtage, permettent d'éviter la déformation latérale des pannes, très préjudiciable au bon aspect de la couverture.

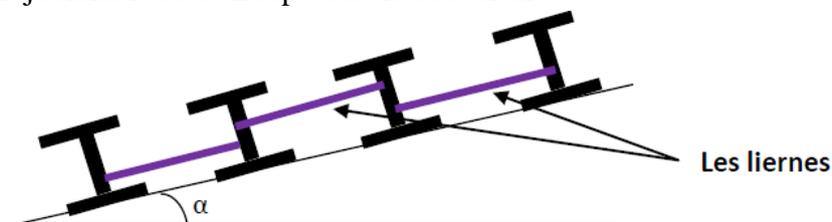


Figure 6.7. Coupe transversale des pannes.

### 6.4.2 Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes

La réaction  $R$  au niveau du lierne :

$$R = 1,25 \cdot Q_y \cdot l/2 = 1,25 \cdot 40,10 \cdot 2,16 = 108,27 \text{ daN (versant gauche)}$$

$$R = 1,25 \cdot Q_y \cdot l/2 = 1,25 \cdot 36,96 \cdot 2,16 = 99,79 \text{ daN (versant droit)}$$

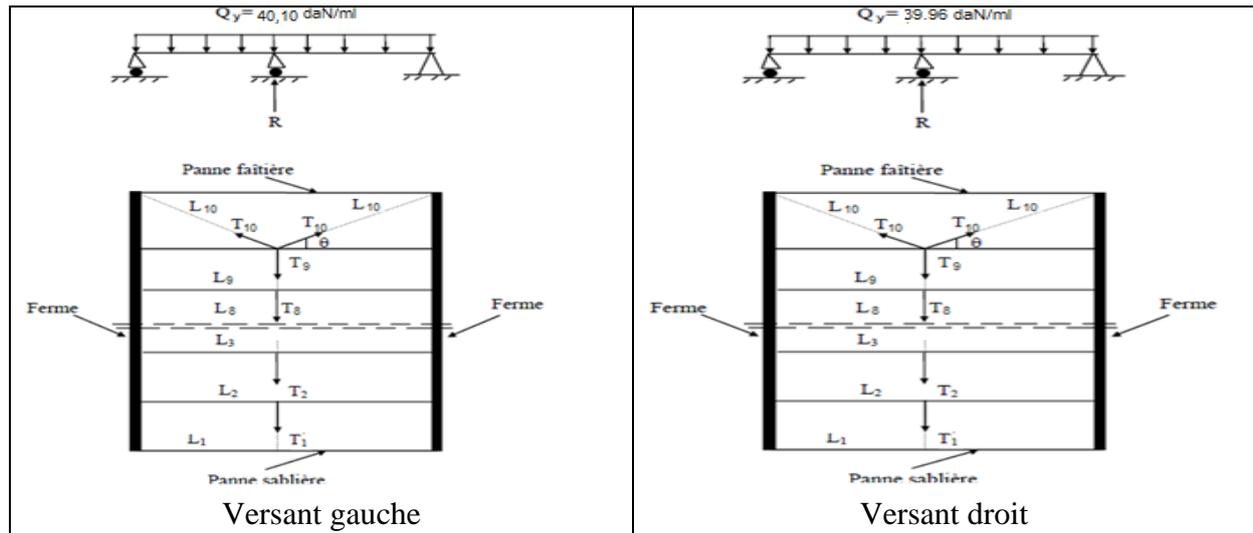


Figure 6.8. Disposition lierne.

<p>Effort de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la panne sablière</p> $T_1 = R/2 = 108,27 / 2 = 54,13$ <p>Effort dans le tronçon L2 :</p> $T_2 = R + T_1 = 108,27 + 54,13 = 162,4$ <p>Effort dans le tronçon L3 :</p> $T_3 = R + T_2 = 108,27 + 162,4 = 270,67$ <p>Effort dans le tronçon L4 :</p> $T_4 = R + T_3 = 108,27 + 270,67 = 378,94$ <p>Effort dans le tronçon L5 :</p> $T_5 = R + T_4 = 108,27 + 378,94 = 487,21$ <p>Effort dans le tronçon L6 :</p> $T_6 = R + T_5 = 108,27 + 487,21 = 595,48$ <p>Effort dans le tronçon L7 :</p> $T_7 = R + T_6 = 108,27 + 595,48 = 703,75$ <p>Effort dans le tronçon L8 :</p> $T_8 = R + T_7 = 108,27 + 703,75 = 812,02$ <p>Effort dans le tronçon L9 :</p> $T_9 = R + T_8 = 108,27 + 812,02 = 920,29$ <p>Effort dans le tronçon L10 :</p> $T_{10} = R + T_9 = 108,27 + 920,29 = 1028,56$ <p>Effort dans le tronçon L11 :</p> $T_{11} = R + T_{10} = 108,27 + 1028,56 = 1136,83$ <p>Effort dans le tronçon L12 :</p> $T_{12} = R + T_{11} = 108,27 + 1136,83 = 1245,1$ <p>Effort dans le tronçon L13 :</p> $2T_{13} \sin \theta = T_{12}$ <p>avec <math>\theta = \arctg 1,82/2,16 = 40,18^\circ</math></p> $T_{13} = (T_{12} / 2 \sin \theta) =$ $(1245,1 / 2 \sin 40,18^\circ) = 964,83$	<p>Effort de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la panne sablière</p> $T_1 = R/2 = 99,79 / 2 = 49,9$ <p>Effort dans le tronçon L2 :</p> $T_2 = R + T_1 = 99,79 + 49,9 = 149,69$ <p>Effort dans le tronçon L3 :</p> $T_3 = R + T_2 = 99,79 + 149,69 = 249,48$ <p>Effort dans le tronçon L4 :</p> $T_4 = R + T_3 = 99,79 + 249,48 = 349,27$ <p>Effort dans le tronçon L5 :</p> $T_5 = R + T_4 = 99,79 + 349,27 = 449,06$ <p>Effort dans le tronçon L6 :</p> $T_6 = R + T_5 = 99,79 + 449,06 = 548,85$ <p>Effort dans le tronçon L7 :</p> $T_7 = R + T_6 = 99,79 + 548,85 = 648,64$ <p>Effort dans le tronçon L8 :</p> $T_8 = R + T_7 = 99,79 + 648,64 = 748,43$ <p>Effort dans le tronçon L9 :</p> $T_9 = R + T_8 = 99,79 + 748,43 = 848,22$ <p>Effort dans le tronçon L10 :</p> $2T_{10} \sin \theta = T_9,$ <p>avec <math>\theta = \arctg 1,67/2,16 = 37,71^\circ</math></p> $T_{10} = (T_9 / 2 \sin \theta) =$ $(848,22 / 2 \sin 37,71^\circ) = 693,37$
--	--

### 6.4.3. Dimensionnement des liernes

Le tronçon le plus sollicité est L3

Elément tendu :  $N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\lambda_{m0}} : \text{Résistance plastique de la section brute}$$

Versant droit

$$N_{sd} = T_9 = \leq \frac{A \cdot f_y}{\lambda_{m0}}$$

$$A \geq \frac{T_9 \cdot A \cdot f_y}{\lambda_{m0}} \Rightarrow A \geq \frac{848,22 \times 1,1}{2350} = 0,40 \text{ cm}^2$$

$$A = \pi \varnothing^2 / 4 \geq 0,397 \text{ cm}^2 ; \varnothing \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,4}{\pi}} = 0,71 \text{ cm}$$

Versant gauche

$$N_{sd} = T_{12} = \leq \frac{A \cdot f_y}{\lambda_{m0}} = 1245,1$$

$$A \geq \frac{T_{12} \cdot A \cdot f_y}{\lambda_{m0}} \Rightarrow A \geq \frac{1245,1 \times 1,1}{2350} = 0,58 \text{ cm}^2 \Rightarrow$$

$$A = \pi \varnothing^2 / 4 \geq 0,632 \text{ cm}^2 ; \varnothing \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,58}{\pi}} = 0,86 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques et pour plus de sécurité, le choix se fait sur des barres rondes de diamètre  $\varnothing 12$ .

## 6.5. CALCUL DE L'ÉCHANTIGNOLLE

### 6.5.1. Introduction

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes.

Le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent).

### 6.5.2. Calcul des charges revenant à l'échantignolle

L'excentrement « t » est limité par la condition suivante :

Effort de soulèvement

$$Q_{z,sd} = G \cos \alpha - 1,5 V = -48,51 \text{ daN/ml}$$

Effort suivant rampant

$$Q_{y,sd} = 1,35 G \sin \alpha = 33,94 \text{ daN/ml}$$

L'excentrement « t » est limité par la condition

$$2 (b/2) \leq t \leq 3 (b/2)$$

pour IPE 140 :

$$b = 7,3 \text{ cm et } h = 14 \text{ cm}$$

$$7,3 \leq t \leq 10,95 \text{ cm}$$

soit  $t = 9 \text{ cm}$ .

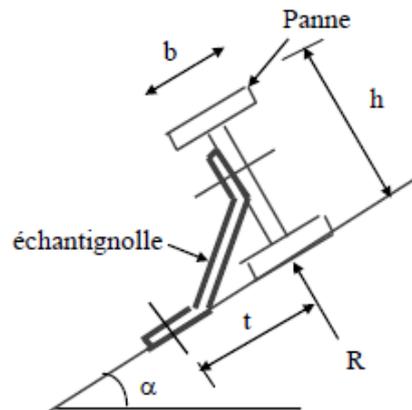


Figure 6.9. Coupe transversal l'échantignolle.

Echantignolle de rive :

$$R_z = Q_{z,sd} \times l/2 = 48,51 \times 4,33/2 = 105,02 \text{ daN}$$

$$R_y = Q_{y,sd} \times l/2 = 33,94 \times 4,33/2 = 73,48 \text{ daN}$$

Echantignolle intermédiaire

$$R_z = 2 \times 105,02 = 210,04 \text{ daN}$$

$$R_y = 2 \times 73,48 = 146,96 \text{ daN}$$

Calcul du moment de renversement

$$M_R = R_z \cdot t + R_y \cdot h/2 = 105,02 \times 9 + 73,48 \times 7 = 1459,54 \text{ daN cm}$$

### 6.5.3. Dimensionnement de l'échantignolle

Flexion simple :

Généralement les échantignolles sont des éléments formé à froid la classe de section est au moins de classe 3.

$$M_{sd} \leq M_{el,Rd}$$

$$M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \text{ moment de résistance élastique de la section brute}$$

$$M_{sd} = M_R \leq \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

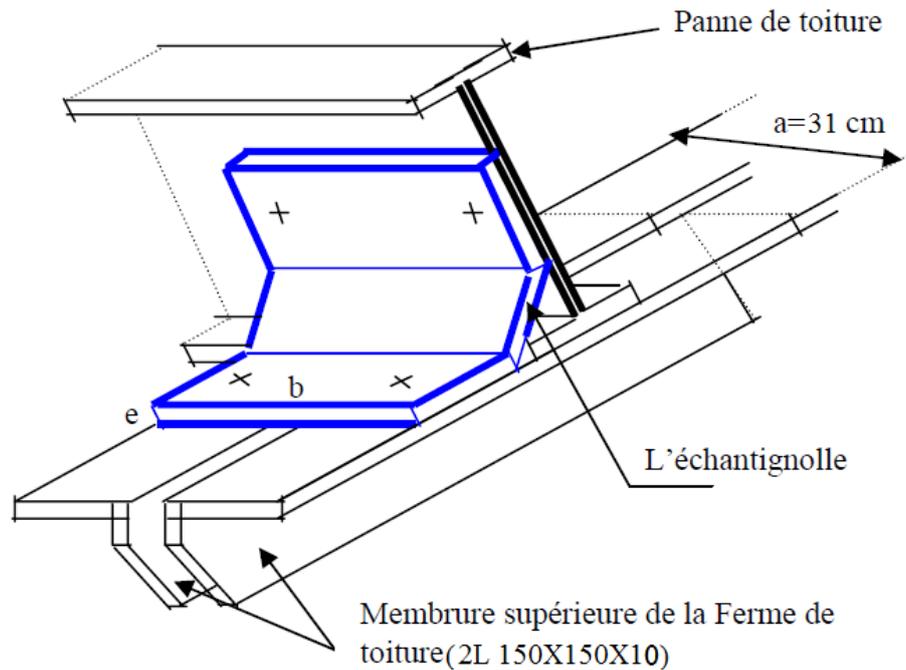
### 6.5.4- Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle

$$W_{el} = \frac{M_R \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{1459,54 \times 1,1}{2350} = 0,68 \text{ cm}^2 \quad \sqrt{\frac{6 \times 0,68}{31}}$$

$$W_{el} = \frac{b \cdot e^2}{6} \text{ pour les sections rectangulaires.}$$

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \cdot W_{el}}{a}} = \sqrt{\frac{6 \times 0,68}{31}} = 0,36 \text{ cm soit } e = 4 \text{ mm}$$

La largeur  $b = 15 \text{ cm}$  est calculée après avoir dimensionnée la membrure supérieure de la ferme, 2L 150x150x10  $\Rightarrow b = 15 + 15 + 1 = 31$



**Figure 6.10.** Positionnement de l'échantignolle sur la membrue supérieur.

## 6.6. DIMENSIONNEMENT DES CHÉNEAUX

La forme des chéneaux est trapézoïdale donc on détermine la section par la formule suivante :

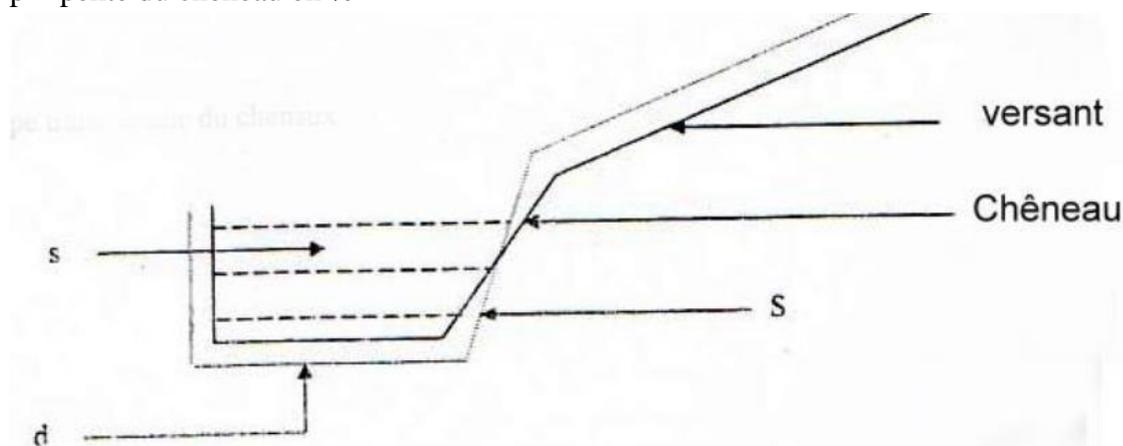
$$\frac{s}{S} \geq \frac{6x3}{\sqrt{\frac{s.p}{d}}}$$

Avec :  $s$  = section transversale du chéneau en  $\text{cm}^2$

$S$  = surface couverte intéressant le chéneau en  $\text{m}^2$

$d$  = périmètre de la section mouillée du chéneau en  $\text{cm}$

$p$  = pente du chéneau en %



**Figure 6.11.** Coupe transversale chéneau.

La pente des chéneaux à exécuter est  $p = 0,2 \%$

Une pluie de 3 l/mn

S : la surface en plan des combles desservis en  $m^2$

S versant gauche :  $32,6 \times 22,76 = 741,98 \text{ m}^2$

S versant droit :  $32,6 \times 15,24 = 496,82 \text{ m}^2$

On tire la section nécessaire des chamineaux à partir de l'abaque (figure ci-dessus)

D'après la formule on calcule le périmètre de la section mouillée du chéneau en cm

$d = 35 \text{ cm}$  versant gauche

$d = 25 \text{ cm}$  versant droit

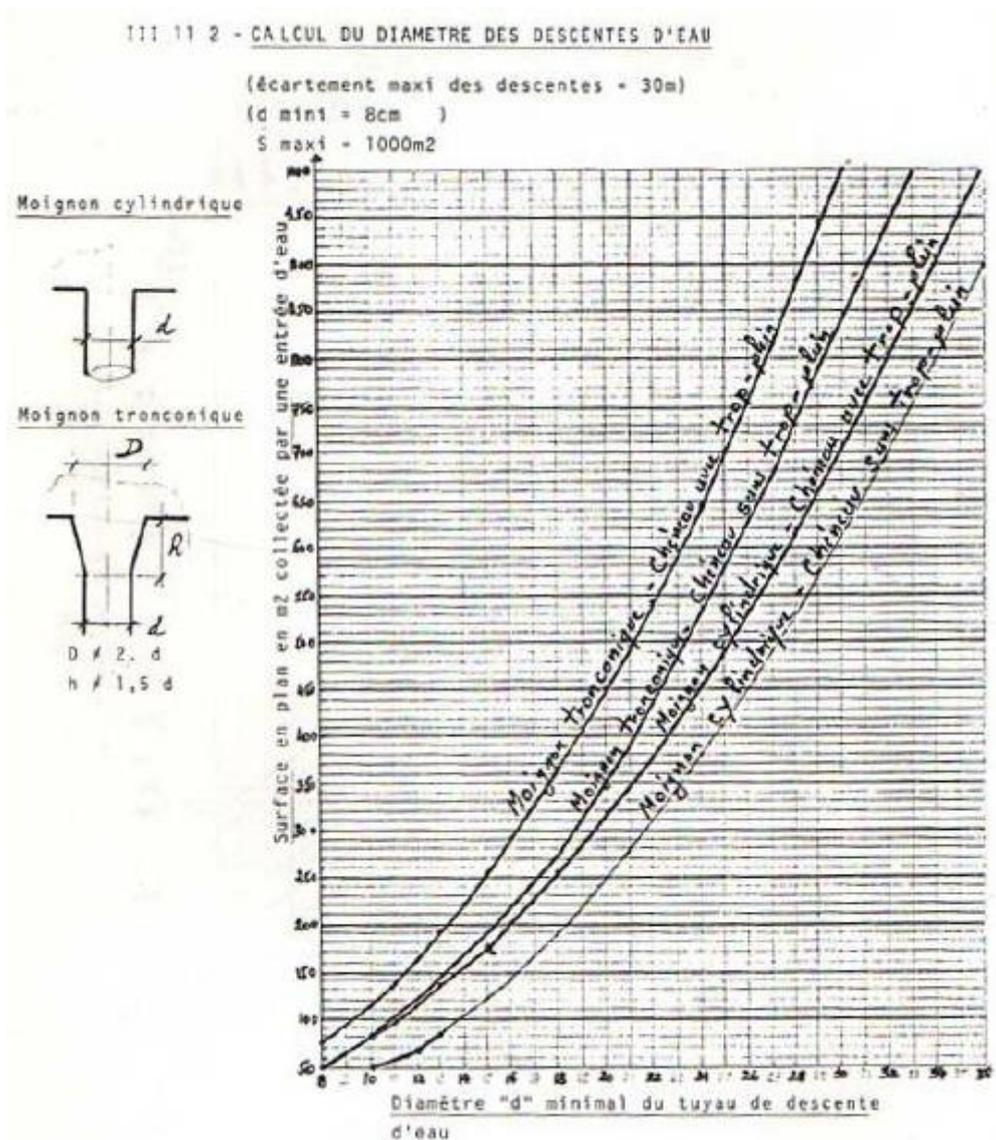


Figure 6.12. Calcul diamètre minimal descente d'eau.

