

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
جامعة سعد دحلب-البليدة-

UNIVERSITE « SAAD DAHLEB » BLIDA

كلية التكنولوجيا

FACULTE DE TECHNOLOGIE

دائرة الهندسة المدنية

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

مذكرة نهاية التدرج

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme master en génie civil
Option : structure métallique et mixtes

THEME :

**Etude d'un bloc en U R+10+ sous/sol en
charpente métallique**

Encadré par :

Dr A. ZAHAF

présenté par :

BENKESSOUM M^{ed} MOUNIR
TAIF MOHAMED

Année universitaire : 2020 - 2021



REMERCIEMENT

Au terme de ce travail, nous remercions le Dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce modeste travail.

Nos remerciements et nos reconnaissances à nos parents pour l'amour et le soutien constant qu'il nous a témoigné tout au long de notre carrière d'étude.

*Nous remercions notre encadreur, monsieur **A. ZAHAF** Pour le soutien tout au long de la préparation de notre projet de fin d'étude.*

Nous remercions également :

Les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

Tout l'ensemble des enseignants et des responsables du département du génie civil qui ont contribué à notre formation.

Et à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin.

Dédicaces

Au nom de Dieu, le Tout-Puissant, l'Omniscient, je dédie ce modeste travail :

Que Dieu le préserve pour nous.

À ma chère maman, Aucune dédicace ne peut exprimer l'amour et le respect

Pour cette grande femme, forte, de toute ma vie, je n'ai jamais vu une femme, d'une telle force elle m'a donné tout le soutien et l'amour, ses prières et ses bénédictions m'ont accompagné durant toutes mes années d'études.

Que Dieu la protège et préserve sa santé.

À ma sœur toute la famille.

*À notre promotrice **Dr ZAHAF.A**, pour son aide, sa patience, sa disponibilité et pour sa supervision éclairée tout au long de la rédaction de ce mémoire*

A tous mes amis de la faculté plus particulièrement :

LOTFI, Bachir et Souheib

*Je remercie mes amis intimes : **laid, Amin, Mohamed***

*Enfin je remercie mon binôme **BENKESSOUM M^{ed} Mounir***

MOHAMED

Dédicaces

Pour commencer je prends le temps de remercier le bon DIEU de m'avoir donné la force et le courage pour terminer mes études

A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études.

À mes frères et sœurs pour leurs encouragements permanents et leur soutien moral

A tous mes professeurs à qui je témoigne leur soutien, leur générosité à qui je dois un profond respect et ma loyale considération

*A tous mes amis : **AMMAM Brahim, Souheib, Lotfi, Mustapha et Ayoub***

*Enfin je remercie le meilleur « mon binôme **TAIF Mohamed** »*

MOUNIR

الملخص:

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى سكني وتجاري يتألف من طابق سفلي وطابق أرضي بالإضافة إلى (10) طوابق يقع في ولاية الجزائر هذه المنطقة مصنفة في المنطقة الزلزالية III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل 99 طبعه 2003.

تم استخدام **EC3/ER4** و **RPA99V2003** من اجل الحسابات والتحقق من الهياكل المعدنية، لضمان وتأكيد الدراسة الديناميكية للهيكال استعملنا برنامج **CYPE.V20**، من أجل تحديد القوة الناتجة عن مختلف الأحمال ك (الحمل الدائم التشغيل والحمل الزلزالي) اما دعامات المبنى فتتألف من أعمدة مرتبطة ببعضها وأنظمة دعم، هذه الاخيرة بدورها تستعمل في تأمين استقرار البناية وتثبيت محيطها، اما اساسات البناية فتم اختيارها لتتحمل الحمولات والقوى المطبقة عليها وتوزعها بشكل منتظم على الارض.

Abstract :

This work presents a detailed study of a residential and commercial building consisting of a basement and a ground floor plus (10) floors, located in the **Wilaya of ALGER**, this region is classified in **seismic zone III**, according to the Algerian earthquake resistant regulations RPA99 version 2003.

