

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA



Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme de master en génie civil

Spécialité : Constructions Métallique et Mixtes

Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT R+7 EN
CHARPENTE METALLIQUE**

Devant les membres de jury

- Président : **Mr FERDJANI O**
- Examineur : **Mr DERBALA A**
- Encadreur : **Mr BAAZOUZI M**
- Co-encadreur : **Mr DERBAL I**

Présenté par :

- **Mr SMAHAT Kamel**
- **Mr KEBAILI Med Nadjib**

PROMOTION 2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENT

Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont à dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté de mener à terminer de projet.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur d'examiner ce modeste travail.

Toute notre gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur **Mr BAAZOUZI Messaoud** de nous avoir encadrés ainsi que leur disponibilités, orientations, et précieux conseil avec lequel ils ont suivi et guidé ce travail.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leurs aides, leurs patiences, leurs compréhensions et leurs encouragements, particulièrement Mr AICHOUCHE HAROUNE, TAS MEROUANE et tous les ingénieurs de la société CR METAL Blida.

DEDICACE

Avant tous, je remercie dieu miséricordieux, qui nous a donné le courage d'accomplir cette thèse.

Je tiens à dédier cet humble travail :

Mes plus être chers aux monde, qui veille sans cesse sur moi avec leurs prières et leurs recommandations, que dieu les protège.

A mon oncle SAMIR et ma tante qui m'ont beaucoup aidé dans mes études.

Ma sœur unique et son mari RABAH pour leur prière et leurs orientations.

Toute ma famille

A mon binôme KEBAILI Med Nadjib ainsi qu'à toute sa famille

A mes amis en particulier : HAROUNE, MEROUANE, HAMZA, BOUBEKEUR, MOHAMED.

Toute la promotion 2020 et ceux qui sont proche de mon cœur.

A vous tous je dédie ce modeste travail.

Résumé :

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, nous avons étudiés une structure d'un bâtiment « R+7 » en charpente métallique De forme « L » à usage d'habitation. Ce bâtiment se compose d'un rez-de-chaussée et sept étages.

Le bâtiment sera construit dans la ville de BLIDA, qui est classé comme zone sismique III par le code sismique RPA99 version 2003. La conception des éléments structurels a été effectuée conformément à la réglementation en vigueur tels que : RPA99 Rev2003, CCM97, EC3, EC4 et BAEL 91, RNV 2013.

Ce projet a est étudié en plusieurs étapes, On a commencé par effectuer les descentes des charges selon les normes RNV-2013 et le DTR 2.2 (charges permanentes et charges d'exploitation).

Le pré dimensionnement des éléments porteurs a été effectué en prendre en compte la condition de la résistance des éléments.

Ensuite, L'analyse sismique de la structure a été élaborée à l'aide du logiciel AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONEL (version 2014) selon le règlement algérien RPA 99 VERSION 2003. Le système de contreventement de ce bâtiment est assuré par des palés de stabilité en X dans les deux sens, il est conçu pour être capable à reprendre les actions horizontales dues au séisme comme il est le plus convenable parmi les systèmes de contreventement dans une structure en acier. La vérification du comportement de la structure s'est fait selon les lois exigées par le RPA 99 VERSION 2003 et en trois modèles jusqu'à obtenir le modèle final.

Après, La vérification des éléments a été effectuée à l'aide du logiciel RSAP 2014, Et cela après l'introduction des paramétrages des barres de la structure.

Avant dernier, on a pris l'étude de quatre assemblages tels que l'assemblage poteau-poutre, l'assemblage poutre-solive, l'assemblage contreventement, assemblage pied de poteau, L'étude des assemblages a était effectuée à l'aide du logiciel ROBOT ANALYSIS STRUCTURAL PROFESIONEL selon les combinaisons exigées par le RPA 99 VERSIOON 2003,

Enfin, on termine par l'étude des fondations, et après la consultation du rapport de sol on a choisi le type fondations superficielle radier général.

Mots clés : charpente métallique, RPA99 version 2003, CCM97, EC3, EC4 et BAEL 91, RNV 2013, DTR 2.2, RSAP 2014, assemblage, fondation.

Abstract:

As part of our end of studies project, we studied a structure of a “R+7” building in an “L” shaped metal frame for residential use, this building consists of a ground floor and seven floors,

The building will be constructed in the town of BLIDA, which is classified as seismic zone III by the seismic code RPA 99 version 2003, the design of the structural elements was carried out in accordance with the regulations in force such as: RPA 99 version 2003, CCM97, EC3, EC4 and BAEL 91, RNV 2013.

This project is carried out in several stages, we started by carrying out the lowering of the loads according to the standards RNV 2013 and DTR 2.2 (permanents loads and operating loads),

The pre-sizing of the load-bearing elements was carried out taking into account the condition of the resistance of the elements.

Then, the seismic analysis of the structure was developed using the software AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL (version 2014) according to the Algerian regulation RPA 99 version 2003, the bracing system of this building is ensured by stability steps in X in both directions, it is designed to be able to take the horizontal actions due to the earthquake as it is most suitable among the bracing systems in a steel structure, the verification of the behavior of the structure is made according to the required laws by the RPA 99 version 2003 and in three models until obtaining the final model.

After, the elements were checked using the RSAP 2014 software and this after the introduction of the parameters of the bars of the structure.

Before the end, we took the study of four assemblies such as the column-beam assembly, the beam-joint assembly, the bracing assembly, the column base assembly, the study of the assemblies was carried out using ROBOT ANALYSIS STRUCTURAL PROFESSIONAL software according to the combinations required by RPA 99 version 2003.

Finally, we finish with the study of the foundations, and after consulting the soil report, we chose the type surface foundations general raft.

Key words: metal frame, RPA 99 version 2003, CCM 97, EC 3, EC 4, BAEL 91, RNV 2013, DTR 2.2, RSAP 2014, assembly, foundation.

ملخص:

في إطار التحضير لمشروع نهاية الدراسة، قمنا بدراسة مبنى "R+7" ذو هيكل معدني على شكل "L" للاستخدام السكني، يتكون هذا المبنى من طابق أرضي و سبعة طوابق، سيتم بناء هذا المبنى في مدينة البلدية، المصنفة كمنطقة زلزالية III حسب القانون الجزائري المضاد للزلازل RPA 99 إصدار 2003، تم تصميم العناصر الهيكلية وفق اللوائح المعمول بها مثل: RPA 99 version 2003, CCM 97, BAEL 91, RNV 2013, EC3, EC4

تم دراسة هذا المشروع على عدة مراحل: حيث بدأنا بخفض الأحمال وفقا لمعايير RPA 99 version 2003 و DTR 2.2 (الأحمال الدائمة و الأحمال المؤقتة)، تم حساب الأبعاد المسبقة للعناصر الحاملة مع مراعاة مقاومة العناصر، ثم تم إجراء التحليل الزلزالي للهيكل باستخدام برنامج AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL (إصدار 2014) وفق القانون الجزائري المضاد للزلازل: RPA 99 version 2003، يتم توفير نظام التدعيم لهذا المبنى من خلال دعائم جانبية على شكل X في كلا الاتجاهين و هو مصمم لاستقبال الأحمال الأفقية الآتية من الزلازل لأنه الأكثر ملائمة من بين أنظمة التدعيم في هيكل فولاذي، تم فحص سلوك الهيكل وفقا للقوانين المطلوبة بواسطة RPA 99 version 2003 وفي ثلاثة نماذج حتى يتم الحصول على النموذج النهائي،

بعد ذلك، تم فحص العناصر باستخدام برنامج AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL (إصدار 2014) وذلك بعد إدخال معلمات قضبان الهيكل.

قبل الأخير، أخذنا دراسة أربعة تجمعات مثل جمع عمود-عارضة، جمع عارضة-عارضة، جمع الدعائم الجانبية، تجميع قاعدة العمود، تم إجراء دراسة التجمعات باستخدام برنامج AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL (إصدار 2014) وفقا للتركيبات المطلوبة بواسطة RPA 99 version 2003.

وفي الأخير، ننتهي بدراسة الأساسات، بعد الرجوع إلى تقرير التربة، اخترنا نوع الأساسات السطحية العائمة.

الكلمات المفتاحية: هيكل مهدي، RPA 99 version 2003, CCM 97, BAEL 91, RNV 2013, EC3, EC4, تجمعات, أساسات.

SOMMAIRE

Liste des figures
Liste des tableaux
Introduction

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

1.1. INTRODUCTION :	1
1.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :	1
1.2.1. Dimensions de l'ouvrage :	1
1.2.2. Localisation et données concernant le site :	1
1.3. PROPRIETES DES MATERIAUX UTILISES :	1
1.3.1. L'acier :	1
1.3.2. Le Béton :	3
1.3.2.1. Résistance à la compression :	3
1.3.2.2. Résistance à la traction :	3
1.3.2.3. Coefficient de poisson :	3
1.3.2.4. Déformation longitudinale du béton:	3
1.3.2.4.1. Module d'élasticité instantanée :	4
1.3.2.4.2. Module d'élasticité différée :	4
1.4. REGLEMENTS UTILISES :	4

CHAPITRE 2 : CONCEPTION DE L'OUVRAGE

2.1 INTRODUCTION :	5
2.2 CONCEPTION ARCHITECTURALE :	5
2.3 CONCEPTION STRUCTURALE :	6
2.3.1 Structure horizontale :	6
2.3.1.1 Plancher mixte :	7
2.3.1.1.1 Introduction :	7
2.3.1.1.2 Dalle de béton :	8
2.3.1.1.3 Bac d'acier :	9
2.3.1.1.4 Connexion poutre-dalle :	11
2.3.2 Structure verticale :	13
2.3.2.1 Système de stabilité :	13

CHAPITRE 3 : HYPOTHESE DES CHARGES

3.1 INTRODUCTION :	14
3.2 CHARGES PERMANENTES	14
3.2.1 Plancher courant :	14
3.2.2 Plancher terrasse inaccessible :	14
3.3 SURCHARGE D'EXPLOITATION :	15
3.4 EFFET DE LA NEIGE :	16
3.4.1 Calcul des charges de la neige :	16
3.5 EFFET DU VENT :	17
3.5.1 Données relative du site :	18
3.5.2 Calcul de la pression due au vent :	18
3.5.2.1.1 Pression dynamique de point :	18
3.5.3 Direction du vent V1 :	19
3.5.3.1 Calcul de la pression due au vent :	19
3.5.3.1.1 Calcul de la pression aérodynamique :	19
3.5.3.2 Valeur de la pression statique du vent :	22
3.5.4 Direction du vent V2 :	23
3.5.4.1 Calcul de la pression due au vent :	23
3.5.4.2 Valeur de la pression statique du vent	25
3.5.5 Action d'ensemble	26
3.5.5.1 Calcul du coefficient dynamique Cd (3.1. [1]) :	26
3.5.5.1.1 Calcul de Cd pour les deux directions du vent V1 et V2	29
3.5.5.2 Calcul de coefficient de force	29
3.5.6 Effets du frottement (2.6.3. [1]) :	32

CHAPITRE 4 : PREDIMENSIONNEMENT

4.1 INTRODUCTION :	34
4.2 PLANCHERS COLLABORANT [10]	34
4.2.1. Hypothèse de calcul	34
4.3 PREDIMENSIONNEMENT :	35
4.3.1. Les solives :	35
4.3.1.1 Prédimensionnement des solives plancher terrasse :	35
4.3.1.2 Plancher courant :	41
4.3.1.3 Solive pour balcon :	43
4.3.2. Prédimensionnement des poutres principales :	46

4.3.3. Prédimensionnement des poteaux :	55
---	----

CHAPITRE 5 : ETUDE DES ESCALIERS

5.1. CHOIX DES DIMENSIONS :	64
5.2. DIMENSIONNEMENT:	64
5.2.1. Dimensionnement des éléments porteurs :	65
5.2.1.1. Conception d'une marche :	65
5.2.1.2. Limon de la volée :	67
5.2.1.3. Étude du palier :	70
5.2.1.4. Poutre d'appuis des limons :	71

CHAPITRE 6 : ETUDE DYNAMIQUE

6.1. INTRODUCTION :	73
6.2. ETUDE sismique :	73
6.2.1. Le but de l'étude dynamique :	73
6.2.2. Modélisation de rigidité :	73
6.2.3. Modélisation de la masse :	74
6.3. CHOIX de la méthode de calcul :	74
6.3.1. La méthode statique équivalente :	74
6.3.2. La méthode d'analyse modale spectrale :	75
6.4. RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES DE CALCUL :	77
6.4.1. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :	77
6.5. ANALYSE dynamique de la structure :	79
6.5.1. Modèle initial :	80
6.5.2. 2ème modèle	82
6.5.3. 3ème modèle (final)	85
6.5.3.1. Résultantes des forces sismiques :	87
6.5.3.1.1. Effort tranchant à la base :	87
6.5.3.1.2. Vérification des déplacements latéraux inter-étages :	87
6.5.3.1.3. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :	89
6.6. CONCLUSION	90

CHAPITRE 7 : VERIFICATION DES ELEMENTS

7.1. INTRODUCTION :	91
7.2. VERIFICATION DES POTEAUX :	91
7.2.1. Procédure de calcul :	91
7.2.1.1. Poteaux rectangulaires :	92
7.3. VERIFICATION DES POUTRES PRINCIPALES :	95
7.4. VERIFICATION DU SYSTEME DE CONTREVENTEMENT :	97
7.4.1 Palées triangulées en X :	97
7.5. CONCLUSION :	98

CHAPITRE 8 : ETUDE DES ASSEMBLAGES

8.1. INTRODUCTION :	99
8.2. CALCUL DES DIFFERENTS ASSEMBLAGES :	101
8.2.1. Assemblage poteau (HEM 500) - poutre (IPE 400) :	102
8.2.2. Assemblage poteau-poutre secondaire :	120
8.2.4. Assemblage pied de poteau :	132

Chapitre 9 : ETUDE DES FONDATIONS

9.1. INTRODUCTION :	148
9.1.1. LES TYPES DE FONDATIONS :	148
9.1.2. Fonctions assurées par les fondations :	148
9.1.3. Choix des fondations :	149
9.2. CALCUL DES FONDATIONS :	149
9.2.1. Semelle isolée sous poteaux :	150
9.2.2. Semelles filantes croisées :	152
9.2.3. Radier général :	156
9.2.3.1. Surface nécessaire :	157
9.2.3.2. Prédimensionnement de radier :	157
9.2.3.3. Caractéristiques géométriques du radier :	160
9.2.3.4. Vérification du radier :	160
9.2.3.5. Ferrailage du radier :	163
9.2.3.5.1. Ferrailage de la dalle du radier :	163
9.2.3.5.2. Ferrailage de la nervure :	166
Conclusion Générale	168

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le but des études en génie civil est de concevoir et construire des ouvrages capables de résister aux multiples phénomènes naturels (tremblement de terre, vent extrême, neige...). Concevoir et construire se font avec des matériaux et chacun d'entre eux à ses spécificités tant sur le plan conceptuel que technique, mécanique et formel.

Les constructions métalliques constituent un domaine important d'utilisation des produits laminés. Elles emploient en particulier, les tôles et les profilés. Le cout élevé des matériaux de base conduit à rechercher le poids minimal et à développer l'emploi de l'acier pour des domaines très spécifiques permettant de mettre en valeur les qualités suivantes : la légèreté, la rapidité de mise en œuvre, l'adaptation aux transformations ultérieures et les propriétés mécaniques élevés (limite élastique, ductilité, résistance à la fatigue).

Les domaines d'application des constructions métalliques sont très nombreux. Ils concernent d'abord les bâtiments et les ouvrages d'art. Dans le cas des bâtiments, les halls industriels lourdes (aciéries) ou légères (usine de transformation ou de stockage) constituent un secteur où l'emploi de l'acier est fréquent pour la réalisation des ossatures et des bardages recouvrant celles-ci.

L'acier est livré au constructeur sous forme de profilés. Ceux-ci comportent des profilés normalisés, IPE (profil européen en forme de I), utilisées pour les éléments sollicités en flexion et en compression, HEA, HEB et HEM utilisés pour ceux qui sont sollicités en compression, U (en forme de U), permettant de reconstituer des profils.

Chapitre 1 :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

1.1. INTRODUCTION :

Dans le cadre de notre formation, nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études. Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle concrète et réelle.

Notre mission était de dimensionner les éléments d'une structure en charpente métallique avec les règles actuellement en vigueur. Dans ce chapitre nous ferons une présentation de toutes les données relatives au projet.

1.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Ce projet consiste à étudier un bâtiment RDC+7 en charpente métallique à usage d'habitation.

1.2.1. Dimensions de l'ouvrage :

- Longueur total du bâtiment: 23,90 m.
- Largeur total du bâtiment : 20,66 m.
- Hauteur total du bâtiment : 27,20 m.
- Hauteur de tous les niveaux : 3,40 m.

1.2.2. Localisation et données concernant le site :

Le bâtiment est implanté au niveau de la willaya de Blida ville de Blida dont :

- La contrainte admissible du sol est de 1,75 bars.
- Hypothèses climatique : zone B pour la neige, zone I pour le vent (selon le RNV2013).
- Zone sismique : zone III (forte sismicité selon le RPA99V2003).
- Catégorie I : bâtiment à usage d'habitation (selon le RPA99V2003).

1.3. PROPRIETES DES MATERIAUX UTILISES :**1.3.1. L'acier :**

C'est un matériau constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone, qui sont extrait de matières premières, naturelles tirées du sous-sol (mine de fer et de carbone).

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rapport $\frac{f_u}{f_y} > 1.2$

- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ($\epsilon_u > 20 * \epsilon_y$)
- Critère de l'allongement à la rupture $A_r \geq 15\%$.
Avec A_r : allongement à la rupture d'une éprouvette normalisée, mesurée sur une longueur entre repère $5,65\bar{A}$ ou A est l'aire de la section de l'éprouvette.
- Avoir une bonne soudabilité.

Les valeurs de calculs normalisées des principales caractéristiques des aciers de construction sont les suivantes :

- Module d'élasticité longitudinal : $E = 210\ 000\ \text{N/mm}^2$
- Module de cisaillement $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 80770\ \text{N/mm}^2$
- Coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 * 10^{-6}\ \text{°C}$
- Masse volumique : $\rho = 7850\ \text{kg/m}^3$

Tableau 1-1 : valeurs nominales de f_y et f_u pour les profilés

Nuance d'acier	Epaisseur t en mm			
	$t \leq 40\ \text{mm}$		$40 < t \leq 100$	
	$f_y\ \text{Mpa}$	$f_u\ \text{Mpa}$	$f_y\ \text{Mpa}$	$f_u\ \text{Mpa}$
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

Tableau 1-2 valeurs nominales de f_y pour le ferrailage

	Nuances	$F_y\ (\text{Mpa})$
Ronds lisses	Fe 220	215
	Fe 240	235
Barres HA	Fe 400	400
	Fe 500	500

1.3.2. Le Béton :**1.3.2.1. Résistance à la compression :**

La résistance à la compression est obtenue par écrasement en compression axiale d'éprouvettes normalisés (16x32) cm² ; pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours de 25 Mpa $\rightarrow f_{c28} = 25$ Mpa.

1.3.2.2. Résistance à la traction :

La résistance à la traction, notée par f_{ij} , est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

- Essai par traction directe
- Essai par fendage
- Essai par flexion

La résistance caractéristique à la traction est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0.06 \cdot f_{cj}(\text{Mpa})$$

Pour $f_{c28} = 25$ Mpa on trouve $f_{t28} = 2.1$ Mpa

1.3.2.3. Coefficient de poisson :

IL représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif transversal}}{\text{allongement relatif longitudinal}}$$

- $\nu = 0$ béton fissuré à l'ELU
- $\nu = 0.2$ béton non fissuré à l'ELS

1.3.2.4. Déformation longitudinale du béton:

Ce module, connue sous le nom de module d'Young, est défini sous l'action des contraintes normales à courte et à longue durée.

1.3.2.4.1. Module d'élasticité instantanée :

Il est réservé spécialement pour les charges de durée d'application inférieure à 24 heures, ce module est défini par :

$$E_{jv} = 11000^3 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour $f_{c28} = 25$ Mpa on trouve $E_{v28} = 32164.19$ Mpa

1.3.2.4.2. Module d'élasticité différée :

Il est réservé pour les charges à application de longue durée (supérieur à 24h) ; ce module est défini par :

$$E_{jv} = 3700^3 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour $f_{c28} = 25$ Mpa on trouve $E_{v28} = 10818.86$ Mpa

1.4. REGLEMENTS UTILISES :

- **RPA99/2003** (règles parasismique Algériennes).
- **D.T.R-B.C.2.44** (règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM 97 »).
- **Eurocode 3** (calcul des structures en acier)
- **Eurocode 4** (conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton).
- **D.T.R-B.C.2.2** (charges permanentes et charges d'exploitations).
- **D.T.R-C 2-47** (règlement neige et vent « RNV13 »).
- **BAEL 91-CBA93** (béton armé aux états limites).

Chapitre 2 :

CONCEPTION DE L'OUVRAGE

2.1 INTRODUCTION :

L'une de phase la plus déterminante dans un projet de construction est la phase de conception et de modélisation d'une structure, celle-ci doit être traitée dans les premières lignes d'étude du projet.

2.2 CONCEPTION ARCHITECTURALE :

Notre bâtiment est de forme irrégulière (forme L) composé d'un RDC et 7 étages. Dont tous les niveaux seront destinés pour habitation.

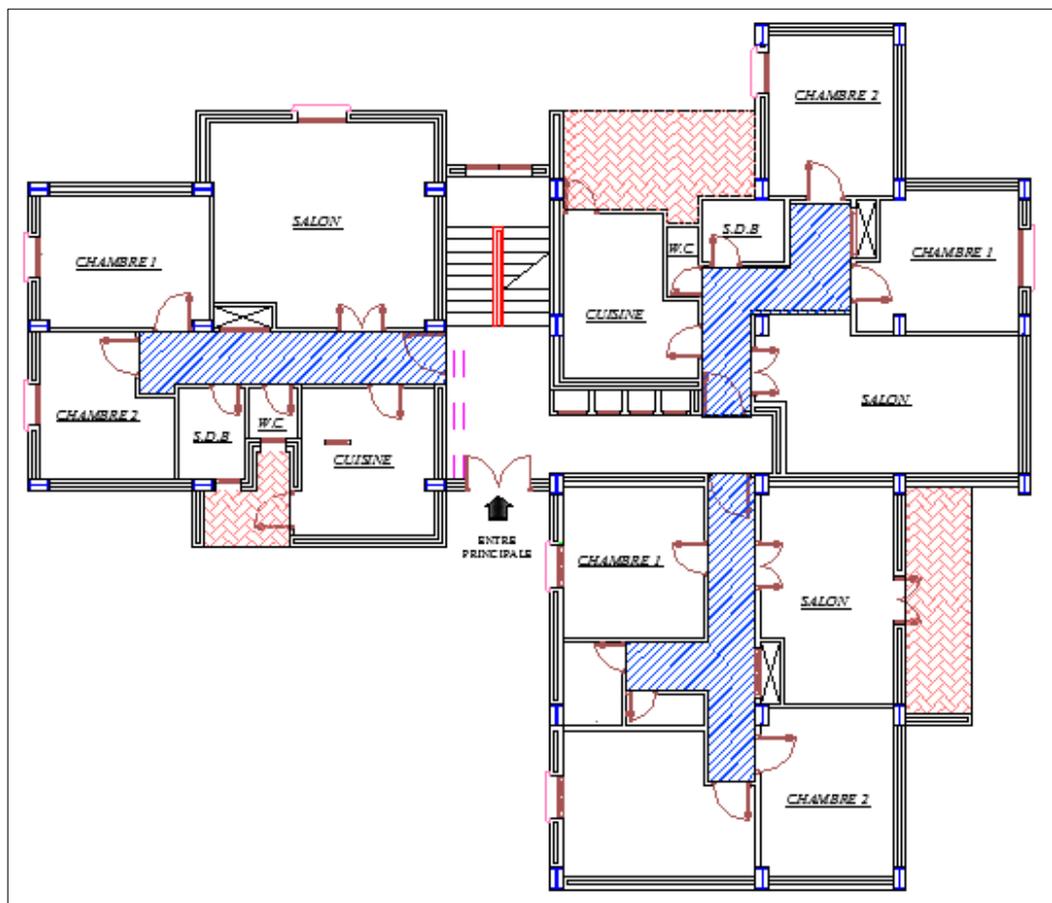


Figure 2.1: vue en plan du RDC

2.3 CONCEPTION STRUCTURALE :

2.3.1 Structure horizontale :

Elle désigne le plancher, qui constitue la poutraison et la dalle ainsi que des revêtements inférieur (faux-plafond) et supérieur (isolation, chape, sol), et qui a pour fonction porteuse principale de supporter les charges verticales qui lui sont appliquées et de les transmettre aux appuis (les poteaux).

Un autre rôle porteur important est celui que les planchers jouent dans la transmission des forces horizontales : ils conduisent aux contreventements verticaux ou au noyau central les forces dues au vent et aux séismes et agissent ainsi comme contreventements horizontal de la structure porteuse du bâtiment (fonction diaphragme).

Leur fonction protectrice concerne les protections comme le bruit (isolation phonique), le feu (fonction coupe-feu), la chaleur (isolation thermique) et humidité (étanchéité, par-vapeur).

C'est aussi dans la hauteur du plancher que les conduits horizontaux destinées à alimenter le bâtiment et l'étage concerné en fluide et énergie pour les besoins du chauffage, de la ventilation, du sanitaire, de l'électricité et de la télématique.

En fin, c'est le plancher qui délimite optiquement et matériellement les faces horizontales supérieures et inférieures des locaux.

De point de vue de sa construction, un plancher est composé de trois parties :

- Le système porteur, comprenant la poutraison et la dalle.
- La partie supérieure, comprenant isolation, étanchéité, chape et revêtement de sol
- La partie inférieure, comprenant le plafond (faux-plafond ou revêtement de la surface des poutres et de la dalle) et l'espace vide éventuel entre le faux plafond et la poutre.

Les plancher sont des éléments répétitifs dans la structure d'un bâtiment élevé ; il est donc avantageux de prévoir des planchers de faible hauteur, de faible poids et de montage rapide.

Le bâtiment contient deux sortes de planchers un plancher courant et un plancher terrasse inaccessible.

2.3.1.1 Plancher mixte :

2.3.1.1.1 Introduction :

On appelle un plancher mixte une dalle en béton sur des poutres en acier auxquelles elle est solidaire. L'idée est venue d'associer deux matériaux complémentaires :

- ✓ Le béton qui résiste bien à la compression et mal à la traction.
- ✓ L'acier qui résiste à la traction et à la compression.

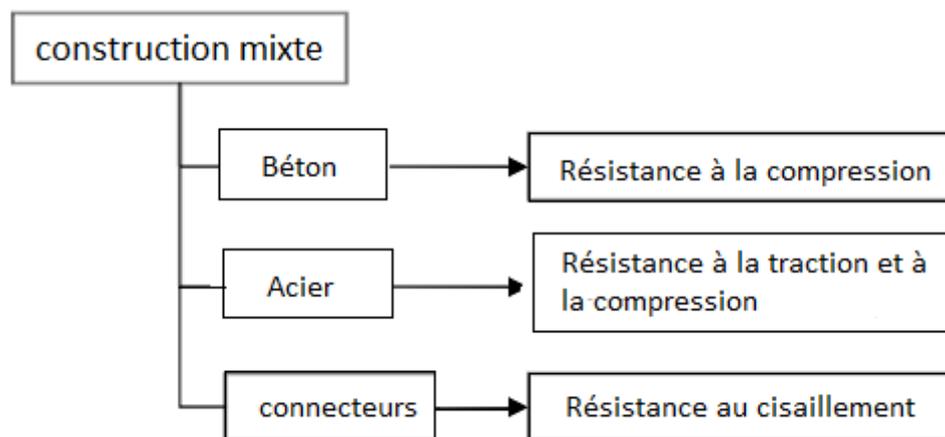


Figure 2-2 : Schéma simple pour construction mixte

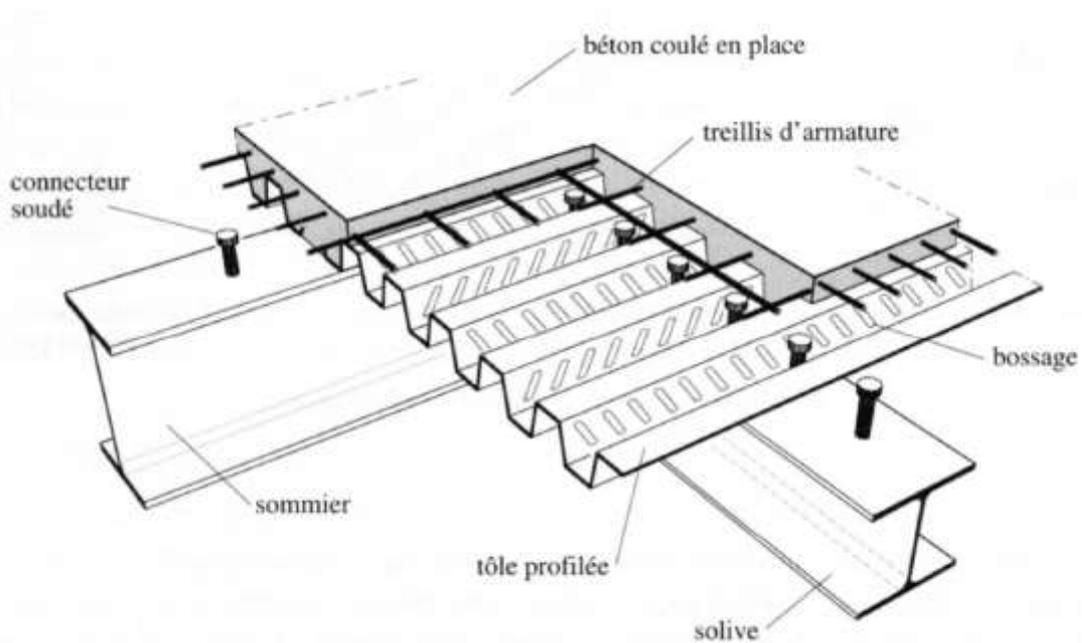


Figure 2-3 : Schéma représentatif du plancher collaborant

Les conditions à vérifier sont :

- **En phase de construction :**

La résistance à l'ELU sous le poids propre de la poutre, poids propre de la dalle, poids du bac d'acier et de la charge de chantier, en général sans étai.

La flèche ELS sous charge permanente, qui représentera la flèche initiale.

- **En phase d'exploitation :**

- La résistance de flexion en ELU sous les charges permanentes et d'exploitation.
- La résistance en ELU à l'effort tranchant.
- La résistance en ELU de la liaison acier-béton.
- Les effets du retrait en ELS.
- La déformation en ELS sous charge permanentes et d'exploitation, et retrait dans certains cas.

2.3.1.1.2 Dalle de béton :

Épaisseur minimum de la dalle est imposée par les conditions au feu. Elle est généralement comprise entre 100mm et 200mm.

Le rapport de la portée de la dalle et sa hauteur (L/h_d) n'est pas restrictive néanmoins. Les rapports suivants sont les plus utilisées afin de délimiter les flèches

- $L/h_d \leq 35$ pour béton normal
- $L/h_d < 30$ pour béton léger

2.3.1.1.3 Bac d'acier :

Les bacs collaborant sont généralement utilisés pour des portées entre solives variant de 2 m à 7 m avec une épaisseur de dalle variante dans un bâtiment courant de 8 à 30 cm. La largeur maximale des bacs est de 1 m. les épaisseurs de tôle varient de 0.75 mm à 1.2 mm Les portées de plancher lui-même peuvent atteindre 18 m, avec épaisseur de plancher de 95 cm seulement, faux plafond, dalle et dalle et faux plancher compris.

Les bacs peuvent être posés et fixés :

- Sur poutre.
- Sur des cornières soudées sur l'âme de la poutre. (Dans ce cas il convient de gruger l'aile supérieure pour permettre l'insertion du bac entre les âmes des poutres).

- Lors du coulage du béton, la rive du plancher est bordée par une costière en acier galvanisé, appelée « bande d'arrêt de coulage », de la hauteur du plancher collaborant pour contenir le béton au niveau fini du plancher à réaliser.

Dans des locaux industriels ou tertiaires simples, la sous-face du bac acier simplement galvanisée ou pré-laquée peut rester apparente.

Pour notre cas on a opté pour le Hi-Bond 55 il permet :

- D'assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.
- De constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton.
- D'éviter souvent la mise en place des étais et gagner du temps.

2.3.1.1.4 Connexion poutre-dalle :

Le fonctionnement de façon monolithique d'un tel plancher n'est possible que si la connexion entre la poutre métallique et le béton se fait sans glissement. C'est pourquoi, on est obligé de disposer des éléments de liaison appelés connecteurs, du type goujons Nelson, connecteurs robinson, équerres, plats, crochets, etc.

Ces connecteurs ont pour rôles :

- De recevoir de la part de la poutre métallique un effort de cisaillement qu'il transmet au béton pas butée ; cet effort correspond à l'effort de glissement, c'est-à-dire à la variation de compression du béton due à la flexion.
- D'empêcher un soulèvement du béton, cet effort de soulèvement est donné par l'EC4 comme n'étant pas inférieur à 10% de sa résistance ultime au glissement

Pour notre cas on a opté pour des goujons Nelson (Goujon d'ancrage/connecteur).