### 6.7. DIMENSIONNEMENT DES DESCENTES DES EAUX PLUVIALES

A partir de l'abaque on tire le diamètre minimal du tuyau de descente d'eau

$d = 30$  cm pour versant gauche

$d = 25$  cm pour versant droit

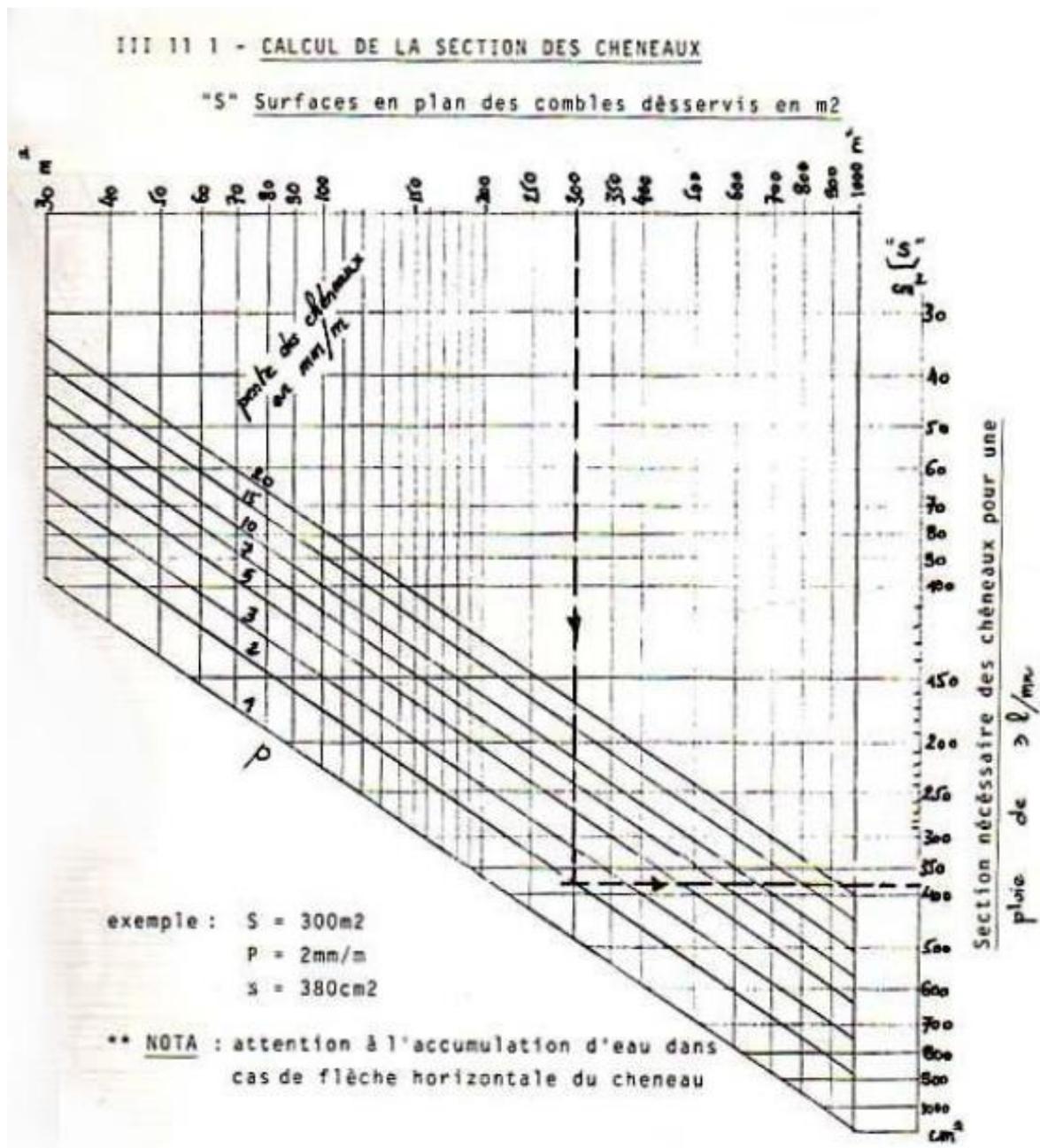


Figure 6.13. Calcul de section des chéneaux.

## CHAPITRE 7 : ETUDE SISMIQUE (BLOC II)

### 7.1. INTRODUCTION

Comme déjà spécifié dans l'étude sismique du bloc (I) la méthode de calcul utilisée dans cette étude sera la méthode dynamique modale spectrale ; la démarche de calcul et d'analyse sera identique.

### 7.2. SPECTRE DE REPOSE DE CALCUL

Le spectre de réponse de calcul est donné par la formule (4.13) des RPA99/Version 2003

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

Avec :

- Coefficient d'accélération de zone (A) : A = 0,10.
- η: Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

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

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Quand ξ = 5%, on a η = 1

Nous avons un portique fait de béton et acier donc on prend ξ = 5%.

- Facteur de qualité (Q)

La valeur de Q est déterminée par la formule  $Q = 1 + \sum_1^5 p_q$

Critère q.	P.q.
Conditions maximales sur les files de contreventement	0,05
Redondance en plan	0,00
Régularité en plan	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1
$Q = 1 + \sum_1^5 p_q$	1,20

**Tableau 7.1.** Valeurs des pénalités P<sub>q</sub>.

P.q. est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non. Sa valeur est donnée au tableau (4.4) des RPA99/Version 2003.

On a alors  $Q = 1 + 0,2$  d'où  $Q = 1,2$

- Coefficient de comportement (R) :  $R = 5$

- Calcul de la période T

$T = C_T \cdot h_n^{3/4}$  avec :

$h_n$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$h_n = 15,75\text{m}$

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le Tableau (4.6) des RPA99/Version2003.

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie ce qui donne  $C_T = 0,05$

(Tableau (4.6) des RPA99/Version 2003)

Donc :  $T = 0,05 \cdot (15,75)^{3/4} = 0,396\text{s} \Rightarrow T = 0,4\text{s}$

$T_1 = 0,15\text{ s}$  ;  $T_2 = 0,4\text{ s}$  dol (sol ferme) : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. (Tab. 4.7 Article 4.3.3 des RPA99/Version2003).

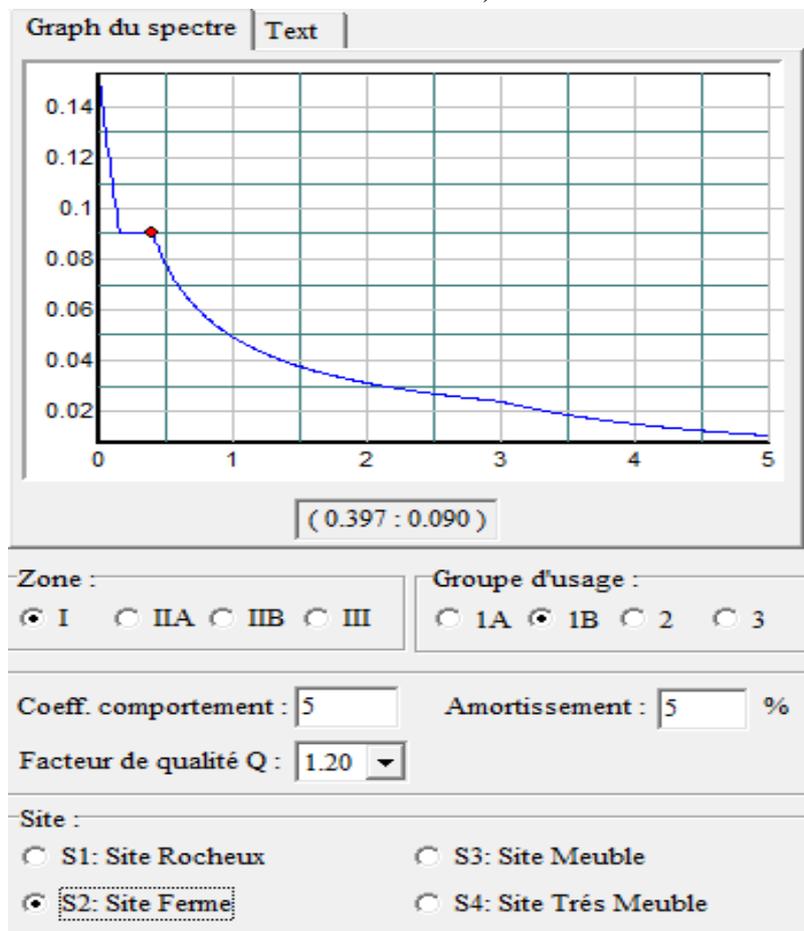


Figure 7.1. Spectre de réponse de calcul

1<sup>er</sup> mode propre de vibration:  $T = 1,97\text{ s}$

2<sup>émé</sup> mode propre de vibration:  $T = 1,61\text{ s}$

3<sup>émé</sup> mode propre de vibration:  $T = 1,47\text{ s}$

4<sup>émé</sup> mode propre de vibration:  $T = 1,46\text{ s}$

5<sup>émé</sup> mode propre de vibration:  $T = 1,45\text{ s}$

6<sup>ème</sup> mode propre de vibration:  $T = 1,43$  s

### 7.3. VERIFICATION DE LA PERIODE FONDAMENTALE DE LA STRUCTURE

La valeur de  $T$  calculé par le logiciel SAP 2000 ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée par le RPA99 de plus de 30 %.

La période fondamentale obtenue par le logiciel SAP 2000 :  $T = 1,97$  s.

La période empirique:  $T = 0,4$ s

$$T+30\%T = 0,52\text{s}$$

Donc :  $1,97\text{s} > T+30\%T=0,52\text{s}$

La condition n'est pas vérifiée, malgré plusieurs tentatives de modélisation avec plusieurs variantes (changement de section, changement de position de contreventement de condition d'assemblage et autre ...).

Cela est due à la particularité géométrique et structurelle du bâtiment : une composante des portiques porté par des poteaux en B.A et des poutres en treillis métallique, d'une toiture en charpente métallique donc flexible, un nombre assez faible de poteaux par rapport au volume du bâtiment, et enfin une hauteur importante. Redondance il y'a lieu de vérifier le déplacement max.

Le règlement RPA99 permet de contrôler la structure par d'autres éléments de vérification telle que la déformation et les contraintes qui doivent être admissible

### 7.4. VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES DE CALCUL

Selon l'article 4.3.6 des RPA99/Version 2003 la résultante des forces sismiques à la base. Dyn. obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V. Stat$  ; Si  $V. Dyn. < 0,8 V. Stat$ . il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport suivant :

rapport suivant :  $r = \frac{0,8.V_{Stat}}{V_{Dyn}}$

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

#### Facteur d'amplification dynamique moyen (D)

Le Facteur d'amplification dynamique moyen  $D$  est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ) selon formule suivante :

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

On a:  $T_2 \leq 1,97 \leq 3,0$  s

$$D = 2,5 \eta \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$D = (2,5 \times 1) \times \left(\frac{0,4}{1,97}\right)^{2/3}$$

$$D = 0,86$$

W (Poids propre de la structure) = 7686,45 kN (D'après le SAP 2000)

$$V = \frac{0,1 \times 0,86 \times 1,2}{5} \times 7686,45 = 99,52 \text{ kN}$$

	V. Stat (KN)	V. Dyn (KN)	80% V.Stat	0.8V.Stat < V. Dyn
<b>Sens X</b>	99,52	215,32	79,62	vérifie
<b>Sens-Y</b>	99,52	246,03	79,62	vérifie

**Tableau 7.2.** Résultante des forces sismiques à la base.

## 7.5. VERIFICATION DES DEPLACEMENTS

Le déplacement horizontal (k) est calculé par la formule suivante :

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

Toiture	$\delta_{ek}$ (cm)	R	$\delta_k$ (cm)	0,01 H (cm)	condition
	3,01	5	15,05	15,75	vérifiée

**Tableau 7.3.** Déplacements relatifs dans le sens (X-X).

Toiture	$\delta_{ek}$ (cm)	R	$\delta_k$ (cm)	0,01 H (cm)	condition
	2,71	5	13,55	15,75	vérifiée

**Tableau 7.4.** Déplacements relatifs dans le sens (Y-Y).

Avec :

R : coefficient de comportement

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques.

Les déplacements latéraux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur.

## 7.6. JUSTIFICATION DE LA LARGEUR DES JOINTS SISMICIQUES.

$d_{min}$  : Largeur minimale d'un joint sismique

La disposition des joints sismiques peut coïncider avec les joints de dilatation ou de rupture.

Ils doivent assurer l'indépendance complète des blocs qu'ils délimitent et empêcher leur entrechoquement.

En cas de sol de fondation homogène, il n'est pas nécessaire de les poursuivre en fondation.

Les joints doivent être plans, sans décrochement et débarrassés de tout matériau ou corps étranger.

Ils sont disposés de façon :

- A limiter des longueurs de bâtiments trop importantes
- A séparer les blocs de bâtiments ou ouvrages accolés de géométrie et /ou de rigidités et de masses inégales.
- A simplifier les formes en plan de bâtiments présentant des configurations complexes (forme en T, U, L, H,...).

### 7.6.1 Justification de la largeur des joints sismiques

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale  $d_{\min}$  satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2) \geq 40\text{mm}.$$

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (0,4 + 20,5) = 35,9 < 40\text{mm}.$$

Donc on adopte le  $d_{\min} = 40\text{mm}$

Avec  $\delta_1$  et  $\delta_2$  : déplacements maximaux des deux blocs, calculé au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations

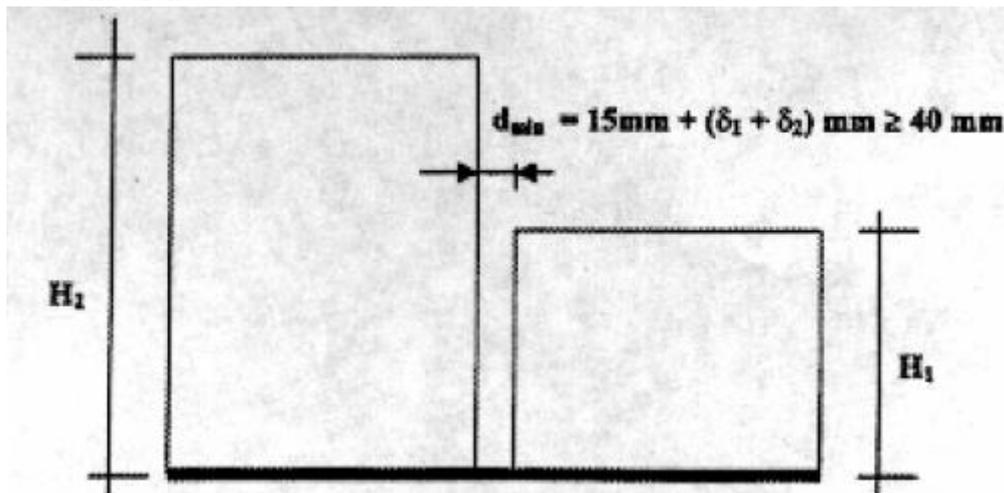


Figure 7.2. Largeur minimum du joint sismique

## CHAPITRE 8: DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENT STRUCTUREAUX (CHARPENTE METALLIQUE) BLOCI I

### 8.1 CALCUL DES FERMES

#### 8.1.1 Introductions

Les fermes sont les poutres maîtresses d'un comble. Elles sont constituées le plus souvent, par un système triangulé, utilisé principalement dans les bâtiments, pour supporter les couvertures et les planchers, pour franchir de grandes portées et supporter des charges relativement légères.

Les treillis ou les poutres treillis sont des ensembles triangulés de barres, supportant des charges dans le plan du treillis ou de la poutre, celles-ci créant des efforts normaux dans chacune des barres. Ceci s'applique généralement aux treillis plans.

Le principe d'un treillis est simple. La structure est composée d'une membrure supérieure et d'une membrure inférieure reliée par une triangulation de barres diagonales dans l'âme, de sorte que chacune des barres n'encaisse qu'un effort normal. Des effets additionnels peuvent exister, mais dans un treillis bien conçu, ils sont secondaires.

Un moment global est repris sous la forme de compression ou de traction dans les membrures. Un effort tranchant global est repris sous la forme de compression ou de traction dans les diagonales.

Dans le cas simple, lorsque les assemblages sont considérés comme des articulations et les charges appliquées aux nœuds, le chargement ne produit ni moment fléchissant, ni effort tranchant, ni torsion dans aucune des barres

#### 8.1.2. TYPES DE FERMES DE TOITURE

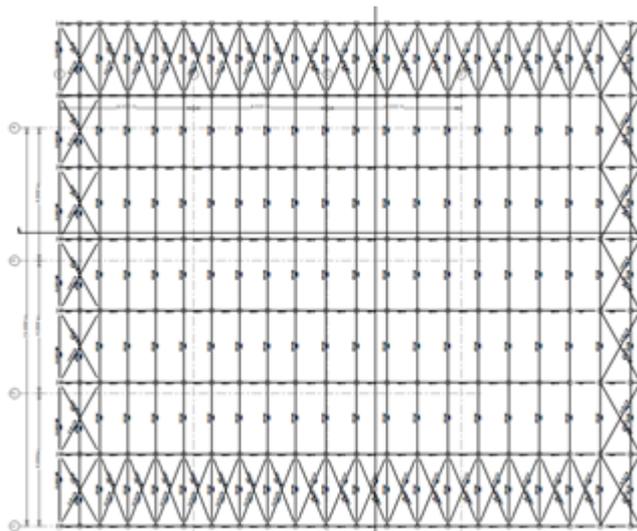


Figure 8.1. Vue en plan la toiture bloc II.



Coefficient de pression équivalente :

$$\text{Versant gauche : } C_{e,\text{éq}} = [C_{e,G} \frac{e}{10} + C_{e,H} \cdot (\frac{L}{2} - \frac{e}{10})] / L$$

$$\text{Versant droit : } C_{e,\text{éq}} = [C_{e,j} \cdot \frac{e}{10} + C_{e,I} \cdot (\frac{L}{2} - \frac{e}{10})] / L$$

Charge équivalente du vent :

$$\frac{631,3 \times 2,75}{35} + \frac{462,55 \times 14,75}{35} + \frac{324,2 \times 2,75}{35} + \frac{342,2 \times 14,75}{35} = 391,46 \text{ kg/ml}$$

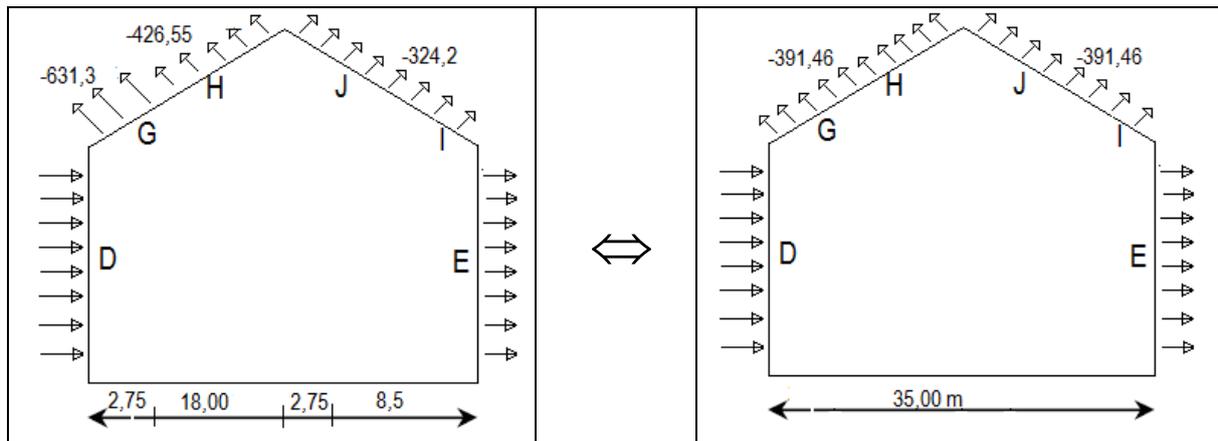


Figure 8.3. Charge équivalente du vent.