For the calculations and the verifications of the reinforced concrete the modified **RPA99V2003 and EC3/EC4**) were used and to insure and validate the dynamic study of the structure we used the **CYPE VERSION 2020 software**, in order to determine the different loads due to loads (died load, live load and seismic load). The porticoes that associated with the reinforced concrete Bracing provide the wind-bracing. The peripheral Bracing insured the anchoring of the building and the foundation raft adopted to support the loads and to distribute them on the soil.

Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial constitué d'un sous-sol et d'un Rez de chaussée plus (10) étages, implanté dans **la wilaya D'ALGER**, cette région est classée en zone sismique III selon le RPA99 version 2003.

Pour les calculs et les vérifications du charpente métallique le **RPA99V2003** et le **EC3/EC4** ont été utilisés, et pour assurer et valider l'étude dynamique de la structure nous avons utilisé le **logiciel CYPE VERSION 2020**, afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique). Le contreventement est assuré par les portiques associés avec les systèmes cv x et v. Les voiles périphériques assurent l'ancrage du bâtiment et pour les fondations nous avons adopté le radier générale pour supporter les charges et les répartir sur le sol.

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre. 1. prestation de projet

Chapitre. 2. Prédimensionnements des éléments résistants

Tableau 2.1. Charge permanente d'un plancher terrasse accessible	12
Tableau 2.2. Charge permanente d'un plancher courant	12
Tableau 2.3. Charge permanente d'un plancher terrasse inaccessible	13
Tableau 2.4. Charge permanente d'un plancher courant	14
Tableau.2.5. Caractéristiques du profilé IPE120	15
Tableau.2.6. Caractéristiques du profilé IPE140	17
Tableau.2.7. Caractéristiques du profilé IPE160	19
Tableau.2.8. Caractéristiques du profilé IPE140	27
Tableau.2.9. Caractéristiques du profilé IPE360	32
Tableau.2.10. Caractéristiques du profilé IPE400	37
Tableau.2.11. Caractéristiques du profilé IPE400	44
Tableau.2.12. Caractéristiques du profilé IPE160	52
Tableau.2.13. Caractéristiques du profilé IPE140	58
Tableau.2.14. Caractéristiques du profilé IPE400	61
Tableau.2.15. Les efforts dans les éléments de la ferme	65
Tableau.2.16. Vérification de flambement « Membrures supérieures »	68
Tableau.2.17. Vérification de flambement « Les montants »	68
Tableau.2.18. Vérification de flambement « Les montants »	69
Tableau.2.19. Les efforts dans les éléments de la ferme « La poutre de rive »	71
Tableau.2.20. Vérification de flambement « Membrures supérieures »	73
Tableau.2.21. Vérification de flambement « Les montants »	74
Tableau.2.22. Vérification de flambement « Les montants »	74
Tableau.2.23. La charge permanente sur le poteau central	77
Tableau.2.24. La charge d'exploitation sur le poteau central	78
Tableau.2.25. Les efforts normaux, la section et le profilé des poteaux	79
Tableau.2.26. Les vérifications du flambement pour poteau central.	81
Tableau.2.27. Choix final de profilé	

Chapitre 3 : PRESENTATIONS GENERAL DE LOGICIEL CYPE

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre. 4. Étude climatique

Tableau.4.1. Coefficient de rugosité	86
Tableau.4.2. Coefficient topographique	86
Tableau.4.3. Coefficient Intensité de turbulence	86
Tableau.4.4. Coefficient d'exposition	86
Tableau.4.5. Tableau Récapitulatif	87
Tableau.4.6. Valeurs des pressions (V_1)	91
Tableau.4.7. Récapitulatif (V_1)	92
Tableau 4.8. Valeurs des pressions (V_1)	93
Tableau.4.9. Récapitulatif (V_1)	95
Tableau 410. Coefficient de rugosité	95
Tableau.4.11. Coefficient topographique	96
Tableau.4.12. Coefficient Intensité de turbulence	96
Tableau.4.13. Coefficient d'exposition	96
Tableau.4.14. Tableau Récapitulatif	96
Tableau.4.15. Valeurs des pressions (V_2)	97
Tableau.4.16. Récapitulatif (V_2)	99
Tableau.4.17. Valeurs des pressions (V_2)	100
Tableau.4.18. Récapitulatif (V_2)	101