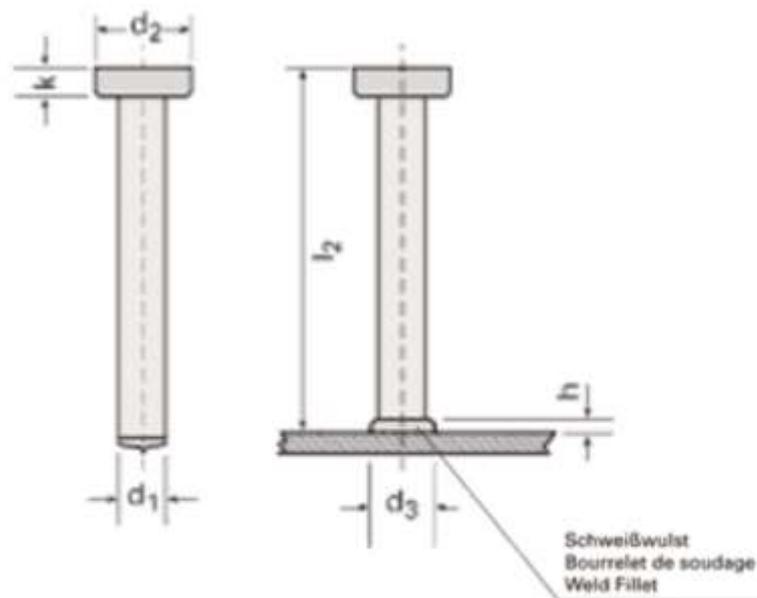


Figure 2-5 : représentation des goujons

Werkstoff: S235 J2G3+C450, Matière: S235 J2G3+C450, Material: S235 J2G3+C450

Ø	l ₂	Bezahl-	Stück-	Gewichte			Kerambrüg			Beton-	Kerambrüg-	Fußplatte			
		nr.	Fuß-	Sewichte			normal						Mandrin	Führer	Sensels
		No	Pfece/	Poids	d ₁	d ₂	d ₃	k	h						
de pièce	normes	kg	mm	mm	mm	mm	mm	normal	réflectaire	réflectaire					
Part	Piece/	Weight													
No.	barrel	(kg/100)								Check	Ferrule Grip	Foot Assembly			
1/4" (Ø)	50	15-04-17	10.000	1,6	6,35	12,7	9,7	4,7	3,0	KSN 1/4"	25-47-00	65-40-00	NS 20: 36-05-00		
1/4" (Ø)	65	15-04-66	8.000	2,0	6,35	12,7	9,7	4,7	3,0	KSN 1/4"	25-47-00	65-40-00	NS 40: 36-06-14		
1/4" (Ø)	100	15-05-79	4.500	2,8	6,35	12,7	9,7	4,7	3,0	KSN 1/4"	25-47-00	65-40-00			
3/8" (1Ø)	50	15-04-62	4.500	4,1	9,52	19,05	12,5	7,1	4,0	KSN 3/8"	25-48-00	65-41-00	NS 20: 36-05-00		
3/8" (1Ø)	75	15-15-37	3.300	5,4	9,52	19,05	12,5	7,1	4,0	KSN 3/8"	25-48-00	65-41-00	NS 40: 36-06-14		
3/8" (1Ø)	100	15-04-68	2.400	6,8	9,52	19,05	12,5	7,1	4,0	KSN 3/8"	25-48-00	65-41-00			
3/8" (1Ø)	125	15-29-20	1.800	8,2	9,52	19,05	12,5	7,1	4,0	KSN 3/8"	25-48-00	65-41-00			
3/8" (1Ø)	150	15-11-31	1.400	9,5	9,52	19,05	12,5	7,1	4,0	KSN 3/8"	25-48-00	65-41-00			
3/8" (1Ø)	175	15-41-34	1.000	10,8	9,52	19,05	12,5	7,1	4,0	KSN 3/8"	25-48-00	65-41-00			
1/2" (1Ø)	25	15-16-07	4.000	5,2	12,7	25,4	17,0	8,0	5,0	KSN 1/2"	92-02-03	65-36-00	NS 20: 36-06-00		
1/2" (1Ø)	50	15-04-71	2.500	7,7	12,7	25,4	17,0	8,0	5,0	KSN 1/2"	92-02-03	65-36-00	NS 40: 36-06-15		
1/2" (1Ø)	75	15-04-72	1.800	10,2	12,7	25,4	17,0	8,0	5,0	KSN 1/2"	92-02-03	65-37-00			
1/2" (1Ø)	100	15-04-73	1.400	12,7	12,7	25,4	17,0	8,0	5,0	KSN 1/2"	92-02-03	65-37-00			
1/2" (1Ø)	125	15-04-74	1.100	15,2	12,7	25,4	17,0	8,0	5,0	KSN 1/2"	92-02-03	65-37-00			
1/2" (1Ø)	150	15-21-10	800	17,7	12,7	25,4	17,0	8,0	5,0	KSN 1/2"	92-02-03	65-37-00			
1/2" (1Ø)	175	15-28-87	700	20,2	12,7	25,4	17,0	8,0	5,0	KSN 1/2"	92-02-03	65-37-00			
5/8" (1Ø)	35	15-28-02	2.000	9,2	15,87	31,7	21,0	8,0	7,0	KSN 16	25-50-00	65-39-00			
5/8" (1Ø)	50	15-25-20	1.500	11,7	15,87	31,7	21,0	8,0	7,0	KSN 16	25-50-00	65-39-00			
5/8" (1Ø)	75	15-04-77	1.200	15,0	15,87	31,7	21,0	8,0	7,0	KSN 16	25-50-00	65-39-00	NS 20: 36-06-00		
5/8" (1Ø)	100	15-04-78	900	18,5	15,87	31,7	21,0	8,0	7,0	KSN 16	25-50-00	65-39-00	NS 40: 36-06-15		
5/8" (1Ø)	125	15-04-79	700	24,2	15,87	31,7	21,0	8,0	7,0	KSN 16	25-50-00	65-39-00			
5/8" (1Ø)	150	15-04-80	600	27,2	15,87	31,7	21,0	8,0	7,0	KSN 16	25-50-00	65-39-00			
5/8" (1Ø)	175	15-28-95	500	31,1	15,87	31,7	21,0	8,0	7,0	KSN 16	25-50-00	65-39-00			
5/8" (1Ø)	200	15-15-01	400	35,8	15,87	31,7	21,0	8,0	7,0	KSN 16	25-50-00	65-39-00			
3/4" (1Ø)	50	15-04-88	1.250	16,1	19,05	31,7	24,0	10,0	9,0	KSN 19	25-50-00	65-39-00	NS 20: 36-06-00		
3/4" (1Ø)	60	15-04-89	1.100	17,6	19,05	31,7	24,0	10,0	9,0	KSN 19	25-50-00	65-39-00			
3/4" (1Ø)	75	15-04-90	950	21,0	19,05	31,7	24,0	10,0	9,0	KSN 19	25-50-00	65-39-00			
3/4" (1Ø)	90	15-04-91	850	22,1	19,05	31,7	24,0	10,0	9,0	KSN 19	25-50-00	65-39-00			
3/4" (1Ø)	100	15-04-92	700	26,8	19,05	31,7	24,0	10,0	9,0	KSN 19	25-50-00	65-39-00			
3/4" (1Ø)	125	15-04-93	600	32,2	19,05	31,7	24,0	10,0	9,0	KSN 19	25-50-00	65-39-00			
3/4" (1Ø)	150	15-04-94	500	37,0	19,05	31,7	24,0	10,0	9,0	KSN 19	25-50-00	65-39-00			
3/4" (1Ø)	175	15-17-95	400	43,4	19,05	31,7	24,0	10,0	9,0	KSN 19	25-50-00	65-39-00			
3/4" (1Ø)	200	15-37-55	350	51,8	19,05	31,7	24,0	10,0	9,0	KSN 19	25-50-00	65-39-00			

Werkstoff: S235 J2G3+C450, Matière: S235 J2G3+C450, Material: S235 J2G3+C450

Ø	l ₂	Bezahl-	Stück-	Gewichte			Kerambrüg			Beton-	Kerambrüg-	Fußplatte			
		nr.	Fuß-	Sewichte			normal						Mandrin	Führer	Sensels
		No	Pfece/	Poids	d ₁	d ₂	d ₃	k	h						
de pièce	normes	kg	mm	mm	mm	mm	mm	normal	réflectaire	réflectaire					
Part	Piece/	Weight								Check	Ferrule Grip	Foot Assembly			
No.	barrel	(kg/100)													
7/8" (2Ø)	75	15-04-95	700	27,6	22,22	34,9	28,0	10,0	10,0	KSN 22	25-51-00	65-30-00	NS 20: 36-06-00		
7/8" (2Ø)	90	15-04-97	600	32,7	22,22	34,9	28,0	10,0	10,0	KSN 22	25-51-00	65-30-00			
7/8" (2Ø)	100	15-04-98	550	36,0	22,22	34,9	28,0	10,0	10,0	KSN 22	25-51-00	65-30-00			
7/8" (2Ø)	125	15-04-99	450	44,2	22,22	34,9	28,0	10,0	10,0	KSN 22	25-51-00	65-30-00			
7/8" (2Ø)	150	15-05-00	350	52,4	22,22	34,9	28,0	10,0	10,0	KSN 22	25-51-00	65-30-00			
7/8" (2Ø)	175	15-05-01	310	60,6	22,22	34,9	28,0	10,0	10,0	KSN 22	25-51-00	65-30-00			
7/8" (2Ø)	200	15-45-47	250	66,4	22,22	34,9	28,0	10,0	10,0	KSN 22	25-51-00	65-30-00			
7/8" (2Ø)	250	15-45-49	200	81,3	22,22	34,9	28,0	10,0	10,0	KSN 22	25-51-00	65-30-00			
7/8" (2Ø)	300	15-45-50	170	96,3	22,22	34,9	28,0	10,0	10,0	KSN 22	25-51-00	65-30-00			
7/8" (2Ø)	350	15-45-51	-	111,3	22,22	34,9	28,0	10,0	10,0	KSN 22	25-51-00	65-30-00			
7/8" (2Ø)	400	15-48-11	-	126,3	22,22	34,9	28,0	10,0	10,0	KSN 22					
7/8" (2Ø)	525	15-45-55	-	162,7	22,22	34,9	28,0	10,0	10,0	KSN 22					
1" (2Ø)	100	15-71-08	-	49,4	25,40	40,9	30,5	12,7	10,0	KSN 25	27-60-09	65-54-31	NS 20: 36-06-33		
1" (2Ø)	125	15-70-27	-	59,3	25,40	40,9	30,5	12,7	10,0	KSN 25	27-60-09	65-54-31			
1" (2Ø)	150	15-69-29	-	69,3	25,40	40,9	30,5	12,7	10,0	KSN 25	27-60-09	65-54-31			
1" (2Ø)	175	15-70-75	-	79,2	25,40	40,9	30,5	12,7	10,0	KSN 25	27-60-09	65-54-31			
1" (2Ø)	200	15-70-98	-	89,1	25,40	40,9	30,5	12,7	10,0	KSN 25	27-60-09	65-54-31			
1" (2Ø)	250	15-70-76	-	109,4	25,40	40,9	30,5	12,7	10,0	KSN 25	27-60-09	65-54-31			

Werkstoff: 1.4301 / 1.4303, Matière: acier inoxydable, Material: Stainless Steel

Ø	l ₂	Bezahl-	Stück-	Gewichte			Kerambrüg			Beton-	Kerambrüg-	Fußplatte			
		nr.	Fuß-	Sewichte			normal						Mandrin	Führer	Sensels
		No	Pfece/	Poids	d ₁	d ₂	d ₃	k	h						
de pièce	normes	kg	mm	mm	mm	mm	mm	normal	réflectaire	réflectaire					
Part	Piece/	Weight								Check	Ferrule Grip	Foot Assembly			
No.	barrel	(kg/100)													
1/4" (Ø)	50	15-04-95	10.000	1,6	6,35	12,7	9,0	4,7	3,0	KSN 1/4"	25-47-00	65-40-00	NS 20: 36-05-00		
1/4" (Ø)	65	15-24-62	8.000	2,0	6,35	12,7	9,0	4,7	3,0	KSN 1/4"	25-47-00	65-40-00	NS 40: 36-06-14		
3/8" (1Ø)	50	15-21-13	4.500	4,1	9,52	19,05	12,5	7,1	4,0	KSN 3/8"	25-48-00	65-41-00	NS 20: 36-05-00		
3/8" (1Ø)	75	15-32-98	3.300	5,4	9,52	19,05	12,5	7,1	4,0	KSN 3/8"	25-48-00	65-41-00	NS 40: 36-06-14		
3/8" (1Ø)	100	15-24-78	2.400	6,8	9,52	19,05	12,5	7,1	4,0	KSN 3/8"	25-48-00	65-41-00			
1/2" (1Ø)	50	15-40-55	2.500	7,7	12,7	25,4	17,0	8,0	5,0	KSN 1/2"	92-02-03	65-36-00	NS 20: 36-06-00		
1/2" (1Ø)	75	15-24-19	1.800	10,2	12,7	25,4	17,0	8,0	5,0	KSN 1/2"	92-02-03	65-37-00	NS 40: 36-06-15		
1/2" (1Ø)	100	15-24-11	1.400	12,7	12,7	25,4	17,0	8,0	5,0	KSN 1/2"	92-02-03	65-37-00			
1/2" (1Ø)	125	15-36-18	1.100	15,2	12,7	25,4	17,0	8,0	5,0	KSN 1/2"	92-02-03	65-37-00			
5/8" (1Ø)	50	15-47-39	1.500	11,7	15,87	31,7	21,0	8,0	7,0	KSN 16	25-50-00	65-39-00			
5/8" (1Ø)	75	15-56-17	1.200	15,0	15,87	31,7	21,0	8,0	7,0	KSN 16	25-50-00	65-39-00	NS 20: 36-06-00		
5/8" (1Ø)	100	15-32-51	900	19,6	15,87	31,7	21,0	8,0	7,0	KSN 16	25-50-00	65-39-00			
5/8" (1Ø)	125	15-47-41	700	23,4	15,87	31,7	21,0	8,0	7,0	KSN 16	25-50-00	65-39-00			
5/8" (1Ø)	150	15-47-42	600	27,3	15,87	31,7	21,0	8,0	7,0	KSN 16	25-50-00	65-39-00			

Figure 2-6 : abaque pour les goujons

2.3.2 Structure verticale :

2.3.2.1 Système de stabilité :

Partie d'une structure, comprenant un ensemble d'éléments structuraux directement assemblés et dimensionnés pour agir ensemble à fin de résister aux charges. La structure est constituée des poteaux en HE, poutres en IPE et contreventé par des palées de stabilité en X.

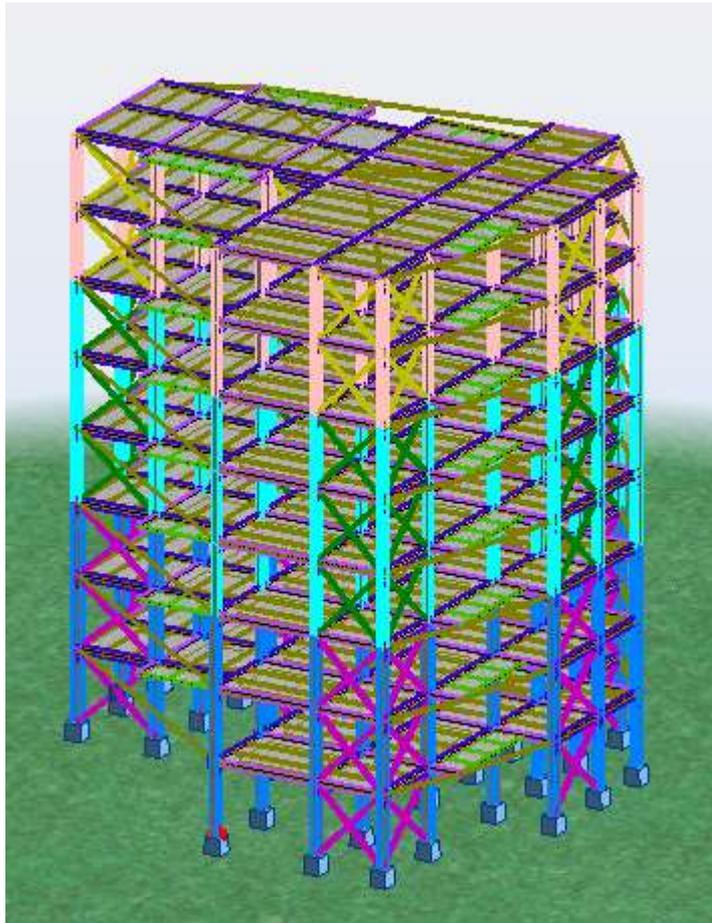


Figure 2-7 : Vue générale de bâtiment

Chapitre 3 :

HYPOTHESE DES CHARGES

3.1 INTRODUCTION :

N'importe quelle structure est sollicitée à différents type de charge (permanent, d'exploitation) y compris les effets climatiques .Dans ce chapitre on va définir leurs valeurs à l'aide du document technique [1] et [4].

3.2 CHARGES PERMANENTES

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

3.2.1 Plancher courant :

Tableau 3-1: Charge permanente de plancher courant

Type	P (kN/m ³)	e (m)	G (kN/m ²)
Cloison	—	0.1	1
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Revêtement en carrelage	—	0.02	0.4
Faux plafond	—	—	0.3
Dalle BA	25	0.12	3
Bac d'acier (HI-BOND55)	—	—	0.12
climatisation	—	—	0.4
			$\sum G = 5,62$

3.2.2 Plancher terrasse inaccessible :

Tableau 3-2: Charge permanente de la terrasse inaccessible

Type	P (kN/m ³)	e (m)	G (kN/m ²)
Etanchéité multi couche	—	0.02	0.12
Faux plafond	—	—	0.3
Dalle BA	25	0.12	3
Bac d'acier (HI-BOND55)	—	—	0.12
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Gravillons de protection	—	0.04	0.8
Béton en forme de pente 1%	—	—	2.2
			$\sum G = 6,7$

3.3 CHARGES D'EXPLOITATION :

Elles Correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquentent l'immeuble.

Pour cela il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique [4].

➤ Plancher terrasse inaccessible	1 kN/m ²
➤ Plancher courant (usage d'habitation)	1.5 kN/m ²
➤ Escalier	2.5 kN/m ²
➤ balcon	3.5 kN/m ²

3.4 EFFET DE LA NEIGE :

L'accumulation de la neige sur la toiture du bâtiment produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure. Le règlement RNV/version 2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

Notre projet se trouve à une altitude de 272 m.

3.4.1 Calcul des charges de la neige :

$$S = \eta \cdot S_K : [\text{kN/m}^2] \quad (\text{\S}3.1.1 \text{ RNV2013})[1]$$

- S_K (en kN/m^2) est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.
- μ est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

Le bâtiment étudiée est située à Blida, qui correspond à la zone A selon la classification de RNV2013.

La valeur de S_K en kN/m^2 est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude H en m du site considéré :

$$S_k = \frac{0.07 \times H + 15}{100} \quad (\text{\S}4.[1])$$

Avec $H = 272 \text{ m}$ $S_k = 0.3404 \text{ kN/m}^2$

Le projet ne présente pas des discontinuités de niveaux, et on a une pente de 1% comprise entre 0° et 30° donc : $\mu = 0,8$ ce qui donne $S = 0,27 \text{ kN/m}^2$

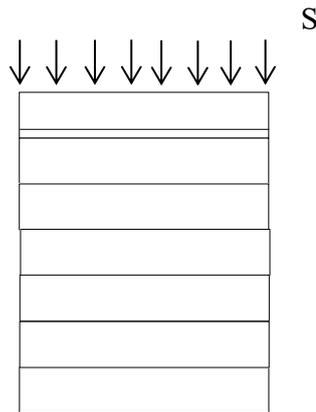


Figure 3-1 : Action de la neige

3.5 EFFET DU VENT :

L'effet du vent sur une construction a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour Cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles. Cette étude a pour objet de modéliser cette action sous forme de chargements.

Le calcul sera mené conformément au règlement Neige et vent « 2013 » Ce document technique réglementaire (**DTR [1]**) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- ✓ La direction.
- ✓ L'intensité.
- ✓ La région.
- ✓ Site d'implantation de la structure et de son environnement.
- ✓ La forme géométrique et des ouvertures de la structure.

3.5.1 Données relative du site :

- catégorie du terrain VI (Tab 2.4. [1])
- site plat $C_t = 1$ (Tab 2.5. [1])
- zone du vent I (ANNEXE.1. [1])
- $q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$ (Tab 2.2. [1])

D'après Tableau 2.4. [1] :

- facteur de terrain $K_T = 0,234$
- paramètre de rugosité $Z_0 = 1\text{m}$
- la hauteur minimale $Z_{min} = 10\text{m}$
- $\varepsilon = 0,67$

3.5.2 Calcul de la pression due au vent :

Selon le règlement [1], le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions du vent, et perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage.

3.5.2.1 Pression dynamique de point :

La pression dynamique de pointe $q_p(Z_e)$ est donné par :

$$q_p(Z_e) = q_{réf} \times C_e(Z_e)$$

$$q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$$

C_e : Le coefficient d'exposition au vent

- **Coefficient d'exposition $C_e(Z_e)$:**

Le coefficient d'exposition au vent tient compte aux effets de rugosité du terrain, de la topographie de site et de la hauteur au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulence du vent.

$C_e(z)$ est donné par (2.4.2. [1]) :

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

$C_r(Z)$: Coefficient de rugosité (2.4.4. [1])

$$\left[\begin{array}{ll} C_r(Z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) & \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200\text{m} \\ C_r(Z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) & \text{pour } Z < Z_{min} \end{array} \right.$$

$C_t(Z)$: Coefficient de topographie $C_t=1$ (2.4.5. [1])

$I_V(Z)$: Intensité de la turbulence (2.4.6. [1])

$$\begin{cases} I_V(Z) = \frac{1}{C_t(Z) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} & \text{pour } Z > Z_{\min} \\ I_V(Z) = \frac{1}{C_t(Z) \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right)} & \text{pour } Z \leq Z_{\min} \end{cases}$$

Z (en m) : hauteur considérée

Tableau 3-3: Valeurs des pressions dynamiques

Z_e (m)	C_t	C_r	I_V	C_e	$q_{\text{réf}}$	$q_p(Z_e)$
23.95	1	0.743	0.315	1.76	375	660
27.2		0.773	0.303	1.86	375	697.5

3.5.3 Direction du vent V1 :

3.5.3.1 Calcul de la pression due au vent :

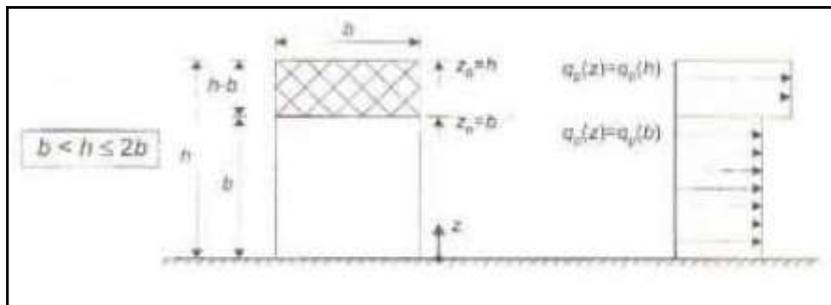


Figure 3-2 hauteur de référence Z_e et profile correspondant de la pression dynamique.

3.5.3.1.1 Calcul de la pression aérodynamique :

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

$$W(Z_j) = q_p(Z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad (\text{N/m}^2) \text{ (2.5.2. [1])}$$

• Calcul des coefficients de pressions extérieurs C_{pe} (5.1. [1])

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$\begin{cases} C_{pe} = C_{pe,1} & \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log 10(S) & \text{si } 1 \text{ m}^2 \leq S \leq 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe,10} & \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2 \end{cases}$$

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$ donc $C_{pe} = C_{pe,10}$

a. Paroi vertical :

b : La dimension perpendiculaire à la direction du vent V1 ; $b = 23,95\text{m}$.

d : La dimension parallèle à la direction du vent V1 ; $d=20,71\text{m}$.

$$e = \min [b ; 2h] = \min [23.95 ; 54.4]$$

$$e = 23.95 \text{ m}$$

$$d \leq e$$

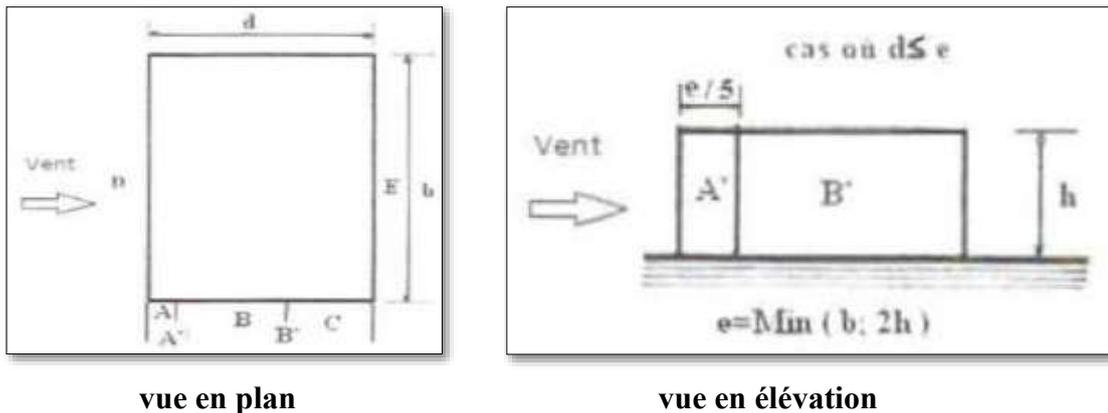


Figure 3-3 légendes pour les parois verticales pour V1

Tableau 3-4: Coefficients de pression extérieure des parois verticales.

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

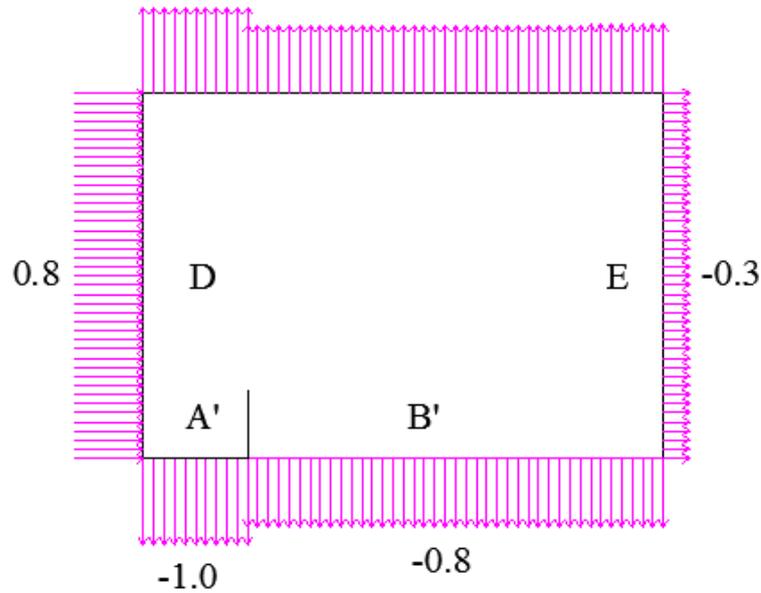


Figure 3-4 Division de la paroi (sens V1).

b. Toiture plate :

Les toitures plates sont celles dont l'angle de la pente est inférieur ou égale à 5°.

La hauteur de l'acrotère $h_p = 0,6$ m

Avec $\frac{h_p}{h} = 0,022 \approx 0,025$

$e = \min [b ; 2h] = \min [23.95 ; 54.4]$

$e/4 = 5.99$ m

$e/10 = 2.39$ m

$e/2 = 11,97$ m

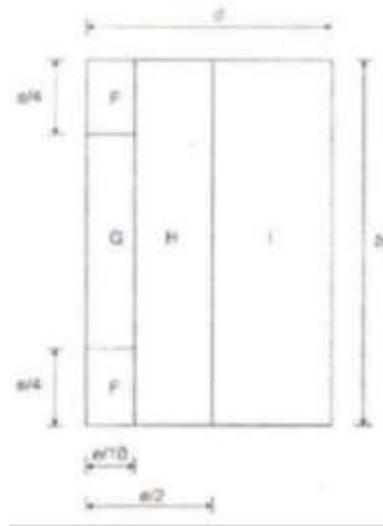


Figure 3-5: Division de la toiture V1.

Tableau 3-5: Coefficients de pression extérieure De toiture plate.

Zone	F	G	H
$C_{pe.10}$	-1.6	-1.1	-0.7

- Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

$C_{pi} = 0$ On suppose que toutes les ouvertures sont fermées et cela durant l'action du vent.

3.5.3.2 Valeur de la pression statique du vent :

Les résultats des pressions sont établis dans les tableaux ci-dessous :

- Pression de vent sur zone D :

Tableau 3-6: Valeurs des pressions W sur la zone D.

zone	Z (m)	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$W_e(N/m^2)$
D	27.2	697.5	+0.8	0	558

- Pression de vent sur les zones A', B' :

à $Z = 23.95$ m :

Tableau 3-7: Valeurs des pressions W sur la zone A'et B' à 23.95m.

Zone	Z (m)	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$W(N/m^2)$
A'	23.95	660	-1	0	-660
B'			-0.8		-528

à $Z = 27.20$ m :

Tableau 3-8: Valeurs des pressions W sur la zone A'et B' à 27.20 m

Zone	Z (m)	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$W(N/m^2)$
A'	27.20	697.5	-1	0	-697.5
B'			-0.8		-558

- Pression de vent sur zone E :

Tableau 3-9: Valeurs des pressions W sur la zone E.

zone	Z (m)	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$W(N/m^2)$
D	27.2	697.5	+0.8	0	558

- **Pression de vent sur Toiture plate :**

Tableau 3-10: Valeurs de pressions W sur la zone F, G et H.

Zone	Z (m)	q_p	C_{pe}	C_{pi}	W(N/m ²)
F	27.20	697.5	-1.6	0	-1116
G			-1.1		-767.25
H			-0.7		-488.25

3.5.4 Direction du vent V2 :

3.5.4.1 Calcul de la pression due au vent :

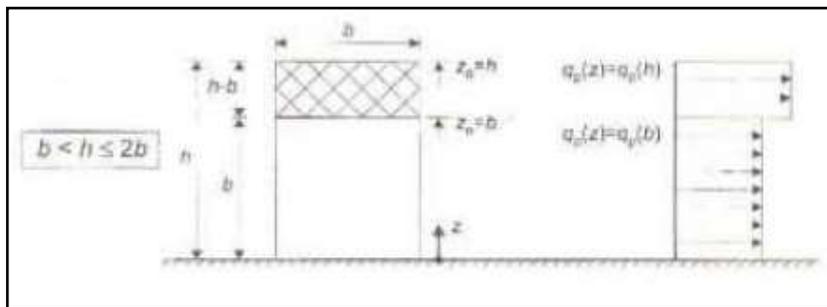


Figure 3-6 hauteur de référence z_e et profile correspondant de la pression dynamique

III.5.4.1.1 Détermination de la pression aérodynamique :

- **Calcul des coefficients de pressions extérieures (5.1. [1]) :**

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$\begin{cases} C_{pe} = C_{pe,1} & \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) & \text{si } 1 \text{ m}^2 \leq S \leq 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe,10} & \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2 \end{cases}$$

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$ donc $C_{pe} = C_{pe,10}$

a. Paroi verticale

b : La dimension perpendiculaire à la direction du vent V2 ; $b = 20,71 \text{ m}$.

d : La dimension parallèle à la direction du vent V2 ; $d=23,95 \text{ m}$.

$e = \min [b ; 2h] = \min [20,71 ; 54,4] e = 20,71 \text{ m}$

$e/5 = 4,14 \text{ m}$

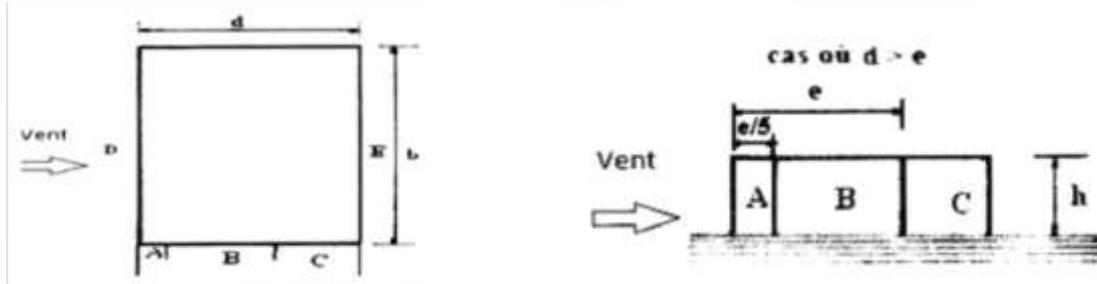


Figure 3-7 : légende pour les parois verticales pour V2.

$d > e$ La paroi est divisée en 5 zones de pression A, B, C, D et E.

Tableau 3-11 coefficients de pression extérieure

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

b. Toiture plate

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 5°.

La hauteur de l'acrotère $h_p = 0.6$ m

Avec : $\frac{h_p}{h} = 0,022 \approx 0,025$

$e = \min [b ; 2h] = \min [20,71 ; 54,4] e = 20,71$ m

$e/2 = 10.35$ m

$e/4 = 5.18$ m

$e/10 = 2.07$ m

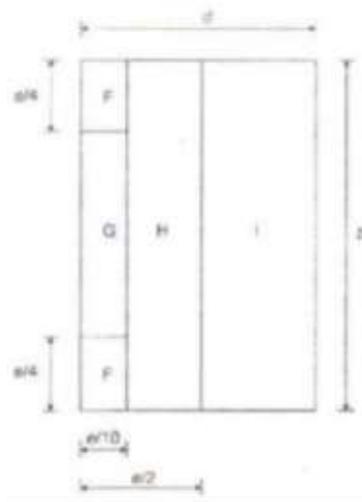


Figure 3-8 : Division de la toiture (sens V1).

Tableau 3-12: Coefficients de pression extérieure de la toiture plate.

Zone	F	G	H	I
$C_{pe.10}$	-1.6	-1.1	-0.7	± 0.2

- Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

$C_{pi} = 0$ On suppose que toutes les ouvertures sont fermées et cela durant l'action du vent.