Calcul des efforts revenant aux nœuds

La plus grande surface horizontale d'influence qui revient pour les nœuds

$$S = 4,33 \times 1,82 = 7,88 \text{ m}^2 \text{ versant gauche}$$

$$S = 4,33 \times 1,67 = 7,23 \text{ m}^2 \text{ versant droit}$$

Effet dû aux charges permanente

$$P_G = [13 + 64 + (15,8 / 1,82) + 24 + 5] \times 7,88 = 903,69 \text{ kg versant gauche}$$

$$P_G = [13 + 64 + (15,8 / 1,67) + 24 + 5] \times 7,23 = 834,78 \text{ kg versant droit}$$

Effet dû aux charges de neige

$$P_N = 69 \times 7,88 = 543,72 \text{ kg versant gauche}$$

$$P_N = 69 \times 7,23 = 498,87 \text{ kg versant droit}$$

Effet dû au vent

$$P_V = \frac{-391,46 \times 7,88}{4,33} = -712,4 \text{ kg versant gauche}$$

$$P_V = \frac{-391,46 \times 7,23}{4,33} = -653,64 \text{ kg versant droit}$$

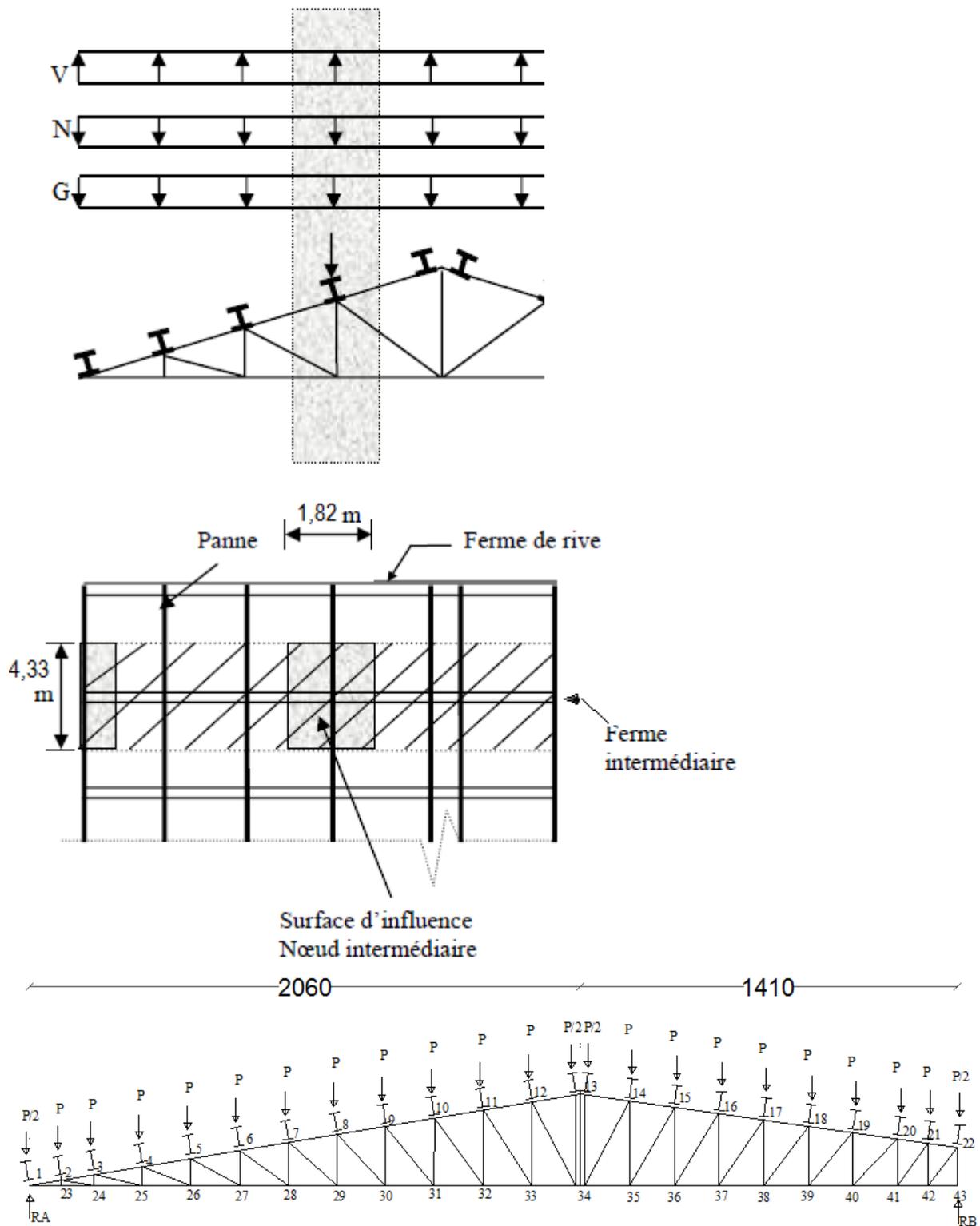


Figure 8.4. Représentation des global de la ferme.

- Nombre des nœuds n : 43
- Nombre des barres b : 83
- Membrures supérieures : 21
- Membrures inférieures : 21
- Montants : 21
- Diagonales : 20

Système isométrique (symétrique) :  $b = 2n-3$  (vérifié)

Le profilé choisi pour la ferme est une double cornière à ailes égales

Montant d'extrémité HEA 300

Membrures inférieures : L 150 x 18 x 10

Membrures supérieures : L 180 x 20 x 10

Montants : L 80 x 12 x 12

Diagonales : L 80 x 12 x 12

### 8.1.4 Dimensionnement des barres

#### a) Membrane supérieure

- Vérification à la compression

Barre 57 :

$N_{sd}^{max} = -932,146$  KN (Compression)

Longueur  $l_0$  de la barre :  $l_0 \frac{1,82}{2 \cos \alpha} = 1,84$

$l_y = 0,9 l_0 = 0,9 \cdot 1,84 = 1,66$  (Dans le plan de la ferme).

$l_z = l_0 = 1,84$  m (Dans le plan perpendiculaire au plan de la ferme)

$l_{max} = 1,84$

$$I_{net} \geq \frac{N_{sd} \cdot (l_{max})^2}{\pi^2 \cdot E}$$

$$\Rightarrow \frac{932,146 \cdot (1,84)^2}{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^4} = 152,26 \text{ cm}^4$$

Choisir deux cornières à ailes égales

**L180 x 180 x 20**

$I_\alpha = I_\beta = 2043 \text{ cm}^4$ ;  $i_\alpha = i_\beta = 5,47 \text{ cm}$  ;

$A_c = 68,3 \text{ cm}^2$  ;  $d = 5,18 \text{ cm}$

Deux cornières : **L180 x 180 x 20**

$I_y = 2 I_\alpha = 2 \cdot 2043 = 4086 \text{ cm}^4$

$i_y = i_\alpha = 5,47 \text{ cm}$

$$I_z = 2 [ I_\beta + A_c \cdot \Delta^2 ] = 2 [ 2043 + 68,3 \cdot 5,68^2 ] = 8493,04 \text{ cm}^4$$

avec  $\Delta = d + 0,5 = 5,68 \text{ cm}$

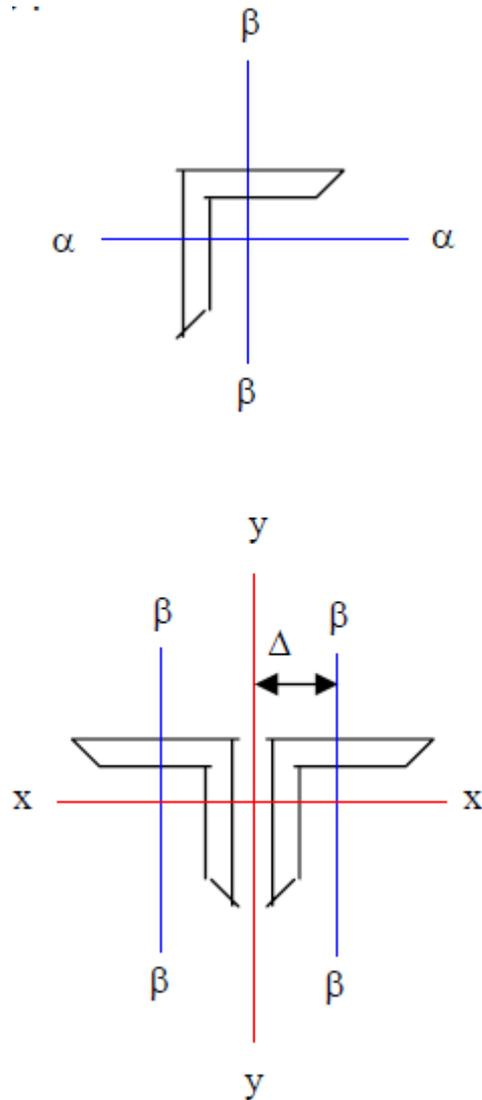
classe de section  $(h/t) = 180/20 = 9 \leq 15 \varepsilon = 15$  vérifié

$$\frac{b+h}{2t} = \frac{180+180}{2 \cdot 20} = 9 \leq 11,5 \varepsilon = 11,5 \text{ vérifié } \left( \frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}} \right)^{1/2}$$

Section de classe 3 pas de réduction de section pour le flambement local

$$\lambda_{max} = \max (\lambda_y ; \lambda_z)$$

$$\bar{\lambda}_y = \left( \frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}} \right)^{1/2} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} (\beta_A)^{0,5} = \frac{\lambda_y}{93,9\xi} = \frac{93,9}{93,9} \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \left( \frac{A \cdot f_y}{N_{cr,z}} \right)^{1/2} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} (\beta_A)^{0,5} = \frac{\lambda_z}{93,9\xi} = \frac{93,9}{93,9}$$



$\beta_A = 1$  pour les sections de classe 1,2 et 3  $\frac{184}{7,88}$

$$\xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,0 \quad \bar{\lambda}_{\max}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{166}{5,47} = 30,35$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} = \frac{30,35}{93,9} = 0,323 ; \text{ Avec } i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{4086}{2 \times 68,3}} = 5,47 \text{ cm}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{184}{7,88} = 23,35$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9} = \frac{23,35}{93,9} = 0,249 ; \text{ Avec } i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{8493,04}{2 \times 68,3}} = 7,88 \text{ cm}$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_{\max} - 0,2) + \bar{\lambda}_{\max}^2] = 0,5[1 + 0,49(0,323 - 0,2) + 0,323^2] = 0,5823$$

Courbe de flambement c : pour les cornières ;  $\alpha = 0,49$

$$\chi_{\min} = \frac{1}{(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}_{\max}^2})} \Rightarrow \chi_{\min} = \frac{1}{(0,5823 + \sqrt{0,5823^2 - 0,323^2})} = 0,937$$

$$N_{b,Rd} = \chi_{\min} \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = 0,937 \times \frac{68,3 \times 2 \times 23,50}{1,1} = 2734,42 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 932,146 \leq N_{b,Rd} = 2734,42 \text{ KN}$$

- Vérification a la traction

$$N_{sd} = 187,317 \text{ KN}$$

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

$$\text{Ou : } N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{68,3 \times 2 \times 23,50}{1,1} = 2918,27$$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}} \quad \text{avec une cornière assemblées par une seul aile et 3 boulons avec un}$$

espacement entre boulons  $p = 100 \text{ mm}$  et a l'extrémité  $e = 25 \text{ mm}$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

Détermination du coefficient minoritaire  $\beta_3$

$P = 100 \text{ mm} > 5 d_0 = 5 \times 13 = 65$  Donc le  $\beta_3 = 0,7$  avec  $d_0$  : diamètre des trous

Entraxes p	$\leq 2,5 d_0$	$\geq 5 d_0$
2 boulons $\beta_2$	0,4	0,7
3 boulons ou plus $\beta_3$	0,5	0,7

**Tableau 8.2.** Coefficients minorateurs  $\beta_2$  et  $\beta_3$ .

Section nette  $A_n = 2(68,3 - 2 \cdot 1,3) = 131,4 \text{ cm}^2$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0,7 \times 131,4 \times 36}{1,25} = 2649,02 \text{ KN}$$

$$N_{t,Rd} = \text{Min} [2918,27; 2649,02]$$

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd} \Rightarrow 932,146 \leq 2649,02 \text{ (vérifié)}$$

Le choix de la double cornière à ailes égales **L 180 x 180 x 20** convient pour les membrures supérieures de la ferme

### b) Membrane inférieure

(Barre 42 ferme N° 4)  $N_{sd}^{\max} = 123,21 \text{ KN}$  (traction)

$$N_{sd}^{\max} = -30,44 \text{ KN (compression)}$$

Longueur  $l_0$  de la barre  $l_0 = 1,82$

$l_y = 0,9 l_0 = 0,9 \times 1,82 = 1,64$  (Dans le plan de la ferme.)

$l_z = l_0 = 1,82 \text{ m}$  (Dans le plan perpendiculaire au plan de la ferme)

$$l_{\max} = 1,82$$

$$\text{Calcul de la section brute } A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{123,21 \times 1,1}{23,5} = 5,77 \text{ cm}^2$$

Après modélisation il en est ressorti, double cornière à ailes égales **L 150 x 150 x 18**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{51 \times 2 \times 23,50}{1,1} = 2179,09 \text{ KN}$$

Section nette  $A_n = 2(51 - 1,8 \times 1,3) = 97,32 \text{ cm}^2$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0,7 \times 97,32 \times 36}{1,25} = 1961,97 \text{ KN}$$

$$N_{t,Rd} = \text{min} [2179,09; 1961,97]$$

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd} \Rightarrow 123,21 \leq 1961,97 \text{ (vérifié)}$$

- Vérification à la compression (barre 23 ferme N°5)

L 150 / 150 / 18 :  $I_\alpha = I_\beta = 1040 \text{ cm}^4$  ;  $i_\alpha = i_\beta = 4,54 \text{ cm}$  ;  $A_c = 51 \text{ cm}^2$ ,  $d = 4,37 \text{ cm}$

Deux cornières  $I_y = 2 I_\alpha = 2 \times 1040 = 2080 \text{ cm}^2$

$$I_z = 2 [I_\beta + A_c \cdot \Delta^2] = 2 [1040 + 51 \times 4,87^2] = 4499,12 \text{ cm}^4$$

Avec  $\Delta = d + 0,5 = 4,87 \text{ cm}$

Classe de section ( $h/t$ ) =  $150/18 = 8,33 \leq 15 \varepsilon = 15$  vérifié

$$\frac{b+h}{2t} = \frac{150+150}{2 \times 18} = 8,33 \leq 11,5 \varepsilon = 11,5 \text{ vérifié}$$

Section de classe 1,2 et 3 pas de réduction de section pour le flambement local

$$\lambda_{\max} = \max (\lambda_y ; \lambda_z)$$

$$\bar{\lambda}_y = \left( \frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}} \right)^{1/2} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} (\beta_A)^{0,5} = \frac{\lambda_y}{93,9\xi} = \frac{93,9}{93,9} \text{ et } \bar{\lambda}_z = \left( \frac{A \cdot f_y}{N_{cr,z}} \right)^{1/2} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} (\beta_A)^{0,5} = \frac{\lambda_z}{93,9\xi} = \frac{93,9}{93,9}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{164}{5,42} = 36,28; \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} = \frac{36,28}{93,9} = 0,386; \text{ Avec } i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{2080}{2 \times 51}} = 4,52 \text{ cm}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{182}{6,64} = 27,41; \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9} = \frac{27,41}{93,9} = 0,292; \text{ Avec } i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{4499,12}{2 \times 51}} = 6,64 \text{ cm}$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_{\max} - 0,2) + \bar{\lambda}_{\max}^2] = 0,5[1 + 0,49(0,386 - 0,2) + 0,386^2] = 0,6201$$

Courbe de flambement c : pour les cornières ;  $\alpha = 0,49$

$$\chi_{\min} = \frac{1}{(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}_{\max}^2})} \Rightarrow \chi_{\min} = \frac{1}{(0,6201 + \sqrt{0,6201^2 - 0,386^2})} = 0,905$$

$$N_{b,Rd} = \chi_{\min} \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = 0,905 \times \frac{51 \times 2 \times 23,50}{1,1} = 2179,09 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 30,44 \leq N_{b,Rd} = 2179,09 \text{ KN} \quad \text{vérifié}$$

Le choix de la double cornière à ailes égales **L 150 x150 x 18** convient pour les membrures inférieures de la ferme

#### a) Diagonales

$$\text{(Barre 66 ferme N° 4) } N_{sd}^{\max} = 185,78 \text{ KN (traction)}$$

$$\text{(Barre 76 ferme N° 8) } N_{sd}^{\max} = - 51,9 \text{ KN (compression)}$$

$$\text{Longueur } l_0 \text{ de la barre : } l_0 = 1,95$$

$$l_y = 0,9 l_0 = 0,9 \times 1,95 = 1,75 \text{ (Dans le plan de la ferme.)}$$

$$l_z = l_0 = 1,95 \text{ m (Dans le plan perpendiculaire au plan de la ferme)}$$

$$l_{\max} = 1,95$$

$$I_{nec} \geq \frac{N_{sd} \cdot l_{\max}^2}{\pi^2 \cdot E} = \frac{51,9 \times 1,95^2}{\pi^2 \cdot 2,1 \times 10^4} = 9,52 \text{ cm}^4 \quad \frac{51,9 \times 1,95^2}{\pi^2 \cdot 2,1 \times 10^4}$$

Le choix de la double cornière à ailes égales **L 75 x 75 x 7** convient pour les diagonales.

$$I_\alpha = I_\beta = 52,61 \text{ cm}^4; i_\alpha = i_\beta = 2,28 \text{ cm}; A_c = 10,1 \text{ cm}^2, d = 2,1 \text{ cm}$$

$$\text{Deux cornières } I_y = 2 I_\alpha = 2 \times 52,61 = 105,22 \text{ cm}^2$$

$$I_z = 2 [I_\beta + A_c \cdot \Delta^2] = 2 [52,61 + 10,1 \times 2,6^2] = 241,77 \text{ cm}^4$$

$$\text{Avec } \Delta = d + 0,5 = 2,6 \text{ cm}$$

$$\text{Classe de section (h/t) = } 75/7 = 10,71 \leq 15 \varepsilon = 15 \text{ vérifié}$$

$$\frac{b+h}{2t} = \frac{75+75}{2 \times 7} = 10,71 \leq 11,5 \varepsilon = 11,5 \text{ vérifié}$$

Section de classe 3 pas de réduction de section pour le flambement local

$$\lambda_{\max} = \max(\lambda_y; \lambda_z)$$

$$\bar{\lambda}_y = \left( \frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}} \right)^{1/2} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} (\beta_A)^{0,5} = \frac{\lambda_y}{93,9 \xi} = \frac{93,9}{93,9}$$

$$\bar{\lambda}_z = \left( \frac{A \cdot f_y}{N_{cr,z}} \right)^{1/2} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} (\beta_A)^{0,5} = \frac{\lambda_z}{93,9 \xi} = \frac{93,9}{93,9}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{175}{2,28} = 76,75; \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} = \frac{76,75}{93,9} = 0,817; \text{ Avec } i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{105,22}{2 \times 10,1}} = 2,28 \text{ cm}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{195}{3,46} = 56,36; \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9} = \frac{56,36}{93,9} = 0,6; \text{ Avec } i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{241,77}{2 \times 10,1}} = 3,46 \text{ cm}$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_{\max} - 0,2) + \bar{\lambda}_{\max}^2] = 0,5[1 + 0,49(0,817 - 0,2) + 0,817^2] = 0,9849$$

Courbe de flambement c : pour les cornières ;  $\alpha = 0,49$

$$\chi_{\min} = \frac{1}{(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}_{\max}^2})} \Rightarrow \chi_{\min} = \frac{1}{(0,9849 + \sqrt{0,9849^2 - 0,817^2})} = 0,681$$

$$N_{b,Rd} = \chi_{\min} \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = 0,681 \times \frac{10,1 \times 2 \times 23,50}{1,1} = 293,88 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 51,9 \leq N_{b,Rd} = 293,88 \text{ KN} \quad \text{vérifié}$$

- Vérification à la rigidité

La barre est susceptible de flamber uniquement sous l'action de son poids propre.