Chapitre. 5. Étude dynamique

Tableau.5.1. Valeurs des modes propres	109
Tableau 5.2. Les périodes et les facteurs de participation massique	110
Tableau.5.3. Coefficient d'accélération en fonction de la zone	112
Tableau.5.4. Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site	112
Tableau 5.5. Facteur de qualité	113
Tableau.5.6. Vérification déplacement inter étages	114
Tableau.5.7. Vérification de l'effet P- Δ	115

Chapitre 6 : Exploitation des résultats

Tableau.6.1. Les effort interne de poteau central	117
---	-----

Chapitre .7. Vérification des éléments

Tableau.7.1. Caractéristiques du profilé	120
--	-----

LISTE DES TABLEAUX

Tableau.7.2. Résistance des poteaux	124
Tableau.7.3. Déversement des poteaux	125
Tableau.7.4. Résistance des poteaux	125
Tableau.7.5. Déversement des poteaux	126
Tableau.7.6. Résistance des poteaux	127
Tableau.7.7. Déversement des poteaux	127
Tableau.7.8. Les profilés finaux	128
Tableau.7.9. Efforts normaux dans les diagonales	133
Tableau.7.10. Efforts normaux dans les montants	133
Tableau.7.11. Efforts normaux dans les membrures supérieures	134
Tableau.7.12. Efforts normaux dans les Membrures inférieures	134
Tableau.7.13. Vérification de Flambement « compression »	135
Tableau.7.14. Vérification de flambement « compression »	136
Tableau.7.15. Vérification de flambement « Membrures supérieures »	138
Tableau.7.16. Vérification de flambement « Membrures inférieures »	139

Chapitre 8 : Les assemblages des éléments

Chapitre 9 : Etude de sous-sol

LISTE DES FIGURES

Chapitre. 1 prestation de projet

Figure.1. Vue en plan.

Figure.1.1 Vue 3D du bâtiment.

Figure.1.2. Construction d'un plancher collaborant.

Figure.1.3. Vue générale du projet.

Chapitre. 2. Prédimensionnements des éléments

Figure 2.1. Schéma du positionnement des solives plancher terrasse.

Figure.2.2. Largeur de la dalle effective.

Figure.2.3. Schéma des positions des connecteurs solive.

Figure.2.4. Schéma statique de la poutre.

Figure.2.5. Schéma statique de la poutre plancher courant.

Figure.2.6. Schéma des positions des connecteurs solive.

Figure.2.7. Schéma statique de la poutre en treille intermédiaire.

Figure.2.8. Schéma statique de la poutre en treille rive.

Figure.2.9. Disposition des poteaux.

Figure.2.10. Les poteaux le plus sollicité.

Figure.2.11. Schéma statique du poteau pour les étages.

Figure.2.11. Schéma statique du poteau pour RDC.

CHAPITRE 03 : Présentations Général De Logiciel CYPE

Figure 3.1.les options de conception de structures.

Figure 3.2.la fenêtre de démarrage de cype.

Figure 3.3.la fenêtre de crée un nouveau projet.

Figure 3.4. Donner de bâtiment.

Figure 3.5. Niveau/groupes.

Figure 3.6. Fonds de plans DFX-DWG.

Figure 3.7. Description des groupes.

Figure 3.8. Attribuer vues aux groupes.

Figure 3.9. Calques pour poteaux.

Figure 3.10.les donner générales.

Figure 3.11.les normes.