3.5.4.2 Valeur de la pression statique du vent

- Pression de vent sur zone D :

Tableau 3-13: Valeurs des pressions W sur la zone D.

zone	Z (m)	q_p	C_{pe}	C_{pi}	W(N/m ²)
D	20.71	626,25	+0.8	0	500.2
	27.2	697.5			558

- Pression de vent sur les zones A, B, C et E

a. Z = 20.71m :

Tableau 3-14: Valeurs des pressions W sur la zone A, B, C et E de 20.71 m.

Zone	Z (m)	q_p	C_{pe}	C_{pi}	W(N/m ²)
A	20,71	626.25	-1	0	-626.25
B			-0.8		-501
C			-0.5		-313.12
E			-0.3		-187.87

a. Z = 27.20 m :

Tableau 3-15: Valeurs des pressions W sur la zone A, B, C et E de 27.20 m.

Zone	Z (m)	q_p	C_{pe}	C_{pi}	W(N/m ²)
A	27.20	697.5	-1	0	-697.5
B			-0.8		-558
C			-0.5		-348.75
E			-0.3		-202

- **Pression de vent sur toiture plate :**

Tableau 3-16: Valeurs des pressions W sur la toiture plate.

Zone	Z (m)	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$W(N/m^2)$
F	27.20	697.5	-1.6	0	-1116
G			-1.1		-767.25
H			-0.7		-488.25
I			-0.2		-139.5
I			+0.2		139.5

3.5.5 Action d'ensemble

La force exercée par le vent F_w agissant sur les éléments de construction individuels par la sommation est déterminée à l'aide de l'expression :

$$F_w = C_d \times \Sigma C_f \times q_p(Z_j) \times A_{ref} [N] \quad (2.6.1. [1])$$

C_d : Coefficient dynamique (3.1. [1])

C_f : Coefficient de force (4.1. [1])

A_{ref} : Surface élémentaire

3.5.5.1 Calcul du coefficient dynamique C_d (3.1. [1]) :

$$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_v(Z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(Z_{eq})}$$

Z_{eq} : Hauteur équivalente de la construction

$$Z_{eq} = 0.6 \times h \geq Z_{min} \quad (\text{fig.3.1. [1]})$$

$$Z_{eq} = 0,6 \times 27,20 = 16,32 \text{ m} > Z_{min} = 10 \text{ m}$$

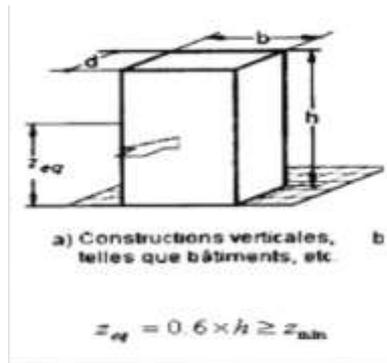


Figure 3-9: Cas de disposition des contraintes

$I_V(Z_{eq})$: Intensité de la turbulence pour $Z=Z_{eq}$

$$I_V = \frac{1}{c_t \times \ln\left(\frac{Z_{eq}}{Z_0}\right)} \text{ Pour } Z > Z_{min}$$

Q^2 : Partie quasi statique (3.3.1. [1]) :

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \times \left[\frac{(b+h)}{L_1(Z_{eq})}\right]^{0,63}}$$

$$L_1(Z) = 300 \times \left(\frac{Z}{200}\right)^\varepsilon$$

R^2 :Partie résonnante (3.3.2. [1])

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b$$

δ : Décrément logarithmique d'amortissement structural :

$$\delta = \delta_s + \delta_a$$

$$\delta_s = 0,05$$

$$\delta_a = 0$$

$$\delta = 0,05 + 0 = 0,05$$

R_N : Fonction adimensionnelle de la densité spectrale de puissance

$$R_N = \frac{6,8 \times N_x}{(1 + 10,2 \times N_x)^{5/3}} \quad (3.3.2[1])$$

N_x : Fréquence adimensionnelle dans la direction x du vent :

$$N_x = \frac{n_{1,x} \times L_i(Z_{eq})}{V_m(Z_{eq})} \quad (3.3.2[1])$$

$$V_m(Z_{eq}) = C_r(Z_{eq}) \times C_t(Z_{eq}) \times V_{réf} \quad (\text{ANNEXE 2. [1]})$$

$$C_r(Z_{eq}) = K_t \times \ln\left(\frac{Z_{eq}}{Z_0}\right) \quad \text{pour } Z_{\min} < Z_{eq} < 200$$

$$V_m(Z_{eq}) = C_r(Z_{eq}) \times C_t \times V_{réf}$$

$$V_{réf} = 25 \text{ m/s} \quad (\text{ANNEXE 2. [1]})$$

$$n_{1,x} = \frac{46}{h} [\text{HZ}], h > 50\text{m} \quad (3.3.4. [1])$$

R_h et R_b : Fonctions d'admittance aérodynamique (3.7. [1])

$$R_h = \left(\frac{1}{\eta_h}\right) - \frac{1}{2 \times \eta_h^2} \times (1 - e^{-2 \times \eta_h}) \quad \text{Pour } \eta_h > 0$$

$$R_b = \left(\frac{1}{\eta_b}\right) - \frac{1}{2 \times \eta_b^2} \times (1 - e^{-2 \times \eta_b}) \quad \text{Pour } \eta_b > 0$$

$$\eta_h = \frac{4,6 \times N_x \times h}{L_i(Z_{eq})} ; \eta_b = \frac{4,6 \times N_x \times b}{L_i(Z_{eq})}$$

- **Calcul de facteur de pointe « g » :**

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}}$$

- **Calcul de la fréquence moyenne :**

$$v = \eta_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0,08 [\text{Hz}] \quad (3.12. [1])$$

3.5.5.1.1 Calcul de C_d pour les deux directions du vent V1 et V2

Tableau 3-17: Coefficient dynamique de direction V1 et V2.

direction du vent	V_1	V_2
h	27,20	27,20
b	23,95	20,71
L_i	78,81	78,81
Q_2	0,59	0,60
$\eta_{1,x}$	1,69	1,69
V_m	19,32	19,32
N_x	5,79	5,79
R_N	0,04	0,04
R_h	0,074	0,074
R_b	0,084	0,096
R2	0,026	0,030
ν	0,348	0,369
g	3,452	3,469
I_v	0,358	0,358
C_d	0,84	0,85

3.5.5.2 Calcul de coefficient de force

$$C_f = C_{f0} \times \psi_\lambda \quad (4.1. [1])$$

C_f : Coefficient de force des constructions en considérant un élancement effectif infini

ψ_λ : Facteur d'élancement donné par (Figure 4.1 RNV 2013) en fonction de l'élancement effectif

3.5.5.2.1 Direction V1 :

$C_{f0} = 2.4$ (Figure 4.4 /4.2. [1])

$$\lambda_e = \min \left(1,4 \times \frac{1}{b}; 70 \right) \text{ (Tableau 4.1 §4.1.2 [1])}$$

$$= \min \left(1,4 \times \frac{23,95}{20}; 70 \right) = 1,68$$

Pour $\varphi = 1$ (construction fermée) et $\psi_\lambda = 0,61$ (4.1.1 [1])

$C_f = 2,4 \times 0,61$

$C_f = 1,46$

3.5.5.2.2 Direction V2

$C_{f,0} = 1,9$ (Figure 4.4 /4.2. [1])

$$\lambda_e = \min \left(1,4 \times \frac{1}{b}; 70 \right) \text{ (Tableau 4.1 §4.1.2 [1])}$$

$$= \min \left(1,4 \times \frac{23,95}{20}; 70 \right) = 1,68$$

Pour $\varphi = 1$ (construction fermée) et $\psi_\lambda = 0,61$

$C_f = 1,9 \times 0,61$

$C_f = 1,16$

- **Direction V1 :**

a. Parois verticales :

Tableau 3-18: Valeurs des forces FW sur la zone A', B', D et E de 27.20 m

Tronçon	zone	A _{réf} (m ²)	C _d	C _f	W (N/m ²)	F _w (kN)
Z = 27,20 m	A'	130,29	0,84	1,46	-697.5	-111.45
	B'	433,02			-528	-280.39
	D	563.31			558	385.49
	E	563.31			-202	-139.55
						F _w cumulée = 145.9

a. Toiture plate :

Tableau 3-19: Valeurs des forces FW sur la zone F, G et H de 27.20 m

Tronçon	zone	A _{réf} (m ²)	C _d	C _f	W (N/m ²)	F _w (kN)
Z = 27.20 m	F	14.34	0.84	1.46	-1116	-19.62
	G	28.68			-767.25	-26.99
	H	438.64			-488.25	-262.65
						F_w cumulée = -309.26

• Direction V2 :

a. Paroi verticale :

Tableau 3-20: Valeurs des forces FW sur la zone A, B, C, D et E de 20.71 m

Tronçon	zone	A _{réf} (m ²)	C _d	C _f	W (N/m ²)	F _w (kN)
Z = 20.71 m	A	99.20	0.85	1.16	-626.25	-61.25
	B	343.12			-501	-169.49
	C	67.10			-313.12	-20.72
	D	428.9			500.2	211.53
	E	428.9			-187.87	-79.45
						F_w cumulée = -119.38

Tableau 3-21: Valeurs des forces FW sur la zone A, B, C, D et E de 27.20 m

Tronçon	zone	A _{réf} (m ²)	C _d	C _f	W (N/m ²)	F _w (kN)
Z = 27.20 m	A	112.66	0.85	1.16	-697.5	-77.48
	B	450.65			-558	-247.94
	C	88.13			-348.75	-30.3
	D	651.44			558	358.41
	E	651.44			-202	-129.75
						F_w cumulée = -110.82

b. Toiture plate :**Tableau 3-22:** Valeurs des forces FW sur la zone F, G, H et I de 27.20 m.

Tronçon	Zone	A _{réf} (m ²)	C _d	C _f	W(N/m ²)	F _w (kN)
Z=27.20 m	F	10.72	0.85	1.16	-1116	-10,17
	G	21.44			-767.25	-13,98
	H	171.56			-488.25	-71,20
	I	281.55			-139.5	-33,38
	I	281.55			139.5	33,38
						F_w cumulée = -95.35

3.5.6 Effets du frottement (2.6.3. [1]) :

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

3.5.6.1 Direction V1

L'aire des surfaces parallèles au vent :

$$S_{\text{parallèle}} = 20,71 \times 27,20 \times 2 = 1126,62 \text{ m}^2$$

L'aire des surfaces perpendiculaires au vent :

$$S_{\text{perpendiculaire}} = 23,95 \times 27,20 \times 2 = 1322,88 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{parallèle}} \leq 4 \times S_{\text{perpendiculaire}}$$

$$1126,62 \text{ m}^2 < 4 \times 1322,88 = 5211,52 \text{ m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3.5.6.2 Direction V2

L'aire des surfaces parallèles au vent :

$$S_{\text{parallèle}} = 23,95 \times 27,20 \times 2 = 1302,88 \text{ m}^2$$

L'aire des surfaces perpendiculaires au vent :

$$S_{\text{perpendiculaire}} = 20,71 \times 27,20 \times 2 = 1126,62 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{parallèle}} \leq 4 \times S_{\text{perpendiculaire}}$$

$1302,88 \text{ m}^2 < 4 \times 1126,62 \text{ m}^2 = 4506,48 \text{ m}^2$ **Condition vérifiée.**

⇒ Pour les deux directions du vent l'effet du frottement est négligé.

Chapitre 4 :
PREDIMENSIONNEMENT
DES ELEMENTS

4.1 INTRODUCTION :

Ce chapitre nous permet de faire une estimation approximative de dimension des sections des éléments porteurs de notre structure (poteaux, poutres et solives).

Le pré dimensionnement des éléments est fait selon [4] et [10] en se basant sur les conditions suivantes :

- ✓ Condition de la flèche.
- ✓ La vérification faite selon la condition de résistance.

4.2 PLANCHERS COLLABORANT [10]

Le rôle essentiel des planchers, supposés infiniment rigide dans le plan horizontal est de transmettre les efforts aux éléments porteurs tels que les poutres et les poteaux.

4.2.1. Hypothèse de calcul

- ✓ Phase de construction
- ✓ Phase finale
- **Phase de construction**

Le profilé d'acier travail seul et les charges de la phase de construction sont :

- ✓ Poids propre du profilé
- ✓ Poids propre du béton frais
- ✓ Surcharge de construction (ouvrier)
- **Phase finale**

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillent ensemble.

On doit tenir compte des charges suivantes :

- ✓ Le poids propre de profilé
- ✓ Le poids propre de béton (sec)
- ✓ La surcharge d'exploitation
- ✓ Finition

CHAPITRE 4 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

4.3 PREDIMENSIONNEMENT :

4.3.1. Les solives :

Les solives Sont des poutrelles en IPE qui travaillent à la flexion simple leur écartement (la distance entre une solive et l'autre) est pratiquement compris entre 1,5 et 4 m suivant la nature du support de plancher, et la destination des locaux (bureaux ou habitation). On opte pour une distance de $L = 1.4$ m.

4.3.1.1 Prédimensionnement des solives plancher terrasse :

L (solives) = 4,95m.

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15}$$

$$198 \leq h \leq 330$$

Tableau 4-1: Dimension Caractéristique mécanique du profilé IPE 200

Désignation abrégée	poids	section	Dimensions			
	G (kg/ml)	A (mm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
IPE 200	22,40	2850,00	200,00	100,00	8,50	5,60
	Caractéristiques					
	I _y (mm ⁴) x10 ⁴	I _z (mm ⁴) x10 ⁴	W _{pl-y} (mm ³) x10 ³	i _y (mm)	i _z (mm)	
	1943,00	142,40	220,60	82,6	22,4	

○ **Phase de construction :**

Poids propre du profilé (**IPE200**) 0,224 kN/ml

Poids propre du béton frais 3 kN/m²

Poids du bac d'acier..... 0,12 kN/m²

Surcharge de construction (ouvrier)..... 0,75 kN/m²

● **Combinaison des charges :**

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q$

$$q_u = 1,35 \times [g_{poutre} + (G_b + G_a) \times 1,4] + 1,5 \times (Q \times 1,4)$$

$$q_u = 7,77 \text{ kN/ml}$$

CHAPITRE 4 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

ELS : $q_s = G + Q$

$$q_s = [g_{\text{poutre}} + (G_b + G_a) \times 1,4] + (Q \times 1,4)$$

$$q_s = 5.64 \text{ kN/ml}$$

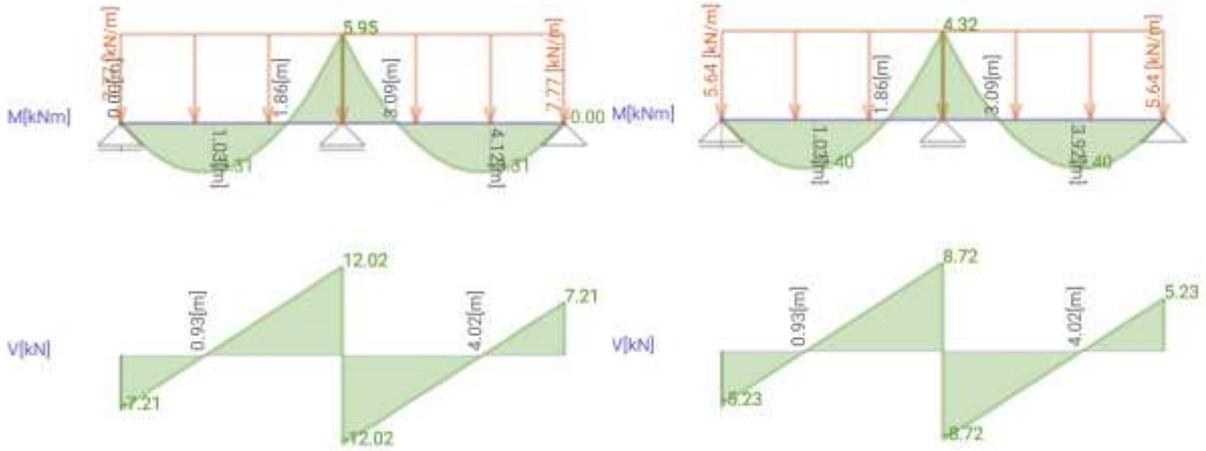


Figure 4-1: diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à ELU et ELS

- **Vérification de la flexion :**

Le profilé IPE 200 est de classe 2 donc le moment fléchissant M_{sd} doit satisfaire à la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{220,6 \times 10^3 \times 235}{1} \times 10^{-6} = 31,84 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 5,95 \text{ kN.m (Avec un étaieiment)}$$

$$5,95 \text{ kN.m} < 31,84 \text{ kN.m} \quad \text{vérifié}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{235 \times A_v}{\sqrt{3} \times 1} \times 10^{-3} = 79,95 \text{ kN}$$

$$A_v = 1,04 \times h \times t_w$$

$$A_v = 1164,8 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} = 12,02 \text{ kN}$$

$$12,02 \text{ kN} < 79,95 \text{ kN}$$

CHAPITRE 4 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

$$V_{sd} < 0,5 \cdot V_{pl,rd}$$

12,02 kN < 39,97 kN Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment

- **Vérification du déversement :**

$$M_{sd} \leq M_{b,rd}$$

IPE 200 de classe 1 ($K=1$; $C1=1,132$; $K_w=1$; $\beta_w=1$)

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{K \times L}{i_z}}{\sqrt{C_1} \times \left(\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{K \times L / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right)^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = 136,18$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w} \quad \text{Avec } \lambda_1 = 93,91 \varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,45$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$\alpha_{LT} = 0,21$ Pour les profils laminés

$$\phi_{LT} = 1,6825$$

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

$$\chi_{LT} = 0,394$$

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{b,rd} = 18,57 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 5,95 \text{ kN.m}$$

5,95 kN.m < 18,57 kN.m (Avec un étaielement) **C'est vérifiée**

- **Vérification de la rigidité :**

$$f_1^{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E \times I_y} \leq \bar{f}$$

$$f_1^{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{5,64 \times 2475^4}{2,1 \times 10^5 \times 1943 \times 10^4}$$

CHAPITRE 4 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

$$f_1^{\max} = 6,75 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250}$$

$$\bar{f} = 9,9 \text{ mm}$$

6,75 mm < $\bar{f} = 9,9$ mm C'est vérifié

○ **Phase finale :**

$$b_{\text{eff}} = \begin{cases} 2L/8 \\ b \end{cases} = \inf \begin{cases} 1,24 \text{ m} \\ 1,4 \text{ m} \end{cases}$$

$$b_{\text{eff}} = 1,24 \text{ m}$$

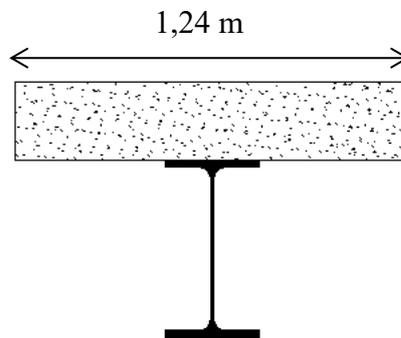


Figure 4-2: Largeur effective de la zone comprimée

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble

Les charges de la phase finale sont :

- ✓ Poids propre du profilé (**IPE200**) 0,224 kN/ml
- ✓ Charge permanente 6,7 kN/m²
- ✓ Surcharge d'exploitation 1 kN/m²
- ✓ Action de la neige 0,27 kN/m²

L'entre axe des solives 1,4 m

● **Combinaisons de charge :**

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,35 \times ((Q + S_n) \times 1,4)$$

$$q_u = 1,35 \times [g_{\text{poutre}} + G \times 1,4] + 1,35 \times ((Q + S_n) \times 1,4)$$

$$q_u = 15,36 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + 0,9 \times ((Q + S_n) \times 1,4)$$

CHAPITRE 4 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

$$q_s = [g_{\text{poutre}} + G \times 1,4] + 0,9 \times ((Q + S_n) \times 1,4)$$

$$q_s = 11,20 \text{ kN/ml}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$R_{\text{béton}} = \frac{0,85}{\gamma_b} \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_b$$

$$R_{\text{béton}} = \frac{0,85}{1,5} \times 25 \times 1240 \times 115 \times 10^{-3} \quad \text{Avec } f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$$

$$R_{\text{béton}} = 2020,17 \text{ kN}$$

$$R_{\text{acier}} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a}$$

$$R_{\text{acier}} = 2850 \times \frac{235}{1} \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{acier}} = 669,75 \text{ kN}$$

$$R_{\text{béton}} > R_{\text{acier}}$$

L'axe neutre se trouve dans la dalle de béton.

- **Vérification de la flexion :**

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$M_{plrd} = R_{\text{acier}} \times \left[\frac{h_a}{2} + h_b + h_p - \left(\frac{R_{\text{acier}}}{R_{\text{béton}}} \cdot \frac{h_b}{2} \right) \right]$$

$$M_{plrd} = 669,75 \times \left[\frac{200}{2} + 115 + 55 - \left(\frac{669,75}{2020,17} \cdot \frac{115}{2} \right) \right] \times 10^{-3}$$

$$M_{plrd} = 168,06 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{15,36 \times 4,95^2}{8}$$

$$M_{sd} = 47,04 \text{ kN}$$

47,04 kN < 168,06 kN c'est vérifié

CHAPITRE 4 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{235 \times 1164,8}{\sqrt{3} \times 1} \times 10^{-3}$$

$$A_v = 1,04 \times h \times t_w$$

$$A_v = 1164,8 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = 158,04 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{15,36 \times 4,95}{2}$$

$$V_{sd} = 78,62 \text{ kN}$$

69,62 kN < 158,04 kN **C'est vérifié**

$$V_{sd} \leq 0,5 \times V_{pl,rd}$$

69,62 kN < 79,02 kN Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment

- **Vérification de la rigidité :**

$$f_{\max_2} \leq \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E \times I_c} \leq \bar{f}$$

$$q_s = 11,20 \text{ kN/m}$$

$$E = 2,1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$L = 4,95 \text{ m}$$

$$I_c = \frac{A_a(h_b + 2h_p + h_a)}{2(1 + mv)} + \frac{b_{\text{eff}} \times h_b^2}{12m} + I_a \text{ avec } \begin{cases} m = \frac{E_a}{E_b} = 15 \\ v = \frac{A_a}{A_b} = 0,02 \end{cases}$$

$$I_c = \frac{2850 \times (115 + 2 \times 55 + 200)^2}{4 \cdot (1 + 15 \times 0,02)} + \frac{1240 \times 115^3}{12 \times 15} + 1943 \times 10^4$$

$$I_c = 12,89 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$f_{\max_2} = \frac{5}{384} \times \frac{11,20 \times 4950^4}{2,1 \times 10^5 \times 12,89 \times 10^7} = 3,23 \text{ mm}$$

$$f_{\text{tot}} = f_{\max_1} + f_{\max_2} = 6,75 + 3,23 = 10,65 \text{ mm}$$

$f_{\text{tot}} = 10,65 \text{ mm} < \bar{f} = 19,8 \text{ mm}$ C'est vérifié

- **Vérification du déversement :**

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement, car la semelle supérieure est maintenue par la dalle de béton.

4.3.1.2 Plancher courant :

Vue que la longueur des solives des étages courants est le même que celle de la terrasse, Donc on garde le pré dimensionnement de la terrasse pour toute la structure.

- **Phase de construction :**

Les charges de l'étage courant dans la phase de construction restent les mêmes que celles de la terrasse donc toutes les conditions de vérification seront vérifiées.

- **Phase finale :**

- ✓ Poids propre du profilé (**IPE200**) 0,224 kN/ml
- ✓ Charge permanente 5,62 kN/m²
- ✓ Surcharge d'exploitation 1,5 kN/m²

L'entre axe des solives 1,4 m

- **Combinaisons de charge :**

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5 \times (Q \times 1,4)$$

$$q_u = 1,35 \times [g_{\text{poutre}} + G \times 1,4] + 1,5 \times (Q \times 1,4)$$

$$q_u = 11,24 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + (Q \times 1,4)$$

$$q_s = [g_{\text{poutre}} + G \times 1,4] + (Q \times 1,4)$$

$$q_s = 10,19 \text{ kN/ml}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$R_{\text{béton}} > R_{\text{acier}} \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la dalle de béton.

- **Vérification de la flexion :**

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

CHAPITRE 4 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

$$M_{pl.rd} = R_{acier} \times \left[\frac{h_a}{2} + h_b + h_p - \left(\frac{R_{acier}}{R_{béton}} \cdot \frac{h_b}{2} \right) \right]$$

$$M_{pl.rd} = 669,75 \times \left[\frac{200}{2} + 115 + 55 - \left(\frac{669,75}{2020,17} \cdot \frac{115}{2} \right) \right] \times 10^{-3}$$

$$M_{pl.rd} = 168,06 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{11,24 \times 4,95^2}{8}$$

$$M_{sd} = 84,43 \text{ kN.m}$$

84,43 kN.m < 168,06 kN.m **C'est vérifié**

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{sd} \leq V_{pl.rd}$$

$$V_{pl.rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{mo}} = \frac{235 \times 1164,8}{\sqrt{3} \times 1} \times 10^{-3}$$

$$A_v = 1,04 \times h \times t_w$$

$$A_v = 1164,8 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.rd} = 158,04 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{11,24 \times 4,95}{2}$$

$$V_{sd} = 27,82 \text{ kN}$$

27,82 kN < 158,04 kN c'est vérifié

$$V_{sd} \leq 0,5 \times V_{pl.rd}$$

47,82 kN < 79,02 kN Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment

- **Vérification de la rigidité :**

$$f_{max_2} \leq \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E \times I_c} \leq \bar{f}$$

$$q_s = 10,19 \text{ kN/m}$$

$$E = 2,1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$L = 4,95 \text{ m}$$

CHAPITRE 4 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

$$I_c = \frac{A_a(h_b + 2h_p + h_a)}{2(1 + mv)} + \frac{b_{\text{eff}} \times h_b^2}{12m} + I_a \text{ avec } \begin{cases} m = \frac{E_a}{E_b} = 15 \\ v = \frac{A_a}{A_b} = 0,02 \end{cases}$$

$$I_c = \frac{2850 \times (115 + 2 \times 55 + 200)^2}{4 \cdot (1 + 15 \times 0,02)} + \frac{1240 \times 115^3}{12 \times 15} + 1943 \times 10^4$$

$$I_c = 12,89 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$f_2^{\text{max}} = \frac{5}{384} \times \frac{10,19 \times 4950^4}{2,1 \times 10^5 \times 12,89 \times 10^7} = 2,94 \text{ mm}$$

$$f_{\text{tot}} = f_1^{\text{max}} + f_2^{\text{max}} = 6,75 + 2,94 = 9,69 \text{ mm}$$

$$f_{\text{tot}} = 9,69 \text{ mm} < \bar{f} = 19,8 \text{ mm} \text{ C'est vérifié}$$

• Vérification du déversement :

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement, car la semelle supérieure est maintenue par la dalle de béton.

4.3.1.3 Solive pour balcon :

$$L (\text{solives}) = 1,73 \text{ m.}$$

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15}$$

$$69,2 \leq h \leq 115,33$$

Tableau 4-2: Dimension Caractéristique mécanique du profilé IPE 120

Désignation abrégée	poids	section	Dimensions			
	G (kg/ml)	A (mm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
IPE 120	10,40	1320,00	120,00	64,00	6,30	4,40
	Caractéristiques					
	I _y (mm ⁴)x10 ⁴	I _z (mm ⁴)x10 ⁴	W _{pl-y} (mm ³)x10 ³		i _y (mm)	i _z (mm)
	317,80	27,67	60,73		49,00	14,50

• Charges et combinaison des charges :

- ✓ Charge permanente 5,62 kN/m²
- ✓ Surcharge d'exploitation 3,5 kN/m²

CHAPITRE 4 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 \times (G \times 1,66) + 1,5 \times (Q \times 1,66)$$

$$q_u = 21,31 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = (G \times 1,66) + (Q \times 1,66)$$

$$q_s = 15,14 \text{ kN/ml}$$

- **Vérification de la flexion :**

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{21,31 \times 1,73^2}{8} = 7,97 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,rd} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{60,73 \times 10^3 \times 235}{1} = 14,27 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 7,97 \text{ kN.m} \leq M_{pl,rd} = 14,27 \text{ kN.m} \quad \text{C'est vérifié}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{235 \times A_v}{\sqrt{3} \times 1} \times 10^{-3} = 74,50 \text{ kN}$$

$$A_v = 1,04 \times h \times t_w$$

$$A_v = 549,12 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{21,31 \times 1,73}{2} = 18,43 \text{ kN}$$

$$18,43 \text{ kN} < 74,50 \text{ kN}$$

$$V_{sd} < 0,5 \cdot V_{pl,rd}$$

$$18,43 \text{ kN} < 37,25 \text{ kN} \quad \text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment}$$

- **Vérification du déversement :**

$$M_{sd} \leq M_{b,rd}$$

IPE 120 de classe 1 ($K=1$; $C1=1,132$; $Kw=1$; $\beta_w=1$)

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{K \times L}{i_z}}{\sqrt{C_1} \times \left(\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{K \times L / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right)^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = 85,48$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w} \quad \text{Avec } \lambda_1 = 93,91\varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,91$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times \left[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\alpha_{LT} = 0,21 \text{ Pour les profils laminés}$$

$$\phi_{LT} = 0,989$$

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

$$\chi_{LT} = 0,726$$

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{b,rd} = 10,36 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 7,97 \text{ kN.m}$$

$$7,97 \text{ kN.m} < 10,36 \text{ kN.m} \quad \text{C'est vérifié}$$

• **Vérification de la rigidité :**

$$f_1^{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E \times I_y} \leq \bar{f}$$

$$f_1^{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{15,14 * 1730^4}{2,1 \times 10^5 \times 317,8 \times 10^4} = 2,65 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = 6,92 \text{ mm}$$

$$f_1^{\max} = 2,65 \text{ mm} < \bar{f} = 6,92 \text{ mm} \quad \text{C'est vérifié}$$

CHAPITRE 4 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

4.3.2. Prédimensionnement des poutres principales :

La poutre la plus sollicitée, que ce soit pour le plancher terrasse ou le plancher d'étage courant, a une portée de **5,6m**, et un espacement de **4,12m**, elle reprend trois 3 charges concentrées (R) qui représentent les réactions des solives et une charge uniformément répartie due à son poids propre et le poids du béton sur la largeur de la semelle.

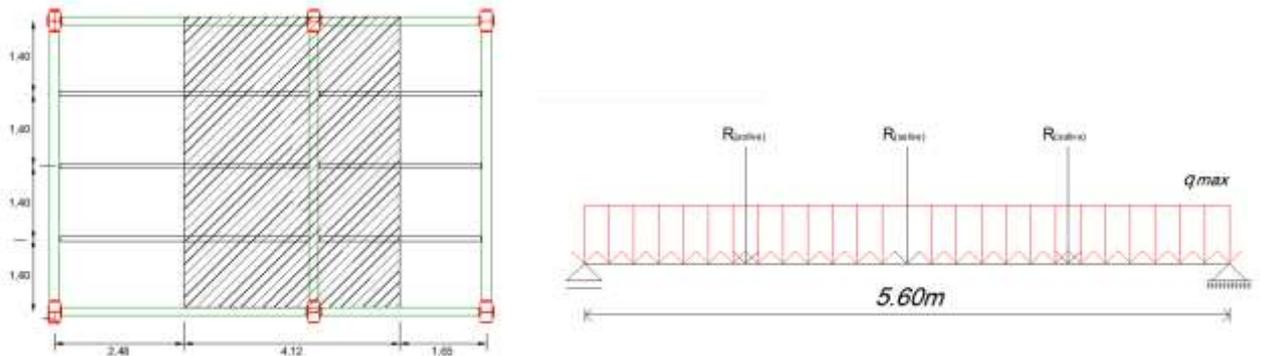


Figure 4-3: schéma statique de la poutre la plus sollicitée

a. Pré dimensionnement :

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15}$$

Avec : h : la hauteur du profilé

L : la longueur de la poutre = 5,6m

$$\frac{5600}{25} \leq h \leq \frac{5600}{15}$$

$$224 \leq h \leq 373.33$$

On choisit un **IPE 300** dont les caractéristiques sont les suivants :

Tableau 4-3: Dimension Caractéristique mécanique du profilé IPE 300

Désignation abrégée	poids	section	Dimensions			
	G (kg/ml)	A (mm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
IPE 300	42,20	5381,00	300,00	150,00	10,70	7,10
	Caractéristiques					
	I _y (mm ⁴) x10 ⁴	I _z (mm ⁴) x10 ⁴	W _{pl-y} (mm ³) x10 ³	i _y (mm)	i _z (mm)	
	8356,00	603,80	628,40	124,60	33,50	

CHAPITRE 4 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

- **Phase de construction :**

- ✓ Poids propre du profilé (**IPE300**) $g_p = 0,422 \text{ kN/m}$
- ✓ Poids propre du béton frais $G_b = 3,00 \text{ kN/m}^2$
- ✓ Poids du bac d'acier..... $G_a = 0,12 \text{ kN/m}^2$
- ✓ Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0,75 \text{ kN/m}^2$

- **Calcul des réactions des solives :**

On calcul les réactions des solives pour chaque phase (phase de construction et phase finale) on utilise la formule suivante pour le calcul :

$$R = \frac{q_{u(\text{solive})} \times L_{(\text{solive})}}{2}$$

$$\text{ELU: } R_{u200} = \frac{7,77 \times 4,95}{2} = 38,61 \text{ kN}$$

$$R_{u200} = \frac{7,77 \times 3,3}{2} = 12,82 \text{ kN}$$

$$R_{u(\text{solive})} = 38,61 + 12,82 = 51,43 \text{ kN}$$

$$\text{ELS: } R_{s200} = \frac{5,64 \times 4,95}{2} = 13,96 \text{ kN}$$

$$R_{s200} = \frac{5,64 \times 3,3}{2} = 9,31 \text{ kN}$$

$$R_{s(\text{solive})} = 13,96 + 9,31 = 23,27 \text{ kN}$$

- **Combinaison des charges :**

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 \times [g_p + (G_b + G_a) \times 0,15] + 1,5 \times (Q_c \times 0,15)$$

$$q_u = 1,37 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = [g_p + (G_b + G_a) \times 0,15] + (Q_c \times 0,15)$$

$$q_s = 1,00 \text{ kN/ml}$$

CHAPITRE 4 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

- **Classification du profilé (tab 53.1 feuilles 1 et 3[6]) :**

1) Semelle :

$$\frac{c}{t_f} \leq 10. \varepsilon \Rightarrow \frac{75}{10,70} < 10 \times 1 \Rightarrow 7,01 < 10 \Rightarrow \text{semelle classe 1}$$

2) Ame :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72. \varepsilon \Rightarrow \frac{248,6}{7,10} < 72 \times 1 \Rightarrow 35,01 < 72 \Rightarrow \text{âme classe 1}$$

Donc le profilé est de classe 1

- **Vérification de la flexion :**

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{32} + \frac{R_u \times L}{4} = \frac{1,37 \times 5,6^2}{32} + \frac{51,43 \times 5,6}{4}$$

$$M_{sd} = 73,34 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{628,40 \times 10^{-3} \times 235 \times 10^3}{1,1}$$

$$M_{pl,rd} = 134,25 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 73,34 \text{ kN.m} < M_{pl,rd} = 134,25 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{235 \times 2567,97}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 316,74 \text{ kN}$$

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f$$

$$A_v = 2567,97 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{5 \times q_u \times l}{2} + 2 \times R_u \times 200 = \frac{1,37 \times 5,6}{2} + 2 \times 51,43 = 106,696 \text{ kN}$$

$$106,7 \text{ kN} < 316,74 \text{ kN} \text{ Condition vérifiée}$$

$$V_{sd} < 0,5 \times V_{pl,rd}$$

106,7 kN < 150,26 kN Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment

CHAPITRE 4 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

- **Vérification du déversement**

La poutre étant maintenu latéralement par les solives de part et d'autre, on considérera que la poutre ne risque pas de se déverser.