L'élancement limite  $\lambda_{lim} = 150$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{175}{2,28} = 76,75 < \lambda_{lim} = 150 \quad \text{vérifié.}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{195}{3,46} = 56,36 < \lambda_{lim} = 150 \quad \text{vérifié.}$$

Vérification à la traction 185,78 KN

$$\text{Calcul de la section brute } A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{185,78 \times 1,1}{23,5} = 8,7 \text{ cm}^2$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{10,1 \times 2 \times 23,5}{1,1} = 431,54 \text{ KN}$$

$$\text{Section nette } A_n = 2(10,1 - 0,7 \times 1,3) = 18,38 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0,7 \times 18,38 \times 36}{1,25} = 370,54 \text{ KN}$$

$$N_{t,Rd} = \text{Min} [431,54; 370,54]$$

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd} \Rightarrow 185,78 \text{ KN} \leq 370,54 \text{ KN} \quad (\text{vérifié})$$

Le choix de la double cornière à ailes égales **L 75 x 75 x 7** convient pour les diagonales de la ferme

### Montant double cornière L 80 x 80 x 10

(Barre 54 ferme N° 1)  $N_{sd} = 17,29 \text{ KN}$  (traction)

(Barre 63 ferme N° 4)  $N_{sd} = -90,43 \text{ KN}$  (compression)

- Vérification à la traction

$$l_y = 0,8 \quad l_0 = 0,8 \times 1,62 = 1,3 \quad (\text{Dans le plan de la ferme.})$$

$$l_z = l_0 = 1,62 \text{ m} \quad (\text{Dans le plan perpendiculaire au plan de la ferme})$$

$$\text{Calcul de la section brute } A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{17,29 \times 1,1}{23,5} = 0,81 \text{ cm}^2$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{15,1 \times 2 \times 23,5}{1,1} = 645,18 \text{ KN}$$

$$\text{Section nette } A_n = 2(15,1 - 1 \times 1,3) = 27,6 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0,7 \times 27,6 \times 36}{1,25} = 556,42 \text{ KN}$$

$$N_{t,Rd} = \min [645,18; 556,42]$$

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd} \Rightarrow 185,78 \text{ KN} \leq 556,42 \text{ KN (vérifié)}$$

- Vérification a la compression

$$I_y = 2 I_\alpha = 2 \times 87,5 = 175 \text{ cm}^4$$

$$i_y = i_\alpha = 2,41 \text{ cm}$$

$$I_z = 2 [I_\beta + A_c \cdot \Delta^2] = 2 [175 + 15,1 \times 2,84^2] = 592,13 \text{ cm}^4$$

$$\text{Avec : } \Delta = d + 0,5 = 2,84 \text{ cm}$$

$$\text{Classe de section (h/t)} = 80/10 = 8,33 \leq 15 \varepsilon = 15 \text{ vérifié}$$

$$\frac{b+h}{2t} = \frac{80+80}{2 \times 10} = 8 \leq 11,5 \varepsilon = 11,5 \text{ vérifié}$$

Section de classe 3 pas de réduction de section pour le flambement local

Vérification à la rigidité:

$$\lambda_{\max} = \max (\lambda_y ; \lambda_z)$$

$$\bar{\lambda}_y = \left( \frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}} \right)^{1/2} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} (\beta_A)^{0,5} = \frac{\lambda_y}{93,9 \xi} = \frac{93,9}{93,9}$$

$$\bar{\lambda}_z = \left( \frac{A \cdot f_y}{N_{cr,z}} \right)^{1/2} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} (\beta_A)^{0,5} = \frac{\lambda_z}{93,9 \xi} = \frac{93,9}{93,9}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{130}{2,41} = 53,94; \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} = \frac{53,94}{93,9} = 0,574; \text{ Avec } i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{2 \times 87,5}{2 \times 15,1}} = 2,41 \text{ cm}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{162}{4,43} = 36,57; \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9} = \frac{36,57}{93,9} = 0,389; \text{ Avec } i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{592,13}{2 \times 15,1}} = 4,43 \text{ cm}$$

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_{\max} - 0,2) + \bar{\lambda}_{\max}^2] = 0,5 [1 + 0,49 (0,574 - 0,2) + 0,574^2] = 0,7564$$

Courbe de flambement c : pour les cornières ;  $\alpha = 0,49$

$$\chi_{\min} = \frac{1}{(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}_{\max}^2})} \Rightarrow \chi_{\min} = \frac{1}{(0,7564 + \sqrt{0,7564^2 - 0,574^2})} = 0,801$$

$$N_{b,Rd} = \chi_{\min} \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = 0,801 \times \frac{10,1 \times 2 \times 23,50}{1,1} = 345,67 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 90,43 \leq N_{b,Rd} = 345,67 \text{ KN vérifié}$$

- Vérification à la rigidité:

La barre est susceptible de flamber uniquement sous l'action de son poids propre.

L'élancement limite  $\lambda_{lim} = 450$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{130}{2,41} = 53,94 \leq \lambda_{lim} = 450 \text{ vérifié. } \lambda_{lim}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{162}{4,43} = 36,57 \leq \lambda_{lim} = 450 \text{ vérifié.}$$

Le choix des doubles corniers **L 80 x 80 x 10** convient pour les montants de la ferme

### 8.1.5 Poteau bi-articulé à section en H peu élancée

Charge axiale :  $N_{Ed} = 180,73$  kN (SAP 2000)

Longueur du poteau : 1,45 m

profilé	section	Dimensions						Caractéristiques géométriques					
		A	h	b	d	t <sub>f</sub>	t <sub>w</sub>	r	I <sub>y</sub>	I <sub>z</sub>	I <sub>t</sub>	I <sub>w</sub>	W <sub>pl,y</sub>
HEA	cm <sup>2</sup>	m	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>6</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>
300	112,5	29	30	20,8	1,4	0,85	2,7	18260	6310	85,17	1200000	1383	641,2

**Tableau 8.3.** Caractéristique profilé HEA 300

*Efforts sollicitant*

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel (SAP 2000) sont :

- a) **Classe de la section transversale**

- Classe de l'âme comprimée

$$\frac{d}{t_w} \leq 33\xi \quad \text{Avec : } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\frac{208}{8,05} \leq 33 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \Rightarrow 24,47 \leq 33 \Rightarrow \text{L'âme est de classe I}$$

- Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{150}{14} \leq 11 \Rightarrow \text{La semelle est de classe II}$$

*Donc la section globale est de classe II*

- b) **Condition de résistance « moment fléchissant + effort normal »**

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{pl,Rd}}\right) + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pL,Rd}}\right)^2 \leq 1 \quad \text{Avec : } M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1850000 \times 235}{1,1} = 395,22 \text{ kN.m}$$

$$N_{pL,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{13350 \times 235}{1,1} = 2852,04 \text{ kN}$$

D'où :  $\frac{217,69}{395,22} + \left(\frac{212,61}{2852,04}\right)^2 = 0,55 \leq 1,00$  (La condition est donc vérifiée)

## c) Résistance au flambement

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m1}} \quad \text{Avec : } N_{b,Rd} : \text{Résistance au flambement}$$

$$\beta_A = 1 \quad (\text{Pour les sections de classe I})$$

$\chi$  : Coefficient de réduction

$\bar{\lambda}$  : Elancement réduit

$$\lambda : (\bar{\lambda} / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \xi$$

$\lambda$ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute 21mm

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{330}{300} = 1,1 < 1,2 \text{mm} \\ t_f = 16,5 \text{ mm} < 40 \text{mm} \end{array} \right.$$

Donc les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

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

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

Plan (y-y) :  $\bar{\lambda}_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,7L}{14,4} = \frac{0,7 \times 1200}{14,4} = 58,33$

$$\bar{\lambda}_y = 0,62$$

Plan (z-z) :  $\bar{\lambda}_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,7L}{7,46} = \frac{0,7 \times 1200}{7,46} = 112,6$

$$\bar{\lambda}_z = 1,19$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 1,19$$

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

$$\chi = 0,48 \quad \text{d'où : } N_{b,Rd} = 1369,98 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 212,61 \text{ KN} \leq N_{b,Rd} = 1368,98 \text{ condition vérifiée.}$$

## 8.2. LA POUTRE SABLIERE

## 8.2.1. Justification de la poutre sablière

La liaison de la ferme de toiture sur le portique est assurée d'un côté par le montant d'extrémité en HEA300, posé par des tiges d'encrage sur les poteaux en béton armé. et de l'autre côté par une traverse en profilé laminé HEA 240 posé sur un chaînage en béton armé. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire vue que cette dernière est posé de bout en bout sur un chaînage en béton armé ; par contre elle sera sujet à la vérification au phénomène d'instabilité du déversement d'où le choix du profilé en H qui présente une inertie plus au moins faible selon axe z-z.

profilé	section	Dimensions						Caractéristiques géométriques					
		h	b	d	t <sub>f</sub>	t <sub>w</sub>	r	I <sub>y</sub>	I <sub>z</sub>	I <sub>t</sub>	I <sub>w</sub>	W <sub>pl,y</sub>	W <sub>pl,z</sub>
HEA 240	A	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>6</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>
	7680	230	240	164	12	7,5	21	7763	2769	41,55	328500	744,6	351,7

Tableau 8.4. Caractéristique profilé HEA 240

Les efforts les plus défavorables sont tirés par le programme SAP 2000.

$$N_{sd} = 6,933 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 15,09 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 30,13 \text{ kN.m}$$

Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 33\xi \quad \text{Avec : } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\frac{164}{7,5} \leq 72 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 28,87 \leq 72 \quad \Rightarrow \quad \text{L'âme est de classe I}$$

Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{120}{12} = 10 \leq 11 \quad \Rightarrow \quad \text{La semelle est de classe I, Donc, la section globale est de classe I}$$

### 8.2.2. Vérification de la poutre au déversement

L'élançement réduit du déversement  $\bar{\lambda}_{LT}$  est le rapport de l'élançement géométrique de la poutre au déversement  $\lambda_{LT}$  sur l'élançement élastique :

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

$M_{cr}$ : le moment critique élastique de déversement

Le risque de déversement est considéré si  $\bar{\lambda}_{LT} > 0,4$

Dans ce cas on vérifie  $M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$

Ou -  $\chi_{LT}$ : est le facteur de réducteur de déversement.  $\chi_{LT} = \frac{1}{(\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2})} \leq 1$

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

Et :  $\beta_w = 1$  (section transversales de classe 1)

Calcul du moment critique élastique du déversement

$$M_{cr} = C_1 \cdot \chi_{LT} = \frac{1}{(\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2})}$$

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(K \cdot L)^2} \cdot \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot Z_g)^2 - C_2 \cdot Z_g}$$

$C_1, C_2, C_3$ : Facteur dépendant de condition de charge et d'appuis (nous considérons une charge répartie doublement appuyée).  $C_1 = 1,132$  ;  $C_2 = 0,459$  ;  $C_3 = 0,525$

$K = 1$  (aucun blocage de la rotation aux appuis)

$K_w = 1$  (aucun empêchement du gauchissement de la section aux appuis)

E : module d'élasticité = 210000 N/mm<sup>2</sup>.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \times 10^6}{2(1+0,3)} = 80770 \text{ N/mm}^2$$

I<sub>t</sub> : Moment d'inertie de torsion = 41,55 cm<sup>4</sup>

I<sub>w</sub> : Moment d'inertie de gauchissement = 328500 cm<sup>6</sup>

I<sub>z</sub> : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = 2769 cm<sup>4</sup>

Z<sub>g</sub> : h/2 = 230/2 = 115 mm (la poutre est chargée sur la semelle supérieure).

Z<sub>j</sub> = 0 (la section est doublement symétrique).

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{(3,14)^2 \times 210000 \times 2769}{(1 \times 433)^2} \times$$

$$\sqrt{\left(\frac{1}{1}\right)^2 \times \frac{328500}{2769} + \frac{(1 \times 433)^2 \times 80770 \times 41,55}{(3,14)^2 \times 210000 \times 2769} + (0,459 \times 1,5)^2 - 0,459 \times 1,5} = 291,688 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1 \times 744,6 \times 235}{291688}} = 0,77 > 0,4 \quad (\text{il peut y'a risque de déversement})$$

La courbe de flambement pour les profilés laminés (la courbe « a » ⇒ α<sub>LT</sub> = 0,21

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0,5[1 + 0,21(0,77 - 0,2) + 0,77^2] = 0,86$$

$$\text{Le coefficient de réduction: } \chi_{LT} = \frac{1}{(0,85 + \sqrt{0,085^2 - 0,77^2})} = 0,903 \leq 1$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \Rightarrow 0,903 \times 1 \times 744,6 \times \frac{235}{1,1} = 143,643 > M_{sd} = 30,13 \text{ KN.m}$$

Cette poutre résiste au déversement

## 8.3 CALCUL DES CONTREVENTEMENTS

### 8.3.1. Poutre au vent

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 les cheminements des forces horizontales jusqu'aux fondations.

- Verticalement le contreventement est assuré par les fermes treillis.

- Horizontalement le contreventement est assuré par des poutres aux vents disposés sur le périmètre de la toiture.

Calcul de la poutre au vent en pignon :

Evaluation des forces horizontales

Les diagonales tendues doivent résister en vérifiant la condition suivante :

$$N_{sd} < N_{pl, Rd}$$

$$N_{sd} = 60,25 \text{ KN (SAP 2000)}$$

$$N_{pl, Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{60,25}{23,5} = 2,82 \text{ cm}^2$$

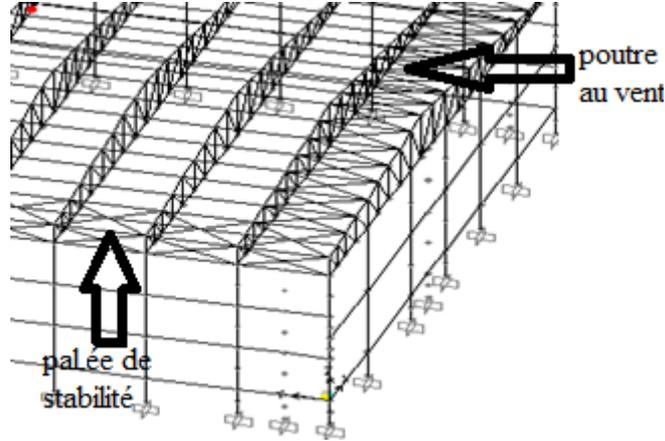
Après modélisation le profilé adopté et 2L 70/70/7

$$\text{Section nette } A_n = 2(9,4 - 0,7 \times 1,3) = 16,98 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0,7 \times 16,98 \times 36}{1,25} = 342,32 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{u,Rd} \Rightarrow 60,25 \text{ KN} \leq 342,32 \text{ KN (vérifié).}$$

Le choix des doubles corniers **L 70 x 70 x 7** convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent



**Figure 8.5.** Localisation de la poutre au vent et le palée de stabilité

### 8.3.2. Palée de stabilité

La palée de stabilité est un contreventement de façade destiné à 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.

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.

#### Calcul de la pale de stabilité en long pan

$$N_{sd} < N_{pl, Rd}$$

$$N_{sd} = 142,4 \text{ KN (SAP 2000)}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{142,4 \times 1,1}{23,5} = 6,66 \text{ cm}^2$$

Après modélisation le profilé adopté et 2L 90/90/10

$$\text{Section nette } A_n = 2(17,1 - 1 \times 1,3) = 31,6 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0,7 \times 31,6 \times 36}{1,25} = 995,4 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{u,Rd} \Rightarrow 142,4 \text{ KN} \leq 995,4 \text{ KN (vérifié).}$$

Le choix des doubles corniers **L 90 x 90 x 10** convient pour les barres de contreventement de la palée de stabilité.

### 8.4. DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX B.A

Comme déjà spécifié dans la démarche de calcul est identique à celle des poteaux du bloc I

Après modélisation il on est ressortie que la charge max supportées pars les poteaux est dans la combinaison ELU Neige appliqué à la quatrième ferme du poteau de la rive gauche supportant la palé de stabilité, (Le plus sollicité).

$$N_u = 306,05 \text{ KN}$$

$$N = \frac{N_u}{B_c \cdot f_{cj}}$$

Avec :  $N_u$  : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

$B_c$  : l'aire (section brute) de cette dernière

$f_{cj}$  : la résistance caractéristique du béton

$$N = \frac{306,05}{25,21 \times 0,025} = 485,6 \text{ KN}$$

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + \frac{0,85 f_e}{100 \gamma_s}} =$$

Avec :  $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \text{ d'après le BAEL on prend } \lambda = 35 \Rightarrow \beta = 1,2$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14,17 \text{ Mpa}$$

et :

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\theta = 1 \text{ (charge } > 24 \text{ h)}$$

$$\gamma_b = 1,5 \text{ (cas générale)}$$

On a :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + \frac{0,85 f_e}{100 \gamma_s}} \Rightarrow B_r \geq 0,032 \text{ m}^2$$

$$B_r \geq (a - 0,02)^2$$

$$a = \sqrt{B_r} + 0,02$$

$$a = \sqrt{0,032} + 0,02 \geq 0,199 \text{ m}$$

Donc on prend  $a = b = 30 \text{ cm}$

Vérifications des conditions imposées par le RPA 99 V2003 :

$$\text{Min (a;b)} \geq 0,25 ; \quad a = b = 0,3 \text{ m} > 0,25 \text{ m Condition vérifiée.}$$

$$\text{Min (a:b)} \geq \frac{h_e}{20} ; \quad a = 0,3 \text{ m} > \frac{5,05}{20} = 0,25 \text{ m Condition vérifiée}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} \leq 1 \leq 4 \text{ Condition vérifiée}$$

Vérification du poteau au flambement

Calcul du moment d'inertie

Rayon de giration  $i_y, i_z$

$$I_y = I_z = \frac{a \cdot b^3}{12} = \frac{30 \times 30^3}{12} = 67500 \text{ cm}^4 \quad i_y = i_z = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{67500}{30 \times 30}} = 8,66 \text{ cm}$$

Calcul de l'élancement

$$l_{fy} = 0,7 \times l_0 \text{ (cas général)} ; l_{fy} = 0,7 \times 5,25 = 3,675 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i} = \frac{367,5}{8,66} = 42,43 < 50$$

$(\lambda_y) < 30$  il n'y a pas de risque de flambement.

$$l_{fz} = 0,7 \times l_0 \text{ (cas général)} ; l_{fz} = 0,7 \times 12,30 = 8,61 \text{ m}$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i} = \frac{861}{8,66} = 99,42 > 50 \text{ ne vérifie pas}$$

$(\lambda_z) < 30$  il y a risque de flambement.

Le projet présente une différence de hauteur au niveau de la toiture de 1,45 m, cette différence sera assurée par des poteaux HEA posés sur les poteaux d'une file de portique. Ce qui nous impose à augmenter la petite section à 40 cm.

Après calcul on augmente la section à (40 x 60).

## HEA 300

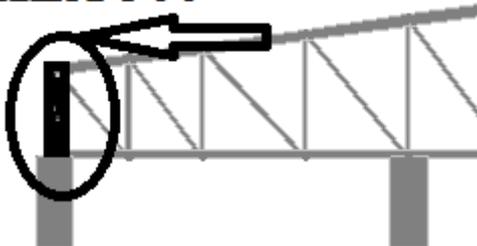


Figure 8.6. Schéma du poteau HEA posé sur un poteau en B.A.

$$I_y = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{60 \times 40^3}{12} = 320000 \text{ cm}^4 \quad i_y = i_z = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{320000}{30 \times 30}} = 18,86 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i} = \frac{367,5}{18,86} = 19,49 < 50$$

$$I_z = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{40 \times 60^3}{12} = 720000 \text{ cm}^4 \quad i_z = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{720000}{30 \times 30}} = 28,28 \text{ cm}$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i} = \frac{861}{28,28} = 30,45 < 50 \text{ vérifier}$$

$(\lambda_{y,z}) < 30$  il n'y a pas de risque de flambement.

La section adoptée est de :  $a = 40 \text{ cm}$ ,  $b = 60 \text{ cm}$

## 2.7. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 des RPA99 / Version 2003. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales sont les charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales sont celles dues au séisme ou au vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont continus jusqu'aux fondations.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte (ceux de la rotation ne sont pas pris en compte dans le cadre du pré dimensionnement).

D'après l'article 7.7.1 des RPA 99 / Version 2003, sont considérés comme voiles (contrairement aux éléments linéaires) les éléments satisfaisants la condition suivante :

$$L \geq 4 e \quad \text{Avec : } L : \text{Porté du voile.}$$

$e$  : Epaisseur du voile.

L'article 7.7.1 des RPA99 / Version 2003 exige une épaisseur minimale de 15cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité à l'extrémité comme indiquée sur les figures suivantes:

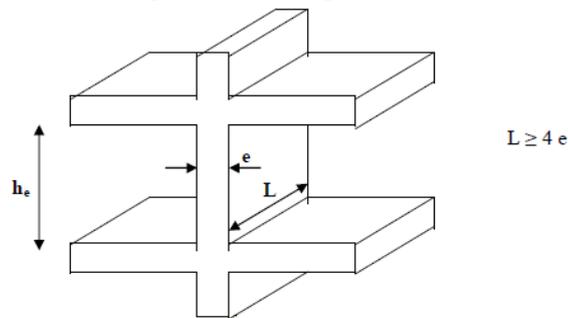


Figure 2.9. Coupe de voile en élévation.