Figure 3.12.la direction au vent.

Figure 3.13. Norme pour le calcul de la charge de vent.

Figure 3.14. Norme pour le calcul de la charge sismique.

Figure 3.15. Analyse des résultats des poutres.

Figure 3.16. Analyse des contraintes d'assemblages.

Figure 3.17. Analyse des déformations d'assemblages.

Figure 3.18. Murs de soutènement.

Chapitre. 4. Étude climatique

Figure.4.2. Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique.....

Figure.4.2. Légende pour la paroi verticale.

Figure.4.3. Légende pour la paroi verticale.

Figure.4.4. Représentation des coefficients C_{pe} sur les différentes zones(V1).

Figure.4.5. Légende pour la paroi vertical la toiture (V1).

Figure.4.6. Légende pour les toitures plates.

Figure.4.7. Légende pour la paroi verticale.

Figure.4.8. Représentation des coefficients C_{pe} sur les différentes zones(V2).

LISTE DES FIGURES

Figure.4.9. Légende pour la paroi vertical la toiture (V2).

Figure.4.10. Légende pour les toitures plates.

Chapitre. 5. Étude dynamique

Figure.5.1. Spectre de réponse.

Figure.5.2. Structure auto stable.

Figure.5.3. Structure avec palées triangulées en X et en K.

Chapitre.6. Vérification des éléments

Figure.6.1. Phénomène du déversement.

Figure.6.2. Phénomène du flambement.

Figure.6.3. Facteurs de distribution de rigidité.

Figure.6.3. Contreventement en X dans le sens Y.

Figure.6.4. Contreventement en K dans le sens X.

Figure.5.6. La poutre a treillis.

Chapitre .7. Calcul l'assemblage

Figure.8.1. Assemblage poteau – poutre.

Figure.8.2. Distribution des boulons sur la platine d'extrémité.

Figure.8.3. Assemblage solive-poutre.

Figure.8.4. Assemblage poteau-poteau HEM500-HEM450.

Figure.8.5. Vue en 3D.

Figure.8.6. Disposition constructive des boulons.

Figure 8.7. Assemblage des contreventements en X.

Figure.8.8. Assemblage pied de poteau.

Figure.8.9. Assemblage pied de poteau.

Figure.8.10. Contreventement en X.

Figure.8.11. Contreventement en K.

Chapitre. 9. ETUDE SOUS SOL

Figure.9.1. Murs de soutènement.

Figure.9.2. Pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau central.

Figure.9.3. Pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau de rive.

Figure.9.4. Pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau d'angle.

Figure.9.5. Ferrailage de poteau mixte

TABLE DES MATIÈRES

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage

1.1. Introduction	1
1.2. Situation	1
1.3. Description architecturale	2
1.4. Description structurelle	3
1.5. Caractéristiques des matériaux	4
1.6. Infrastructure	8

Chapitre 2 : Prédimensionnement

2.1. Introduction	10
2.2. Evaluation des charges et surcharges	11
2.3. Prédimensionnement des planchers	12
2.3. Pré dimensionnement des solives	14
2.4. Pré dimensionnement des poutres principales	25
2.5. Poutre principale du plancher terrasse	37
2.6. Prédimensionnement des poteaux	47

Chapitre 3 : PRESENTATIONS GENERAL DE LOGICIEL CYPE

3.1. Définition du logiciel CYPE 2020	52
3.2. Les domaines de CYPE	52
3.3. Conception de structures	54
3.4. Exemple de calcul	56
3.5. ASSEMBLAGE (CYPE Connecte Steel)	64
3.6. Murs de soutènement en béton armé	68
3.7. Caractéristiques comparatives de CYPECAD	70