- **Vérification de la rigidité :**

$$\text{Il faut que : } f^{\max} = \left(\frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E \times I_y} \right) + \left(\frac{19 \cdot P \times L^3}{48 \cdot E \cdot I_y} \right) \leq \bar{f} = \frac{L}{250}$$

Avec : $q_s = 1,00 \text{ kN/m}$, $L = 2,8\text{m}$, $E = 2,1 \times 10^5 \text{ MPa}$, $I_y = 11770 \times 10^4 \text{ mm}^2$,
 $P = 23,27 \text{ kN}$

Donc :

$$f^{\max} = \left(\frac{5}{384} \times \frac{1,00 \times 2800^4}{2,1 \times 10^5 \times 11770 \times 10^4} \right) + \left(\frac{19 \times 23,27 \times 2800^3}{48 \times 11770 \times 10^4 \times 2,1 \times 10^5} \right)$$

$$f^{\max} = 8,21 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{5600}{250} = 22,4 \text{ mm}$$

$\Rightarrow f^{\max} = 8,21 \text{ mm} < \bar{f} = 22,4 \text{ mm} \Rightarrow$ **condition vérifiée**

- **Phase finale :**

Le béton ayant durci, la section mixte travaille ensemble, les charges de la phase finale sont :

- ✓ Poids de profilé (IPE330) $gp=0,491\text{KN/ml}$
- ✓ Charge permanente $G=5,62 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Surcharge d'exploitation $Q=1,5\text{KN/m}^2$

- **Calcul des réactions des solives :**

ELU :

$$R_{u200} = \frac{11,24 \times 4,95}{2} = 27,82 \text{ kN}$$

$$R_{u200} = \frac{11,24 \times 3,3}{2} = 18,55 \text{ kN}$$

$$R_{u(\text{solive})} = 27,82 + 18,55 = 46,37 \text{ kN}$$

CHAPITRE 4 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

ELS :

$$R_{s200} = \frac{10,19 \times 4,95}{2} = 25,22 \text{ kN}$$

$$R_{s200} = \frac{10,19 \times 3,3}{2} = 16,81 \text{ kN}$$

$$R_{s200} = 25,22 + 16,81 = 42,03 \text{ kN}$$

- **Largeur effective de la dalle de béton :**

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque côté de l'axe de la largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2L/8 = 2 \times 5,6/8 = 1,4 \text{ m} \\ \text{esp} = 4,12 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$b_{\text{eff}} = 1,4 \text{ m}$$

Avec : L : longueur libre de la poutre

Esp : l'entre axe des poutres

- **Combinaison des charges :**

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 \times [g_p + (G \times 0,16)] + 1,5 \times (Q_c \times 0,16)$$

$$q_u = 2,24 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = [g_p + (G \times 0,16)] + (Q_c \times 0,16)$$

$$q_s = 1,63 \text{ kN/ml}$$

- **Position de l'axe neutre plastique :**

$$R_{\text{béton}} = \frac{0,85}{\gamma_b} \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_b$$

$$R_{\text{béton}} = \frac{0,85}{\gamma_b} \times 25 \times 1400 \times 115 \times 10^{-3} \text{ avec } f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$$

$$R_{\text{béton}} = 513,19 \text{ kN}$$

$$R_{\text{acier}} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a}$$

CHAPITRE 4 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

$$R_{\text{acier}} = 6261 \times \frac{235}{1} \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{acier}} = 1471,33 \text{ kN}$$

$$R_{\text{béton}} < R_{\text{acier}}$$

Axe neutre se trouve dans la semelle supérieure du profilé

- **Vérification de la flexion :**

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd}$$

$$M_{pl,rd} = R_a \times \frac{h_a}{2} + R_b \times \left(\frac{h_b}{2} + h_p \right)$$

$$M_{pl,rd} = 1471,33 \times \frac{330}{2} + 513,19 \times \left(\frac{115}{2} + 55 \right) \times 10^{-3}$$

$$M_{pl,rd} = 300,5 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} + \frac{R_u \times L}{2}$$

$$M_{sd} = \frac{2,24 \times 5,6^2}{8} + \frac{46,37 \times 5,6}{2}$$

$$M_{sd} = 138,62 \text{ kN}$$

138,62 kN < 300,5 kN c'est vérifié

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{235 \times 2574}{\sqrt{3} \times 1} \times 10^{-3}$$

$$A_v = 1,04 \times h \times t_w$$

$$A_v = 2574 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = 349,23 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{2,24 \times 5,6}{2}$$

CHAPITRE 4 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

$$V_{sd} = 6,27 \text{ kN}$$

$$6,27 \text{ kN} < 349,23 \text{ kN c'est vérifié}$$

$$V_{sd} \leq 0,5 \times V_{pl,rd}$$

$$6,27 \text{ kN} < 174,62 \text{ kN Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment}$$

• Vérification de rigidité :

Il faut vérifier que :

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E \times I_c} + \frac{19 \cdot R_s \times L^2}{48 \cdot E \times I_c} \leq \bar{f}$$

Avec :

$$I_c = \frac{A_a \cdot (h_b + 2h_p + h_a)^2}{4 \cdot (1 + m \cdot v)} + \frac{b_{eff} \times h_b^3}{12 \cdot m} + I_a = 399,58 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$m = E_a / E_b = 15$$

$$v = A_a / A_b = 0,039$$

$$q_s = 1,63 \text{ kN/m}$$

$$L = 5,6 \text{ m}$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{1,63 \times 5600^4}{2,1 \times 10^5 \times 399,58 \times 10^6} + \frac{19 \times 42,03 \times 5600^2}{48 \times 2,1 \times 10^5 \times 399,58 \times 10^6}$$

$$f_{max} = 6,22 \text{ mm}$$

La valeur admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{300} = \frac{5600}{300} = 18,67 \text{ mm}$$

$$\text{La flèche totale : } f_{totale} = f_c + f_f = 2,96 + 6,22 = 9,18 \text{ mm} < \bar{f} = 18,67 \text{ mm}$$

CHAPITRE 4 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

- **Calcul des connecteurs :**

Dans notre cas on a assuré la relation entre la dalle de béton et le bac d'acier par une connexion totale (type goujon) de hauteur ($h=95\text{mm}$) et de diamètre ($d=19\text{mm}$).

- **Détermination de P_{rd} :**

$$P_{rd} = \inf \begin{cases} 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi d^2}{4 \cdot \gamma_v} & \text{la force dans le goujon} \\ 0,29 \cdot \alpha d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} & \text{Résistance dans le béton} \\ & \text{qui entour le goujon} \end{cases}$$

f_{ck} : Résistance caractéristique de béton.....25 N/mm²

E_{cm} : Module de Young de béton.....32,16 KN/mm

f_u : Résistance caractéristique des connecteurs.....40 N/mm²

$\gamma_v = 1,25$.

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \leq 1 \Rightarrow \alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{95}{19} + 1 \right) = 1,2 \Rightarrow \alpha = 1$$

$$P_{rd} = \inf \begin{cases} 0,8 \times 400 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} \times 10^3 = 72,55 \text{ kN} \\ 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{20 \times 32,16 \times 10^3}}{1,25} \times 10^3 = 67,17 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow P_{rd} = 67,17 \text{ kN}$$

- **Influence de bac d'acier K_t :**

La résistance ultime pour es goujons à tête (P_{rd}) données par les formules précédentes sont valables dans le cas d'une dalle pleine, dans le cas d'une présence d'un bac d'acier, la résistance ultime (P_{rd}) doit être réduite en raison de la forme du bac d'acier, le coefficient de réduction (k_t) est calculé par :

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \frac{(h - h_p)}{h_p}$$

CHAPITRE 4 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

N : Nombre de goujon par nervure (1 ou 2)

$$N_r = 1$$

$h_p = 55 \text{ mm}$ (Hauteur de nervure) $h_{th} = 95 \text{ mm}$ (hauteur de goujon)

$b_o = 88,5 \text{ mm}$ (Largeur moyenne de la nervure)

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{88,5}{55} \times \frac{(95 - 55)}{55} = 0,82 < 1$$

$$P_{rd} = 55,08 \text{ kN}$$

- **Effort tranchant repris par les goujons :**

Dans cas d'une connexion totale, l'effort totale de cisaillement de calcul R_L auquel sont tenues de résister les connecteurs entre le point de moment fléchissant positif maximal et un appui d'extrémité est calculé selon la formule suivante :

$$R_L = \inf(R_{\text{Béton}}; R_{\text{Acier}}) = \inf(513,19; 1471,33)$$

$$\Rightarrow R_L = 513,19 \text{ kN}$$

- **Nombre des connecteurs par demi-portée :**

$$N^{\text{bre}} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{513,19}{55,08} = 9,32$$

Soit $N = 10$ goujons sur la demi longueur de la poutre c'est-à-dire 20 connecteurs sur toute la longueur totale de la poutre.

L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre.

$$e_{\min} \geq 5 \cdot d = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$\text{esp} = \frac{L}{N_{\text{bre}} - 1} = \frac{560}{20 - 1} = 29,47 \text{ cm on prend esp} = 29 \text{ cm}$$

Donc on prend 20 connecteurs avec un espacement de 30 cm sur toute la portée de la poutre

N.B : on prend les sections des poutres secondaires comme celles des solives.

CHAPITRE 4 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

4.3.3. Prédimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui transmettent les efforts extérieurs provenant des charges permanentes, de la neige et de la surcharge d'exploitation aux fondations.

Dans notre projet on a un type de poteaux rectangulaire.

Le pré dimensionnement des poteaux est basé sur la formule suivante :

$$N_{sd} \leq N_{c,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}; \text{ Avec } \begin{cases} f_y = 235 \\ \gamma_{m0} = 1,1 \end{cases}$$

- **Plancher terrasse inaccessible :**

- ✓ Charge permanente : $G = 6,7 \text{ kN/m}^2$
- ✓ Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ kN/m}^2$
- ✓ Surcharge de neige : $S_n = 0,27 \text{ kN/m}^2$

- **Plancher courant :**

- ✓ Charge permanente : $G = 5,62 \text{ kN/m}^2$
- ✓ Charge d'exploitation : $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$

Tableau 4-4: La loi de dégression de surcharge d'exploitation.

Niveau	Loi de dégression	$C_{cumulée} (\text{kN/m}^2)$
Terrasse	$\Sigma_0 = Q_0$	1
7 ^{ème} étage	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	2,5
6 ^{ème} étage	$\Sigma_2 = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2)$	3,7
5 ^{ème} étage	$\Sigma_3 = Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	4,6
4 ^{ème} étage	$\Sigma_4 = Q_0 + 0,7(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	7,2
3 ^{ème} étage	$\Sigma_5 = Q_0 + 0,6(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	5,5
2 ^{ème} étage	$\Sigma_6 = Q_0 + 0,5(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	5,5
1 ^{ème} étage	$\Sigma_7 = Q_0 + 0,5(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	6,25
RDC	$\Sigma_8 = Q_0 + 0,5(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	7

CHAPITRE 4 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

- **Charge permanente :**

Tableau 4-5: Charges permanente.

Niveau	G(kN/m ²)
Terrasse	6,7
7 ^{ème} étage	12,32
6 ^{ème} étage	17,74
5 ^{ème} étage	23,56
4 ^{ème} étage	29,18
3 ^{ème} étage	34,8
2 ^{ème} étage	40,42
1 ^{ème} étage	46,04
RDC	51,66

- **Surface reprise pour chaque poteau :**

- ✓ Poteau central $S = 19,49 \text{ m}^2$
- ✓ Poteau de rive $S = 8,31 \text{ m}^2$
- ✓ Poteau d'angle..... $S = 5,00 \text{ m}^2$

CHAPITRE 4 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Tableau 4-6: Résultats de pré dimensionnements des poteaux.

Niveau	poteau	N = 1,35G + 1,5Q (kN)	A (cm²)	choix
terrasse	centrale	205,52	9,62	HEA100
	rive	87,63	4,10	HEA100
	angle	52,73	2,47	HEA100
7^{ème}	centrale	397,25	18,59	HEA100
	rive	169,37	7,93	HEA100
	angle	101,91	4,77	HEA100
6^{ème}	centrale	574,94	26,91	HEA140
	rive	245,14	11,47	HEA100
	angle	147,50	6,90	HEA100
5^{ème}	centrale	754,38	35,31	HEA160
	rive	321,65	15,06	HEA100
	angle	193,53	9,06	HEA100
4^{ème}	centrale	978,26	45,79	HEA200
	rive	417,10	19,52	HEA100
	angle	250,97	11,75	HEA100
3^{ème}	centrale	1076,43	50,39	HEA200
	rive	458,96	21,48	HEA120
	angle	276,15	12,93	HEA100
2^{ème}	centrale	1224,30	57,31	HEA220
	rive	522,01	24,43	HEA120
	angle	314,09	14,70	HEA100
1^{ème}	centrale	1394,10	65,26	HEA240
	rive	594,41	27,82	HEA140
	angle	357,65	16,74	HEA100
RDC	centrale	1563,90	73,20	HEA240
	rive	666,80	31,21	HEA140
	angle	401,21	18,78	HEA100

CHAPITRE 4 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

- **Vérification des poteaux :**

On doit vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{b,rd} = \frac{\chi \times \beta_a \times A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$\beta_a = 1$ Classe 1

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon \text{ Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

Remarque :

Les poteaux sont encastés dans le sens (z-z) et articulés dans le sens (y-y) pour tous les niveaux.

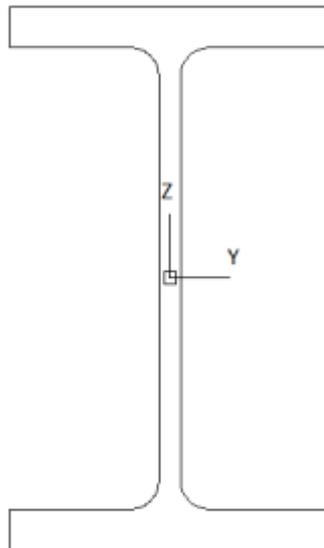


Figure 4.4: Schéma d'un poteau HEM500

CHAPITRE 4 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

- **Vérification du flambement des poteaux de niveaux terrasse jusqu'à 6^{ème} étage :**

Pour $h_0 = 3,40 \text{ m}$ On a :

$$\begin{cases} l_{fy} = 0,5 \cdot h_0 = 1,7 \text{ m} \\ l_{fz} = 0,7 \cdot h_0 = 2,38 \text{ m} \end{cases}$$

Tableau 4-7: Vérifications de flambement des poteaux de niveaux terrasse jusqu'à 6^{ème} étage.

	Pot central	Pot rive	Pot d'angle
type de poteaux	HEA140	HEA100	HEA100
λ_y	29,67	41,87	41,87
λ_z	67,61	94,82	94,82
$\bar{\lambda}_y$	0,32	0,45	0,45
$\bar{\lambda}_z$	0,72	1,01	1,01
χ_y	0,94	0,87	0,87
χ_z	0,71	0,53	0,53
χ_{min}	0,71	0,53	0,53
N_{brd} (kN)	478,08	242,43	242,43
N_{sd} (kN)	574,94	245,14	147,50
Observation	poteau instable	poteau instable	poteau stable

On doit changer les profilés **HEA140** des poteaux centraux et **HEA100** des poteaux de rive :

D'après la relation suivante :

$$N_{sd} \leq N_{b,rd} = \frac{\chi_{min} \times A \times f_y}{\gamma_{m1}} \Rightarrow A \leq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m1}}{\chi_{min} \times f_y}$$

On opte : le profilé **HEA160** pour les poteaux de centraux et **HEA120** pour les poteaux de rive.

CHAPITRE 4 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

- Vérification du flambement des poteaux de niveau 5^{ème} étage :

On a :

$$\begin{cases} l_{fy} = 0,5.l_0 = 1,7 \text{ m} \\ l_{fz} = 0,7.l_0 = 2,38 \text{ m} \end{cases}$$

Tableau 4-8: Vérifications de flambement des poteaux de niveau 5^{ème} étage

	Pot central	Pot rive	Pot d'angle
type de poteaux	HEA160	HEA100	HEA100
λ_y	25,88	41,87	41,87
λ_z	59,80	94,82	94,82
$\bar{\lambda}_y$	0,28	0,45	0,45
$\bar{\lambda}_z$	0,64	1,01	1,01
χ_y	0,96	0,87	0,87
χ_z	0,76	0,53	0,53
χ_{min}	0,76	0,53	0,53
N_{brd} (kN)	632,25	242,43	242,43
N_{sd} (kN)	754,38	321,65	193,53
Observation	poteau instable	poteau instable	poteau stable

On doit changer les profilé HEA160 des poteaux centraux et le HEA100 des poteaux de rive.

D'après la relation suivante :

$$A \leq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m1}}{\chi_{min} \times f_y}$$

On opte : le profilé **HEA200** pour les poteaux centraux et le profilé **HEA140** pour les poteaux de rive.

CHAPITRE 4 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

- Vérification du flambement des poteaux de niveau 4^{ème} étage et 3^{ème} étage :

On a :

$$\begin{cases} l_{fy} = 0,5.l_0 = 1,7 \text{ m} \\ l_{fz} = 0,7.l_0 = 2,38 \text{ m} \end{cases}$$

Tableau 4-9: Vérifications de flambement des poteaux des niveaux 4^{ème} étage et 3^{ème} étage

	Pot central	Pot rive	Pot d'angle
type de poteaux	HEA200	HEA120	HEA100
λ_y	20,53	34,76	41,87
λ_z	47,79	78,81	94,82
$\bar{\lambda}_y$	0,22	0,37	0,45
$\bar{\lambda}_z$	0,51	0,84	1,01
χ_y	0,99	0,91	0,87
χ_z	0,84	0,64	0,53
χ_{min}	0,84	0,64	0,53
N_{brd} (kN)	963,67	345,13	242,43
N_{sd} (kN)	1076,43	458,96	276,15
Observation	poteau instable	poteau instable	poteau instable

On doit changer les profilés HEA200 des poteaux centraux et les profilés HEA120 des poteaux de rive et les profilés HEA100 des poteaux d'angle.

D'après la relation suivante :

$$A \leq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m1}}{\chi_{min} \times f_y}$$

On opte : le profilé **HEA 220** pour les poteaux centraux et le profilé **HEA 160** pour les poteaux de rive et **HEA120** pour les poteaux d'angle.

CHAPITRE 4 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

- Vérification du flambement des poteaux de niveau 2ème étage :

On a :

$$\begin{cases} l_{fy} = 0,5 \cdot l_0 = 1,7 \text{ m} \\ l_{fz} = 0,7 \cdot l_0 = 2,38 \text{ m} \end{cases}$$

Tableau 4-10: Vérifications de flambement des poteaux de niveaux 2^{ème} étage

	Pot central	Pot rive	Pot d'angle
type de poteaux	HEA220	HEA120	HEA100
λ_y	18,54	34,76	41,87
λ_z	43,19	78,81	94,82
$\bar{\lambda}_y$	0,20	0,37	0,45
$\bar{\lambda}_z$	0,46	0,84	1,01
χ_y	1,00	0,91	0,87
χ_z	0,87	0,64	0,53
χ_{min}	0,87	0,64	0,53
N_{brd} (kN)	1189,10	345,13	242,43
N_{sd} (kN)	1224,30	522,01	314,09
observation	poteau instable	poteau instable	poteau instable

On doit changer les profilés HEA220 des poteaux centraux et les profilés HEA120 des de rive et les profilés HEA100 des poteaux d'angle.

D'après la relation suivante :

$$A \leq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m1}}{\chi_{min} \times f_y}$$

On opte : le profilé **HEA240** pour les poteaux centraux et le profilé **HEA160** pour les poteaux de rive et les profilés **HEA140** pour les poteaux d'angle.

CHAPITRE 4 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

- Vérification du flambement des poteaux de RDC et 1er étage :

On a :

$$\begin{cases} l_{fy} = 0,5.l_0 = 1,7 \text{ m} \\ l_{fz} = 0,7.l_0 = 2,38 \text{ m} \end{cases}$$

Tableau 4-11: Vérifications de flambement des poteaux des niveaux RDC et 1^{er} étage

	Pot central	Pot rive	Pot d'angle
type de poteaux	HEA240	HEA140	HEA100
λ_y	16,92	29,67	41,87
λ_z	39,67	67,61	94,82
$\bar{\lambda}_y$	0,18	0,32	0,45
$\bar{\lambda}_z$	0,42	0,72	1,01
χ_y	1,01	0,94	0,87
χ_z	0,89	0,71	0,53
χ_{min}	0,89	0,71	0,53
N_{brd} (kN)	1453,44	478,08	242,43
N_{sd} (kN)	1563,90	666,80	401,21
observation	poteau instable	poteau instable	poteau instable

On doit changer les profilé HEA240 des poteaux centraux et les profilés HEA140 des poteaux de rive et les profilés HEA100 des poteaux d'angle.

D'après la relation suivante :

$$A \leq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m1}}{\chi_{min} \times f_y}$$

On opte : les profilés **HEA260** pour les poteaux centraux et les profilés **HEA180** pour les poteaux de rive et les profilés **HEA160** pour les poteaux d'angle.

Chapitre 5 :

ETUDE DES ESCALIERS

5,1. CHOIX DES DIMENSIONS :

Le choix se fait selon la formule de BLONDEL (loi du pas moyen), les dimensions doivent vérifier la condition suivante :

$$600 \leq g + 2h \leq 660$$

On choisit les valeurs suivantes :

$$\text{Emmarchement} = 1,27 \text{ m}$$

$$h = 17 \text{ cm}$$

$$g = 30 \text{ cm}$$

$$600 \leq g + 2h = 650 \leq 660 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

5,2. DIMENSIONNEMENT:

- ✓ Contre marche h = 17 cm.
- ✓ Largeur de la marche g = 30 cm.
- ✓ Nombre des contres marches $n = \frac{3,4/2}{0,17} = 10$ contre marche.
- ✓ Nombre des marches $m = n - 1 = 10 - 1 = 9$ marche.

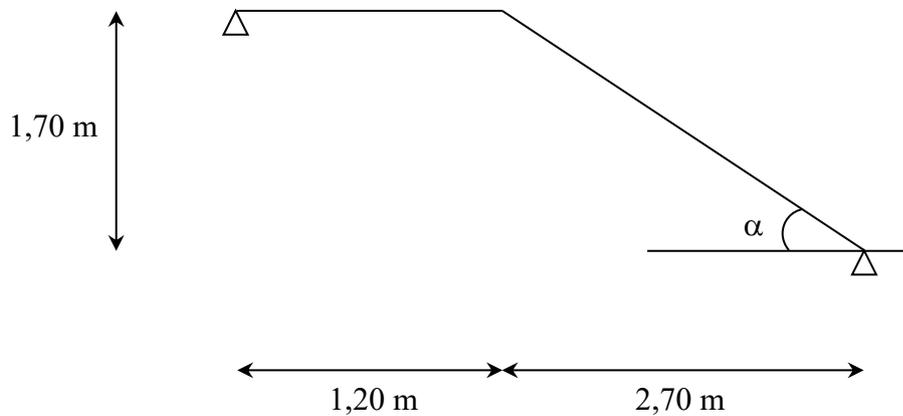


Figure 5-1: Schéma représentant les dimensions d'escaliers

Angle d'inclinaison $\alpha = \arctan\left(\frac{1,7}{2,7}\right) = 32,19^\circ$

- **La vérification de la relation de BLONDEL :**

On doit vérifier que :

$$0.6 < 2h + g < 0.660(\text{m}).$$

$$2h+g=0.3+2\times 0.17=0.64 \Rightarrow \text{Loi est vérifiée.}$$

5.2.1. Dimensionnement des éléments porteurs :

5.2.1.1. Conception d'une marche :

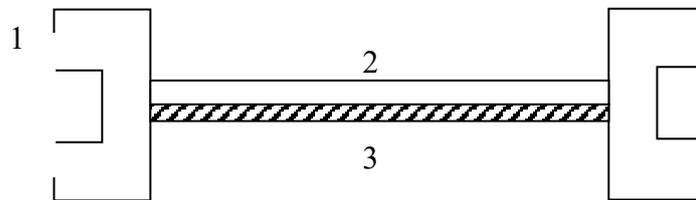


Figure 5-2: Schéma de la conception d'une marche

1 : Limon UAP.

2 : La tôle.

3 : Cornière

- **Evaluation des charges :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Volée : } G = 125 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Palier : } G = 293 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Charge d'exploitation } Q = 250 \text{ kg/m}^2 \end{array} \right.$$

- **Remarque:**

Chaque cornière reprend la moitié de la charge

- **Combinaison des charges :**

ELU :

$$q_u = \frac{0,3}{2} \times [(1,35 \times 1,25) + (1,5 \times 2,5)] = 0,82 \text{ kN/ml}$$

Donc $q_u = 0,82 \text{ kN/ml}$

ELS :

$$q_s = \frac{0,3}{2} \times (1,25 + 2,5) = 0,41 \text{ kN/ml}$$

Donc $q_s = 0,56 \text{ kN/ml}$

- **Dimensionnement du support des marches :**

1. Condition de la flèche : (Tab 4-1, EC3)

$$f = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 \cdot EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{300} \Rightarrow I \geq \frac{5 \cdot q_s \cdot l^3 \times 300}{384 \cdot E}$$

AN :

$$I \geq \frac{5 \times 0,56 \times 1270^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^5} = 2,1 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

⇒ On opte pour une cornière **L40×40×5**, qui a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = I_y = 5,43 \text{ cm}^4$$

$$W_x = W_y = 1,91 \text{ cm}^3$$

$$A = 3,79 \text{ cm}^2$$

2. Condition de résistance : (CCM97.5 .4.5.1)

$$M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{0,82 \times 1,27^2}{8} = 0,17 \text{ kN.m}$$

Le moment résistant de la cornière est :

$$M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{1,91 \times 10^3 \times 235}{1,1} \times 10^{-6} = 0,41 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 0,12 \text{ kN.m} < M_{el,Rd} = 0,41 \text{ kN.m} \text{ Condition vérifiée}$$

5.2.1.2. Limon de la volée :

- **Évaluation des charges :**

Les charges qui sollicitent la poutre du limon sont :

ELU :

$$q_u = \frac{1,27}{2} \times [(1,35 \times 1,25) + (1,5 \times 2,5)] = 2,5 \text{ kN/ml}$$

Donc $q_u = 3,45 \text{ kN/ml}$

ELS :

$$q_s = \frac{1,27}{2} \times (1,25 + 2,5) = 1,75 \text{ kN/ml}$$

Donc $q_s = 2,38 \text{ kN/ml}$

$$\tan \alpha = \frac{1,7}{2,7} = 0,63 \Rightarrow \alpha = 32,19^\circ$$

$$q_{uv} = q_u \times \cos \alpha = 2,92 \text{ kN/ml}$$

$$q_{uH} = q_u \times \sin \alpha = 1,83 \text{ kN/ml}$$

$$q_{sv} = q_s \times \cos \alpha = 2,01 \text{ kN/ml}$$

$$q_{sH} = q_s \times \sin \alpha = 1,27 \text{ kN/ml}$$

- **Condition de la flèche :**

$$f = \frac{5 \cdot q_{ser} \cdot l^4}{384 \cdot EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{300} \Rightarrow I_1 \geq \frac{5 \cdot q_{ser} \cdot l^3 \times 300}{384 \cdot E}$$

AN :

$$I_1 \geq \frac{5 \times 2,01 \times 3191^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^5} = 121,48 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$\Rightarrow I_1 \geq 121,48 \text{ cm}^4$$

\Rightarrow On choisit un **UPN 100**

- **Vérifications :**

1. **Condition de résistance :**

$$q_u = 2,92 + 1,35 \times 0,106 = 3,06 \text{ kN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{3,06 \cdot 3,19^2}{8} = 3,89 \text{ kN.m}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{49 \cdot 10^3 \times 235}{1} \times 10^{-6} = 11,52 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 3,89 \text{ kN.m} < M_{c,Rd} = 11,52 \text{ kN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

2. **Le flambement : (CCM97.5.51)**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{m1}} \leq 1$$

Où :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \quad K_y \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2 \cdot \beta_{M,Y} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) \quad \mu_y \leq 0,90$$

$$\beta_{M,Y} = 1,3$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{319}{3,91} = 81,58$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{319}{1,47} = 217,00$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_A}, \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_A}$$

$$\beta_A = 1; \lambda_1 = \pi \sqrt{E/f_y} = 93,9\epsilon; \quad \epsilon = \sqrt{235/f_y}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{81,58}{93,9} = 0,87 \Rightarrow \chi_y = 0,6185$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{217}{93,9} = 2,31 \Rightarrow \chi_z = 0,1526$$

$$\chi_{min} = 0,1526, \quad K_y = 0,98$$

$$\frac{4,96 \times 10^3}{0,1526 \times 13,5 \times 10^2 \times 235/1,1} + \frac{0,98 \times 3,89 \times 10^6}{49 \times 10^3 \times 235/1,1} = 0,48 < 1,00 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

3. Le déversement : (CCM97.5 .52)

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_{LT} \times M_{sd}}{\chi_{LT} \times W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{m1}} \leq 1$$

Où

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{lt} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad K_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{lt} = 0,15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15 \quad \mu_{LT} \leq 0,90$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}}$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} \times \sqrt{C_1}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9}$$

$$\alpha = 0,21; \quad C_1 = 1,132, \quad \beta_{M.LT} = 1,3$$

$$\frac{4,96 \times 10^3}{0,1526 \times 13,5 \times 10^2 \times \frac{235}{1,1}} + \frac{0,96 \times 3,89 \times 10^6}{0,8469 \times 49 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1}} = 0,53 < 1,00 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Donc on prend un **UPN 100** pour la poutre du limon.

5.2.1.3. Étude du palier :

- **évaluation des charges :**

- ❖ **Charge permanente :**

- ✓ $G_{\text{cloison}} = 0,44 \text{ kN/m}$

- ✓ $G_{\text{volée}} = 1,59 \text{ kN/m}$

- ✓ $G_{\text{palier}} = 3,52 \text{ kN/m}$

- ✓ Totale $G = 5,55 \text{ kN/m}$

- ❖ **Charge d'exploitation :**

- ✓ $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,55) + [1,5 \times (2,5 \times 1,2)]$$

$$\text{Donc } q_u = 11,99 \text{ kN/m}$$

ELS :

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 5,55 + (2,5 \times 1,2)$$

$$\text{Donc } q_{\text{ser}} = 8,55 \text{ kN/m}$$

- **moment fléchissant maximal :**

$$M_{\text{sd}} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{11,99 \times 2,9^2}{8} = 12,60 \text{ kN.m}$$

- **condition de la flèche :**

$$f = \frac{5 \cdot q_{\text{ser}} \cdot l^4}{384 \cdot EI} \leq \frac{l}{250} \Rightarrow I \geq \frac{250 \cdot (5 \times 8,55 \times 2900^3)}{384 \times 2,1 \cdot 10^5} = 323,23 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$\Rightarrow I \geq 323,23 \text{ cm}^4$$

La poutre palière est de profilée **IPE A 140**.

- **Vérification à la résistance en flexion :**

$$M_{\text{sd}} = 12,60 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{c,Rd}} = \frac{W_{\text{pl}} \times f_y}{\gamma_{\text{m0}}} = \frac{71,60 \times 10^3 \times 235}{1} \times 10^{-6} = 16,83 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = 12,60 \text{ kN.m} < M_{\text{c,Rd}} = 16,83 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Conclusion :

Le profilé **IPE A 140** convient comme une poutre palière.