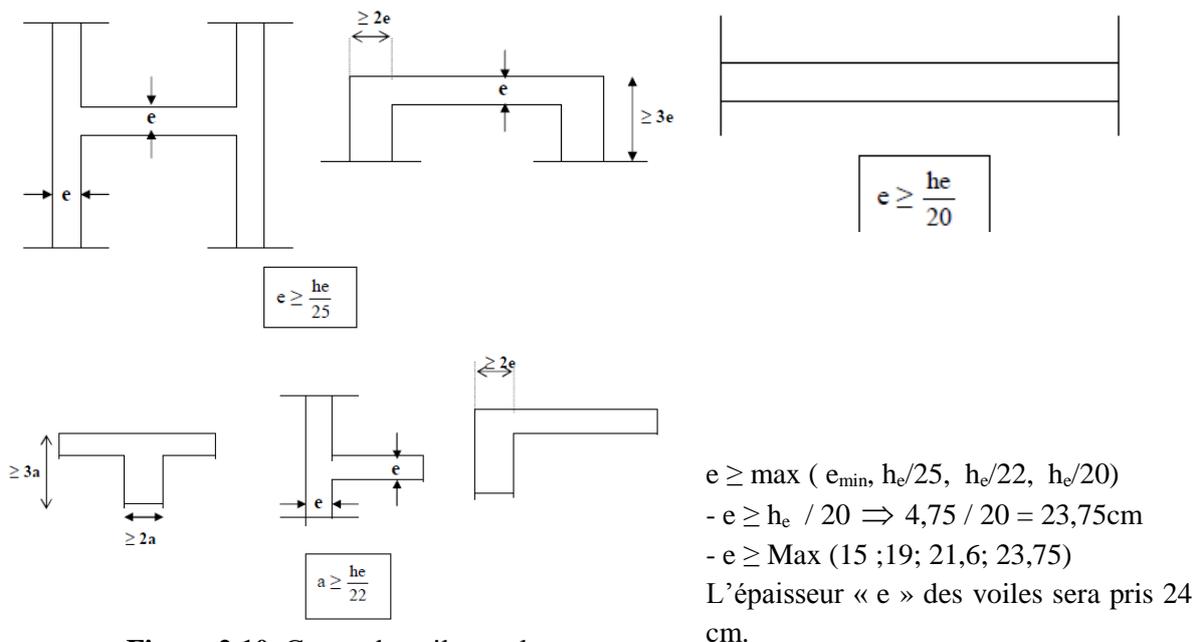


Figure 2.10. Coupe de voile en plan

## CHAPITRE 9 : CALCUL DES ASSEMBLAGES

### 9.1. INTRODUCTION

Les ossatures de bâtiments en acier sont constituées de différents types d'éléments structuraux qui doivent être chacun et de manière appropriée, relié aux parties environnantes de la structure. Cela implique le recours à de nombreuses formes d'assemblages

### 9.2. ASSEMBLAGE DES ELEMENTS DE LA FERME

#### 9.2.1 Exemple de l'assemblage membrure supérieure soudure

Une distribution uniforme de contrainte est supposée dans la section de gorge de la soudure, conduisant aux contraintes normales et de cisaillements suivants :

$\sigma_{\perp}$  est la contrainte normale parallèle à l'axe de la soudure

$\tau_{\perp}$  est la contrainte tangente perpendiculaire à l'axe de la soudure

$\tau_{//}$  est la contrainte tangente parallèle à l'axe de la soudure

La contrainte normale  $\sigma_{//}$  parallèle à l'axe n'est pas prise en considération pour la vérification de la résistance de la soudure.

La résistance de la soudure d'angle sera suffisante si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{N_{Ed} \sin \alpha}{a L_{eff}} \frac{\sqrt{2}}{2} \quad \text{et} \quad \tau_{//} = \frac{N_{Ed} \cos \alpha}{a L_{eff}}$$

Critère 1 :

$$\frac{N_{Ed} \sin \alpha}{a L_{eff}} \frac{\sqrt{2}}{2} \leq \frac{0,9 f_u}{\gamma_{m2}}$$

Critère 2 :

$$\frac{N_{Ed}}{a L_{eff}} \sqrt{3 - \sin^2 \alpha} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{m2}}$$

Avec

$$L_{eff} = L - 2a$$

$$L_{min} = \min (30 \text{ mm} ; 6a)$$

$$B_w \text{ facteur de corrélation} = 0,8$$

$$\gamma_{m2} = 1,25$$

a : la gorge de la soudure

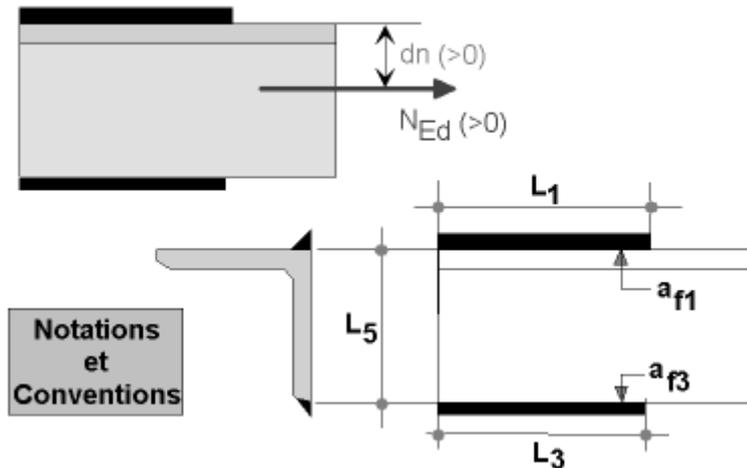


Figure 9.1. Notations et conventions.

L'effort maximum à prendre en considération :  $N_{sd}=377,36\text{kN}$ .

Epaisseur du gousset :  $e_p= 10 \text{ mm}$

$$t_{\max} \leq 17\text{mm} \Rightarrow \begin{cases} a_{\min} = 4\text{mm} \\ a_{\max} = 0,7t = 7\text{mm} \end{cases}$$

On prend un cordon de soudure :  $a = 6\text{mm}$

$$l' \geq \frac{\beta_w \cdot \gamma_{mw} \cdot N \sqrt{3}}{2a \cdot f_u \cdot (1 + \frac{d'}{d''})}$$

$$l'' \geq \frac{\beta_w \cdot \gamma_{mw} \cdot N \sqrt{3}}{2a \cdot f_u \cdot (1 + \frac{d''}{d'})}$$

$$l' \geq \frac{0,8 \times 1,25 \times 377360 \times \sqrt{3}}{2 \times 5 \times 360 (1 + \frac{51}{129})} = 182,95 \text{ mm}$$

$$l'' \geq \frac{0,8 \times 1,25 \times 377360 \times \sqrt{3}}{2 \times 5 \times 360 (1 + \frac{129}{51})} = 51,44 \text{ mm}$$

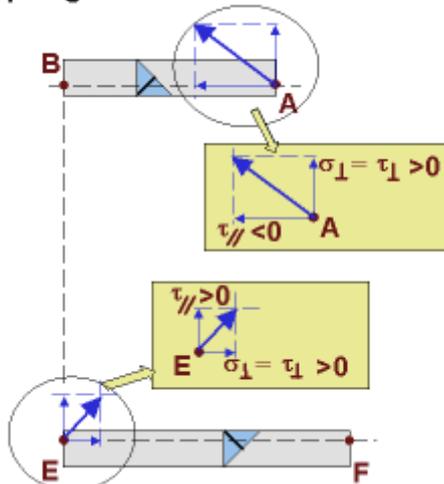
Avec un programme informatique (soudi X) CTICM on calcul les contraintes et obtient les résultats suivant :

$L1= 200 \text{ mm}$

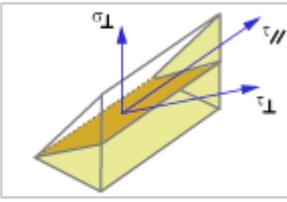
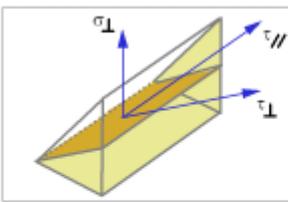
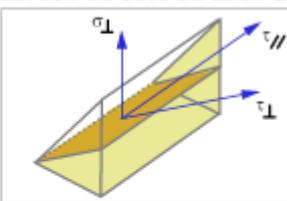
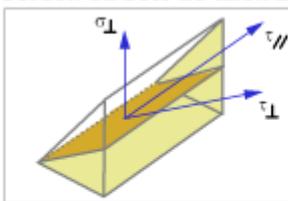
$L3 = 130 \text{ mm}$

$dn = 51 \text{ mm}$

**Repérage - Conventions**



Cordon du côté du talon au point A

<p>• Cordon du côté du talon au point A.</p>  <p> <math>\sigma_{\perp} = [15.7]2^{1/2}/2</math>  <math>\sigma_{\perp} = 11.1 \text{ MPa}</math>  <math>\tau_{\perp} = 11.1 \text{ MPa}</math>  <math>\tau_{//} = 188.3 \text{ MPa}</math> </p> <p>Condition 1: <math>11.1 \leq 0,9 \times 360 / 1.25 = 259.2 \text{ MPa}</math></p> <p>Condition 2: <math>[11.1^2 + 3(11.1^2 + 188.3^2)]^{1/2} = 326.9 \text{ MPa}</math>  <math>326.9 \leq 360 / (0.8 \times 1.25) = 360 \text{ MPa}</math></p>	<p>• Cordon du côté du talon au point B.</p>  <p> <math>\sigma_{\perp} = [4.2]2^{1/2}/2</math>  <math>\sigma_{\perp} = 3 \text{ MPa}</math>  <math>\tau_{\perp} = 3 \text{ MPa}</math>  <math>\tau_{//} = 188.3 \text{ MPa}</math> </p> <p>Condition 1: <math>3 \leq 0,9 \times 360 / 1.25 = 259.2 \text{ MPa}</math></p> <p>Condition 2: <math>[3^2 + 3(3^2 + 188.3^2)]^{1/2} = 326.2 \text{ MPa}</math>  <math>326.2 \leq 360 / (0.8 \times 1.25) = 360 \text{ MPa}</math></p>
<p>• Cordon du côté du talon au point E.</p>  <p> <math>\sigma_{\perp} = [4.2]2^{1/2}/2</math>  <math>\sigma_{\perp} = 3 \text{ MPa}</math>  <math>\tau_{\perp} = 3 \text{ MPa}</math>  <math>\tau_{//} = 198.9 \text{ MPa}</math> </p> <p>Condition 1: <math>3 \leq 0,9 \times 360 / 1.25 = 259.2 \text{ MPa}</math></p> <p>Condition 2: <math>[3^2 + 3(3^2 + 198.9^2)]^{1/2} = 344.6 \text{ MPa}</math>  <math>344.6 \leq 360 / (0.8 \times 1.25) = 360 \text{ MPa}</math></p>	<p>• Cordon du côté du talon au point F.</p>  <p> <math>\sigma_{\perp} = [11.7]2^{1/2}/2</math>  <math>\sigma_{\perp} = 8.3 \text{ MPa}</math>  <math>\tau_{\perp} = 8.3 \text{ MPa}</math>  <math>\tau_{//} = 198.9 \text{ MPa}</math> </p> <p>Condition 1: <math>8.3 \leq 0,9 \times 360 / 1.25 = 259.2 \text{ MPa}</math></p> <p>Condition 2: <math>[8.3^2 + 3(8.3^2 + 198.9^2)]^{1/2} = 344.9 \text{ MPa}</math>  <math>344.9 \leq 360 / (0.8 \times 1.25) = 360 \text{ MPa}</math></p>

a) Résistance ultime de la section de la gorge

$$R_w = 0,5 F_{ue} a l$$

$F_{ue}$  : Résistance à la traction du métal de soudure

$a$  : épaisseur de la soudure

$l$  : longueur du cordon d'angle considéré

$$R_w = 0,5 \times 360 \times 6 \times 580 = 626,4 \text{ kN}$$

b) Résistance ultime de la section de contact

$$R_s = 0,7 F_y S l \text{ Avec : } S = a \sqrt{2}$$

$F_y$  = limite d'élasticité de l'acier des pièces assemblées

$$\sum l = (330 \times 2) + 100 = 760 \text{ mm}$$

$$R_s = 0,7 \times 235 \times 5 \sqrt{2} \times 760 = 884,02 \text{ kN}$$

$$N_{sd} \leq \min \frac{(R_w, R_s)}{\gamma_r} = \frac{626,4}{1,1} = 569 \text{ kN} \geq N_{sd} = 377,36 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

Assemblages	a (mm)	l' (mm)	l'' (mm)	$F_{vw,Rd}(\text{N/mm}^2)$	$N_{sd}(\text{KN})$
Membrures inférieures/ gousset	6	200	130	207,84	381,63
Membrures supérieures/ gousset	6	200	130	207,84	377,36
Montants/ gousset	5	80	50	207,84	124,81
Diagonales/ gousset	5	55	40	207,84	90,71

Tableau 9.1. Tableau récapitulatif de l'ensemble des assemblages de la ferme.

**9.2.2. Liaison des barres de ferme boulonnage**

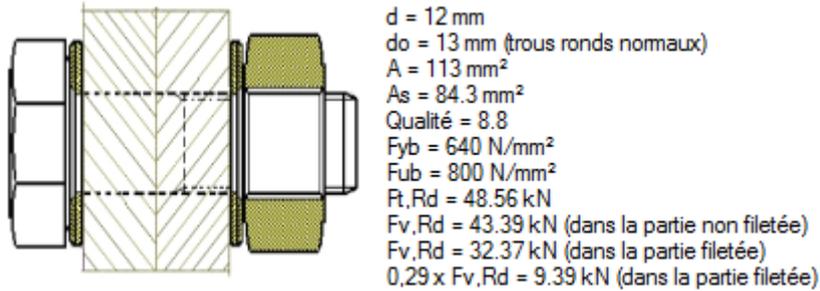
Exemple Assemblage diagonale gousset

N= 190,71 KN (SAP2000), on prend des boulons ordinaire type 8.8

**a) Calcul du diamètre des boulons**

t= (20, 7,10) t= 20mm

on prend un boulon de diamètre ø12.



**Figure 9.2.** Boulon ordinaire.

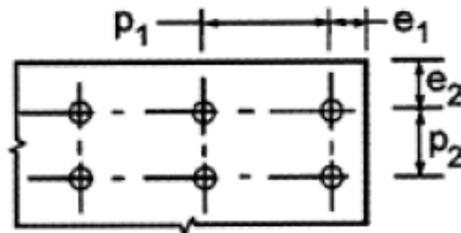
$d_o$ =diamètre de trou avec  $d_o = \phi + 1 \text{ mm}$   $d_o = 13 \text{ mm}$

$e_1 \geq 1,2 d_o \Rightarrow e_1 \geq 15,6 \text{ mm}$  ; on prend  $e_1 = 20 \text{ mm}$

$e_2 \geq 1,5 d_o \Rightarrow e_2 \geq 19,5 \text{ mm}$  ; on prend  $e_2 = 20 \text{ mm}$

$p_1 \geq 2,2 d_o \Rightarrow p_1 \geq 28,6 \text{ mm}$ ; on prend  $p_1 = 30 \text{ mm}$

$p_2 \geq 3 d_o \Rightarrow p_2 \geq 39 \text{ mm}$  ; on prend  $p_2 = 40 \text{ mm}$



**Figure 9.3.** Pincés e, p.

**b) Calcul du nombre des boulons**

Résistance d'un boulon au cisaillement  $F_{v,Rd} = \frac{2,0,6 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{mb}}$

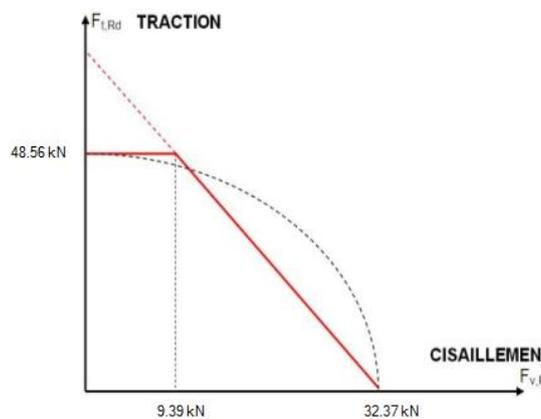
$f_{ub}$  : valeur de la résistance à la traction du boulon.  $\Rightarrow f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_{mb}$  : Coefficient partiel de sécurité  $\Rightarrow \gamma_{mb} = 1,25$

$A_s$  : section résistante des boulons à la traction =  $84,3 \text{ mm}^2$

Soit :  $F_{v,Rd} = \frac{2 \times 0,6 \times 800 \times 10^{-3} \times 84,3}{1,25} = 64,74 \text{ KN} \Rightarrow n = \frac{90,71}{64,74} = 1,4 \text{ on} \Rightarrow \text{on prend } 2$

boulons



**Figure 9.4.** Diagramme d'interaction (traction, cisaillement).

## c) Vérification de la pression diamétrale

$$F_{b,Rd} = \frac{f_{urd} \cdot 2,5 \cdot d \cdot t \cdot \alpha}{\gamma_{mb}} \geq V_{sd}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right)$$

$$\alpha = \min \left( \frac{20}{3 \times 13} ; \frac{30}{3 \times 13} - \frac{1}{4} ; \frac{640}{800} ; 1 \right) \Rightarrow \alpha = 0,52$$

$$F_{b,Rd} = \frac{800 \times 2,5 \times 12 \times 20 \times 0,52}{1,25} = 199,68 \text{ K N}$$

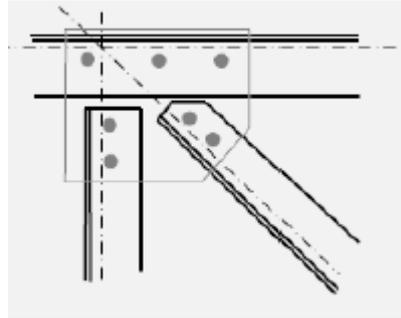
$$F_{b,Rd} = 199,68 \text{ K N} > F_{v,sd} = \frac{190,71}{2} = 95,35 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

## 9.2.3 Autres assemblages

Pour les assemblages

	Diagonales / Gousset	Montons / Gousset	Eclissage Fib.Inf.	Eclissage Fib.Sup.	Poutre au vent/Gousset	Palé stabilité / Gousset
Nuance	8.8	8.8	8.8	8.8	8.8	8.8
Nombre	2	2	3	3	3	3
d (mm)	12	14	14	16	16	16
d <sub>0</sub> (mm)	13	15	15	18	18	18
A (mm <sup>2</sup> )	113	154	154	201	201	201
A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )	84,3	115	115	157	157	157
F <sub>yb</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	640	640	640	640	640	640
F <sub>ub</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	800	800	800	800	800	800
F <sub>iRd</sub> (KN)	48,56	66,24	66,24	90,34	90,43	90,43
F <sub>vRd</sub> (KN) partie Non filetée	43,39	59,14	59,14	77,18	77,18	77,18
F <sub>vRd</sub> 2(KN) partie filetée	32,27	44,16	44,16	60,29	60,29	60,29
0,29 F <sub>vRd</sub> (KN) partie filetée	9,39	12,81	12,81	17,41	17,48	17,48
e <sub>1</sub> (mm)	20	20	20	25	25	25
e <sub>2</sub> (mm)	20	20	20	25	25	25
P <sub>1</sub> (mm)	30	35	35	40	40	40
P <sub>2</sub> (mm)	40	40	40	45	45	45
F <sub>b,Rd</sub> (un boulon)	199,68	118,27	118,27	141,31	159,74	142,63
F <sub>v,sd</sub> (un boulon)	95,35	41,6	41,29	76,33	50,04	75,44
F <sub>b,Rd</sub> ≥ F <sub>v,sd</sub>	vérifié	vérifié	vérifié	vérifié	vérifié	vérifié

Tableau 9.2. Tableau récapitulatif de l'ensemble des assemblages de la ferme



**Figure 9.5.** Assemblage membrures supérieures avec montant et diagonale

## 9.2.4 Liaison poteau-ferme

### a) Membrure supérieur, diagonal-poteau

- Les efforts sollicitant

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{sd} = 184,09 \text{ KN} \\ V_{sd} = 233,05 \text{ KN} \\ \text{Epaisseur de la platine : } e_p = 20 \text{ mm} \end{array} \right.$$

- Détermination des nombres de boulons nécessaires

Condition de résistance au cisaillement des boulons : (On prend un boulon  $\phi 16$ ).