Chapitre 4 : Etude de vent

4.1 Effet du vent	71
4.2 Hypothèses de calcul	72
4.3 Données relatives au site	72
4.4 Direction V1	73

TABLE DES MATIÈRES

4.5 Direction V2	76
4.5 Calcul des forces de frottement	80

Chapitre 5 : étude dynamique et sismique

5.1. Introduction	82
5.2. Objectifs de l'étude dynamique	82
5.3. Choix de la méthode de calcul	83
5.4. Résultats de l'analyse dynamique.....	88
5.5 Modèle 1	88
5.6 Modèle 2	91
5.7 Modèle Final	94

Chapitre 6 : Exploitation des résultats

6.1. Introduction.....	100
6.2. Les sollicitations des poteaux	100
6.3. Les résultats de la poutre principale	103
6.4. Conclusion	106
6.4.1. Les poteaux	106
6.4.2.les poutres	107
6.4.3. Les Palées de stabilité	107

Chapitre 7 : Vérifications des éléments

7.1. Introduction.....	108
7.2. Classification des ossatures de la structure.....	108
7.3. Vérification des poteaux	108
7.4. Vérification des poutres principales d'étage courant	117
7.5. Vérification des palées de stabilité	118

Chapitre 8 : Les assemblages des éléments

8.1. Introduction	122
8.2. Les différents modes d'assemblages.....	122
8.3. Assemblage poutre –solive (IPE 450 – IPE200)	123
8.4. Assemblage poteau – poutre (2HEB 800 – IPE450)	125
8.5. Assemblage des éléments de contreventement.....	129

TABLE DES MATIÈRES

8.6. Assemblage de continuité poteau (2HEB 800 - 2HEB 650)	133
8.7. Assemblage des pieds de poteaux	139

Chapitre 9 : Etude de sous-sol

9.1 Etude du voile périphérique	148
9.2. Dimensionnement du voile	149
9.3. Les poteaux mixtes :	155
9.3.1. Calcul des poteaux mixtes	155

CONCLUSION GENERALE

ANNEXE A

CHAPITRE 1 :

PRESENTATION DU PROJET

1.1. Présentation de l'ouvrage

1.1. Introduction

Le présent travail a pour objet d'étudier des blocs de bâtiments en U (R+10 + SS) à usage multiple (parking + bureau+ habitation) dont la structure est en charpente métallique, cet ouvrage est implanté dans la wilaya d'Alger qui classe comme zone de forte sismicité Zone III selon le règlement en vigueur RPA99/2003 et classe comme étant un ouvrage de grande importance dans le groupe 2.

L'étude de ce projet comprend la partie conception des éléments tels que, les poteaux, poutres, contreventements, planchers, le calcul des éléments secondaires ainsi que l'étude sismique de la structure, qui permet d'évaluer son comportement lors d'un séisme.

Le calcul sera fait conformément aux Règles Parasismiques Algériennes (**RPA99 /2003**) et aux règles de charpente métallique **CCM97, EUROCODE3 ET EUROCODE4**.