5.2.1.4. Poutre d'appuis des limons :

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \Rightarrow 116 \leq h \leq 193,33$$

On choisit un **IPE 180**

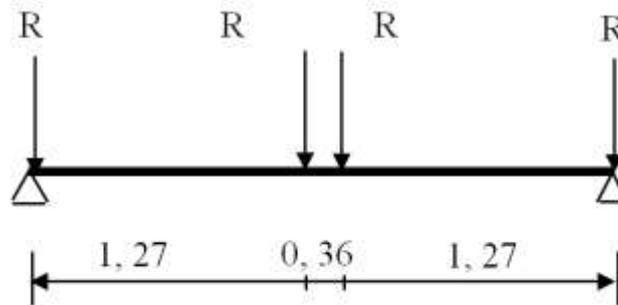


Figure 5-3: Schéma statique pour les charges sur la poutre

Cette poutre est sollicitée par la charge d'exploitation $P = 1,5 \text{ KN/m}^2$ et la charge permanente du palier et les deux volées.

Soit un **IPE 180** de caractéristiques suivantes :

$$P_p = 0,188 \text{ KN/ml}; I_y = 1317 \text{ cm}^4; W_{pl,y} = 166,4 \text{ cm}^3$$

$G = 2,93 \text{ KN/m}^2$. (Charge permanente du palier).

$$R_u = q_u \cdot l + P_p = 10,86 \text{ KN (Charge Permanente de Limon de palier a ELU).}$$

$$R_{ser} = q_{ser} \cdot l = 8,83 \text{ KN (Charge Permanente de Limon de palier a ELS).}$$

- Vérification à la résistance :**

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{(10,86 \times 4)}{8} \times 2,9^2 = 15,22 \text{ kN.m}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166,4 \times 10^3 \times 235}{1} \times 10^{-6} = 39,10 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 15,22 \text{ kN.m} < M_{c,Rd} = 39,10 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

- **condition de la flèche :**

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\text{ser}} \cdot l^4}{EI} = \frac{5}{384} \times \frac{8,83 \times 2900^4}{2,1 \cdot 10^5 \times 1317 \cdot 10^4} = 2,94 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{l}{300} = \frac{2900}{300} = 9,67 \text{ mm}$$

$f^{\max} = 2,94 \text{ mm} < \bar{f} = 9,67 \text{ mm} \Rightarrow$ La condition de la flèche est vérifiée.

- **Conclusion :**

Le profilé **IPE 180** convient comme poutre d'appuis des limons.

Chapitre 6 :

ETUDE DYNAMIQUE

6.1. INTRODUCTION :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure.

Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

L'objectif de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et de sécurité imposé par le règlement [3].

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel Robot structural analysis qui est un logiciel de calcul de structure.

6.2. ETUDE sismique :

6.2.1. Le but de l'étude dynamique :

Le but de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de cette vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

6.2.2. Modélisation de rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- ✓ Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisée par un élément linéaire type poutre à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).

- ✓ Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- ✓ Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- ✓ A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- ✓ Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés.

6.2.3. Modélisation de la masse :

- ✓ La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher.
- ✓ La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par les RPA99 version 2003 avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage bureaux (mass source).
- ✓ La charge des murs extérieurs (murs rideaux) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers.

6.3. CHOIX de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques, ce calcul peut être mené par les trois (03) méthodes qui sont :

- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale
- ✓ La méthode statique équivalente
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

6.3.1. La méthode statique équivalente :

○ Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

L'utilisation de la méthode statique équivalente n'est possible que si l'ouvrage remplit les conditions de son application, présentées dans [3].

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone III de groupe d'usage 1B et sa hauteur dépasse les 10 m (article 4.1.2[3]), donc nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale.

Cette dernière peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas vérifiée.

6.3.2. La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

- **Principe :**

Principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant présentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

- **Analyse spectrale :**

Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse

Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélérogramme données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

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

$$\frac{sa}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \times \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \dots \dots \dots 0 \leq T < T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \times \frac{Q}{R} & \dots \dots \dots T_1 \leq T < T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \times \frac{Q}{R} \cdot \left(\frac{T_2}{T_1} \right)^{\frac{2}{3}} & \dots \dots \dots T_2 \leq T < 3.0 S \\ 2,5\eta(1,25A) \times \frac{Q}{R} \cdot \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) \cdot 7 & \dots \dots \dots T \geq 3.0 S \end{cases}$$

• **Nombre des modes considérer [3] :**

D'après [3](article 4.3.4) pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

- ✓ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- ✓ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.
- ✓ Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_k \leq 0.20s$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_k période du mode K

Dans notre étude $N=8$ donc $K \geq 3\sqrt{8}=8,48 \approx 9$

6.4. RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES DE CALCUL :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8v$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements,

moments, ...) par la valeur du rapport : $r=0,8v/v_t$

6.4.1. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (4.1.[3])$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone. (tab.4.1[3])

- Groupe d'usage : 2
 - Zone sismique : III
- } → A = 0,25

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \dots \dots \dots 0 \leq T < T_2 \\ 2,5 \eta \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots \dots T_2 \leq T < 3.0 \text{ S} \\ 2,5\eta \cdot \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots T \geq 3.0 \text{ S} \end{cases} \quad (4.2.[3])$$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le tableau 4.7[3]

$$\text{Catégorie S3(site meuble)} \Rightarrow \begin{cases} T1 = 0,15 \text{ (s)} \\ T2 = 0,50 \text{ (s)} \end{cases}$$

$$\eta = \sqrt{7/(\xi + 2)} \geq 0.7$$

Avec $\xi=5\%$ (Portique en acier dense) $\Rightarrow \eta=1$ (Tableau 4.2[3]).

• **Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon [3] sont :

$$T = c_t \times h_N^{\frac{3}{4}}$$

$CT=0,085$ (Portiques auto-stable en acier sans remplissage en maçonnerie)(tableau 4.6[3])

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 27.2m$$

$$T = c_t \times h_N^{\frac{3}{4}} = 0,085 \times 27.2^{3/4} = 0.54 \text{ s} \Rightarrow \text{Suivant les deux directions}$$

$$D = \begin{cases} 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2.4 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2.4 \end{cases}$$

R : fonction du système de contreventement, il est donné par (tab. 4.3[3]) pour notre cas nous avons :

- **Portique auto stable ordinaire R=4 :**

Q : est fonction de :

- ✓ La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- ✓ La régularité en plan et en élévation
- ✓ La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est donnée par la formule $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$

P Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non", sa valeur est donnée au tableau (4.4 [3]) :

Tableau 6-1: valeurs des pénalités Pq

Critère « q »	Observé	Pq
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0.05	0.05
5. Contrôle de qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de qualité de l'exécution	0.1	0.1

$Q = 1 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,1 = 1,25$ Dans les deux directions

6.5. ANALYSE dynamique de la structure :

Cette analyse nous permet de déterminer les efforts et les déplacements maximum d'une

structure lors d'un séisme par l'étude de son comportement en vibrations libres non amorties

en tenant compte de ses caractéristiques dynamiques propres.

6.5.1. Modèle initial :

Pour cette étape, l'ossature est contreventée par portique auto stable ordinaire

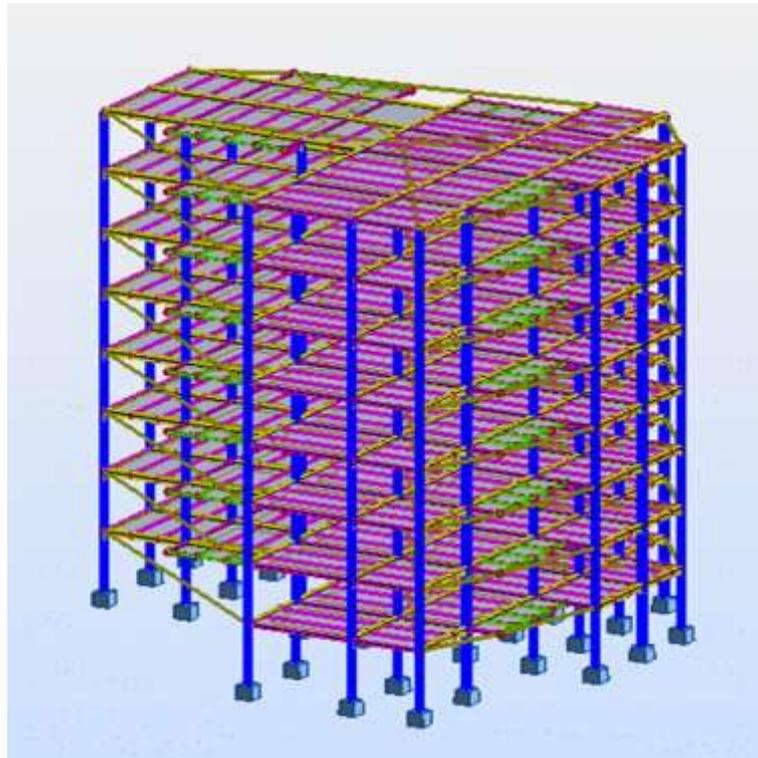


Figure 6-1: Vue 3D du 1er modèle.

Tableau 6-2: Les périodes et les facteurs de participation massique du 1er modèle

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
4/ 1	0,55	1,81	24,09	27,37	0,0	24,09	27,37
4/ 2	0,60	1,66	84,60	43,14	0,0	60,52	15,77
4/ 3	0,81	1,23	85,27	84,79	0,0	0,67	41,65
4/ 4	1,64	0,61	87,91	87,94	0,0	2,64	3,15
4/ 5	1,79	0,56	94,59	89,78	0,0	6,68	1,84
4/ 6	2,41	0,41	94,66	94,55	0,0	0,07	4,77
4/ 7	2,69	0,37	95,50	95,54	0,0	0,84	0,99
4/ 8	2,94	0,34	97,63	96,09	0,0	2,14	0,55
4/ 9	3,64	0,27	97,99	96,48	0,0	0,36	0,39
4/ 10	3,98	0,25	98,56	96,87	0,0	0,57	0,39

- **Constatation :**

- Une période fondamentale $T = 1,81$ s
- Le 1^{er} mode est un mode de rotation.
- Le 2^{ème} modes est un mode de translation X-X.

- Le 3^{ème} modes est un mode de rotation.
- La participation massique atteint les 90% dans le 6^{ème} mode suivant les deux sens.

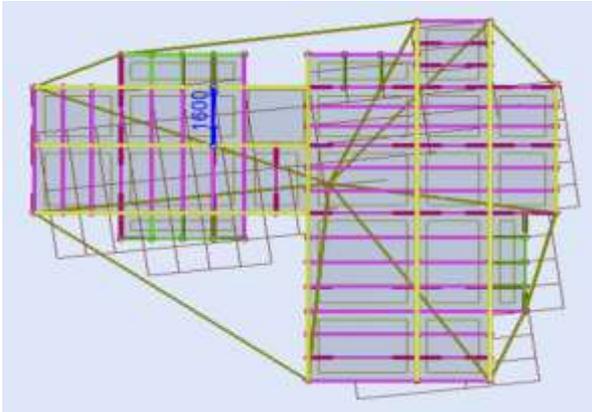


Figure 6-2: 1er mode de rotation

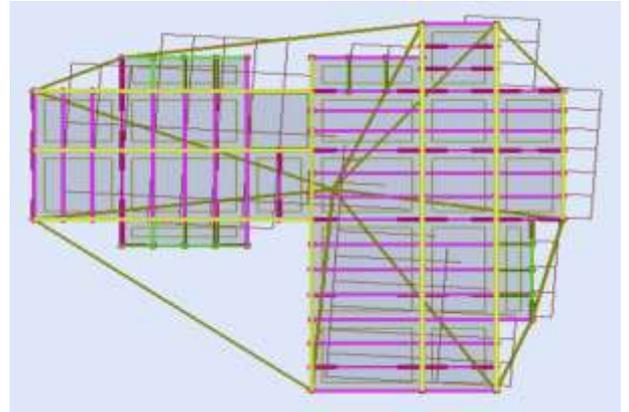


Figure 6-3: 2ème mode de translation X-X

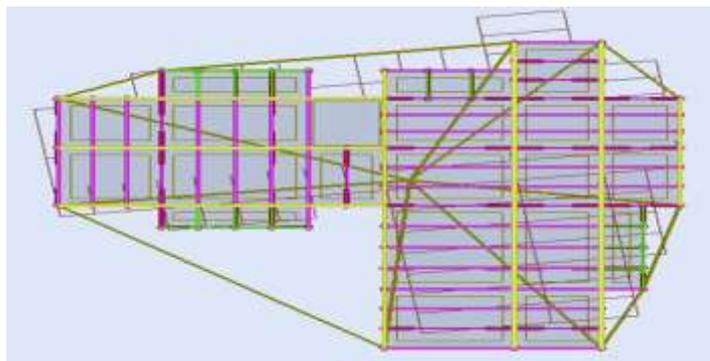


Figure 6-4: 3ème mode de rotation

- **Remarque**

On remarque que la structure est trop souple ($1,3 \times T_{\text{empérique}} = 0,70 \text{ s} < T_{\text{numérique}} = 1,81 \text{ s}$)

- La rotation apparait dans le 1^{er} mode
- La période est $T = 1,81 \text{ s}$

Donc, il faut augmenter la rigidité de la structure, cela peut se faire en rajoutant des contreventements dans la structure.

6.5.2. 2ème modèle

Pour cette étape on a ajouté des contreventements palés triangulés en X

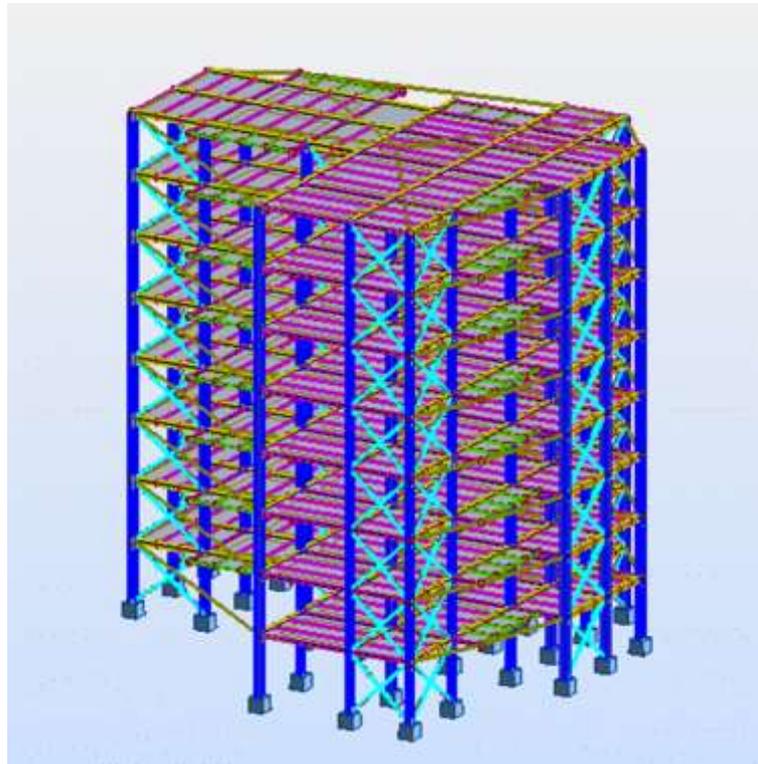


Figure 6-5: Vue 3D du 2ème modèle.

Tableau 6-3: Les périodes et les facteurs de participation massique du 2ème modèle

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
4/ 1	1,73	0,58	0,20	72,48	0,0	0,20	72,48
4/ 2	1,88	0,53	83,33	72,80	0,0	83,13	0,33
4/ 3	2,71	0,37	83,62	82,08	0,0	0,29	9,28
4/ 4	5,21	0,19	83,67	92,68	0,0	0,05	10,60
4/ 5	5,61	0,18	94,38	92,81	0,0	10,71	0,12
4/ 6	8,04	0,12	94,41	93,92	0,0	0,03	1,11
4/ 7	8,84	0,11	94,49	96,86	0,0	0,08	2,95
4/ 8	9,50	0,11	97,49	96,96	0,0	3,00	0,10
4/ 9	11,99	0,08	97,52	97,91	0,0	0,03	0,95
4/ 10	12,91	0,08	98,83	97,93	0,0	1,31	0,02

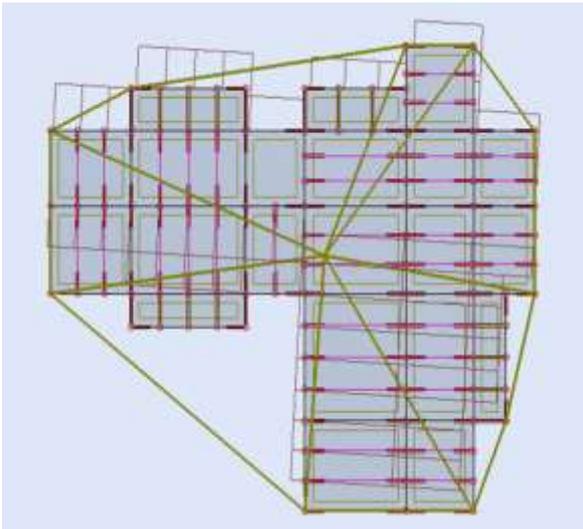


Figure 6-6: 1er mode de translation (Y-Y)

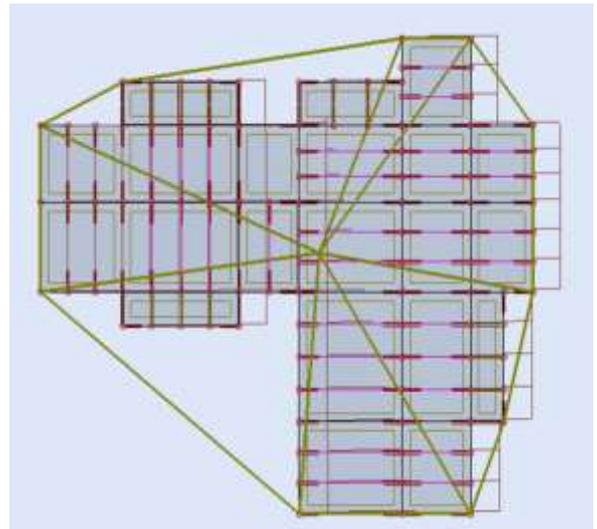


Figure 6-7: 2ème mode de translation (X-X)

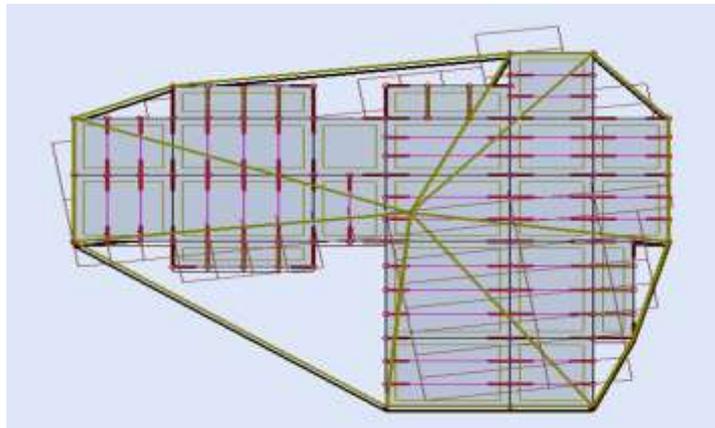


Figure 6-8: 3ème mode de rotation

- Les déplacements inter –étages :

-sens (X-X)

Tableau 6-4: déplacements latéraux d'inter-étages dans le sens X-X

plancher	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	Δk (cm)	h étage (cm)	0,01 h (cm)	r %	condition
plancher 8	8,54	4	34,16	1,88	340	3,4	55,29	vérifié
plancher 7	8,07		32,28	2,88			84,71	vérifié
plancher 6	7,35		29,4	3,68			108,24	Non
plancher 5	6,43		25,72	4,4			129,41	Non
plancher 4	5,33		21,32	4,92			144,71	Non
plancher 3	4,1		16,4	5,36			157,65	Non
plancher 2	2,76		11,04	5,52			162,35	Non
plancher 1	1,38		5,52	5,52			162,35	Non

-sens (Y-Y)

Tableau 6-5: déplacements latéraux d'inter-étages dans le sens Y-Y

plancher	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	Δk (cm)	h étage (cm)	0,01 h (cm)	r %	condition
plancher 8	8,43	4	33,72	2,12	340	3,4	62,35	vérifié
plancher 7	7,9		31,6	3			88,24	vérifié
plancher 6	7,15		28,6	3,8			111,76	Non
plancher 5	6,2		24,8	4,4			129,41	Non
plancher 4	5,1		20,4	4,84			142,35	Non
plancher 3	3,89		15,56	5,16			151,76	Non
plancher 2	2,6		10,4	5,24			154,12	Non
plancher 1	1,29		5,16	5,16			151,76	Non

- **Remarque :** pour ce model les déplacements inter étages ne sont pas vérifié

6.5.3. 3ème modèle (final)

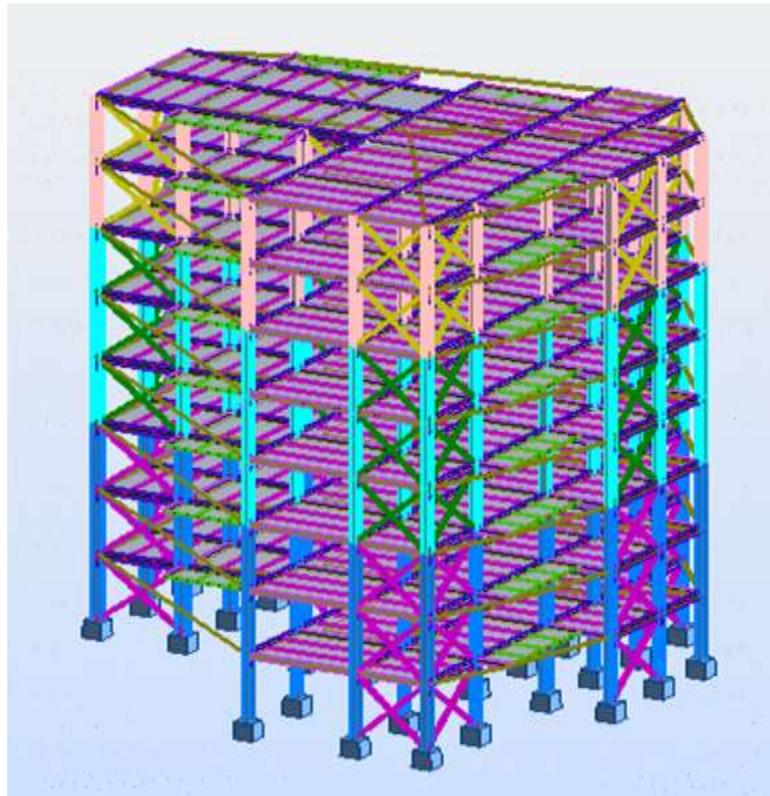


Figure 6-9: Vue 3D du 3ème modèle

Les changements opérés sont :

- Changement des sections :

Tableau 6-6: les profilés finaux

Sections Etages	Poteaux	Poutres		Contreventements
		principal	secondaire	
du RDC au 2 ^{ème}	HEM 500	IPE400	IPE300	2 UPN 200
du 3 ^{ème} au 5 ^{ème}	HEM 450			2 UPN 180
du 6 ^{ème} au 7 ^{ème}	HEM 400			2 UPN 160

- Les résultats du modèle final :

Tableau 6-7: Les périodes et les facteurs de participation massique du 3ème modèle

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
4/ 1	2,31	0,43	4,69	56,70	0,0	4,69	56,70
4/ 2	2,48	0,40	81,42	61,59	0,0	76,73	4,88
4/ 3	3,52	0,28	82,01	79,81	0,0	0,59	18,22
4/ 4	6,69	0,15	82,91	88,83	0,0	0,90	9,02
4/ 5	7,17	0,14	93,58	89,97	0,0	10,67	1,14
4/ 6	10,08	0,10	93,62	92,60	0,0	0,04	2,63
4/ 7	11,04	0,09	94,01	95,47	0,0	0,39	2,87
4/ 8	11,89	0,08	97,00	95,86	0,0	2,99	0,39
4/ 9	15,14	0,07	97,12	96,45	0,0	0,13	0,59
4/ 10	16,38	0,06	98,42	96,46	0,0	1,30	0,01

- **Constatation**

- Une période fondamentale $T=0,43s$
- Le 1^{er} mode est un mode de translation Y-Y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de rotation.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- La participation massique dans les deux sens dépasse les 90% dans le 6^{ème} mode.

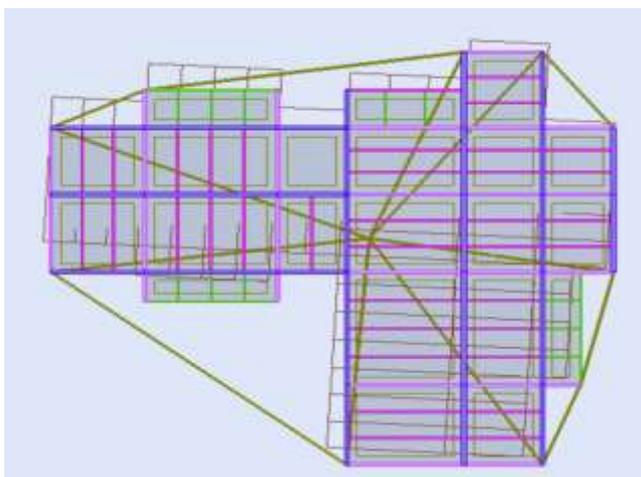


Figure 6-10: 1er mode de translation (Y-Y)

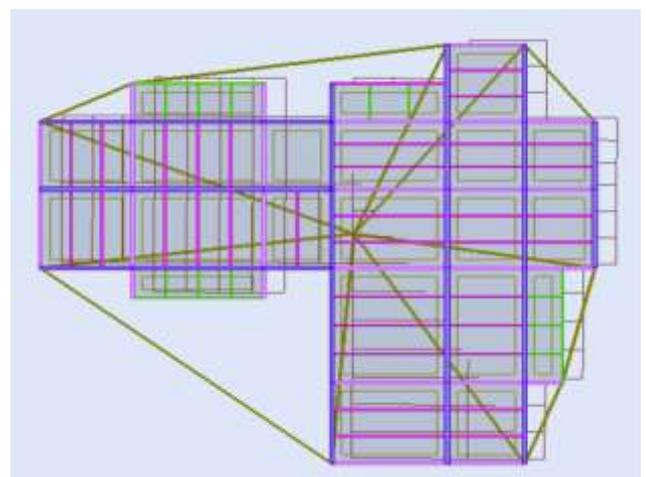


Figure 6-11: 2ème mode de translation (X-X)

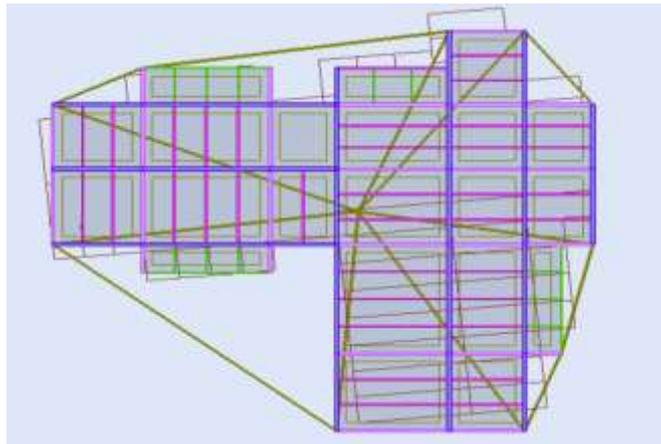


Figure 6-12: 3ème mode de rotation

- **Remarque :**

Ce modèle est satisfaisant vis-à-vis le comportement de la structure et la période fondamentale.

6.5.3.1. Résultantes des forces sismiques :

6.5.3.1.1. Effort tranchant à la base :

	A	D	Q	R	W	V	0,8.V
sens X	0,25	2,4	1,25	4	15875,63	2976,68	2381,34
Sens-Y	0,25	2,4	1,25	4	15875,63	2976,68	2381,34

$E_{x\max}$	4945,28
$E_{y\max}$	4670,59

$$E_{x\max} = 4945.28 \geq 0.8V = 2381.34 \rightarrow \text{C. Vérifié}$$

$$E_{y\max} = 4670.59 \geq 0.8V = 2381.34 \rightarrow \text{C. Vérifié}$$

6.5.3.1.2. Vérification des déplacements latéraux inter-étages :

Selon le règlement [3] les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

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

- **Sens (X-X) :**

Tableau 6-8: déplacements latéraux d'inter-étages sens X-X

plancher	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	Δk (cm)	h étage (cm)	0,01 h (cm)	r %	condition
plancher 8	5,13	4	20,52	1,24	340	3,4	36,47	vérifié
plancher 7	4,82		19,28	2			58,82	vérifié
plancher 6	4,32		17,28	2,32			68,24	vérifié
plancher 5	3,74		14,96	2,76			81,18	vérifié
plancher 4	3,05		12,2	3,12			91,76	vérifié
plancher 3	2,27		9,08	2,96			87,06	vérifié
plancher 2	1,53		6,12	3,08			90,59	vérifié
plancher 1	0,76		3,04	3,04			89,41	vérifié

- **Sens (Y-Y) :**

Tableau 6-9: déplacements latéraux d'inter-étages sens Y-Y

plancher	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	Δk (cm)	h étage (cm)	0,01 h (cm)	r %	condition
plancher 8	4,59	4	18,36	1,24	340	3,4	36,47	vérifié
plancher 7	4,28		17,12	1,88			55,29	vérifié
plancher 6	3,81		15,24	2,12			62,35	vérifié
plancher 5	3,28		13,12	2,52			74,12	vérifié
plancher 4	2,65		10,6	2,76			81,18	vérifié
plancher 3	1,96		7,84	2,6			76,47	vérifié
plancher 2	1,31		5,24	2,64			77,65	vérifié
plancher 1	0,65		2,6	2,6			76,47	vérifié

- **Remarque**

Les déplacements relatifs inter-étages sont inférieurs à la limite imposée par le règlement [3].

• **Résumé**

Au vu des résultats obtenus pour ce modèle :

- ✓ Vérification des modes de translations.
- ✓ Vérification des déplacements inter-étages.
- ✓ Vérification de la participation massique.
- ✓ Vérification de l'effort tranchant.

6.5.3.1.3. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

D'après le RPA99/ver2003 les effets du 2° ordre (effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

Avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K.

$$p_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k'

Tableau 6-10: vérification de l'effet P- Δ. Sens X-X

plancher	Pk	Δk	Vk	hk	θ	θ/0,1	condition
	kN	cm	kN	cm	/		/
plancher 8	2039,49	1,24	1031,74	340	0,01	0,07	vérifié
plancher 7	3979,78	2	1949,76		0,01	0,12	vérifié
plancher 6	5926,41	2,32	2737,65		0,01	0,15	vérifié
plancher 5	7879,38	2,76	3415,15		0,02	0,19	vérifié
plancher 4	9832,36	3,12	3973,41		0,02	0,23	vérifié
plancher 3	11791,64	2,96	4404,76		0,02	0,23	vérifié
plancher 2	13757,24	3,08	4718,08		0,03	0,26	vérifié
plancher 1	15875,63	3,04	4891,11		0,03	0,29	vérifié

Tableau 6-11: vérification de l'effet P- Δ . Sens Y-Y

plancher	Pk	Δk	Vk	hk	θ	$\theta/0,1$	condition
	kN	cm	kN	cm	/		/
plancher 8	2039,49	1,24	841,28	340	0,01	0,09	vérifié
plancher 7	3979,78	1,88	1593,31		0,01	0,14	vérifié
plancher 6	5926,41	2,12	2233,75		0,02	0,17	vérifié
plancher 5	7879,38	2,52	2777,68		0,02	0,21	vérifié
plancher 4	9832,36	2,76	3219,86		0,02	0,25	vérifié
plancher 3	11791,64	2,6	3562,29		0,03	0,25	vérifié
plancher 2	13757,24	2,64	3816,07		0,03	0,28	vérifié
plancher 1	15875,63	2,6	3956,92		0,03	0,31	vérifié

- **Remarque**

La condition $\phi \leq 0.1$ est vérifiée pour tous les niveaux, donc l'effet P- Δ peut être négligé.

6.6. CONCLUSION

On conclue que le modèle renforcé par des palées triangulées en X est satisfaisant vis-à-vis aux exigences des règles de [3].

Chapitre 7 :

VERIFICATION DES ELEMENTS

7.1. INTRODUCTION :

La vérification des éléments de l'ossature d'un bâtiment exige que sous toutes les combinaisons d'action possibles, définies réglementairement, la stabilité doit être assurée, globalement au niveau de la structure et individuellement au niveau de chaque élément.

7.2. VERIFICATION DES POTEAUX :

Le pré dimensionnement des poteaux a été établi vis-à-vis du flambement et après étude dynamique on a remarqué que les poteaux sont sollicités en flexion et en compression axiale.

7.2.1. Procédure de calcul :

Les poteaux sont soumis à la flexion composée où chaque poteau est soumis à un effort normal « N » et deux moments fléchissant M_x et M_y . La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlements sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens.

Les différentes sollicitations doivent être combinées dans les cas les plus défavorables, qui sont :

- ✓ **Cas 1** : Une compression maximale N_{sd} et un moment $M_{y,sd}$ et $M_{z,sd}$ correspondant.
- ✓ **Cas 2** : Un moment $M_{y,sd}$ maximal et une compression N_{sd} et $M_{z,sd}$ correspondant.
- ✓ **Cas 3** : Un moment $M_{z,sd}$ maximal et une compression N_{sd} et $M_{y,sd}$ correspondant.

- **Combinaisons des charges :**

Les vérifications doivent être faites sous les combinaisons suivantes :

- ✓ 1,35G+1,5Q
- ✓ G +Q ± E
- ✓ 0,8G±E

- **Les étapes de la vérification du flambement par flexion (art 5.5.4 [6]) :**

Les éléments sollicités en compression flexion doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\chi \times \frac{N_{sd}}{A \times f_y} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{W_{pl,y} \times f_y} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times f_y} \leq 1 \quad \text{eq 5.51 [6]}$$

Ou :

$$\left\{ \begin{array}{l} K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times F_y} \quad K_y \leq 1.5 \\ \mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2 \cdot \beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) \quad \mu_y \leq 0.90 \\ K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times F_y} \quad K_z \leq 1.5 \\ \mu_z = \bar{\lambda}_z \cdot (2 \cdot \beta_{M,z} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right) \quad \mu_z \leq 0.90 \end{array} \right.$$

- Où χ_y et χ_z sont les coefficients de réduction pour les axes y-y et z-z respectivement.