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{v,sd} \leq F_{v,rd} \\ F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} \\ F_{v,rd} = \frac{F_{ub} \cdot A_s \cdot 0,5}{\gamma_{mb}} = \frac{2 \times 1000 \times 157 \times 0,5}{1,25} = 125,6 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$F_{v,sd}$  : Effort de cisaillement de calcul par boulon

$V_{sd}$  : Effort fléchissant vertical

$F_{v,rd}$  : Résistance de calcul au cisaillement par boulon

$A_s$  : Aire de la section transversale

$$n \geq \frac{1,25 \times 157 \times 10^3}{1000 \times 157 \times 0,5} \Rightarrow n \geq 2,5$$

- Disposition des boulons

Après plusieurs simulations, on opte pour un assemblage formé de deux files de 6 boulons ordinaire 8.8 de diamètre ( $\phi 16$ ).

$$d_0 = \phi + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$1,2 d_0 \leq e_1 \Rightarrow 25 \text{ mm}$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \Rightarrow 30 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \Rightarrow 100 \text{ mm}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \Rightarrow 60 \text{ mm}$$

○ Vérification de l'effort tranchant

La vérification au glissement est donnée par la relation suivante

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

$F_{v,sd}$  ; l'effort tranchant d'un seul boulon

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = 31,27 \text{ KN} / 1,859$$

$F_{s,rd}$  : la résistance au glissement

$$F_{s,rd} = \frac{K_s m \mu}{\gamma_{m2}} F_p$$

$K_s = 1$  coefficient de la dimension de trou de perçage

$\mu = 0,2$  Coefficient de frottement dépendant de la classe de traitement (surface non traitées)

$m = 2$  nombre de surface de frottement

$F_p = 109,9$  la précontrainte de calcul

$$F_{s,rd} = \frac{2 \times 1 \times 0,2}{1,25} 109,9 = 35,17 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 18,59 \leq F_{s,rd} = 35,17 \quad \text{Condition vérifiée}$$

○ Résistance du boulon au cisaillement

La vérification du cisaillement est donnée par la formule suivante

$$F_{v,rd} \geq N_{sd}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} F_{v,rd} = \frac{f_{ub} \cdot A_s \cdot 0,6 \cdot m \cdot n}{\gamma_{m2}} \\ N_{sd} = \frac{N_{sd}}{12} \end{cases}$$

$m = 2$  : nombre de section de cisaillement

$n = 8$  : nombre de boulon cisailés

$$F_{v,rd} = \frac{1000 \times 157 \times 0,6 \times 2 \times 8}{1,25} = 1205,76 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = \frac{190,78}{12} = 15,89 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = 1205,76 \text{ KN} \geq N_{sd} = 15,89 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

- Vérification de la pression diamétral

La vérification du cisaillement est donnée par la formule suivante

$$F_{b,rd} \geq F_{v,sd}$$

$$F_{b,rd} = \frac{f_{ub} \cdot 2,5 \cdot d \cdot t \cdot \alpha}{\gamma_{m2}}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right)$$

$$\alpha = \min \left( \frac{25}{3 \times 18} ; \frac{100}{3 \times 18} - \frac{1}{4} ; \frac{1000}{360} ; 1 \right) \Rightarrow \alpha = 0,46$$

$$F_{b,Rd} = \frac{1000 \times 2,5 \times 18 \times 20 \times 0,46}{1,25} = 331,20 \text{ KN}$$

$$F_{b,Rd} = 662,4 \text{ KN} > V_{sd} = 16,90 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

La vérification du cisaillement est donnée par la formule suivante

$$F_{t,rd} \geq F_{v,sd}$$

$$F_{t,rd} = \frac{f_{ub} \cdot A_s \cdot k_2}{\gamma_{m2}}$$

$K_2 = 0,63$  pour des boulons à tête fraisé et  $K_2 = 0,9$  dans le cas général

$$F_{t,rd} = \frac{1000 \times 157 \times 0,9}{1,25}$$

$$F_{t,rd} = 113,04 \text{ KN} > F_{v,sd} = 18,59 \text{ condition vérifiée}$$

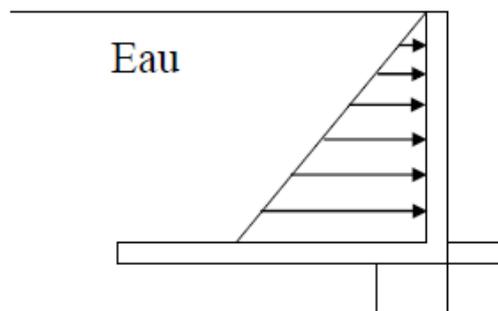
## CHAPITRE 10 : CALCUL BASSIN

### 10.1 INTRODUCTION

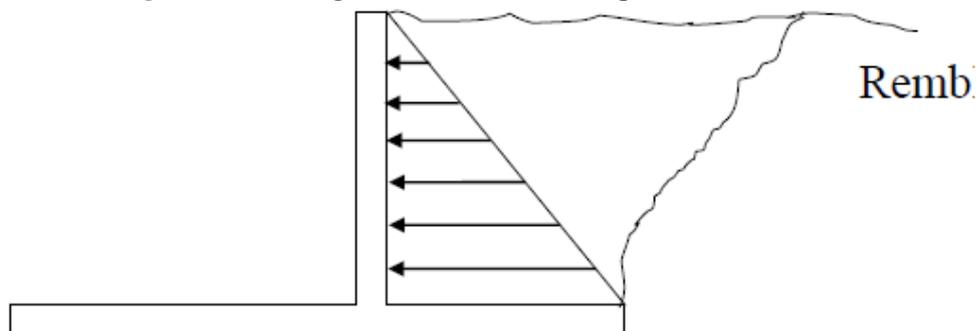
Le calcul est analogue à celui des réservoirs parallélépipédiques, mais ici étant donné la hauteur relativement faible des parois vis-à-vis des dimensions en plan, l'assimilation des parois à des consoles encastrées dans le radier est soumise à une pression hydrostatique est généralement mieux appropriée.

Les efforts de traction horizontaux dans les parois doivent être équilibrés par des armatures calculées dans cet objectif.

En effet lorsque le bassin est vide, les parois subissent la poussée des remblais et lorsque il est plein celles de l'eau (poussée hydrostatique) et aussi une poussée hydrodynamique (cas d'un séisme) et de la poussée des terres simultanément (réaction du sol). La poussée de l'eau exerce des efforts de flexion sur les parois la poussée du remblai produit des efforts de même nature que ceux de l'eau, mais dans le sens inverse et d'intensité plus faible



**Figure 10.1.** Diagramme des forces de poussée de l'eau



**Figure 10.2.** Diagramme des poussées latérales exercées par le remblai

### 10.2. PRESENTATION DU BASSIN

Le bassin est un ouvrage enterré à une profondeur de 2m, il a une capacité de 1000 m<sup>3</sup>, de forme rectangulaire en plan

Il est constitué d'un radier d'une épaisseur de 40 cm, des parois verticales d'une épaisseur de 20 cm.

Le radier repose sur une couche de gros béton laquelle est fondée directement sur le sol

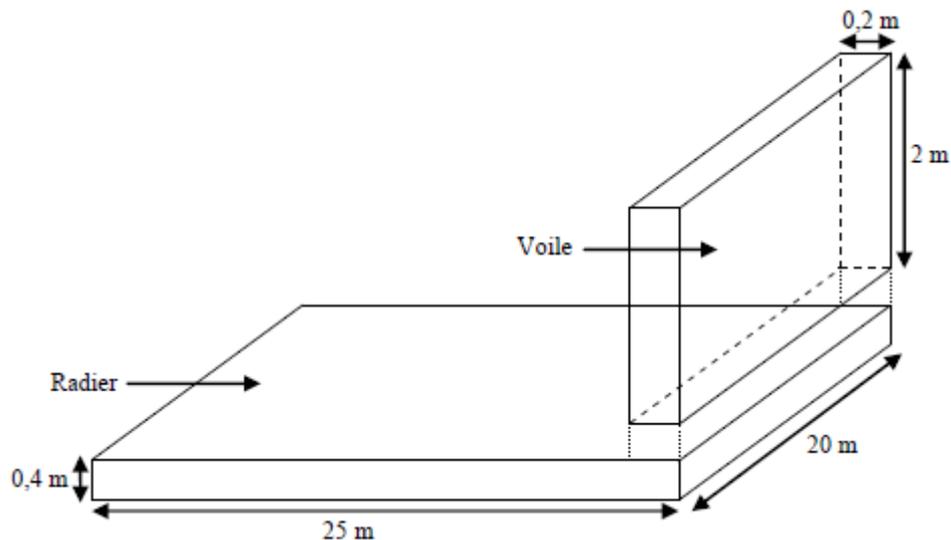


Figure 10.3. Présentation du bassin

### 10.3. CALCUL DES POUSSEES

#### 10.3.1. Poussées des terres ( $p_t$ )

- Les charges horizontales sont calculées à partir de la théorie de Coulomb-Rankine  
Homogénéité et isotropie du sol  
Pas de frottement sol, écran  $\Rightarrow$  écran lisse
- Poussée des terres: poussée actives
- Le remblai est supposé constitué d'une seule couche
- $\gamma_{\text{sol}}$  : le poids volumique des grains solides  
 $\gamma_{\text{sol}} = 30 \text{ KN/m}^3$  (rapport géotechnique)
- Angle de frottement  $\emptyset = 20^\circ$
- $K_a$  : coefficient de poussée des terres active  
 $K_a = \text{tg}^2(\pi/4 - \emptyset/2) \Rightarrow K_a = \text{tg}^2(180/4 - 20/2) \Rightarrow K_a = 0,49$
- La poussée des terres active égale  $(P_t)_{\text{active}} = K_a \times P_t$

$$\text{Avec } P_t = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot x \cdot h_i$$

$$\text{Donc } (P_t)_{\text{active}} = K_a \cdot \gamma_s \cdot h$$

$$(P_t)_{\text{active}} = 0,49 \times 30 \times 2 \Rightarrow (P_t)_{\text{active}} = 29,4 \text{ KN/m}^2$$

Ces poussées des terres sont affectées sous forme d'une pression triangulaire en utilisant le SAP 2000

$$Ax + By + Cz + D = (P_t)_{\text{active}}$$

$$\text{Avec : } Ax \text{ et } By = 0 \Rightarrow Cz + D = (P_t)_{\text{active}}$$

$$\text{Pour } z = 0\text{m} \Rightarrow D = (P_t)_{\text{active}} = 29,4$$

$$\text{Pour } z = 2\text{m} \Rightarrow 2C + 29,4 = 0 \Rightarrow C = -14,7$$

$$\text{Donc la fonction : } -14,7z + 29,4 = (P_t)_{\text{active}}$$

Les valeurs max de  $P_t$  sont :

$$(P_t)_{\text{active}} = 29,4 \text{ KN/m}^2 \text{ à la base}$$

$$(P_t)_{\text{active}} = 0 \text{ KN/m}^2 \text{ à } h = 2\text{m}$$

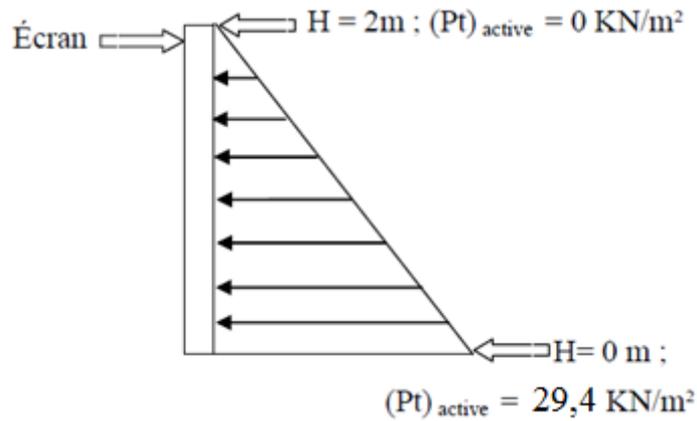


Figure 10.4. Diagramme des poussées des terres (Pt)

### 10.3.2. Poussées hydrauliques : (Ph)

- Le bassin étant rempli d'eau à une hauteur  $h_{\max} = 2\text{m}$
- $\gamma_w$  : Le poids volumique de l'eau =  $10\text{ KN/m}^3$
- Les parois verticales sont soumises à une poussée hydrostatique
- La poussée hydrostatique égale :  $Ph = \gamma_w \times h$   
Donc  $Ph = 10 \times 2 \Rightarrow Ph = 200\text{ KN/m}^2$

Ces poussées hydrostatiques sont affectées sous forme d'une pression triangulaire en utilisant le logiciel SAP 2000

$$Ax + By + Cz + D = (Ph)$$

$$\text{Avec : } Ax \text{ et } By = 0 \Rightarrow Cz + D = (Ph)$$

$$\text{Pour } z = 0\text{m} \Rightarrow D = (Ph) = 200$$

$$\text{Pour } z = 2\text{m} \Rightarrow 2C + 200 = 0 \Rightarrow C = -100$$

$$\text{Donc la fonction : } -100z + 200 = (Ph)$$

Les valeurs max de Ph sont :

$$Ph = 200\text{ KN/m}^2 \text{ à la base}$$

$$Ph = 0\text{ KN/m}^2 \text{ à } h = 2\text{m}$$

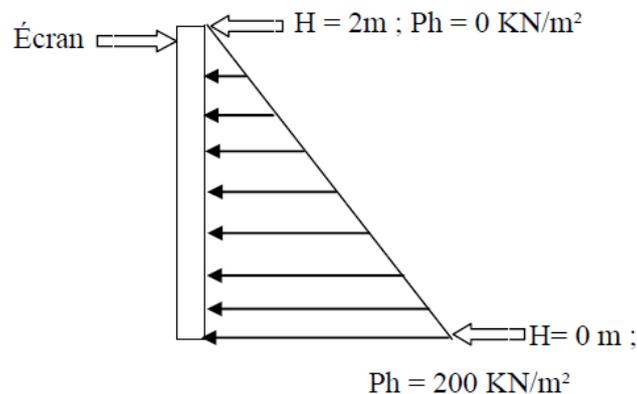


Figure 10.5. Diagramme des poussées hydrostatiques (Ph)

### 10.3.3. Poussées hydrodynamiques : (Phd)

- Le bassin étant rempli d'eau à une hauteur de 2 m
- Les parois verticales sont soumises à une dépression hydrodynamique d'après la formule de Westergaard

$$Phd = 7/8 \times \rho g \times A (h_z)^{1/2}$$

Avec:  $\rho = 10^3 \text{ kg/m}^3$  ;  $g = 10 \text{ m/s}$

A : coefficient d'accélération de zone

$$A = 0,15 \text{ zone I groupe d'usage 1a (RPA)}$$

$h_z$  : hauteur de l'eau = 2 m

$$\text{Donc } Phd = 7/8 \times 100 \times 0,15 (2)^{1/2} \Rightarrow Phd = 18,56 \text{ KN/m}^2$$

- Pour simplifier l'introduction des valeurs une charge triangulaire équivalente, les poussées hydrodynamiques sont affectées sous forme d'une pression triangulaire en utilisant le logiciel SAP 2000

$$Ax + By + Cz + D = (Phd)$$

Avec :  $Ax$  et  $By = 0 \Rightarrow Cz + D = (Phd)$

Pour  $z = 0 \text{ m} \Rightarrow D = (Ph) = 18,56$

Pour  $z = 2 \text{ m} \Rightarrow 2C + 18,56 = 0 \Rightarrow C = -9,28$

Donc la fonction :  $-9,28z + 18,56 = (Phd)$

Les valeurs max de Phd sont :

$$Phd = 18,56 \text{ KN/m}^2 \text{ à la base}$$

$$Phd = 0 \text{ KN/m}^2 \text{ à } h = 2 \text{ m}$$

### 10.3.4. Modélisation

- La structure est modélisée par un modèle détaillé en élément plaque (Shells) liés par des nœuds (joint).
- Modélisation du sol avec les éléments ressort (spring éléments)

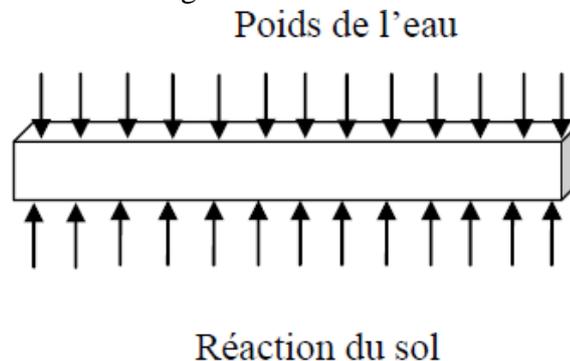
a) Détermination du coefficient de réaction du sol : (k)

k : coefficient de réaction du sol

pour  $\bar{\sigma}_{adm} = 300 \text{ KN/m}^2$  on a  $\Rightarrow k = 60000 \text{ KN/m}^3$

b) Calcul du poids de l'eau (p)

$$P = \rho \times h \Rightarrow 10^3 \times 2 \Rightarrow P = 2000 \text{ kg/m}^2$$



**Figure 10.6.** La réaction du sol sous l'effet du au poids de l'eau

Combinaisons d'action:

ELU : 1,35 (G+ poids de l'eau + sol)

ELS : G + poids de l'eau + sol

Les surcharges d'exploitation sont négligées.

#### 10.4 DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

a) coffrage des voiles :

Après la modélisation du bassin (SAP 200) avec une épaisseur des voiles égale à 0,20m (estimée) on remarque que le déplacement maximal égal  $\delta = 0,00685$  m donc l'épaisseur adoptée est de 200 mm

b) Coffrage du radier

Après la modélisation du bassin (SAP 200) avec une épaisseur des voiles égale à 0,40m (estimée) on remarque que le déplacement maximal égal  $\delta = 0,0069$  m donc l'épaisseur adoptée est de 400 mm et considérée comme une dalle encastree.

#### Vérification de la contrainte

$$\sigma_{cal} \leq \sigma_{adm} \quad \text{avec } \sigma_{cal} = \frac{\text{poids total}}{\text{surface}}$$

Poids total = poids propre du bassin + poids de l'eau

Avec :

- La masse volumique du béton égale à 25 KN/m<sup>3</sup>
- La masse volumique de l'eau égale à 10<sup>3</sup> KN/m<sup>3</sup>

Poids propre du bassin = la masse volumique x le volume (radier + 4 voiles)

$$\text{Poids propre du bassin} = 25 \times [(20 \times 25 \times 0,4) + (2 \times 20 \times 2 \times 0,2) + (2 \times 25 \times 2 \times 0,2)] = 5900 \text{ KN}$$

Le poids de l'eau = la masse volumique x le volume

Avec :

Poids de l'eau égal à 10<sup>3</sup> KN

Donc le poids total = 5900 + 10000 = 15900 KN

$$\sigma_{cal} = 15900/500 \Rightarrow \sigma_{cal} = 31,8 \text{ KN/m}^2 \leq 300 \text{ KN/m}^2 \text{ c'est vérifier}$$

#### 10.5 CALCUL DU FERRAILLAGE

À partir du logiciel SAP 2000 les moments max sont :

$$M_{max} = 11,86 \text{ KNm selon l'axe x}$$

$$M_{max} = 11,89 \text{ KNm selon l'axe y}$$

a) Ferraillage du radier

$$A_{st} = \frac{M_{max}}{\sigma_{st} \cdot z} \quad \text{avec } z = 0,9 \times 0,4 \Rightarrow z = 0,36 \text{ m}$$

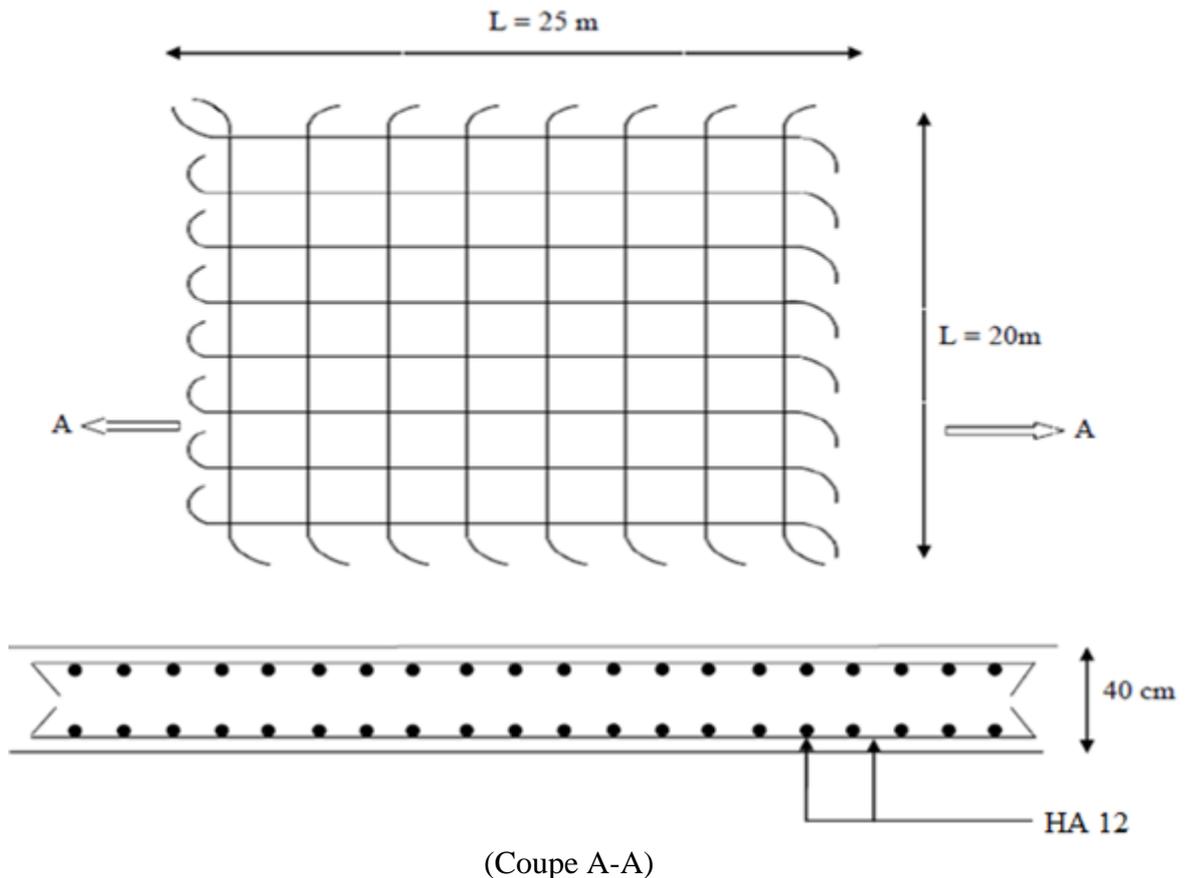
$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{400}{1,15} \Rightarrow \sigma_{st} = 347,82 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{0,01186}{347,82 \times 0,36} \Rightarrow A_{st} = 0,95 \text{ cm}^2$$

Puisque le moment est petit cela induit à des sections très petites cependant le RPA 99 version 2003 adopte un ferrailage minimum

Ferrailage adopté :

Les armatures longitudinales et transversales sont en 2 nappes de T12 avec un espacement de 15 cm.



**Figure 10.7.** La disposition des armatures de radier

b) Ferrailage du voile

$$A_{st} = \frac{M_{\max}}{\sigma_{st} \cdot z} \text{ avec } z = 0,9 \times 0,2 \Rightarrow z = 0,18 \text{ m}$$

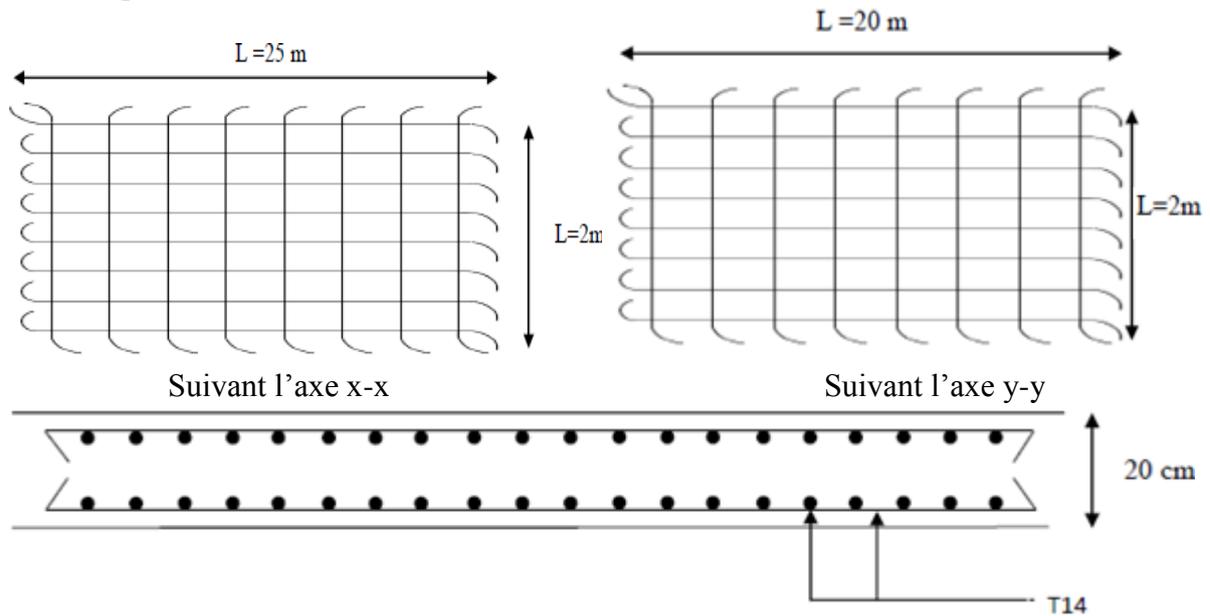
$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{400}{1,15} \Rightarrow \sigma_{st} = 347,82 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{0,01189}{347,82 \times 0,18} \Rightarrow A_{st} = 1,90 \text{ cm}^2$$

Puisque le moment est petit cela induit à des sections très petites cependant le RPA 99 version 2003 adopte un ferrailage minimum

Ferraillage adopté :

Les armatures longitudinales et transversales sont en 2 nappes de T12 avec un espacement de 15 cm.



**Figure 10.8.** La disposition des armatures du voile

## CHAPITRE 11 : CALCULS DES FONDATIONS

### 11.1. INTRODUCTION

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol les charges provenant de la superstructure à savoir : Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

### 11.2. CHOIX DE FONDATION

Avec une capacité portante du terrain égale à 3 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles isolés.
- Semelles filantes.
- Radier général.

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

**(S<sub>s</sub> / S<sub>b</sub> < 50%)**

#### Choix de type des semelles

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{\text{Totale}} \geq \frac{N_{\text{total}}}{\sigma_{\text{sol}}} \quad \text{avec : } N_{\text{Total}} = 146229,75 \text{ KN (ETABS 2013)}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 3 \text{ bars} = 3000 \text{ KN / m}^2 \Rightarrow S_{\text{Totale}} = 48,74 \text{ m}^2$$

Surface totale du bâtiment :

$$S_{\text{bâtiment}} = 8,4 \times 7,5 = 275,1 \text{ m}^2$$

$$0.5 S_b = 0.5 \times 275,1 = 137,55 \text{ m}^2$$

$$S_s = 48,74 \text{ m}^2 \leq 0.5 S_b = 137,55 \text{ m}^2$$

Il en est de même pour le Bloc II

Les semelles ne dépassent pas 50 % de la surface d'emprise du bâtiment. Ceci nous amène à envisager deux types de semelles

- semelles isolées sous poteaux (Bloc I et II)
- semelles filantes sous voile. (Bloc II)

**BLOC I****11.3. ETUDE DES SEMELLES**

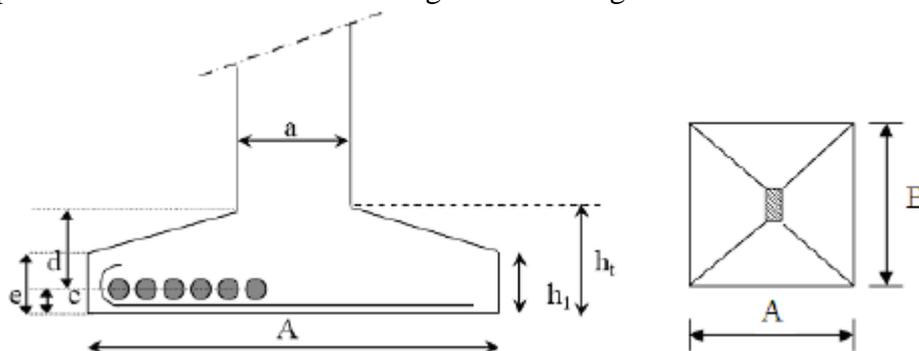
Ce tableau présente la plus grande sollicitation attribuée aux semelles

	G + Q + E	0,8G + E	ELU	ELS
Rive	N= 426,84 KN M= 4,93 KN.m	N= 316,19 KN M= 3,04 KN.m	N= 573,27 KN M= 3,68 KN.m	N= 421,71 KN M= 4,64 KN.m
Central	N= 528,79 KN M= 13,54 KN.m	N= 384,29 KN M= 8,73 KN.m	N= 713,06 KN M= 18,27 KN.m	N= 523,41 KN M= 13,27 KN.m
D'angle	N= 157,68 KN M=8,87KN.m	N= 121,11 KN M= 5,00 KN.m	N= 210,30 KN M= 11,62 KN.m	N= 155,34 KN M= 8,37 KN.m
Joint Central	N= 257,83 KN M= 1,88 KN.m	N= 183,33 KN M= 1,41 KN.m	N= 343,97 KN M= 1,48 KN.m	N= 252,23 KN M= 1,48 KN.m
Joint angle	N= 117,88 KN M= 0,98 KN.m	N= 94,03 KN M= 1,032 KN.m	N= 172,96 KN M= 1,25 KN.m	N= 127,06 KN M= 0,92 KN.m

**Tableau 10.1.** Valeur des efforts tirés par le programme ETABS 2013

**11.4. DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES ISOLEES**

En appelant A et B les côtés de la semelle aux cotés a et b du poteau deux conditions à satisfaire pour dimensionner une semelle rigide sous chargement centré.



**Figure 11.1.** Schéma de principe d'une semelle isolée

Nous donnons dans ce qui suit le détail de calcul de la semelle isolée la plus sollicitée

**11.4.1 Dimensionnement de la semelle isolée la plus sollicité**

$$\text{Poteaux} \begin{cases} a= 30 \text{ cm} \\ b= 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Dans le cas général, ont choisi les dimensions de la semelle de tel sorte qu'elle soit homothétique du poteau avec  $a = b \Rightarrow A = B$

$$S_s \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

**S<sub>s</sub>** : surface de la semelle en cm<sup>2</sup> = A × B

**N** : effort amené par l'ouvrage sur la semelle obtenu à partir de la combinaison **ELS**,

$$N = 523,41 \text{ KN} \quad \frac{A}{B} = \frac{a}{b}$$

$\sigma$  : Taux de travail du sol en bars  $\sigma_{\text{sol}} = 3 \text{ bars} = 300 \text{ KN/m}^2$

$S_s = 523,41 / 300 = 1,74 \text{ m}^2$  On a:

Nous supposons les semelles carrées, donc on a

$$A = B = \sqrt{1,74} = 1,32 \text{ m}^2$$

Le choix se porte vers une semelle carrée de  $1,45 \times 1,45 = 2,1 \text{ m}^2$

### a) La hauteur de la semelle

Avec

$$ht \geq d + 0,05 \text{ m}$$

$$\text{Avec : } d \geq \frac{A - a}{4} \dots\dots\dots \text{ (Condition de rigidité)}$$

$$\Rightarrow d \geq \frac{1,45 - 0,3}{4} ; = d \geq 0,288 \approx 0,30 \text{ m}$$

$$\Rightarrow ht \geq 0,30 + 0,05 \text{ m} \Rightarrow ht = 0,35 \text{ m}$$

$$h1 = \frac{h_t}{2} \text{ à } \frac{h_t}{3} \text{ avec } h1 \geq 6 \varnothing + 6 \text{ cm}$$

$\varnothing$ : Diamètre de la plus grosse barre utilisée sans la semelle, on choisit  $\varnothing = 14 \text{ mm}$

$$\Rightarrow h1 = 17,5 \text{ cm à } 11,67 \text{ cm et } h1 > 14,4 \text{ cm}$$

On adopte **h1 = 20cm.**

### Vérification de la Semelle la plus sollicité aux combinaisons suivantes

Selon l'article 10.1.4.1 des RPA99/Version 2003 Les fondations superficielles seront vérifiées selon les combinaisons accidentelles suivantes :

1. G+Q+E : Pour la vérification des contraintes dans le sol.
2. 0.8G+E : Pour la vérification de la stabilité des semelles.

on ajoute à ces deux combinaisons qui sont données par les RPA99/Version 2003 la combinaison de l'ELU qui nous permet de vérifier la contrainte à ELU : 1,35G+1,5Q

### b) Vérification des contraintes à l'ELS : G+Q

La contrainte moyenne du sol  $\sigma_{\text{moy}}$  doit vérifier la condition suivante

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \left(1 \pm \frac{6e}{A}\right) \text{ et } e = \frac{M}{N}$$

$N_s$  : l'effort normal total revenant à la semelle sous combinaison de l'ELS

=  $N_s$  calculé + Poids de la semelle + Poids des terres au-dessus de la semelle + Poids de l'amorce poteaux.

$$N_s (\text{ETABS 2013}) = 523,41 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de la semelle} = 1,45 \times 1,45 \times 0,35 \times 25 = 18,4 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de l'amorce poteau} = 0,3 \times 0,3 \times 1,0 \times 25 = 2,25 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des terres au-dessus de la semelle} = [(1,45 \times 1,45) - (0,3 \times 0,3)] \times 1,0 \times 18 = 36,23 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N_s = 523,41 + 18,4 + 2,25 + 36,23 = 580,29 \text{ KN}$$

On obtient pour la semelle la plus sollicité les résultats suivants:

Semelle (A x B)	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	e (m)	S <sub>s</sub> (m <sup>2</sup> )	σ <sub>1</sub> (bars)	σ <sub>2</sub> (bars)	σ <sub>moy</sub> (bars)	σ <sub>sol</sub> (bars)	Vérifiée
1,45 x 1,45	580,29	13,27	0,023	2,1	3,03	2,5	2,9	3	2,9 ≤ 3

**Tableau 11.1.** Vérification des semelles fillante à l'ELS. (Semelle isolée).

**c) Vérification des contraintes à l'ELU : 1.35G+1.5Q**

La contrainte moyenne du sol σ<sub>moy</sub> doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,5 \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \left(1 \pm \frac{6e}{A}\right) \text{ et } e = \frac{M}{N}$$

Nu : l'effort normal total revenant à la semelle sous combinaison de l'ELU

= Nu calculé + 1,35 Poids de la semelle + 1,35 Poids des terres au-dessus de la semelle + 1,35 Poids de l'amorce poteaux.

Nu calculé = 713,06 KN

Poids de la semelle = 1,35 (1,45 x 1,45 x 0,35 x 25) = 24,84 KN

Poids de l'amorce poteau = 1,35 (0,3 x 0,3 x 1,0 x 25) = 3,04 KN

Poids des terres au-dessus de la semelle = 1,35 [(1,45x1,45)-(0,3x0,3)]x1,0x18= 48,91 KN

⇒ Nu = 713,06 + 24,84 + 3,04 + 48,91 = 793,85 KN

Mu = 15,945KN

On obtient pour la semelle la plus sollicité les résultats suivants:

Semelle (A x B)	N <sub>u</sub> (KN)	M <sub>u</sub> (KN.m)	e (m)	S <sub>s</sub> (m <sup>2</sup> )	σ <sub>1</sub> (bars)	σ <sub>2</sub> (bars)	σ <sub>moy</sub> (bars)	σ <sub>sol</sub> (bars)	Vérifiée
1,45 x 1,45	793,85	18,27	0,023	2,1	4,44	3,42	4,18	4,5	4,18 ≤ 4,5

**Tableau 11.2.** Vérification des semelles fillante à l'ELU. (Semelle isolée).

**d) Vérification des contraintes sous la combinaison accidentelle : G+Q±E**

La contrainte moyenne du sol σ<sub>moy</sub> doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \left(1 \pm \frac{6e}{A}\right) \text{ et } e = \frac{M}{N}$$

N : Effort normal total revenant à la semelle sous combinaison G+Q±E

= N calculé + Poids de la semelle + Poids des terres au-dessus de la semelle + Poids de l'amorce poteaux

N calculé = 528,79 KN

Poids de la semelle = 1,45 x 1,45 x 0,35 x 25 = 18,4 KN

Poids de l'amorce poteau = 0,3 x 0,3 x 1,0 x 25 = 2,25 KN

Poids des terres au-dessus de la semelle = [(1,45x1,45) - (0,3x0,3)] x 1,0x18) = 36,23 KN

⇒ Ns = 528,79 + 18,4 + 2,25 + 36,23 = 585,67 KN

On obtient pour la semelle la plus sollicité les résultats suivants:

Semelle (A x B)	N (KN)	M (KN.m)	e (m)	S <sub>s</sub> (m <sup>2</sup> )	σ <sub>1</sub> (bars)	σ <sub>2</sub> (bars)	σ <sub>moy</sub> (bars)	σ <sub>sol</sub> (bars)	Vérifiée
1,45 x 1,45	585,67	13,54	0,023	2,1	3,06	2,52	2,93	6	2,93 ≤ 6

**Tableau 11.3.** Vérification des semelles fillante sous G+Q ± E. (Semelle isolée).

**e) Vérification de la stabilité au renversement par la combinaison accidentelle 0,8G±E**

Pour que les semelles isolées soient stables, il suffit de vérifier la condition suivante :

$$A \geq 4 e \quad \text{tel que : } e = \frac{M}{N}$$

N : l'effort normal total revenant à la semelle sous combinaison 0.8G ± E

= N calculé + 0,8 Poids de la semelle + 0,8 Poids des terres au-dessus de la semelle + 0,8 Poids de l'amorce poteaux

N calculé = 557,85 KN

Poids de la semelle = 1,45 x 1,45 x 0,35 x 25 = 18,4 KN

Poids de l'amorce poteau = 0,3 x 0,3 x 1,0 x 25 = 2,25 KN

Poids des terres au-dessus de la semelle = [(1,45x1,45) - (0,3x0,3)] x 1,0x18 = 36,23 KN

⇒ N<sub>s</sub> = 384,29 + 18,4 + 2,25 + 36,23 = 585,67 KN

On obtient pour la semelle la plus sollicité les résultats suivants:

Semelle (A x B)	N (KN)	M (KN.m)	e (m)	4 x e (m)	Vérifiée
1,45 x 1,45	441,17	8,73	0,019	0,08	oui

**Tableau 11.4.** Vérification des semelles filantes sous 0,8G±E. (Semelle isolée).

Ferraillage des semelles isolées

Pour le ferraillage des semelles isolées, nous utilisons la méthode des bielles

La quantité d'acier est déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$A_x = \frac{N(A-a)}{8(h-c)\sigma_{st}} = 10,93 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

N : effort normal à l'ELU revenant à la semelle

A : cote de la semelle (en cm)

a : cote du poteau (en cm)

h : hauteur de la semelle

c : l'enrobage des aciers (en cm)

f<sub>e</sub> : limite élastique de l'acier = 400 MPa

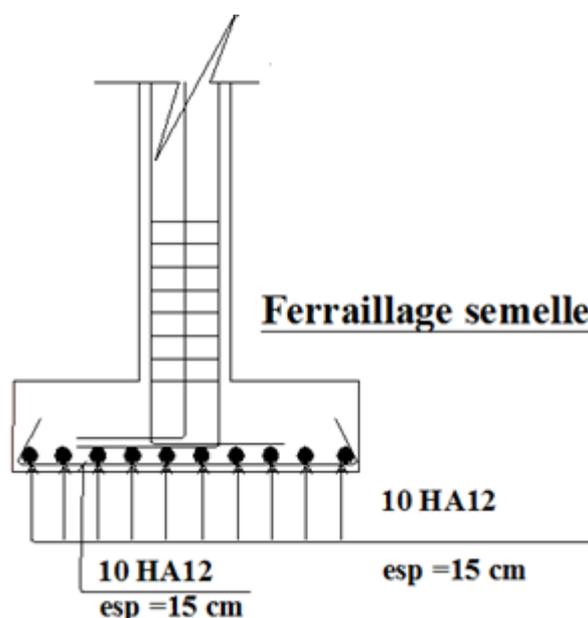
Y<sub>s</sub> : coefficient de sécurité = 1,15

### 11.4.2 Ferrailage de la semelle isolée la plus sollicitée

Le tableau (11.5) résume les résultats de ferrailage obtenus pour la semelle

Semelle (m)	Poteau (m)	S (m)	N (KN)	h-c (m)	AP (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres (P)		Choix des barres(r)	
1,45x1,45	0,3x 0,3	2,1	793,85	0,3	10,93	10HA12	St=15	10HA12	St=15

**Tableau 11.5.** Ferrailage de la semelle isolée.



**Figure 11.2.** Schéma de ferrailage de la semelle isolée.

### 11.4.3 Tableau récapitulatif

Nous donnons dans le tableau suivant un récapitulatif de calcul des semelles isolées.

Semelle	Ss (m <sup>2</sup> )	A=B (m)	ht (m)	h1 (m)	Choix des Barres (P)		Choix des Barres (r)	
					AP	St	Ar	St
centrale	2,1	1,45	0,35	0,2	10HA12	15	10HA12	15
de rive	1,69	1,30	0,30	0,2	9HA12	15	9HA12	15
d'angle	1,69	1,30	0,30	0,2	9HA12	15	9HA12	15

**Tableau. 11.6.** Récapitulatif du calcul des fondations (Semelle isolée).

**Remarque :** afin de faciliter la mise en œuvre, les semelles isolées appartenant au même groupe prennent les dimensions et le ferrailage de la plus grande semelle du même groupe.