- Et $\beta_{M,y}$ et $\beta_{M,z}$ sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion

7.2.1.1. Poteaux rectangulaires :

➤ Cas : poteau plus sollicité N^{\max} , $M_{sd,y}^{\text{corr}}$, $M_{sd,z}^{\text{corr}}$

Les résultats donnés par le logiciel **ROBOT** sont mentionnés dans le tableau ci-dessous

Tableau 7-1: Les valeurs des efforts internes

Etages	combinaisons	N^{\max}	$M_{sd,y}^{\text{corr}}$	$M_{sd,z}^{\text{corr}}$
		(kN)	(kN.m)	(kN.m)
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	G+Q+Ey	238,18	-104,62	17,97
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème}	G+Q+Ey	772,45	-228,70	32,34
RDC, 1 ^{ère} et 2 ^{ème}	G+Q+Ey	1429,26	-299,72	35,21

Tableau 7-2: Vérification du poteau au flambement composé

Etage	profilé	$\bar{\lambda}$		Les coefficients			Valeur finale	Condition (≤1)
		$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	χ_{min}	K_y	K_z		
6 ^{ème} à 7 ^{ème}	HEM 400	0.2	0.47	0.9	1.00	0.68	0,29	Vérifiée
3 ^{ème} à 5 ^{ème}	HEM 450	0.17	0.49	0.89	1,00	0.65	0,59	Vérifiée
RDC à 2 ^{ème}	HEM 500	0.18	0.48	0.89	0,99	0.67	0,75	vérifiée

➤ Exemple de calcul (poteau RDC HEM 500)

On doit vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{\frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{\frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Avec :

$$N_{pl} = A \cdot f_y$$

$$M_{ply} = W_{ply} \cdot f_y$$

$$M_{plz} = W_{plz} \cdot f_y$$

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

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + \sqrt{(\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)}} \text{ et } \chi_z = \frac{1}{\varphi_z + \sqrt{(\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2)}}$$

✓ Plan (z-z) : $\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9 \varepsilon} = \frac{L_{fy}/i_y}{93,9 \varepsilon}$ avec $\left(\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \right)$

✓ Plan (y-y) : $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9 \varepsilon} = \frac{L_{fz}/i_z}{93,9 \varepsilon}$

On a une structure à nœuds fixes :

$$\frac{l_f}{L_0} = \frac{1 + 0,145(\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{2 - 0,364(\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}$$

- $K_C = \frac{I_{poteau}}{H} (HEM 500) = \frac{161900}{340} = 476,18$

- $K_{C1} = K_C = \frac{I_{poteau}}{H} (HEM500) = 476,18$

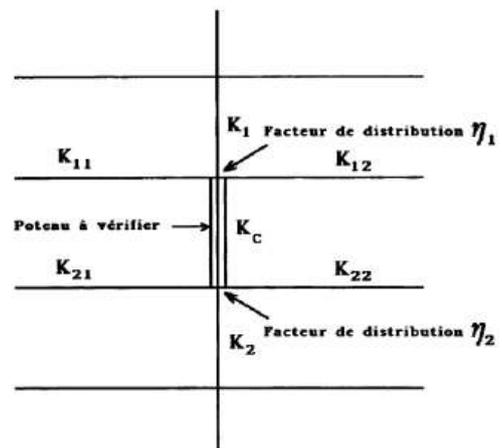
- $K_{11} = \frac{I_{poutre}}{L} (IPE 400) = \frac{23130}{290} = 79,76$

- $K_{12} = \frac{I_{poutre}}{L} (IPE 400) = \frac{23130}{560} = 41,30$

$$\eta_1 = \frac{K_C + K_{C1}}{K_C + K_{C1} + K_{11} + K_{12}} = 0,89$$

$$\eta_2 = \frac{K_C + K_{C2}}{K_C + K_{C2} + K_{21} + K_{22}} = 0 \text{ (encastré)}$$

$$\frac{l_{fy}}{H_0} = 0,61 \Rightarrow l_{fy} = 2,074 \text{ m}$$



$$\frac{l_{fz}}{H_0} = 0,5 \Rightarrow l_{fz} = 1,70 \text{ m}$$

$$\overline{\lambda}_y = 0,1 \text{ et } \overline{\lambda}_z = 0,24$$

Le choix de la courbe de flambement :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = 1,71 \\ t_f = 40 \text{ mm} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{axe (y-y)} \rightarrow \text{courbe a} \\ \text{axe (z-z)} \rightarrow \text{courbe b} \end{array} \right.$$

$$\phi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_y \cdot (\overline{\lambda}_y - 0,2) + \overline{\lambda}_y^2]$$

$$\phi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha_z \cdot (\overline{\lambda}_z - 0,2) + \overline{\lambda}_z^2]$$

$$\text{Avec : } \alpha_y = 0,21 \text{ et } \alpha_z = 0,34$$

$$\Rightarrow \phi_y = 0,49 \text{ et } \phi_z = 0,54$$

$$\Rightarrow \chi_y = 1 \text{ et } \chi_z = 0,98$$

M₁ et M₂ sont des moments M_{sd}

$$\beta_{M\phi} = 1,8 - 0,7\phi ; \text{ avec } \phi = \frac{M_1}{M_2}$$

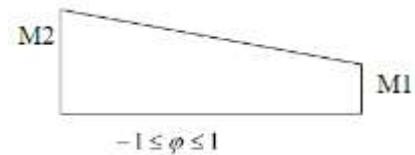
$$\phi_y = \frac{1,86}{607,80} = 0,003 \rightarrow \beta_{M\phi} = 1,8$$

$$\phi_z = \frac{0,33}{60,87} = 0,004 \rightarrow \beta_{M\phi} = 1,8$$

$$\left. \begin{array}{l} W_{pl,y} = 7094 \text{ cm}^3 \\ W_{el,y} = 6180 \text{ cm}^3 \\ \beta_{M\phi} = 1,8 \\ \overline{\lambda}_y = 0,1 \end{array} \right\} \Rightarrow \mu_y = 0,11$$

$$\text{Donc } K_y = 1 - \frac{0,11 \times 1215,23 \times 10^3}{1 \times 34430 \times 235} = 0,98$$

$$\left. \begin{array}{l} W_{pl,z} = 1932 \text{ cm}^3 \\ W_{el,z} = 1252 \text{ cm}^3 \\ \beta_{M\phi} = 1,8 \\ \overline{\lambda}_z = 0,24 \end{array} \right\} \Rightarrow \mu_z = 0,45$$



$$\text{Donc } K_z = 1 - \frac{0,45 \times 1215,23 \times 10^3}{0,89 \times 34430 \times 235} = 0,92$$

Vérification :

$$\frac{1215,23 \times 10^3}{0,89 \times \frac{344,3 \times 10^2 \times 235}{1,1}} + \frac{0,98 \times 649,24 \times 10^6}{\frac{7094 \times 10^3 \times 235}{1,1}} + \frac{0,92 \times 80,84 \times 10^6}{\frac{1932 \times 10^3 \times 235}{1,1}} = 0,79 < 1 \text{ Condition vérifiée}$$

Dans le cas de la flexion composée il y'a lieu aussi de vérifier la résistance du profilé au déversement :

Pour les sections de classe 1 :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{sd,y}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \times M_{sd,z}}{\frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

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

$\beta_w = 1$ Pour les sections de classe 1 et 2

$$\frac{K \times L / i_z}{\sqrt{C_1} \cdot \left[\left[\frac{K}{K_w} \right]^2 + \frac{1}{20} \cdot \left[\frac{K \times L / i_z}{h / t_f} \right]^2 \right]^{0,25}} \text{ Avec : } C_1 = 2,609 ; K = 0,5 ; K_w = 0,5 ; \lambda_1 = 86,81$$

$$\lambda_{LT} = \frac{(0,5 \times 3400) / 74,6}{\sqrt{2,609} \times \left[\left[\frac{0,5}{0,5} \right]^2 + \frac{1}{20} \times \left[\frac{(0,5 \times 3400) / 74,6}{524/40} \right]^2 \right]^{0,25}} = 13,62$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,14 < 0,4 \Rightarrow \text{Pas de risque de déversement}$$

Après avoir faire les vérifications il y'a pas de risque de déversement dans toutes les sections des poteaux.

7.3. VERIFICATION DES POUTRES PRINCIPALES :

- Travée $L = 2,9 \text{ m}$:

Position de l'axe neutre plastique :

$$- R_{\text{béton}} = \frac{0,85 \times f_{ck}}{1,5} \times b_{eff} \times h_c \text{ avec } f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{béton}} = \left(\frac{0,85 \times 25}{1,5} \times 1400 \times 65 \right) \times 10^{-3} \Rightarrow R_{\text{béton}} = 1289,17 \text{ kN}$$

$$- R_{acier} = 0,95 \times f_y \times A_a$$

$$R_{acier} = 0,95 \times 235 \times 8446 \times 10^{-3} \Rightarrow R_{acier} = 1885,57 \text{ kN}$$

$$R_{b\acute{e}ton} < R_{acier}$$

$$- R_W = 0,9 \times f_y \times A_W = 0,9 \times 235 \times 2846,6 \Rightarrow R_W = 602,05 \text{ kN}$$

$$R_{b\acute{e}ton} > R_W$$

Axe neutre se trouve dans la semelle supérieure du profilé

• **Moment fléchissant :**

$$\begin{aligned} M_{pl,rd} &= R_a \times \frac{h_a}{2} + R_b \left(\frac{h_b}{2} + h_p \right) \\ &= 1885,57 \times \frac{400}{2} + 1289,17 \times \left(\frac{65}{2} + 55 \right) \times 10^{-3} \\ &= 489,92 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$M_{sd} = 7,85 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Effort tranchant :**

$$\text{On doit vérifier que : } V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{f_y \cdot A_v}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$$

$$V_{sd} = 19,08 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{2574 \times 235}{\sqrt{3} \times 1} \times 10^{-3} = 349,23 \text{ kN}$$

$$V_{sd} < V_{pl,rd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

La vérification des poutres est faite de la manière, et les résultats sont établis dans le tableau ci-dessous :

Tableau 7-3: vérification des poutres principales

Travée	Profilé	M_{sd}	$M_{pl,rd}$	$M_{sd} \leq M_{pl,rd}$	V_{sd}	$V_{pl,rd}$	$V_{sd} \leq V_{pl,rd}$
5,6	IPE400	-1.18	307,18	c.vérifiée	5,08	579,22	c.vérifiée
3,95	IPE400	-0,39	307,18	c.vérifiée	1,77	579,22	c.vérifiée
3,3	IPE400	-0,24	307,18	c.vérifiée	1,29	579,22	c.vérifiée

7.4. VERIFICATION DU SYSTEME DE CONTREVENTEMENT :

Le contreventement de cette structure est assuré par des palées triangulées (UPN 200; UPN180 ; UPN160) en X.

7.4.1 Palées triangulées en X :

D'après l'article 8.4.2 de RPA99/ver2003, il est admis de considérer que seules les barres tendues, pour un sens donné de l'action sismique, interviennent avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature.

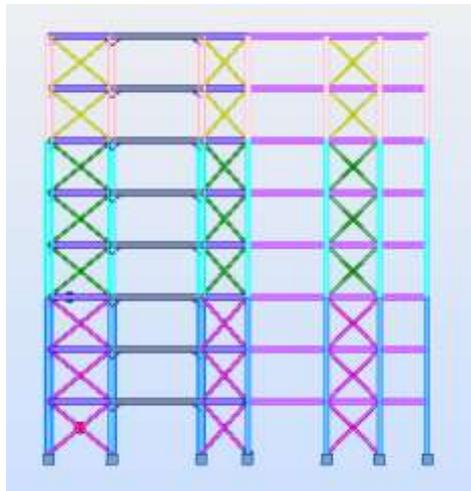


Figure 7-2: vérification sur RSA des contreventements dans le sens X-X

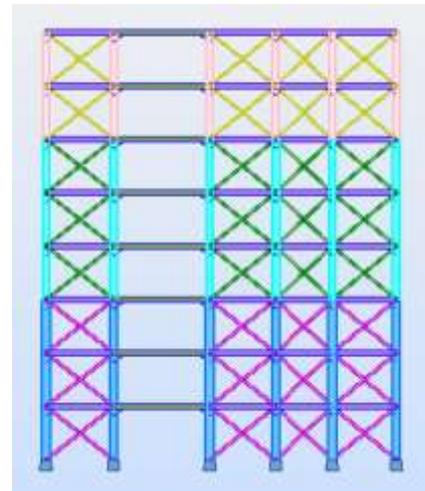


Figure 7-1: vérification sur RSA des contreventements dans le sens Y-Y

• Vérification à la compression :

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{c,rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m1}}$

Où :

- N_{sd} : Effort normal maximum dans les diagonales (compression).
- $N_{c,rd}$: Effort normal plastique.
- $f_y = 235$ Mpa
- $\gamma_{m1} = 1,1$
- χ : Coefficient de réduction pour le mode de flambement à considérer en fonction de λ .
- $\bar{\lambda}$: L'élanement réduit.

On a :

$$L = 2,37 \text{ m}; \lambda_y = \frac{237}{7,7} = 30,76; \lambda_z = \frac{237}{3,3} = 71,81$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\lambda}_z = \frac{l_{fz}/i_z}{\lambda_1} = 0,33 \\ \bar{\lambda}_y = \frac{l_{fy}/i_y}{\lambda_1} = 0,76 \end{array} \right\} \text{ Avec } \begin{cases} \lambda_1 = 93,91 \cdot \varepsilon \\ \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \\ \text{S235} \rightarrow f_y = 235 \text{ MPa} \end{cases}$$

- **Choix de la courbe de flambement (tab 55.3 [6]) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{200}{75} = 2,67 \\ t_f = 11,5 \text{ mm} \end{array} \right\} \Rightarrow \{ \text{axe zz} \rightarrow \text{courbe b} \rightarrow \alpha_z = 0,34$$

α : facteur d'imperfection

- **Coefficient de réduction :**

$$\varphi = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (0,33 - 0,2) + 0,33^2] = 0,58$$

$$\chi_{\min} = \frac{1}{0,58 + \sqrt{0,58^2 - 0,33^2}} = 0,95$$

$$N_{c,rd} = \frac{0,95 \times 1 \times 32,2 \times 10^2 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 718,86 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 697,17 \text{ kN} < N_{c,rd} = 718,86 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

7.5. CONCLUSION :

On conclut que la stabilité de l'ossature de bâtiment est assurée pour chaque élément et par conséquent globalement par toute la structure.

Chapitre 8 :

ETUDE DES ASSEMBLAGES

8.1. 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. Les classes principales d'assemblages sont les suivantes : Assemblages où se produit un changement de direction ; assemblages poutre-poteau, assemblages poutre - poutre et assemblages entre éléments de structures en treillis.

Assemblages d'éléments différents incluant l'assemblage de la structure en acier à d'autres parties du bâtiment comme par exemple les pieds de poteaux, les assemblages au noyau en béton et les assemblages avec des panneaux, des planchers et des toitures. Les assemblages constituent des parties importantes de chaque structure en acier. Les propriétés mécaniques des assemblages ont une influence significative sur la raideur et la stabilité de la structure tout entière.

Les moyens les plus courants dans l'assemblage des structures métalliques sont le boulonnage et la soudure.

❖ Le boulonnage

Les boulons de construction sont disponibles dans de nombreuses dimensions et nuances. Les boulons non précontraints sont utilisés dans la majorité des structures. En cas d'exigences particulières en matière de raideur, par exemple lorsque le glissement doit être empêché en raison d'un chargement alterné ou d'un risque de fatigue, on a recours à des boulons à haute résistance.

La résistance d'un assemblage (non précontraint) travaillant en pression diamétrale dépend de la résistance des boulons en cisaillement et de la résistance des plats à la pression diamétrale.

Tableau 8.1: Caractéristiques des boulons.

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.8
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	360	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	600	800	1000

- **Coefficients partiels de sécurité (art 6.5.6.1 [6]) :**

- Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{mb} = 1,25$
- Résistance des boulons à traction : $\gamma_{mb} = 1,5$

- **Coefficient de frottement (art 6.5.6.3 [6]) :**

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc.

- $\mu = 0,50$ pour les surfaces de la classe A.
- $\mu = 0,40$ pour les surfaces de la classe B.
- $\mu = 0,30$ pour les surfaces de la classe C.
- $\mu = 0,20$ pour les surfaces de la classe D.

- ❖ **La soudure :**

Lorsque des conditions favorables de travail sont réunies, le soudage constitue le moyen le plus économique de réaliser des assemblages résistants. C'est la raison pour laquelle les assemblages fabriqués en atelier sont habituellement soudés. Les assemblages réalisés sur chantier (montage) sont par contre généralement boulonnés ; une préparation préliminaire des assemblages en atelier - soudage de plats, etc. - est souvent effectuée en atelier en vue du boulonnage sur chantier.

Dans la construction soudée de bâtiments, environ 80 % des soudures sont des soudures d'angle et 15 % des soudures en bout. Les 5 % restants sont des soudures en bouchon, en entaille et par points. Deux types de soudures sont couramment utilisés : les soudures d'angle et les soudures en bout. Les soudures doivent être inspectées pour déceler les éventuels défauts et ainsi s'assurer de leur capacité à remplir le rôle qui leur est réservé au sein de la structure.

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants.
 - Assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.
- **Facteur de corrélation approprié β_w (art 6.5.3 [6]) :**

Tableau 8.2: valeurs du Facteur de corrélation approprié β_w .

Nuance d'acier	Fe360 (S235)	Fe430 (S275)	Fe510 (S355)
β_w	0,8	0,85	0,9

- **Coefficients partiels de sécurité γ_{mw} :**

Tableau 8.3: valeurs du Coefficients partiels de sécurité γ_{mw} .

Nuance d'acier	Fe360 (S235)	Fe430 (S275)	Fe510 (S355)
γ_{mw}	1,25	1,3	1,35

- **Valeur de coefficient réducteur K_s :**

Tableau 8.4: valeurs des coefficients réducteurs K_s .

Type de trous	K_s
Normalisés	1,0
Surdimensionnés ou oblongs courts	0,85
Oblongs longs	0,7

8.2. CALCUL DES DIFFERENTS ASSEMBLAGES :

Dans ce chapitre, nous allons traiter les différents types d'assemblages suivants :

1. Assemblage poteau poutre
2. Assemblage poutre-solive
3. Assemblage contreventement
4. Assemblage pied de poteau

On va calculer les assemblages manuellement et à l'aide du logiciel **ROBOT**.

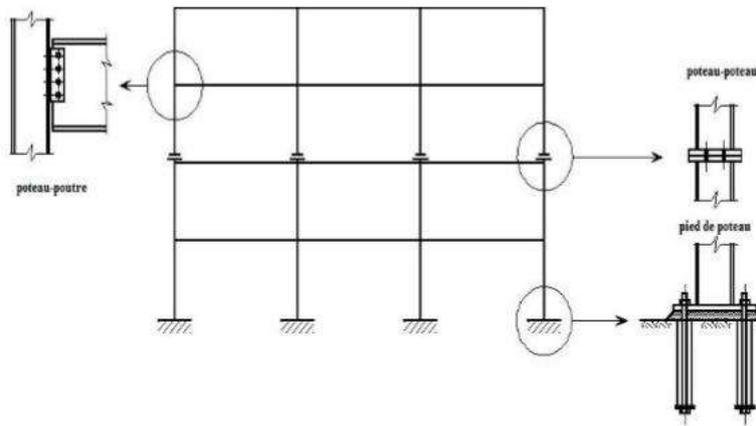


Figure 8-1: Différents types d'assemblages [12].

8.2.1. Assemblage poteau (HEM 500) - poutre (IPE 400) :

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014</p> <p>Calcul de l'Encastrement poutre-Poteau</p> <p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	 <p>Ratio 0,08</p>
--	---	---

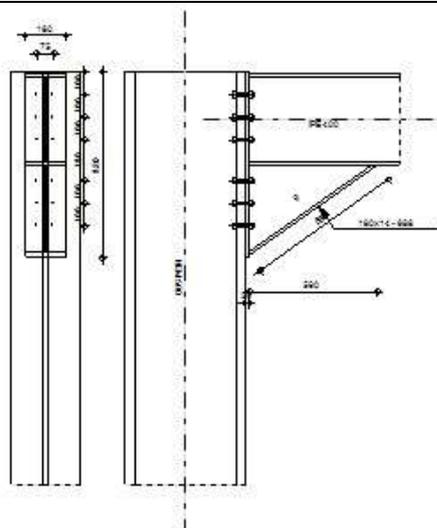


Figure 8-2: Assemblage poteau-poutre avec jarret

Général

Assemblage N°: 3
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Nœud de la structure: 15
 Barres de la structure: 187, 20

Géométrie :**Poteau**

Profilé:	HEM 500		
Barre N°:	187		
$\alpha =$	-90,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	524	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	306	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	21	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	40	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	344,30	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{xc} =$	161929,00	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	ACIER E24		
$f_{yc} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Poutre

Profilé:	ipe 400		
Barre N°:	20		
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	400	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	180	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	84,46	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	23128,40	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E24		
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	14	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
$F_{TRd} =$	99,36	[kN]	Résistance du boulon à la traction

$d =$	14 [mm]	Diamètre du boulon
$n_h =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	6	Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	100 [mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	75 [mm]	
Entraxe $p_i =$	100; 100; 180; 100; 100 [mm]	

Platine

$h_p =$	820 [mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	180 [mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20 [mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER E24	
$f_{yp} =$	235,00 [MPa]	Résistance

Jarret inférieur

$w_d =$	180 [mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	14 [mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	400 [mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	9 [mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	560 [mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	35,5 [Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER	
$f_{ybu} =$	235,00 [MPa]	Résistance

Soudures d'angle

$a_w =$	7 [mm]	Soudure âme
$a_r =$	10 [mm]	Soudure semelle
$a_{fd} =$	7 [mm]	Soudure horizontale

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

Efforts

Etat limite: ultime

Cas: 24: $G+Q+1.5E_y (1+2+3) * 1.00+6*1.50$

- $M_{b1,Ed} = 0,11$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
- $V_{b1,Ed} = 0,66$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite
- $N_{b1,Ed} = -0,00$ [kN] Effort axial dans la poutre droite
- $M_{b2,Ed} = 0,07$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche
- $V_{b2,Ed} = 0,22$ [kN] Effort tranchant dans la poutre gauche
- $N_{b2,Ed} = -0,00$ [kN] Effort axial dans la poutre gauche
- $M_{c1,Ed} = 440,89$ [kN*m] Moment fléchissant dans le poteau inférieur
- $V_{c1,Ed} = -262,01$ [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur
- $N_{c1,Ed} = -1395,56$ [kN] Effort axial dans le poteau inférieur
- $M_{c2,Ed} = -35,45$ [kN*m] Moment fléchissant dans le poteau supérieur
- $V_{c2,Ed} = -20,86$ [kN] Effort tranchant dans le poteau supérieur
- $N_{c2,Ed} = -1180,03$ [kN] Effort axial dans le poteau supérieur

Résultats

Résistances de la poutre

COMPRESSION

$A_b = 84,46$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{cb,Rd} = 1984,81$ [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 77,09$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd} = 1045,95$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié	(0,00)
----------------------------------	---------------	----------------	--------

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1307,15$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 307,18$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 2923,83$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{cb,Rd} = 687,10$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 687,10$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 785$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta = 0,0$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 35,5$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 224$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 42,69$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 1,00$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 0,08$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$F_{c,wb,Rd1} = 633,82$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 331$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 0,99$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,81$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$F_{c,wb,Rd2} = 511,98$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \gamma_{M0})$$

$F_{c,wb,Rd3} = 713,81$ [kN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1} , F_{c,wb,Rd2} , F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 511,98 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistances du poteau

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$$M_{b1,Ed} = 0,11 \text{ [kN*m]} \text{ Moment fléchissant dans la poutre droite} \quad [5.3.(3)]$$

$$M_{b2,Ed} = 0,07 \text{ [kN*m]} \text{ Moment fléchissant dans la poutre gauche} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c1,Ed} = -262,01 \text{ [kN]} \text{ Effort tranchant dans le poteau inférieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c2,Ed} = -20,86 \text{ [kN]} \text{ Effort tranchant dans le poteau supérieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$z = 652 \text{ [mm]} \text{ Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 120,63 \text{ [kN]} \text{ Panneau d'âme en cisaillement} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{vs} = 129,50 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = 129,50 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 * (f_{y,wc} * A_{vc} + f_{y,wp} * A_{vp} + f_{ys} * A_{vd}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0})$$

$$V_{wp,Rd} = 1581,32 \text{ [kN]} \text{ Résistance du panneau d'âme au cisaillement} \quad [6.2.6.1]$$

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	$0,08 < 1,00$	vérifié	$(0,08)$
----------------------------------	---------------	----------------	----------

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 21 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 420 \text{ [mm]} \text{ Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 129,50 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1 1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 1,00 \text{ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 93,63 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \text{ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wbc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 2072,08 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 390 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,60 \text{ Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 1,00 \text{ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$F_{c,wb,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 2072,08 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 2072,08 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 21 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 417 \text{ [mm]} \text{ Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 129,50 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 1,00 \text{ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 93,63 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \text{ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wbc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 2056,83 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 390 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,60 \text{ Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 1,00 \text{ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$F_{c,wb,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 2056,83 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 2056,83 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Paramètres géométriques de l'assemblage

Tableau 8.5: longueurs efficaces et paramètres - semelle du poteau

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	5	-	116	-	100	34	166	34	166	117	133	117	133
2	5	-	116	-	100	34	166	34	166	200	100	100	100
3	5	-	116	-	140	34	166	34	166	200	100	100	100
4	5	-	116	-	140	34	166	34	166	200	100	100	100
5	5	-	116	-	100	34	166	34	166	200	100	100	100
6	5	-	116	-	100	34	166	34	166	117	133	117	133

Tableau 8.6: longueurs efficaces et paramètres - platine d'about

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	25	-	53	-	100	159	166	159	166	179	133	133	133
2	25	-	53	-	100	159	167	159	167	200	100	100	100
3	25	-	53	-	140	159	167	159	167	280	140	140	140
4	25	-	53	-	140	159	167	159	167	280	140	140	140
5	25	-	53	-	100	159	167	159	167	200	100	100	100
6	25	-	53	-	100	159	167	159	167	179	133	133	133

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

- m – Distance du boulon de l'âme
- $l_{eff,nc}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- $l_{eff,2}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- $l_{eff,cp,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- $l_{eff,2,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

Résistance de l'assemblage à la compression

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 1023,95 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	vérifié	(0,00)
---------------------------------	-------------	---------	--------

Résistance de l'assemblage à la flexion

$$F_{t,Rd} = 99,36 \text{ [kN]} \text{ Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 231,17 \text{ [kN]} \text{ Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F _{t1,Rd,comp} - Formule	F _{t1,Rd,comp}	Composant
F _{t1,Rd} = Min (F _{t1,Rd,comp})	167,11	Résistance d'une rangée de boulon

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t,fc,Rd(1)} = 198,72$	198,72	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 167,11$	167,11	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 198,72$	198,72	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 321,02$	321,02	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 462,34$	462,34	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 4435,61$	4435,61	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 2072,08$	2072,08	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 875,34$	875,34	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 511,98$	511,98	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	167,11	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 198,72$	198,72	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 167,11$	167,11	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 198,72$	198,72	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 321,02$	321,02	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 462,34$	462,34	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 4435,61 - 167,11$	4268,49	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 2072,08 - 167,11$	1904,97	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 875,34 - 167,11$	708,23	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 511,98 - 167,11$	344,86	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 397,44 - 167,11$	230,33	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1055,98 - 167,11$	888,87	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 397,44 - 167,11$	230,33	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 470,82 - 167,11$	303,71	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$$

$$F_{t2,Rd} = 143,30 \text{ [kN]} \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
---	-------------------------------	------------------

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	167,11	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 198,72$	198,72	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 167,11$	167,11	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 198,72$	198,72	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 321,02$	321,02	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 462,34$	462,34	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^2 F_{ti,Rd} = 4435,61 - 310,41$	4125,20	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 2072,08 - 310,41$	1761,67	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 875,34 - 310,41$	564,93	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 511,98 - 310,41$	201,57	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 397,44 - 143,30$	254,14	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 925,73 - 143,30$	782,44	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 596,16 - 310,41$	285,75	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 1399,35 - 310,41$	1088,94	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 397,44 - 143,30$	254,14	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 485,04 - 143,30$	341,74	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 596,16 - 310,41$	285,75	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 753,76 - 310,41$	443,35	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 119,48 \text{ [kN]} \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 119,48 \text{ [kN]} \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	82,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 198,72$	198,72	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 167,11$	167,11	Ame du poteau - traction

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(4)} = 198,72$	198,72	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 321,02$	321,02	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 462,34$	462,34	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 4435,61 - 429,89$	4005,72	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 2072,08 - 429,89$	1642,19	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 875,34 - 429,89$	445,45	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 511,98 - 429,89$	82,08	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 397,44 - 119,48$	277,96	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 925,73 - 119,48$	806,25	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 596,16 - 262,78$	333,38	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 1294,67 - 262,78$	1031,89	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 794,88 - 429,89$	364,99	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 1668,10 - 429,89$	1238,20	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 397,44 - 119,48$	277,96	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 565,88 - 119,48$	446,40	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 596,16 - 262,78$	333,38	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 767,98 - 262,78$	505,20	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 794,88 - 429,89$	364,99	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 1036,70 - 429,89$	606,81	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 76,61 \text{ [kN]} \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 76,61 \text{ [kN]} \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp} p	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	5,47	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 198,72$	198,72	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 167,11$	167,11	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 198,72$	198,72	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 321,02$	321,02	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 462,34$	462,34	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 4435,61 - 506,51$	3929,10	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 2072,08 - 506,51$	1565,58	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 875,34 - 506,51$	368,83	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 511,98 - 506,51$	5,47	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 397,44 - 76,61$	320,83	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 925,73 - 76,61$	849,12	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 596,16 - 196,10$	400,06	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 1294,67 - 196,10$	1098,57	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 794,88 - 339,39$	455,49	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 1587,11 - 339,39$	1247,71	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 993,60 - 506,51$	487,09	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 1873,47 - 506,51$	1366,96	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 397,44 - 76,61$	320,83	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 485,04 - 76,61$	408,43	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 596,16 - 196,10$	400,06	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 767,98 - 196,10$	571,88	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 794,88 - 339,39$	455,49	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 970,08 - 339,39$	630,69	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 993,60 - 506,51$	487,09	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 1238,80 - 506,51$	732,30	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6 :

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp} p	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min} (F_{t6,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(6)} = 198,72$	198,72	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(6)} = 167,11$	167,11	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(6)} = 198,72$	198,72	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 321,02$	321,02	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 462,34$	462,34	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^5 F_{ti,Rd} = 4435,61 - 511,98$	3923,63	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 2072,08 - 511,98$	1560,11	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 875,34 - 511,98$	363,36	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 511,98 - 511,98$	0,00	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 397,44 - 5,47$	391,97	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 1055,98 - 5,47$	1050,51	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 596,16 - 82,08$	514,08	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 1399,35 - 82,08$	1317,26	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 794,88 - 201,57$	593,31	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 1668,10 - 201,57$	1466,53	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 993,60 - 344,86$	648,74	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 1873,47 - 344,86$	1528,61	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd} = 1192,32 - 511,98$	680,34	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd} = 2071,92 - 511,98$	1559,94	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 397,44 - 5,47$	391,97	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 471,65 - 5,47$	466,18	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 596,16 - 82,08$	514,08	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 754,59 - 82,08$	672,50	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 794,88 - 201,57$	593,31	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 1037,53 - 201,57$	835,96	Ame de la poutre - traction - groupe

$F_{t6,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t6,Rd,comp}$ p	Composant
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{tj,Rd} = 993,60 - 344,86$	648,74	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{tj,Rd} = 1239,63 - 344,86$	894,76	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{tj,Rd} = 1192,32 - 511,98$	680,34	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{tj,Rd} = 1508,35 - 511,98$	996,37	Ame de la poutre - traction - groupe

Tableau 8.7: tableau récapitulatif des efforts

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	702	167,11	198,72	167,11	198,72	321,02	198,72	462,34
2	602	143,30	198,72	167,11	198,72	321,02	198,72	462,34
3	502	119,48	198,72	167,11	198,72	321,02	198,72	462,34
4	322	76,61	198,72	167,11	198,72	321,02	198,72	462,34
5	222	5,47	198,72	167,11	198,72	321,02	198,72	462,34
6	122	-	198,72	167,11	198,72	321,02	198,72	462,34

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 289,29 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,87 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 20,12 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 99,36 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 204,40 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 204,40 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	198,72	-0,00	167,11	0,06	0,06	40,23
2	198,72	-0,00	143,30	0,05	0,05	40,23

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
3	198,72	-0,00	119,48	0,04	0,04	40,23
4	198,72	-0,00	76,61	0,03	0,03	40,24
5	198,72	-0,00	5,47	0,00	0,00	40,24
6	198,72	-0,00	0,00	0,00	-0,00	40,24

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Rd} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 241,42 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

Résistance des soudures

$$A_w = 200,38 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de toutes les soudures} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wy} = 100,36 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire des soudures horizontales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wz} = 100,02 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire des soudures verticales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$I_{wy} = 154491,22 \text{ [cm}^4\text{]} \text{ Moment d'inertie du système de soudures} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

par rapport à l'axe horiz.