**BLOC II**

Exemple de calcul

	G + Q + E	0,8G ± E	ELU	ELS
Portiques	N= 430,69KN M= 15,19 KN.m	N= 349,21KN M= 13,3 KN.m	N= 569,91 KN M= 13,22 KN.m	N= 407,08 KN M= 9,44 KN.m
Portique Joint intermédiaires	N= 445,60 KN M= 11,63 KN.m	N= 363,36 KN M= 10,36 KN.m	N= 512,93 KN M= 7,85 KN.m	N= 366,38 KN M= 5,61 KN.m
Portique Joint angle	N= 496,63KN M= 11,46 KN.m	N= 401,49 KN M= 10,69 KN.m	N= 665,49 KN M= 5,40 KN.m	N= 475,35 KN M= 3,86 KN.m

**Tableau. 11.7.** Valeur des efforts tirés par le programme ETABS 2013. (Semelle filante)

**11.5. DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES ISOLEES**

En appelant A et B les côtés de la semelle aux cotés a et b du poteau deux conditions à satisfaire pour dimensionner une semelle rigide sous chargement centré.

Nous donnons dans ce qui suit le détail de calcul d’une semelle isolée intermédiaire la plus sollicitée

**11.5.1. Dimensionnement de la semelle isolée la plus sollicité**

Poteaux  $\left\{ \begin{array}{l} a= 40 \text{ cm} \\ b= 60 \text{ cm} \end{array} \right.$

Dans le cas général, ont choisi les dimensions de la semelle de tel sorte qu’elle soit homothétique du poteau avec  $A < B ; a < b$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \quad \Rightarrow A = 0,67B$$

On a:  $\bar{\sigma}_{sol} < \sigma_{sol}$

Le calcul de fondation sont effectuer à l’ELS; le dimensionnement visa vis leurs comportement mécanique (ferraillage) s’effectue en ELU (BAEL)

$$A.B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Soit:  $B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \frac{N}{\sigma_{sol}}} \approx 1,43 \text{ m}$

On prend  $B = 1,80 \Rightarrow A = 1,20 \text{ m}$

**a) La hauteur de la semelle**

Avec :  $ht \geq d + 0.05 \text{ m}$

et :  $d \geq \max \left[ \frac{A-a}{4} ; \frac{B-b}{4} \right] \dots\dots\dots(\text{Condition de rigidité})$

$\Rightarrow d \geq \max \left[ \frac{1,2-0,4}{4} ; \frac{1,8-0,6}{4} \right] = d \geq 0,35 \text{ m}$

$\Rightarrow ht \geq 0,35 + 0,05 \text{ m} \Rightarrow ht = 0,4 \text{ m}$

$h1 = \frac{h_t}{2} \text{ à } \frac{h_t}{3}$  avec  $h1 \geq 6 \varnothing + 6 \text{ cm}$

$\emptyset$  : Diamètre de la plus grosse barre utilisée sans la semelle, on choisit  $\emptyset = 14$  mm

$\Rightarrow h_1 = 20$  cm à 13,33 cm et  $h_1 > 14,4$  cm

On adopte  **$h_1 = 20$ cm.**

### b) Vérification des contraintes à l'ELS : G+Q

La contrainte moyenne du sol  $\bar{\sigma}_{\text{moy}}$  doit vérifier la condition suivante

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \left(1 \pm \frac{6e}{A}\right) \text{ et } e = \frac{M}{N}$$

$N_s$  : l'effort normal total revenant à la semelle sous combinaison de l'ELS

=  $N_s$  calculé + Poids de la semelle + Poids des terres au-dessus de la semelle + Poids de l'amorce poteaux.

$N_s$  (SAP 2000) = 407,08 KN

Poids de la semelle =  $1,8 \times 1,2 \times 0,4 \times 25 = 21,6$  KN

Poids de l'amorce poteau =  $0,6 \times 0,4 \times 2,0 \times 25 = 12$  KN

Poids des terres au-dessus de la semelle =  $[(1,8 \times 1,2) - (0,6 \times 0,4)] \times 2,0 \times 18 = 69,12$  KN

$\Rightarrow N_s = 407,08 + 21,6 + 12 + 69,12 = 580,29$ KN

On obtient les résultats suivants:

Semelle (A x B)	$N_{\text{ser}}$ (KN)	$M_{\text{ser}}$ (KN.m)	e (m)	$S_s$ (m <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_1$ (bars)	$\bar{\sigma}_2$ (bars)	$\bar{\sigma}_{\text{moy}}$ (bars)	$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$ (bars)	Vérifiée
1,20 x 1,80	509,8	9,44	0,019	2,16	2,58	2,14	2,47	3	$2,47 \leq 3$

**Tableau 11.8.** Vérification des semelles fillante à l'ELS. (Semelle isolée).

### c) Vérification des contraintes à l'ELU : 1,35G+1,5Q

La contrainte moyenne du sol  $\bar{\sigma}_{\text{moy}}$  doit vérifier la condition suivante

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,5 \sigma_{\text{sol}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \left(1 \pm \frac{6e}{A}\right) \text{ et } e = \frac{M}{N}$$

$N_u$  : l'effort normal total revenant à la semelle sous combinaison de l'ELU

=  $N_u$  calculé + 1,35 Poids de la semelle + 1,35 Poids des terres au-dessus de la semelle + 1,35 Poids de l'amorce poteaux.

$N_u$  calculé = 569,91 KN

Poids de la semelle =  $1,35 \times [1,8 \times 1,2 \times 0,4 \times 25] = 29,16$  KN

Poids de l'amorce poteau =  $1,35 \times [0,6 \times 0,4 \times 2,0 \times 25] = 16,2$  KN

Poids des terres au-dessus de la semelle =  $\{1,35 [(1,8 \times 1,2) - (0,6 \times 0,4)] \times 2,0 \times 18\} = 93,31$ KN

$\Rightarrow N_u = 569,91 + 29,16 + 16,2 + 93,31 = 793,85$  KN

$M_u = 15,945$ KN

On obtient les résultats suivants:

Semelle (A x B)	$N_u$ (KN)	$M_u$ (KN.m)	e (m)	$S_s$ (m <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_1$ (bars)	$\bar{\sigma}_2$ (bars)	$\bar{\sigma}_{\text{moy}}$ (bars)	$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$ (bars)	Vérifiée
1,20 x 1,80	708,58	13,22	0,019	2,1	3,69	3,05	3,53	4,5	$3,53 \leq 4,5$

**Tableau 11.9.** Vérification des semelles fillante à l'ELU. (Semelle filante)

**d) Vérification des contraintes sous la combinaison accidentelle : G+Q+E**

La contrainte moyenne du sol  $\bar{\sigma}_{\text{moy}}$  doit vérifier la condition suivante

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2\sigma_{\text{sol}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \left(1 \pm \frac{6e}{A}\right) \text{ et } e = \frac{M}{N}$$

$N_s$  : l'effort normal total revenant à la semelle sous combinaison de l'ELS

=  $N_s$  calculé + Poids de la semelle + Poids des terres au-dessus de la semelle + Poids de l'amorce poteaux.

On obtient les résultats suivants:

Semelle (A x B)	$N_u$ (KN)	$M_u$ (KN.m)	e (m)	$S_s$ (m <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_1$ (bars)	$\bar{\sigma}_2$ (bars)	$\bar{\sigma}_{\text{moy}}$ (bars)	$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$ (bars)	Vérifiée
1,20 x 1,80	533,41	15,19	0,028	2,1	2,9	2,18	2,72	6	2,72 ≤ 6

**Tableau 11.10.** Vérification des semelles filantes sous G+Q ± E. (Semelle filante).

**e) Vérification de la stabilité au renversement par la combinaison accidentelle 0.8G±E**

Pour que les semelles isolées soient stables, il suffit de vérifier la condition suivante :

$$A \geq 4e \quad \text{tel que : } e = \frac{M}{N}$$

On obtient les résultats suivants:

Semelle (A x B)	N (KN)	M (KN.m)	e (m)	4 x e (m)	Vérifiée
1,20 x 1,80	451,93	13,3	0,029	0,12	oui

**Tableau 11.11.** Vérification des semelles filante sous 0,8G±E. (Semelle filante)

**Ferraillage des semelles isolées**

Pour le ferraillage des semelles isolées, nous utilisons la méthode des bielles

La quantité d'acier est déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$A_x = \frac{N(A - a)}{8(h - c)\sigma_{st}} = 5,82 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$N$  : effort normal à l'ELU revenant à la semelle

$A$  : cote de la semelle (en cm)

$a$  : cote du poteau (en cm)

$h$  : hauteur de la semelle

$c$  : l'enrobage des aciers (en cm)

$f_e$  : limite élastique de l'acier = 400 MPa

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité = 1,15

### 11.5.2. Ferrailage de la semelle isolée la plus sollicitée

Le tableau (11.2) résume les résultats de ferrailage obtenus pour la semelle

Semelle (m)	Poteau (m)	S (m)	N (KN)	h-c (m)	AP (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres (P)		Choix des barres(r)	
1,20x1,80	0,4 x 0,6	2,16	708,58	0,35	5,82	6HA12	St=20	9HA12	St=20

**Tableau 11.12.** Ferrailage de la semelle filante

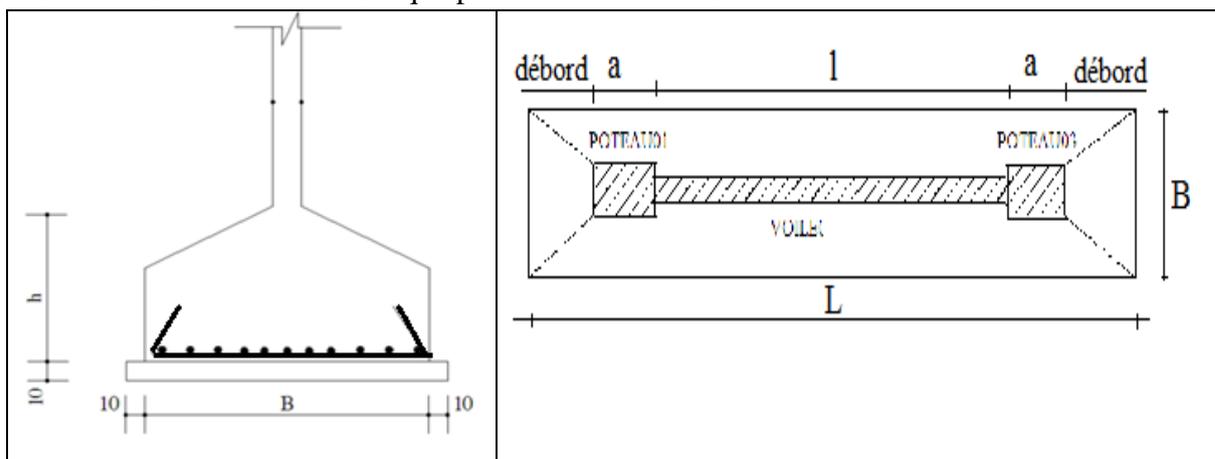
### 11.6. DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES FILANTES

Les semelles filantes doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

La méthode de calcul d'une semelle filante est la même que pour une semelle isolée sauf que le calcul se fait dans un sens : Le sens transversal.

Les armatures principales sont les aciers transversaux, les armatures secondaires servent de chaînages et d'aciers de répartition.

Le calcul du ferrailage est obtenu pour un mètre de longueur de la semelle, la hauteur est calculée de la même manière que pour une semelle isolée.



**Figure 11.3.** Vue en plan et profil en travers d'une semelle filante

Exemple de calcul de la Semelle Filante SFP

#### 11.6.1. Dimensionnement de la semelle filante (SF pignon arrière)

La surface nécessaire pour la semelle filante pour reprendre la totalité des efforts lui revenant est :  $S_f = N/\sigma_{sol} = 4004,1 / 300 = 13,35 \text{ m}^2$

La longueur totale de la semelle filante est donnée par :

$$L = l + 2a + 2\text{débord}$$

Nous avons prévu un débord de 0,5 m à partir du nu du poteau

$$L = 4,1 + 2 \times 0,6 + 2 \times 0,5 = \mathbf{6,3 \text{ m}}$$

La largeur de la semelle continue doit vérifier la condition suivante :

$$B \geq S_f / L$$

$$\text{Donc : } B \geq 13,35 / 6,3 = 2,12 \text{ m} \Rightarrow \text{On prend : } \mathbf{B = 2,15 \text{ m}}$$

### a) Hauteur de la paillasse de la semelle filante h

La hauteur de la paillasse est donnée par la relation suivante

$$h = d + 0,05 \text{ avec ; } d > \frac{B-b}{4} = 0,39 \Rightarrow \text{On prend : } \mathbf{h = 0,45 \text{ m}}$$

d : hauteur utile (en m)

b : Cotés du poteau (en m)

### b) Récapitulatif des dimensions obtenues des semelles filantes

Semelle	N (KN)	L (m)	B (m)	h (m)
SF pignon arrière	4004,1	6,3	2,15	0,45
SF pignon joint	4479,1	6,3	2,4	0,50
SF LP1 11.75	3898,3	5,35	2,45	0,55
SF LP2 11.75	4175,4	5,35	2,65	0,60
SF LP3 10,30	2988,2	5,35	1,90	0,40
SP LP4 10.30	2771,7	5,35	1,75	0,35

**Tableau 11.13.** Dimensions des semelles filantes

## 11.6.2. Vérification des semelles filantes

### a) Vérification au non poinçonnement

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance des semelles filantes au poinçonnement par l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\tau = \frac{P}{2h_t} \left[ 1 - \left( b + \frac{5h_t}{3} \right) / B \right] \leq \tau_{lim}$$

P : l'effort normal au niveau du poteau ou du voile le plus sollicité de chaque semelle.

$\tau_{lim} = 0,045 f_{c28} / \gamma_b$  : représente la valeur limite de la contrainte de cisaillement.

$$\tau_{lim} = 0,045 \times 25 / 1,5 = 0,75 \text{ MPa} = 750 \text{ KN/m}^2$$

Le tableau suivant résume les résultats pour l'ensemble des semelles filantes :

Semelle	P (KN)	B adopté (m)	H adopté (m)	$\tau$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\tau_{lim}$ (KN/m <sup>2</sup> )	Vérifiée
SF pignon arrière	413,00	2,15	0,45	170,75	750	Oui
SF pignon joint	366,38	2,4	0,50	147,57	750	Oui
SF LP1 11.75	475,35	2,45	0,55	164,62	750	Oui
SF LP2 11.75	517,38	2,65	0,60	170,83	750	Oui
SF LP3 10,30	380,58	1,90	0,40	158,57	750	Oui
SP LP4 10.30	346,00	1,75	0,35	160,05	750	Oui

**Tableau 11.14.** Vérification des semelles filantes au poinçonnement

## 11.7. FERRAILLAGE DES SEMELLES FILANTES

### 11.7.1. Exemple de calcul de la semelle filante SF1

#### a) Calcul des armatures principales

Le ferrailage se calcule par la méthode des bielles à l'ELU

$$\text{Nous avons : } A_s = \frac{P_u}{8} \times \frac{B-b}{d \cdot \sigma_{st}}$$

Avec :  $P_u = P_{u1} + P_{u2}$

$P_{u1} = \sum (N_u / L)$  l'effort normal reparti à l'ELU

$P_{u2} = \text{Poids des terres} + \text{Poids des semelles} + \text{Poids des amorces poteaux} + \text{Poids des amorces voiles.}$

L : longueur totale de la semelle + les débords (2 x D)

#### b) Calcul du poids revenant à la semelle

Poids des semelles :  $0,45 \times 6,3 \times 2,15 \times 25 = 152,38 \text{ KN}$

Poids des amorces poteaux :  $2 \times (0,6 \times 0,4 \times 2 \times 25) = 24 \text{ KN}$

Poids des amorces voiles :  $0,24 \times 2 \times 4,1 \times 25 = 49,2 \text{ KN}$

Poids des terres =  $[(6,3 \times 2,15) - \{(4,1 \times 0,24) + 2 \times (0,6 \times 0,4)\}] \times 18 \times 2,0 = 434,92 \text{ KN}$

Et On a :  $P_{u1} = 451,39 \text{ KN}$  (SAP 2000)

$P_{u2} = 152,38 + 24 + 49,2 + 434,92 = 660,5 \text{ KN}$

$\Rightarrow P_u = P_{u1} + P_{u2} = 1111,89$

$$A_x = \frac{N(A-a)}{8(h-c)\sigma_{st}} = \frac{111,89 \times (2,15 - 0,6)}{8 \times (0,4 - 0,05) \times 348000} = 17,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous choisissons **12 HA 14/ml** = 18,47 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement **St = 15cm**.

#### c) Calcul des armatures de répartition:

$$A_{\text{rép}} = \frac{A_x \cdot B}{4} = 9,93 \text{ cm}^2$$

D'après le **BAEL91** pour fe400  $A_s \text{ min} = 2 \text{ cm}^2$  (condition vérifiée).

On choisit **9 HA 12 = 10,18 cm<sup>2</sup>** avec un espacement  $e \geq \text{Max}(6\phi + 6; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$ .

On prend **St = 20cm**.

Les résultats calculés sont représentés dans le tableau suivant :

Semelle	As calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	Armature principale	As choisie (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)	Armature de répartition	Ar (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
SF pignon arrière	17,69	12 HA14	18,47	15	9 HA12	10,18	20
SF pignon joint	14,37	13 HA12	14,70	15	8 HA12	9,05	20
SF LP1 11,75	13,29	12 HA12	13,57	20	8 HA12	9,05	20
SF LP2 11,75	14,42	13 HA12	14,70	20	9 HA12	10,18	20
SF LP3 10,30	13,20	12 HA12	13,57	15	8 HA10	6,28	20
SP LP4 10,30	13,03	12 HA12	13,57	15	8 HA10	6,28	20

**Tableau 11.15.** Tableau récapitulatif du ferrailage des semelles filantes.

## CONCLUSION GENERALE

Dans cette étude, j'espère avoir réussi à approfondir mes connaissances sur les points suivants :

- I. Calcul manuel de quelques éléments d'une structure en Béton Armé.
- II. Calcul manuel de quelques éléments d'une structure en Charpente Métallique.
- III. Application des acquis cumulé théorique et pratique.
- IV. L'utilisation de l'outil informatique via SAP, ETABS et AutoCAD.

En effet les axes principaux dans l'étude de ce mémoire s'est accentuée sur l'évaluation des charges et surcharges en plus des actions climatiques, selon les règles en vigueur. Le dimensionnement des éléments structuraux et secondaire tel que les pannes, contreventements, fermes et autres composant métallique ainsi que leurs assemblages, est réalisée avec les normes CCM97.

L'autre partie de ce travail qui est en béton armé a été étudié avec les règlements CBA 93 et BAEL 91 modifiée 99, l'ensemble a été vérifié à l'action sismique par le RPA 99 pour. La modélisation de la structure étudiée et son dimensionnement s'est fait par les logiciels ETABS 2013 et SAP 2000 v14. Pour l'analyse et le calcul des structures pour l'optimisation du temps et de l'effort.

Et enfin la dernière étape de cette étude était consacrée à l'étude des fondations et du bassin enterré à une profondeur de 2m, avec une capacité de 1000 m<sup>3</sup>, de forme rectangulaire en plan constitué d'un radier d'une épaisseur de 40 cm, des parois verticales d'une épaisseur de 20 cm.

**RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES****- REGLEMENTS :**

- D.T.R. [B.C.2.2]** : Charges permanentes et charges d'exploitation.  
**R.N.V. 1999 [B.C.2.47]** Règlement neige et vent.  
**C.C.M. 97 [B.C.2.44]** Règle de conception et de calcul des structures en acier.  
**R.P.A. 99 Version 2003 [B.C.2.48]** Règles Parasismique Algérienne.  
**C.B.A. 93 D.T.R. [B.C. 2.41]** Règles de conception et de calcul des structures en B.A.  
**B.A.E.L. 91** : Béton armé aux états limites.  
**D.T.R. [B.C.2.331]** : Règles de calcul des fondations superficielles.

**- LIVRE :**

- BARAKA A., 2013.** Cours en charpente métallique I selon le règlement Algérien CCM 97 et l'E.C.3. « Office Des Publication Universitaire ».
- BELAZOUGUI M., 2004.** Calcul des ouvrages en béton armé « Office Des Publication Universitaire ».
- DAHMANI L., 2012.** Calcul des éléments de construction métalliques selon l'eurocode3 « Office Des Publication Universitaire ».
- KHEROUF M., 2012.** Résistance des matériaux cours et exercices corrigés « Office Des Publication Universitaire ».
- MIMOUNE F.Z. - MIMOUN M., 2000.** Construction métallique méthodes de calcul et applications « Office Des Publication Universitaire ».
- MIMOUNE F.Z. - MIMOUN M., 2011.** Pratique de la construction métallique 100 exercices corrigés « Office Des Publication Universitaire ».

**- AUTRES :**

<https://www.cticm.com/>  
[www.apkweb.org/cahier-apk/](http://www.apkweb.org/cahier-apk/)