$$\sigma_{\perp max} = \tau_{\perp max} = 0,02 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte normale dans la soudure} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -0,02 \text{ [MPa]} \text{ Contraintes dans la soudure verticale} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\tau_{||} = 0,07 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte tangentielle} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

Résistance des soudures

$A_w =$	200,38 [cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$\beta_w =$	0,80	Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	0,04 < 365,00	vérifié	(0,00)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	0,12 < 365,00	vérifié	(0,00)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	0,02 < 262,80	vérifié	(0,00)

Rigidité de l'assemblage

$t_{wash} =$	3 [mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	10 [mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	14 [mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	78 [mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	2 [mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	18,54	955,71
1	702	1	12411	59	1	5,27	369,92
2	602	1	12411	45	1	4,50	270,86
3	502	1	12411	62	1	3,77	189,22
4	322	1	12411	62	1	2,42	77,80
5	222	1	12411	45	1	1,66	36,77
6	122	1	12411	59	1	0,91	11,13

$k_{eff,j} = 1 / (\sum_{i=3}^5 (1 / k_{i,j}))$ [6.3.3.1.(2)]

$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$

$Z_{eq} = 516$ [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$

$k_{eq} = 4$ [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)]

A_{vc} =	129,50 [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
β =	0,36	Paramètre de transformation	[5.3.(7)]
z =	516 [mm]	Bras de levier	[6.2.5]
k_1 =	27 [mm]	Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement	[6.3.2.(1)]
$b_{eff,c,wc}$ =	396 [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
t_{wc} =	21 [mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
d_c =	444 [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
k_2 =	13 [mm]	Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression	[6.3.2.(1)]
$S_{j,ini}$ =	$E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq})$		[6.3.1.(4)]
$S_{j,ini}$ =	142471,68 [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
μ =	1,00	Coefficient de rigidité de l'assemblage	[6.3.1.(6)]
S_j =	$S_{j,ini} / \mu$		[6.3.1.(4)]
S_j =	142471,68 [kN*m]	Rigidité en rotation finale	[6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 69385,20$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 4336,57$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE

Composant le plus faible:

PANNEAU D'AME DU POTEAU EN CISAILLEMENT

Remarques

Pince du boulon trop grande. 140 [mm] > 120 [mm]

Pince du boulon à l'âme du profil trop faible. 27 [mm] < 27 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,08

Matériau:	ACIER E24
$f_{yc} =$	235,00 [MPa] Résistance de calcul
$f_{uc} =$	365,00 [MPa] Résistance à la traction

Poutre

Profilé:	IPE 300
Barre N°:	50
$\alpha =$	0,0 [Deg] Angle d'inclinaison
$h_b =$	300 [mm] Hauteur de la section de la poutre
$b_b =$	150 [mm] Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	7 [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	11 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	15 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	53,81 [cm ²] Aire de la section de la poutre
$I_{yb} =$	8356,11 [cm ⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E24
$f_{yb} =$	235,00 [MPa] Résistance de calcul
$f_{ub} =$	365,00 [MPa] Résistance à la traction

Cornière

Profilé:	CAE 150x10
$h_k =$	150 [mm] Hauteur de la section de la cornière
$b_k =$	150 [mm] Largeur de la section de la cornière
$t_{fk} =$	10 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_k =$	16 [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$l_k =$	230 [mm] Longueur de la cornière
Matériau:	ACIER E24
$f_{yk} =$	235,00 [MPa] Résistance de calcul
$f_{uk} =$	365,00 [MPa] Résistance à la traction

Boulons

Boulons assemblant le poteau à la cornière

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	6.8	Classe du boulon
$d =$	12 [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	13 [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	0,84 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	1,13 [cm ²]	Aire de la section du boulon

Classe =	6.8	Classe du boulon
f_{ub} =	600,00 [MPa]	Résistance à la traction
k =	1	Nombre de colonnes des boulons
w =	4	Nombre de rangées des boulons
e_1 =	25 [mm]	Niveau du premier boulon
p_1 =	60 [mm]	Entraxe

Boulons assemblant la cornière à la poutre

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	6.8	Classe du boulon
d =	12 [mm]	Diamètre du boulon
d_0 =	13 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A_s =	0,84 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A_v =	1,13 [cm ²]	Aire de la section du boulon
f_{ub} =	600,00 [MPa]	Résistance à la traction
k =	1	Nombre de colonnes des boulons
w =	4	Nombre de rangées des boulons
e_1 =	25 [mm]	Niveau du premier boulon
p_1 =	60 [mm]	Entraxe

Coefficients de matériau

γ_{M0} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

Efforts

Cas: 29: $G+Q-1.5E_y (1+2+3) * 1.00 + 6 * -1.50$

$N_{b,Ed}$ =	0,01 [kN]	Effort axial
$V_{b,Ed}$ =	6,03 [kN]	Effort tranchant
$M_{b,Ed}$ =	0,00 [kN*m]	Moment fléchissant

Résultats :

Boulons assemblant le poteau à la cornière :

Résistance des boulons :

$F_{v,Rd}$ =	32,57 [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
$F_{t,Rd}$ =	36,29 [kN]	Résistance d'un boulon à la traction	$F_{t,Rd} = 0.9 * f_u * A_s / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur l'âme du poteau

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 183,96$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 183,96$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 87,60$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,64$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,64 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 56,15$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage poteau - cornière

cisaillement des boulons

$e = 69$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre

$M_0 = 0,21$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = 0.5 * V_{b,Ed} * e$

$F_{Vz} = 0,75$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant $F_{Vz} = 0.5 * |V_{b,Ed}| / n$

$F_{Mx} = 1,03$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{Mx} = |M_0| * z_i / \sum z_i^2$

$F_{x,Ed} = 1,03$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,Ed} = 0,75$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

cisaillement des boulons

e =	69 [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre	
=		z	
$F_{Rdx} = 32,57$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 32,57$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$		1,03 < 32,57	vérifié (0,03)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$		0,75 < 32,57	vérifié (0,02)

Traction des boulons

e =	76 [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau	
$M_{0t} = 0,23$	[kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_{0t} = 0.5 * (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e)$
$F_{t,Ed} = 1,14$	[kN]	Effort de traction dans le boulon extrême	$F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$		1,14 < 36,29	vérifié (0,03)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 1,28$	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{v,Ed} = \sqrt{[F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2]}$
$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$		0,06 < 1,00	vérifié (0,06)

Boulons assemblant la cornière à la poutre

Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 65,14$	[kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
--------------------	------	---	---

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$		Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min [2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$		2,50 > 0,00	vérifié
$\alpha_{bx} = 1,00$		Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min [e_2/(3 * d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$		1,00 > 0,00	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 62,20$	[kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$		Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min [2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$		2,50 > 0,00	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$		Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min [e_1/(3 * d_0), p_1/(3 * d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
---------------------	---------------	---------

$F_{b,Rd1z} = 62,20$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
----------------	---------------	---------

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
---------------------	---------------	---------

$F_{b,Rd2x} = 175,20$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
----------------	---------------	---------

$\alpha_{bz} = 0,64$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,64 > 0,00$	vérifié
---------------------	---------------	---------

$F_{b,Rd2z} = 112,31$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage cornière - poutre

cisaillement des boulons

$e = 76$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau

$M_0 = 0,46$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e$

$F_{Nx} = 0,00$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{Nx} = |N_{b,Ed}|/n$

$F_{Vz} = 1,51$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant $F_{Vz} = |V_{b,Ed}|/n$

$F_{Mx} = 2,28$ [kN] Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x $F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$

$F_{Mz} = 0,00$ [kN] Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z $F_{Mz} = |M_0| \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$

$F_{x,Ed} = 2,28$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,Ed} = 1,51$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Rdx} = 62,20$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 62,20$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 2,28 < 62,20$	vérifié	(0,04)
---------------------------	------------------	---------	--------

$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 1,51 < 62,20$	vérifié	(0,02)
---------------------------	------------------	---------	--------

Vérification de la section pour le cisaillement de bloc

Cornière

$A_{nt} = 7,85$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 15,95$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 331,02$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

$$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$ 0.5 * V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 3,01 < 331,02$	vérifié	(0,01)
-----------------------------------	-------------------	----------------	--------

Poutre

$A_{nt} = 3,09$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 13,81$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 232,46$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

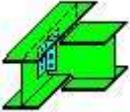
$$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$ V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 6,03 < 232,46$	vérifié	(0,03)
-----------------------------	-------------------	----------------	--------

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,06

8.2.3. Assemblage poutre-solive :



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014

Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio
0,38

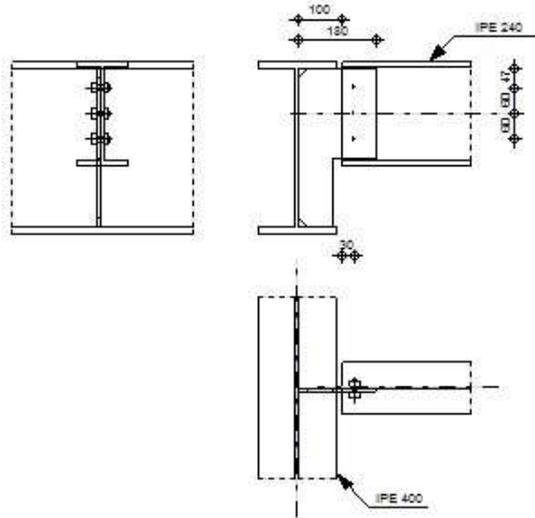


Figure 8-4: Assemblage poutre principale-solive

Général

Assemblage N°: 5
 Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)
 Nœud de la structure: 411
 Barres de la structure: 1539, 979

Géométrie**Poutre principale**

Profilé: IPE 400
 Barre N°: 1539
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_g = 400$ [mm] Hauteur de la section poutre principale
 $b_{fg} = 180$ [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale
 $t_{wg} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
 $t_{fg} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
 $r_g = 21$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
 $A_p = 84,46$ [cm²] Aire de la section de la poutre principale
 $I_{yp} = 23128,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section de la poutre principale

Matériau: ACIER E24

$f_{yg} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{ug} = 365,00$ [MPa] Résistance à la traction

Poutre

Profilé: IPE 240

Barre N°: 979

$\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b = 240$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_b = 120$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 6$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 10$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 15$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b = 39,12$ [cm²] Aire de la section de la poutre

$I_{yb} = 3891,63$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E24

$f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{ub} = 365,00$ [MPa] Résistance à la traction

Raidisseur

$l_s = 180$ [mm] Longueur du raidisseur

$h_s = 373$ [mm] Hauteur du raidisseur

$t_s = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

$d_s = 100$ [mm] Longueur de l'encoche

$h_{1s} = 0$ [mm] Encoche supérieur

$h_{2s} = 160$ [mm] Encoche inférieure

Matériau: ACIER E24

$f_{ys} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{us} = 365,00$ [MPa] Résistance à la traction

Boulons

Boulons assemblant la poutre au raidisseur

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 6.8 Classe du boulon

$d = 12$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 13$ [mm] Diamètre du trou de boulon

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	6,8	Classe du boulon
$A_s =$	0,84 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	1,13 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	600,00 [MPa]	Résistance à la traction
$k =$	1	Nombre de colonnes des boulons
$w =$	3	Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	47 [mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	60 [mm]	Entraxe

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

Efforts

Cas:	24: G+Q+1.5Ey	(1+2+3) * 1.00 + 6 * 1.50
$N_{b,Ed} =$	-0,00 [kN]	Effort axial
$V_{b,Ed} =$	11,19 [kN]	Effort tranchant
$M_{b,Ed} =$	-0,00 [kN*m]	Moment fléchissant

Résultats

Boulons assemblant la poutre au raidisseur
Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 32,57$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$k_{1x} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	2,50 > 0,00	vérifié	
$\alpha_{bx} =$	0,77	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	0,77 > 0,00	vérifié	

$F_{b,Rd1x} = 41,78$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	2,50 > 0,00	vérifié	
$\alpha_{bz} =$	1,00	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	1,00 > 0,00	vérifié	

$F_{b,Rd1z} = 54,31$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur l'âme du raidisseur

$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 70,08$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 70,08$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage raidisseur - poutre

cisaillement des boulons

$e = 134$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale	
$M_0 = 1,50$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = V_{b,Ed} * e$
$F_{Nx} = 0,00$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{Nx} = N_{b,Ed} / n$
$F_{Vz} = 3,73$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} = 12,52$ [kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum(x_i^2 + z_i^2)$
$F_{Mz} = 0,00$ [kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z	$F_{Mz} = M_0 * x_i / \sum(x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} = 12,52$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 3,73$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Rdx} = 32,57$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 32,57$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 12,52 < 32,57$	vérifié (0, 38)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 3,73 < 32,57$	vérifié (0, 11)

Vérification de la section pour le cisaillement de bloc

Raidisseur

$A_{nt} = 3,48$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction
------------------------------------	---

$A_{nt} = 3,48$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 18,16$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 297,20$ [kN] Résistance de calcul de la section Affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$ V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 11,19 < 297,20$	vérifié	(0,04)
-----------------------------	--------------------	---------	--------

Poutre

$A_{nt} = 1,46$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 9,14$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 145,35$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$ V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 11,19 < 145,35$	vérifié	(0,08)
-----------------------------	--------------------	---------	--------

Remarques

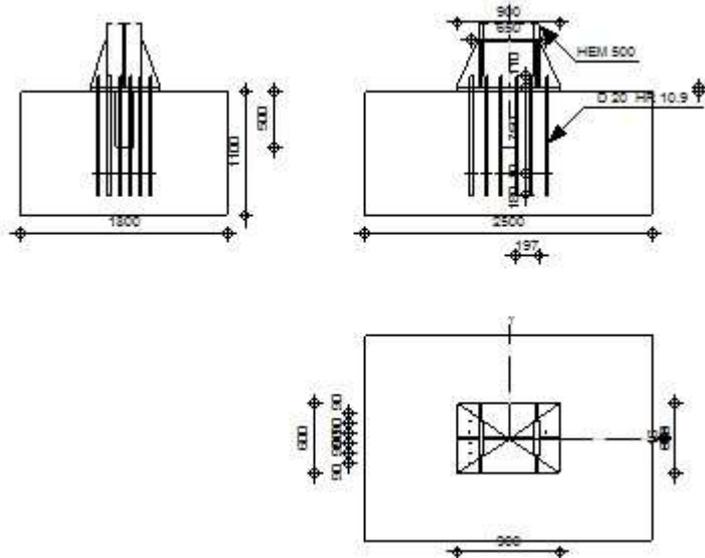
Hauteur du grugeage du raidisseur supérieur trop faible 0 [mm] < 11 [mm]

Hauteur du grugeage du raidisseur inférieur trop faible 160 [mm] < 171 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio 0,38
--	------------

8.2.4. Assemblage pied de poteau :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014	
	Calcul du Pied de Poteau encastré Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete	



Général

Assemblage N°: 7
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
 Nœud de la structure: 177
 Barres de la structure: 235

Géométrie

Poteau

Profilé: HEM 500
 Barre N°: 235
 $L_c = 3,40$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 524$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 306$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 21$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$L_c =$	3,40	[m]	Longueur du poteau
$t_{fc} =$	40	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	344,30	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	161929,00	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: ACIER E24			
$f_{yc} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{uc} =$	365,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

Platine de prescellement

$l_{pd} =$	900	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	600	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	30	[mm]	Epaisseur
Matériau: ACIER E28			
$f_{ypd} =$	275,00	[MPa]	Résistance
$f_{upd} =$	405,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

Ancrage

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9	Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	900,00 [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	1200,00 [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	20 [mm] Diamètre du boulon
$A_s =$	2,45 [cm ²] Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	3,14 [cm ²] Aire de la section du boulon
$n_H =$	6 Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	6 Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} =$ 130;130;130 [mm]	
Entraxe $e_{Vi} =$ 90;90;90 [mm]	

Dimensions des tiges d'ancrage

$$L_1 = 110 \text{ [mm]}$$

$$L_2 = 750 \text{ [mm]}$$

$$L_3 = 180 \text{ [mm]}$$

Plaque d'ancrage

$$l_p = 100 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur}$$

$$b_p = 100 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur}$$

$$t_p = 10 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur}$$

Matériau: ACIER E24

$$f_y = 235,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Résistance}$$

Platine

$$l_{wd} = 60 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur}$$

$$b_{wd} = 60 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur}$$

$$t_{wd} = 0 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur}$$

Bêche

Profilé: HEA 160

$$l_w = 500 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur}$$

Matériau:

$$f_{yw} = 0,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Résistance}$$

Raidisseur

$$l_s = 900 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur}$$

$$w_s = 600 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur}$$

$$h_s = 400 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur}$$

$$t_s = 16 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur}$$

$$d_1 = 10 \text{ [mm]} \quad \text{Grugeage}$$

$$d_2 = 10 \text{ [mm]} \quad \text{Grugeage}$$

Coefficients de matériau

$$\gamma_{M0} = 1,00 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel}$$

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

Semelle isolée

$L = 2500$ [mm] Longueur de la semelle

$B = 1800$ [mm] Largeur de la semelle

$H = 1100$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON25

$f_{ck} = 25,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 0$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{t,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

Soudures

$a_p = 12$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w = 25$ [mm] Bêche

$a_s = 12$ [mm] Raidisseurs

Efforts

Cas: 33: $0.8G-1.5Ey (1+2)*0.80+6*-1.50$

$N_{j,Ed} = -210,31$ [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = -7,06$ [kN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = -262,01$ [kN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = -449,93$ [kN*m] Moment fléchissant

$M_{j,Ed,z} = -12,06$ [kN*m] Moment fléchissant

Résultats

Zone comprimée

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 16,67$ [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 27,88$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$$

$c = 54$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 149$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 415$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 617,19$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 5554,72$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$$F_{rd0} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$$

$A_{c1} = 5554,72$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$\beta_j = 0,67$ Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]

$$f_{jd} = \beta_j * F_{rd0} / (b_{eff} * l_{eff})$$

$f_{jd} = 33,33$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 2412,95$ [cm²] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]

$A_{c,y} = 988,94$ [cm²] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]

$A_{c,z} = 822,21$ [cm²] Aire de flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$$

$F_{c,Rd,n} = 8043,17$ [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,y} = 3296,45$ [kN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,z} = 2740,69$ [kN] Résistance du béton à la flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 1,00$ Classe de la section EN 1993-1-1:[5.5.2]

$W_{pl,y} = 11625,60$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,y} = 2732,02$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,y} = 532$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$$

$F_{c,fc,Rd,y} = 5139,13$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

$W_{pl,z} = 4087,00$ [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} = 960,44$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} = 287$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$		
$F_{c,fc,Rd,z} = 3348,01$ [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$		
$N_{j,Rd} = 8043,17$ [kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$		
$F_{c,Rd,y} = 3296,45$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$		
$F_{c,Rd,z} = 2740,69$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

Zone tendue

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b = 2,45$ [cm ²]	Aire de section efficace du boulon	[Tableau 3.4]
$f_{ub} = 1200,00$ [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$\beta = 0,85$	Coefficient de réduction de la résistance du boulon	[3.6.1.(3)]
$F_{t,Rd,s1} = \beta * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$		
$F_{t,Rd,s1} = 179,93$ [kN]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
$\gamma_{Ms} = 1,20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$f_{yb} = 900,00$ [MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$		
$F_{t,Rd,s2} = 183,75$ [kN]	Résistance du boulon à la rupture	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$		
$F_{t,Rd,s} = 179,93$ [kN]	Résistance du boulon à la rupture	

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} = 25,00$ [MPa]	Résistance caractéristique du béton à la compression	EN 1992-1:[3.1.2]
$A_n = 96,86$ [cm ²]	Aire de contact de la plaque d'ancrage	CEB [15.1.2.3]
$p_k = 175,00$ [MPa]	Résistance caractéristique du béton à l'arrachement	CEB [15.1.2.3]

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} = 25,00$ [MPa] Résistance caractéristique du béton à la compression EN 1992-1:[3.1.2]

$\gamma_{Mp} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{t,Rd,p} = p_k \cdot A_h / \gamma_{Mp}$$

$F_{t,Rd,p} = 840,78$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.3]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} = 617$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

$N_{Rk,c}^0 = 574,26$ [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]

$s_{cr,N} = 1850$ [mm] Largeur critique du cône de béton CEB [9.2.4]

$c_{cr,N} = 925$ [mm] Distance critique du bord de la fondation CEB [9.2.4]

$A_{c,N0} = 57500,00$ [cm²] Aire de surface maximale du cône CEB [9.2.4]

$A_{c,N} = 45000,00$ [cm²] Aire de surface réelle du cône CEB [9.2.4]

$$\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$$

$\psi_{A,N} = 0,78$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.2.4]

$c = 675$ [mm] Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité CEB [9.2.4]

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0$$

$\psi_{s,N} = 0,92$ Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation CEB [9.2.4]

$\psi_{ec,N} = 1,00$ Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage CEB [9.2.4]

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef} [mm] / 200 \leq 1.0$$

$\psi_{re,N} = 1,00$ Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation CEB [9.2.4]

$\psi_{ucr,N} = 1,00$ Coef. dépendant du degré de fissuration du béton CEB [9.2.4]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$$

$F_{t,Rd,c} = 191,1$ [kN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

FENDAGE DU BETON

$h_{ef} = 750$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.5]

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

$N_{Rk,c}^0 = 770,23$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.5]

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 770,23 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calc. pour le soulèvement} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$s_{cr,N} = 1500 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur critique du cône de béton} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$c_{cr,N} = 750 \text{ [mm]} \quad \text{Distance critique du bord de la fondation} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$A_{c,N0} = 41925,00 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de surface maximale du cône} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$A_{c,N} = 38700,00 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de surface réelle du cône} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$$

$$\psi_{A,N} = 0,92 \quad \text{Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$c = 675 \text{ [mm]} \quad \text{Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$$

$$\psi_{s,N} = 0,97 \quad \text{Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\psi_{ec,N} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$$

$$\psi_{re,N} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\psi_{ucr,N} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant du degré de fissuration du béton} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\psi_{h,N} = (h/(2 * h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$$

$$\psi_{h,N} = 0,81 \quad \text{Coef. dépendant de la hauteur de la fondation} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\gamma_{M,sp} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^0 * \psi_{A,N} * \psi_{s,N} * \psi_{ec,N} * \psi_{re,N} * \psi_{ucr,N} * \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$$

$$F_{t,Rd,sp} = 259,65 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$$F_{t,Rd} = 179,93 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à traction}$$

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$$l_{eff,1} = 907 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1} \quad \text{[6.2.6.5]}$$

$$l_{eff,2} = 907 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2} \quad \text{[6.2.6.5]}$$

$$m = 203 \text{ [mm]} \quad \text{Pince boulon-bord de renforcement} \quad \text{[6.2.6.5]}$$

$$M_{pl,1,Rd} = 56,15 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique de la dalle pour le mode 1} \quad \text{[6.2.4]}$$

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 907$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5]

$M_{pl,2,Rd} = 56,15$ [kN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$F_{T,1,Rd} = 1104,06$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$F_{T,2,Rd} = 752,82$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$F_{T,3,Rd} = 1079,57$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 3 [6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$

$F_{t,pl,Rd,y} = 752,82$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} = 907$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5]

$l_{eff,2} = 907$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 203$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$M_{pl,1,Rd} = 56,15$ [kN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$M_{pl,2,Rd} = 56,15$ [kN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$F_{T,1,Rd} = 1104,06$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$F_{T,2,Rd} = 752,82$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$F_{T,3,Rd} = 1079,57$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 3 [6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$

$F_{t,pl,Rd,z} = 752,82$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

RESISTANCE DE L'AME DU POTEAU A LA TRACTION

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$t_{wc} = 21$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.3.(8)]

$b_{eff,t,wc} = 219$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la traction [6.2.6.3.(2)]

$A_{vc} = 129,50$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,93$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.3.(4)]

$F_{t,wc,Rd,z} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$

$F_{t,wc,Rd,z} = 1000,97$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.3.(1)]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$

$F_{T,Rd,y} = 752,82$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

$$F_{T,Rd,z} = \min(F_{t,pl,Rd,z}, F_{t,wc,Rd,z})$$

$F_{T,Rd,z} = 752,82$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

Contrôle de la résistance de l'assemblage

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) $0,03 < 1,00$ **vérifié** (0,03)

$e_y = 2139$ [mm] Excentricité de l'effort axial [6.2.8.3]

$z_{c,y} = 266$ [mm] Bras de levier $F_{C,Rd,y}$ [6.2.8.1.(2)]

$z_{t,y} = 325$ [mm] Bras de levier $F_{T,Rd,y}$ [6.2.8.1.(3)]

$M_{j,Rd,y} = 507,87$ [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2.8.3]

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23) $0,89 < 1,00$ **vérifié** (0,89)

$e_z = 57$ [mm] Excentricité de l'effort axial [6.2.8.3]

$z_{c,z} = 143$ [mm] Bras de levier $F_{C,Rd,z}$ [6.2.8.1.(2)]

$z_{t,z} = 225$ [mm] Bras de levier $F_{T,Rd,z}$ [6.2.8.1.(3)]

$M_{j,Rd,z} = 224,50$ [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2.8.3]

$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23) $0,05 < 1,00$ **vérifié** (0,05)

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,94 < 1,00$ **vérifié** (0,94)

Cisaillement

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 1,14$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,y} = 1,00$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

$k_{1,y} = 2,50$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \alpha_{b,y} f_{up} d t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = 486,00$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 1,89$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,z} = 1,00$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 1,89$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$k_{1,z} = 2,50$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 486,00$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,25$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

$A_{vb} = 3,14$ [cm²] Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 1200,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 74,80$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{RK,c} = 412,98$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]

$k_3 = 2,00$ Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage CEB [9.3.3]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{RK,c} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,cp} = 382,39$ [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{RK,c,y}^0 = 1537,46$ [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

$\psi_{A,V,y} = 0,91$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]

$\psi_{h,V,y} = 1,00$ Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB [9.3.4.(c)]

$\psi_{s,V,y} = 0,97$ Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement CEB [9.3.4.(d)]

$\psi_{ec,V,y} = 1,00$ Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(e)]

$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00$ Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant CEB [9.3.4.(f)]

$\psi_{ucr,V,y} = 1,00$ Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation CEB [9.3.4.(g)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$$V_{Rk,c,y}^0 = 1537,46 \text{ [kN]} \text{ Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \text{ Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,y} = 633,42 \text{ [kN]} \text{ Résistance du béton pour l'écrasement du bord} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$$V_{Rk,c,z}^0 = 2466,39 \text{ [kN]} \text{ Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$\psi_{A,V,z} = 0,39 \text{ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4]}$$

$$\psi_{h,V,z} = 1,08 \text{ Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(c)]}$$

$$\psi_{s,V,z} = 0,85 \text{ Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.4.(d)]}$$

$$\psi_{ec,V,z} = 1,00 \text{ Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(e)]}$$

$$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00 \text{ Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant} \quad \text{CEB [9.3.4.(f)]}$$

$$\psi_{ucr,V,z} = 1,00 \text{ Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(g)]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \text{ Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = 402,53 \text{ [kN]} \text{ Résistance du béton pour l'écrasement du bord} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$$C_{f,d} = 0,30 \text{ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

$$N_{c,Ed} = 210,31 \text{ [kN]} \text{ Effort de compression} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$$

$$F_{f,Rd} = 63,09 \text{ [kN]} \text{ Résistance au glissement} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON

$$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wy} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,y} = 1773,33 \text{ [kN]} \text{ Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton}$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wz} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 1866,67 \text{ [kN]} \text{ Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton}$$

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 3332,33 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 3425,66 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,08 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,08 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

Contrôle des raidisseurs

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$$M_1 = 42,02 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant du raidisseur}$$

$$Q_1 = 666,93 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant du raidisseur}$$

$$z_s = 71 \text{ [mm]} \quad \text{Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)}$$

$$I_s = 30492,60 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du raidisseur}$$

$$\sigma_d = 5,70 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_g = 49,41 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans les fibres supérieures} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\tau = 104,21 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle dans le raidisseur} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_z = 180,58 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0 \text{ (6.1)} \quad 0,66 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,66)$$

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$$M_1 = 13,20 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant du raidisseur}$$

$$Q_1 = 179,58 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant du raidisseur}$$

$$z_s = 84 \text{ [mm]} \quad \text{Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)}$$

$$I_s = 28704,13 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du raidisseur}$$

$$\sigma_d = 2,49 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_g = 15,90 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans les fibres supérieures} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$M_1 =$	13,20	[kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$\tau =$	28,06	[MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	48,66	[MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,18 < 1,00$	vé rifi é	(0,18)
---	---------------	--------------------------	--------

Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_{\perp} =$	40,74	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	40,74	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	-0,25	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	-13,31	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0,16 < 1,00$	vérifié	(0,16)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,24 < 1,00$	vérifié	(0,24)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,16 < 1,00$	vérifié	(0,16)

Soudures verticales des raidisseurs

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	46,42	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	46,42	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	69,47	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	151,98	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,44 < 1,00$	vérifié	(0,44)
---	---------------	----------------	--------

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	14,58	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	14,58	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	18,71	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	43,59	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} = 14,58$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\beta_w = 0,85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,13 < 1,00$ **vérifié** (0,13)

Soudures horizontales des raidisseurs

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} = 104,52$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3. (7)]

$\tau_{\perp} = 104,52$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3. (7)]

$\tau_{II} = 92,26$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle [4.5.3. (7)]

$\sigma_z = 263,12$ [MPa] Contrainte totale équivalente [4.5.3.(7)]

$\beta_w = 0,85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,69 < 1,00$ **vérifié** (0,69)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} = 35,99$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 35,99$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{II} = 11,02$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle [4.5.3.(7)]

$\sigma_z = 74,47$ [MPa] Contrainte totale équivalente [4.5.3.(7)]

$\beta_w = 0,85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,20 < 1,00$ **vérifié** (0,20)

Rigidité de l'assemblage

Moment fléchissant $M_{j,E d,y}$

$b_{eff} = 149$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 415$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$

$k_{13,y} = 30$ [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$l_{eff} = 907$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 203$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$k_{15,y} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$

$k_{15,y} = 2$ [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b = 200$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$		
$k_{16,y} = 2$ [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} = 0,17$	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} = 40516,61$ [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$\lambda_{0,y} \leq 0.5$	RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]
Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$		
$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{A_{c,z}} / (1.275 \cdot E)$		
$k_{13,z} = 34$ [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} = 907$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 203$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.850 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$		
$k_{15,z} = 2$ [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b = 200$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$		
$k_{16,z} = 2$ [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} = 0,49$	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} = 296121,73$ [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$\lambda_{0,z} \leq 0.5$	RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]

Composant le plus faible:

PLAQUE D'ASSISE A LA FLEXION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,94

Chapitre 9 :

ETUDE DES FONDATIONS

9.1. INTRODUCTION :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par les sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

9.1.1. LES TYPES DE FONDATIONS :

- **Fondation superficielle :**
 - Semelle isolée sous Poteau
 - Semelle filante continue sous mur
 - Semelle filante sous plusieurs poteaux
 - Radiers généraux ou nervurés
- **Fondation profondes (semelle sous pieux)**

9.1.2. Fonctions assurées par les fondations :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les sollicitations apportées par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.

Une force horizontale résultante, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.

Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents. Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

9.1.3. Choix des fondations :

Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.

Les choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- La qualité du sol de fondation.
- L'ossature a une trame serrée (chevauchement des semelles isolées, filantes).
- La profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est important.
- Il est difficile de réaliser des pieux (cout, vibration nuisibles).
- Il existe des charges excentrées en rive de bâtiment.

Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

- La superstructure et ces charges.
- Les caractéristiques du sol (concernant le projet la contrainte admissible du sol=1.75 bars À 5m de profondeur).

9.2. CALCUL DES FONDATIONS :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage, nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage, la portance du sol, l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier. Chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

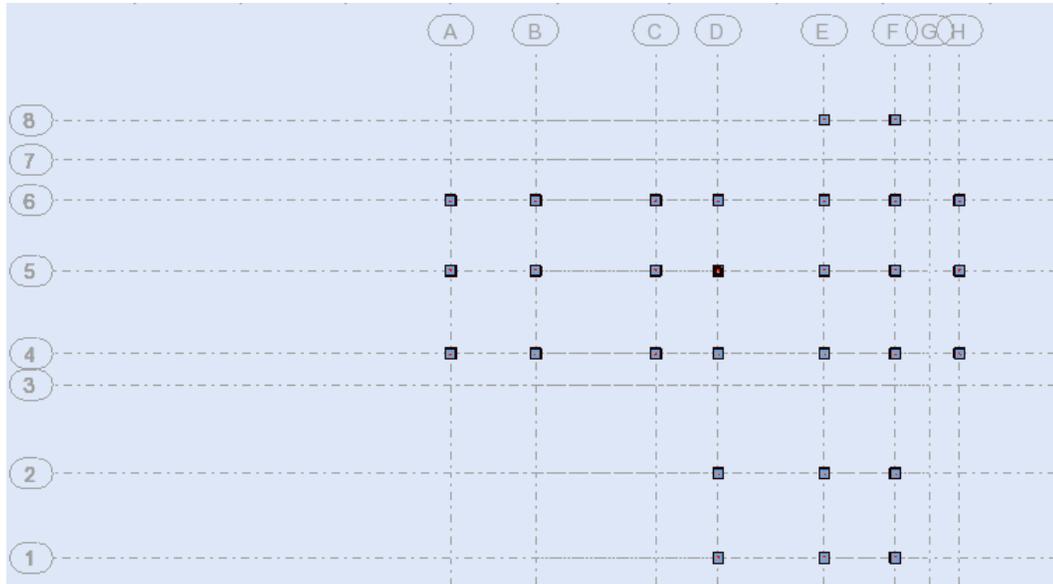


Figure 9.1: Disposition des poteaux à la base

9.2.1. Semelle isolée sous poteaux :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport

$$a \text{ sur } b : \frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés : $a = b$ donc $A = B \rightarrow S = A^2$

$$A \text{ est déterminé par : } s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \rightarrow S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$$

$$\text{Avec } A = \sqrt{S}, \sigma_{sol} = 1,75 \text{bar}$$

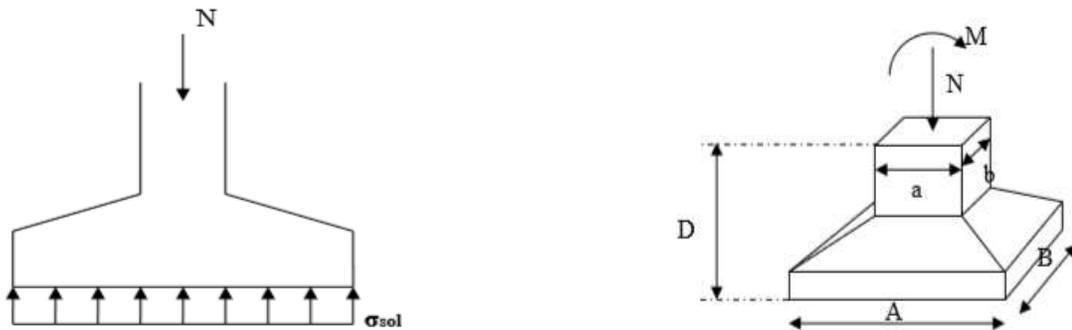


Figure 9.2: Schéma d'une semelle isolée sous un poteau carré

Pour Vérification l'interférence entre deux semelles Il faut vérifier que :

$L_{min} > 1,5 \times B$ Tel que L_{min} l'entraxe minimum entre deux poteaux Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau 9.1: résultats des sections des semelles isolées

	Fz kN	σ kN/m ²	S m ²	A (m)	1.5*A (m)	L min (m)	observation
105/8 (C)	674,65	175	3,86	1,96	2,95	2,9	Non
107/8 (C)	696,88	175	3,98	2,00	2,99	2,9	Non
109/8 (C)	715,24	175	4,09	2,02	3,03	2,9	Non
129/8 (C)	662,12	175	3,78	1,95	2,92	2,9	Non
131/8 (C)	638,99	175	3,65	1,91	2,87	2,9	Oui
133/8 (C)	657,34	175	3,76	1,94	2,91	2,9	Non
153/8 (C)	698,73	175	3,99	2,00	3,00	2,9	Non
155/8 (C)	621,23	175	3,55	1,88	2,83	2,9	Oui
157/8 (C)	605,81	175	3,46	1,86	2,79	2,9	Oui
177/8 (C)	632,13	175	3,61	1,90	2,85	2,9	Oui
179/8 (C)	609,01	175	3,48	1,87	2,80	2,9	Oui
181/8 (C)	593,59	175	3,39	1,84	2,76	2,9	Oui
201/8 (C)	621,66	175	3,55	1,88	2,83	2,9	Oui
203/8 (C)	598,54	175	3,42	1,85	2,77	2,9	Oui
205/8 (C)	616,84	175	3,52	1,88	2,82	2,9	Oui
228/8 (C)	627,51	175	3,59	1,89	2,84	2,9	Oui
230/8 (C)	645,81	175	3,69	1,92	2,88	2,9	Oui
2415/8 (C)	624,6	175	3,57	1,89	2,83	2,9	Oui
2416/8 (C)	612,38	175	3,50	1,87	2,81	2,9	Oui
2417/8 (C)	569,11	175	3,25	1,80	2,71	2,9	Oui
250/8 (C)	712,27	175	4,07	2,02	3,03	2,9	Non
258/8 (C)	721,12	175	4,12	2,03	3,04	2,9	Non
266/8 (C)	739,57	175	4,23	2,06	3,08	2,9	Non
274/8 (C)	645,68	175	3,69	1,92	2,88	2,9	Oui
282/8 (C)	671,84	175	3,84	1,96	2,94	2,9	Non
290/8 (C)	738,5	175	4,22	2,05	3,08	2,9	Non
298/8 (C)	635,21	175	3,63	1,91	2,86	2,9	Oui
306/8 (C)	697,26	175	3,98	2,00	2,99	2,9	Non
314/8 (C)	763,92	175	4,37	2,09	3,13	2,9	Non

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

9.2.2. Semelles filantes croisées :

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que :

$N = \sum N_i$ De chaque file de poteaux

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée

$$\rightarrow B \geq \frac{N}{L \cdot \sigma_{sol}}$$

NB : Mais tout d'abord il faut calculer les coefficients de répartition des charge pour retrouver la charge revenant à chaque semelle filante.

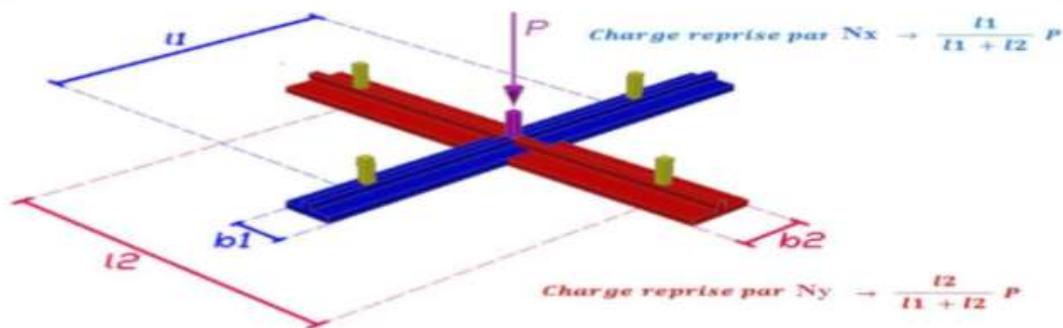


Figure 9.3: pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau central

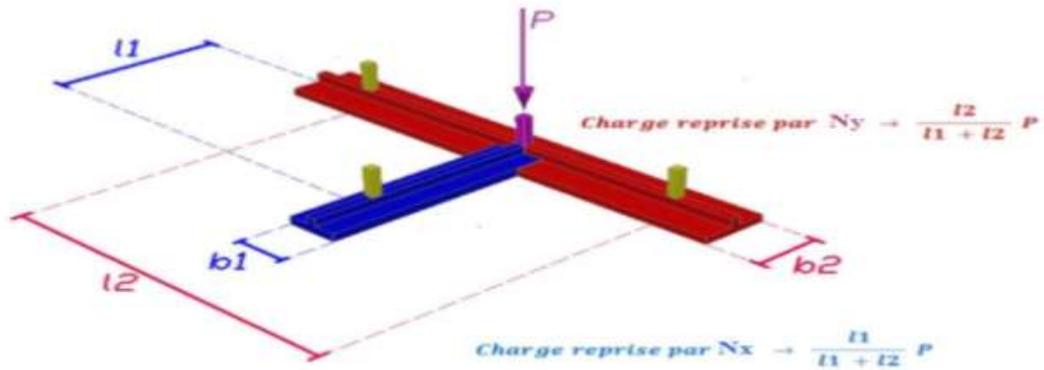


Figure 9.4: pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau de rive

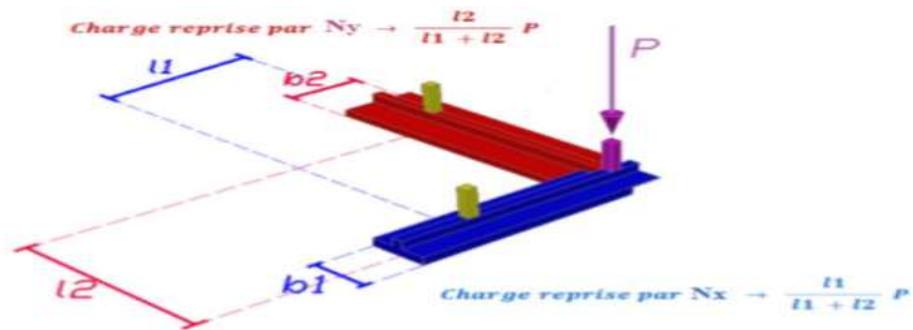


Figure 9.5: pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau d'angle

Tableau 9.2: pourcentage pour chaque poteau central

poteaux	Ps (kN)	%x	%y	Px (ELS) (kN)	Py (ELS) (kN)
131/8 (C)	638,99	0,46	0,54	296,13	342,86
153/8 (C)	698,73	0,45	0,55	317,02	381,71
155/8 (C)	621,23	0,47	0,53	289,53	331,70
157/8 (C)	605,81	0,40	0,60	242,48	363,33
177/8 (C)	632,13	0,52	0,48	330,83	301,30
179/8 ©	609,01	0,54	0,46	326,28	282,73
181/8 (C)	593,59	0,47	0,53	278,25	315,34
203/8 (C)	598,54	0,54	0,46	322,77	275,77
205/8 (C)	616,84	0,47	0,53	291,31	325,53
274/8 (C)	645,68	0,54	0,46	350,91	294,77
282/8 (C)	671,84	0,57	0,43	384,25	287,59

Tableau 9.3: pourcentage pour chaque poteau de rive

Poteaux	Ps(kN)	%x	%y	Px ELS (kN)	Py ELS (kN)
107/8 (C)	696,88	0,68	0,32	471,45	225,43
129/8 (C)	662,12	0,34	0,66	225,89	436,23
133/8 (C)	657,34	0,26	0,74	168,94	488,40
201/8 (C)	621,66	0,70	0,30	437,51	184,15
2416/8 (C)	612,38	0,30	0,70	181,18	431,20
250/8 (C)	712,27	0,69	0,31	490,62	221,65
258/8 (C)	721,12	0,71	0,29	514,16	206,96
290/8 (C)	738,5	0,35	0,65	260,88	477,62
298/8 (C)	635,21	0,72	0,28	457,57	177,64
306/8 (C)	697,26	0,74	0,26	518,06	179,20

Tableau 9.4: pourcentage pour chaque poteau d'angle

Poteaux	Ps(kN)	%x	%y	Px ELS (kN)	Py ELS(kN)
105/8 (C)	674,65	0,56	0,44	375,31	299,34
109/8 (C)	715,24	0,46	0,54	326,01	389,23
228/8 (C)	627,51	0,47	0,53	294,15	333,36
230/8 (C)	645,81	0,47	0,53	302,72	343,09
2415/8 (C)	624,6	0,44	0,56	273,95	350,65
2417/8 (C)	569,11	0,48	0,52	271,00	298,11
266/8 (C)	739,57	0,51	0,49	374,54	365,03
314/8 (C)	763,92	0,54	0,46	415,72	348,20

1. Les charges qui reviennent pour chaque file :

Tableau 9.5: Les charges qui reviennent pour chaque file dans le sens x-x

sens x-x	poteaux	Ps (kN)	Pu (kN)	L(m)	σ_{sol} kN/m ²	B (m)	B choix (m)	SF (m ²)
SF1	105-107-109	1172,77	1617,90	8,25	175	0,81	1.2	8,25
SF2	129-131-133	690,97	953,64	8,25	175	0,48	1.2	8,25
SF4	266-258-250-153-155-157-2415	2502,30	3398,47	23,70	175	0,60	1.2	23,70
SF5	290-282-274-177-179-181-2416	2112,59	2989,49	23,70	175	0,51	1.2	23,70
SF6	314-306-298-201-203-205-2417	2713,94	3617,56	23,70	175	0,65	1.2	23,70
SF8	228-230	596,87	825,21	3,30	175	1,03	1,2	3,63
								91,23

Tableau 9.6: Les charges qui reviennent pour chaque file dans le sens y-y

sens y-y	poteaux	Ps (kN)	Pu (kN)	L(m)	σ_{sol} kN/m ²	B (m)	B choix (m)	SF (m ²)
SFA	266-290-314	1190,84	1545,94	7,15	175	0,95	1.2	7,15
SFB	306-282-258	673,75	896,77	7,15	175	0,54	1.2	7,15
SFC	250-274-298	694,06	919,82	7,15	175	0,55	1.2	7,15
SFD	105-129-153-177-201	1602,73	2213,63	16,70	175	0,55	1.2	16,7
SFE	107-131-155-179-203-228	1791,84	2474,92	20,45	175	0,50	1.2	20,45
SFF	109-133-157-181-205-230	2224,92	3071,95	20,45	175	0,62	1.2	20,45
SFH	2415-2416-2417	1079,96	1789,76	7,15	175	0,86	1.2	7,15
								86,2

SF (m ²)	S total (m ²)	%
148,23	278,92	53,14%

Conclusion :

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ; pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour ancrer l'ouvrage, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- ✓ Une meilleure distribution des charges sur le sol.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ La facilité d'exécution.

9.2.3. Radier général :

a) Prédimensionnement du radier :

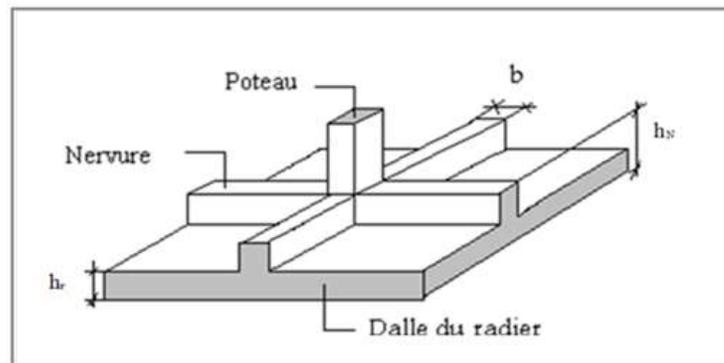


Figure 9.6: Radier général nervuré

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée. Dans ce cas, la dalle est mince mais elle sera raidie par des nervures croisées.

Dans notre cas, on a opté pour un radier nervuré (plus économique que pratique). L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

Donnés :

- Poids propre de la fondation $\approx 10\%$ de G
- $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1,75$ bars (D'après le rapport du sol)
- $K_{\text{sol}} = 40$ MPa
- $E_{\text{béton}} = 20\,000$ MPa
- $f_{c28} = 25$ MPa
- $\gamma_{\text{béton}} = 25$ kN/m³
- FeE400
- $C_1 = C_2 = 5$ cm

9.2.3.1. Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier, il faut que :

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\text{Tel que : } \sigma_{\max} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{nec}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{nec}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Avec :

- $N_{\text{ser}} = 21121,74 \text{ kN}$ (Obtenu à partir de la modélisation).
- $\sigma_{\text{sol}} = 1,75 \text{ bars}$

$$\Rightarrow S_{\text{nec}} \geq 120,7 \text{ m}^2$$

- La surface occupée par l'ouvrage = **278,92 m²**
- Le radier sera pourvu d'un débord minimum de **50 cm**.

Donc la surface totale de radier est : **278,92+90,18×0,5=324,01 m²**

9.2.3.2. Prédimensionnement de radier :**a) la dalle :**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

- L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.
- $L_{\max} = 5,60 \text{ m}$

$$22,4 \text{ cm} \leq h_1 \leq 28 \text{ cm} \rightarrow h_1 = 25 \text{ cm}$$

On prend **$h_{\min} = 40 \text{ cm}$**

b) Dimensionnement de la nervure :**b.1 Condition de coffrage (largeur de la nervure) :**

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

(article 7.5.1 RPA99 révisé 2003)

$$\Rightarrow b \geq \frac{h}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Donc on opte $b = 30 \text{ cm}$

b.2 Hauteur de la nervure :

- **Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par le critère de résistance :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a:

$$L_{\max} = 5,60 \text{ m}$$

$$37,33 \text{ cm} < h_n < 56 \text{ cm} \Rightarrow h_1 = 50 \text{ cm}$$

- **Condition de la raideur :**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

I: Inertie de la section transversale du radier ($I = \frac{b_n \cdot h_n^3}{12}$)

E: Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=32100\text{MPa}$).

b=1: Largeur de la semelle par bande d'un mètre ($b=1\text{m}$).

K: Coefficient de raideur du sol

$$\text{On aura : } h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left(\frac{2L_{\max}}{\pi} \right)^4}{E}}$$

AN:

$$K = 4 \text{ kg/cm}^3$$

$$L_{\max} = 5,60 \text{ m}$$

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,04 \left(\frac{2 \times 5600}{\pi} \right)^4}{32100}} \Rightarrow h_n \geq 84,52 \text{ cm} \Rightarrow h_2 = 100 \text{ cm}$$

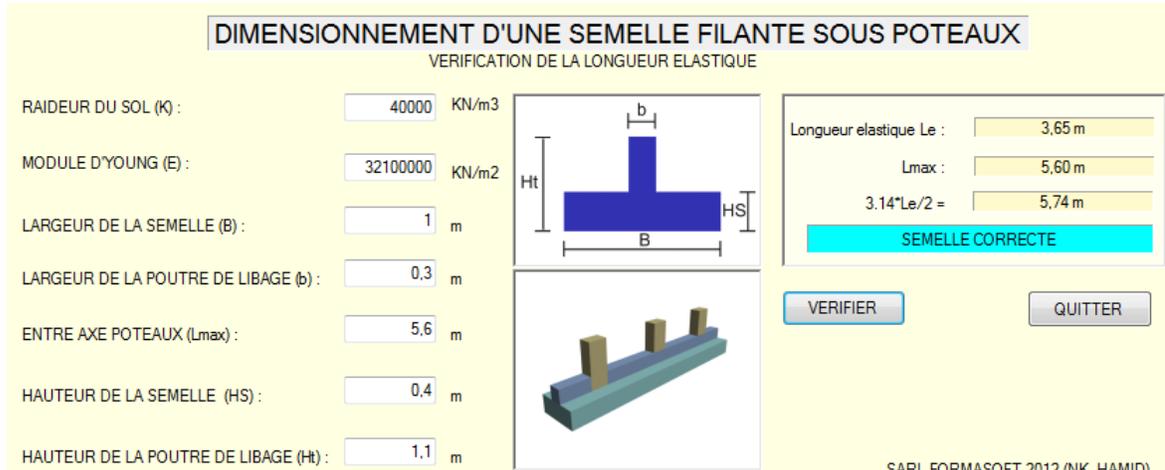


Figure 9.7: vérification de la longueur élastique

• **Condition de poinçonnement :**

$$N_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h_n \cdot f_{c28}$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u = 1088,03$ kN)

U_c : Périmètre de contour au niveau de feuillet moyen ($U_c = 2(a + b) + 4 \cdot h$)

a, b: Dimensions du poteau du RDC (**70x100**).

$$N_u \leq 0,045 \times [2(a + b) + 4h] \cdot h_n \cdot f_{c28} \Rightarrow h_n \geq \frac{N_u}{0,045 \times [2(a + b) + 4h] \times f_{c28}}$$

$$= 9,87 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_3 = 10 \text{ cm}$$

• **Conclusion :**

$$h_n \geq \text{Max}(h_1; h_2; h_3) \geq \text{Max}(50; 110; 10) = 110 \text{ cm}$$

On prend : **$h_n = 1,00$ m**

• **Le choix final :**

- Épaisseur de la dalle du radier $h = 40$ cm

- Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_n = 100 \text{ cm} \\ b_n = 30 \text{ cm} \end{cases}$

9.2.3.3. Caractéristiques géométriques du radier :**a) Position du centre de gravité :**

$$\begin{cases} X_G = 1,75 \text{ m} \\ Y_G = 11,68 \text{ m} \end{cases}$$

b) Moments d'inertie :

$$\begin{cases} I_{xx} = 8710,36 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 14097,72 \text{ m}^4 \end{cases}$$

9.2.3.4. Vérification du radier :**a) Vérification de la Stabilité du Radier :**

Le logiciel donne les efforts aux points d'ancrage c'est-à-dire 0-0, le moment de renversement se mesure à la base de la fondation (assise des semelles ou radier) donc les résultats seront erronés du fait que le logiciel ne tient pas compte de l'ancrage donc comme cas défavorable en calcul avec le moment de renversement à la base et avec le poids sismique W de la superstructure

Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)**, quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié de la centrale de la base des éléments de fondation résistant au reversement.

$$e_0 = \frac{Mr}{Nr} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

e_0 : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

M_r : Moment de renversement dû aux forces sismique.

N_r : effort normal de la structure

B : la largeur du radier.

$$M_r = M_0 + V_0 \cdot h$$

M_0 : moment à la base de la structure

V_0 : effort tranchant à la base de la structure

h : profondeur de l'ancrage de la structure

	Nr (KN)	Mr (KN/m)	e (m)	B (m)	B/4 (m)	Observation
sens X-X	71489,43	204638,68	2,86	23,7	5,93	ok
sens Y-Y	71489,43	49601,21	0,69	20,45	5,11	ok

• **Conclusion :**

La condition est vérifiée donc le bâtiment est stable.

b) Vérification des contraintes sous le radier :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire : $\sigma_{sol} = 1,75 \text{ bars}$. (Voir annexe A), les contraintes du sol sont données par :

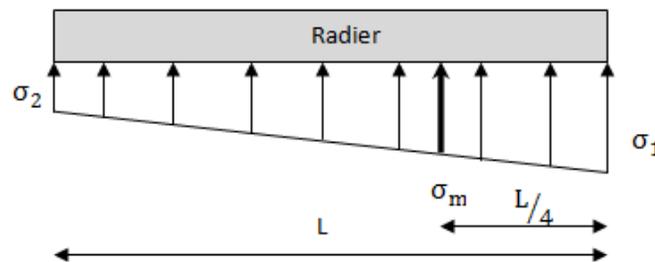


Figure 9.8: les contraintes sous le radier

- **Sollicitation du premier genre :** On doit vérifier que : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{21121,74}{324,01} = 65,19 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = 65,19 \text{ kN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 175 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Sollicitation du second genre :**

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I}V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I}V$$

On vérifie que :

- σ_1 Ne doit pas dépasser $1,5 \sigma_{sol}$.
- σ_2 Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.
- $\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + 2\sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1,33 \sigma_{sol}$.

❖ **A L'ELU :**

$$N_u = N_u(\text{superstructure}) + N_u(\text{infrastructure}) = 29181,75 \text{ kN}$$

M = Moment de renversement

Tableau 9.7: Contrainte sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1(kN/m^2)$	$\sigma_2(kN/m^2)$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)(kN/m^2)$
Sens x-x	135.14	44.98	123.85
Sens y-y	95.81	84.31	114.01
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} = 262,5$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 232,75$

❖ **A L'ELS :**

$$N_s = N_s(\text{superstructure}) + N_s(\text{infrastructure}) = 21121.74 \text{ kN}$$

M = Moment de renversement

Tableau 9.8: Contrainte sous le radier à l'ELS

	$\sigma_1(kN/m^2)$	$\sigma_2(kN/m^2)$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)(kN/m^2)$
Sens x-x	110.27	20.11	92.76
Sens y-y	70.94	59.44	82.93
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} = 262,5$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 232,75$

• **Conclusion :**

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

❖ **Détermination des sollicitations les plus défavorables :**

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{ELU} : q = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 123.85 \text{ kN /m}^2$$

$$\text{ELS} : q = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 92.76 \text{ kN /m}^2$$

9.2.3.5. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

On peut donc se rapporter aux méthodes données par le **BAEL 91**.

9.2.3.5.1. Ferrailage de la dalle du radier :**9.2.3.5.1.1 Méthode de calcul :**

Notre radier comporte des panneaux de dalles appuyées sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie.

• **Panneau de rive le plus sollicité :**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,95}{5,60} = 0,88$$

on a $0,4 < \alpha < 1$ donc le panneau travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x \cdot qL^2 \dots\dots\dots \text{Sens de la petite portée}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \dots\dots\dots \text{Sens de la grande portée}$$

Avec :

$$\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2,4\alpha^3)}$$

$$\mu_y = \alpha^3(1,9 - 0,9\alpha)$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- Moment en travée:

$$M_{tx} = 0,85M_x$$

$$M_{ty} = 0,85M_y$$

- Moment sur appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x \quad (\text{appui de rive})$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \quad (\text{autre appui})$$

$$\text{ELU : } \nu = 0$$

$$q_u = q \times b = 123,85 \times 1 = 123,85 \text{ kN/m}$$

Tableau 9.9: Calcul des moments à l'ELU

L_x (m)	L_y (m)	$\frac{L_x}{L_y}$	Sens x-x				Sens y-y				
			μ_x	M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_{ax} (kN.m)	μ_y	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ay} rive (kN.m)	M_{ay} interm édiaire (kN.m)
4,9 5	5,6 0	0,8 8	0,04 7	142,74	121,33	71,37	0,755	108,88	92,55	42,82	71,37

$$\text{ELS : } \nu = 0.2$$

$$q_s = q \times b = 92,76 \times 1 = 92,76 \text{ kN/m}$$

Tableau 9.10: Calcul des moments à l'ELS

L_x (m)	L_y (m)	$\frac{L_x}{L_y}$	Sens x-x				Sens y-y				
			μ_x	M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_{ax} (kN.m)	μ_y	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ay} rive (kN.m)	M_{ay} interm édiaire (kN.m)
4,9 5	5,6 0	0,8 8	0,04 7	106,91	90,87	53,45	0,75 5	81,55	69,31	32,07	53,45

Le ferrailage se calcule avec le moment maximum en travée et sur appuis, en suivant l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

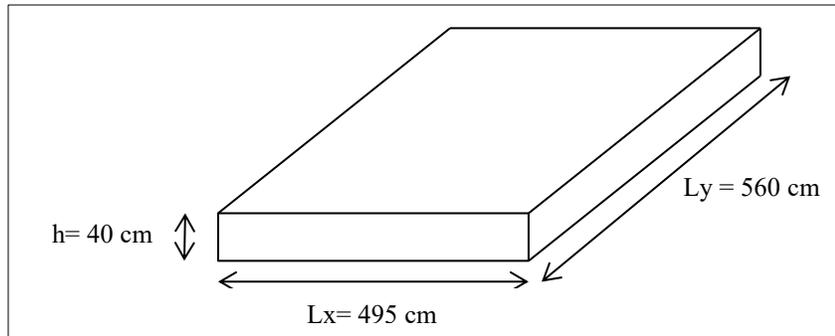


Figure 9.9: Schéma du radier

Les données :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; FeE400 ;$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; d = 0,9h = 36 \text{ cm}$$

Section minimal :

- Sens y-y : $0,08\% bh = 3,2 \text{ cm}^2$
- Sens x-x : $A_{s \text{ min}} = 1,2 (A_{s \text{ min}} \text{ suivant } y - y) = 3,84 \text{ cm}^2$

Tableau 9.11: Ferrailage des panneaux du radier à l'ELU

	Sens	M_u ($kN.m$)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	A_{smin} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
Travée	x-x	121,33	0.066	0.085	34.78	10.02	3.84	6T16	21,99
	y-y	92.55	0.050	0.064	35.08	7.58	3.2	4T16	8.04
Appuis	x-x	71,37	0,039	0,050	35,28	5,81	3,84	4T14	6,15
	y-y	42.82	0,023	0,029	35,58	3,46	3,2	4T14	6,15
		71.37	0,039	0,050	35,29	5,81	0,039	4T14	6,15

❖ Espacement :

- En Travée :

$$\text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm} < \text{Min} \left(\frac{3h}{33 \text{ cm}} \right) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérfié}$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min} \left(\frac{4h}{45 \text{ cm}} \right) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérfié}$$

On prend : $esp = 20 \text{ cm}$

- En Appuis :

$$\text{Sens x-x et y-y : } esp = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min} \left(\frac{3h}{33 \text{ cm}} \right) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérfié}$$

On prend : $esp = 20 \text{ cm}$

9.2.3.5.1.2 Vérification nécessaires :

➤ **Condition de non fragilité :**

$$h = 40 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,23 bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,35 \text{ cm}^2 < 12,06 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

9.2.3.5.2. Ferrailage de la nervure :

❖ **Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire.

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

$$\begin{cases} \text{En travée : } M_t = 0,85M_0 \\ \text{Sur Appuis : } M_a = 0,50 M_0 \end{cases}$$

❖ **Calcul des armatures :**

$$b = 30 \text{ cm}; h = 110 \text{ cm}; d = 99 \text{ cm}$$

➤ Sens porteur (x-x) :

$$L = 5.6 \text{ m}; q_u = 123.85 \times 0.7 = 86.69 \text{ kn/m} \Rightarrow M_0 = 339.82 \text{ kN}$$

Tableau 9.12: Ferrailage des nervures sens porteur

	M_u (kN/m^2)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
Travée	288.85	0.069	0.090	95.44	8.70	5T16	9.23
Appuis	169.91	0.041	0.052	96.94	5.04	5T16	6.78

➤ Sens non porteur (y-y) :

$$L = 4.95 \text{ m}; q_u = 123.85 \times 0.7 = 86.69 \text{ kn/m}; M_0 = 265.51 \text{ kN}$$

Tableau 9.13: Ferrailage des nervures sens non porteur

	M_u (kN/m^2)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
Travée	225.68	0.054	0.070	96.24	6.74	5T14	6.78
Appuis	132.75	0.031	0.040	97.40	3.92	5T14	6.78

❖ **Vérification nécessaires :**

➤ **Condition de non fragilité :**

$h = 130 \text{ cm}; b = 70 \text{ cm}$

$A_{s \text{ min}} = 0,23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 10,98 \text{ cm}^2 < 12,06 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Vérifiée}$

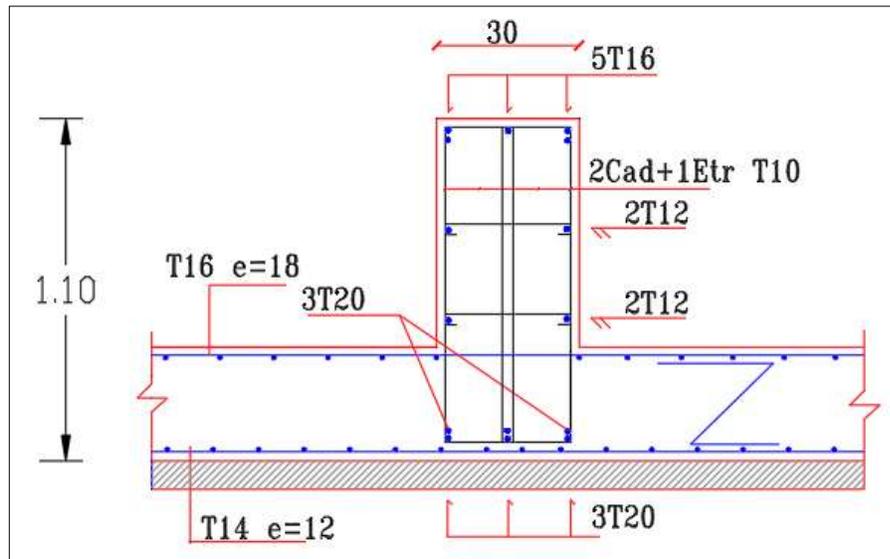


Figure 9.10: FERRAILLAGE DE LA NEVURE ET RADIER

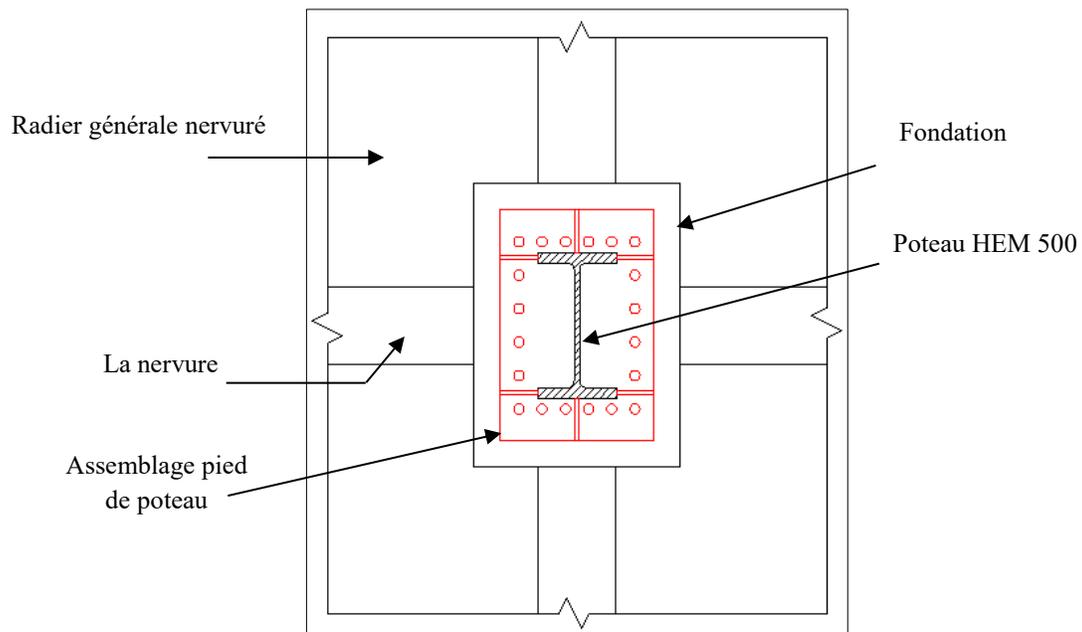


Figure 9.11: Schéma de l'assemblage poteau - nervure

Conclusion Générale

L'étude de ce projet nous a permis d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur. Les points importants tirés de cette étude sont :

- ✓ La disposition des contreventements doit respecter l'aspect architectural du bâtiment, et a un rôle déterminant sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- ✓ La géométrie de la structure a une grande influence pour la stabilisation vis-à-vis le séisme.
- ✓ Les assemblages doivent être calculés et vérifiés de façon vigilante pour éviter la création des efforts parasites.
- ✓ Le procédé d'assemblage entre béton – acier doit être assuré de façon simple pour l'exécution et délicat pour la conception structurale.
- ✓ Le choix de type de fondation dépend de la nature du sol et de l'importance des charges transmises par l'ouvrage.
- ✓ Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les normes et les règlements en vigueur.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT « RNV 99 », 1999.
- [2] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003.
- [3] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-44 ; REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « CCM 97 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1997.
- [4] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-41 ; REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN BETON ARME « CBA 93 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1993.
- [5] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2.2 ; CHARGE PERMANENTE ET CHARGE D'EXPLOITATION « BAEL91 », 1991.
- [6] : LES CHARPENTES METALIQUES, par E. GUSTIN et DIEHL, chez Eyrolles, 1985 11^{ème} édition.