1.2. Situation

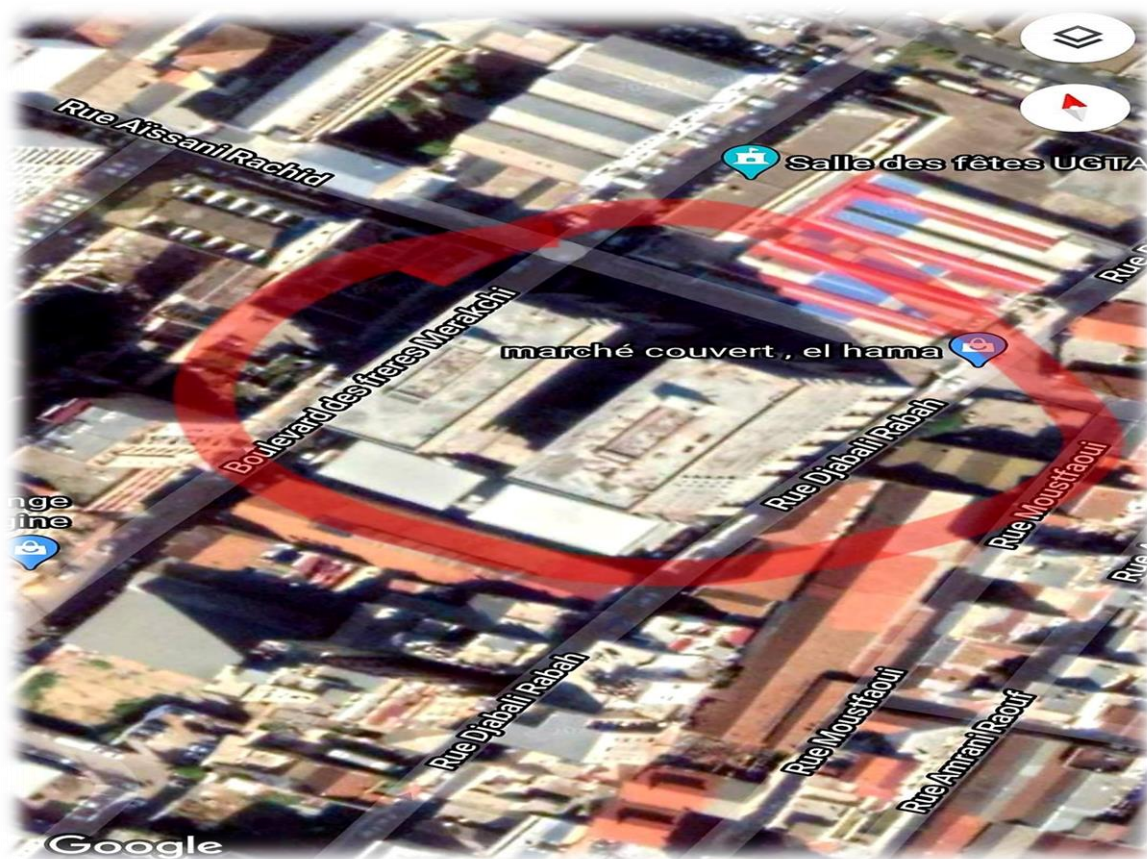


Figure 1.1: situation de projet

1.3. Description architecturale

Notre structure est charpente métallique, elle a une forme irrégulière en plan, le plancher terrasse est inaccessible.



Figure 1.2 : Dimensions de bâtiment en plan

1.4.1. Occupation des niveaux

- sous sol pour usage Parking-auto.
- RDC et 1^{ère} étage pour usage bureaux.
- 2^{ème} étage jusqu'à 10^{ème} étage pour usage habitation.

1.4.2. Grandeurs de l'ouvrage

- **En plan**
 - o La longueur totale = 35,32 m
 - o La largeur totale = 35,96m
- **En elevation**
 - o La hauteur totale du bâtiment : $H = 38,8$ m
 - o La hauteur du sous-sol : $h = 3,5$ m
 - o La hauteur de RDC : $h = 4,4$ m
 - o La hauteur de 1^{er} étage : $h = 3,8$ m
 - o La hauteur de 2^{ème} étage jusqu'à 10^{ème} étage $h = 3,4$ m



Figure 1.3 : Dimensions de bâtiment en élévation

1.5. Description structurelle

1.5.1. Type de structure

La structure faisant l'objet de notre étude est composée principalement de poutres et de poteaux ainsi que d'un noyau central en béton armé.

La charge verticale dans sa majorité sera reprise par les portiques. En revanche les charges horizontales sont reprises par le noyau centrale..

- **Assemblage**

L'assemblage des éléments de notre construction est assuré par des boulons de haute résistance HR, des boulons ordinaires. Ainsi que des soudures.

- **Contreventement**

Ils reprennent les charges horizontales dues au séisme et aux vents

- **Les planchers**

Vu leurs usages nous avons opté pour un de plancher collaborant HI-BOND55-750 reposant sur des solives qui a leur reposent sur des poutres pour les planchers terrasse et courant.

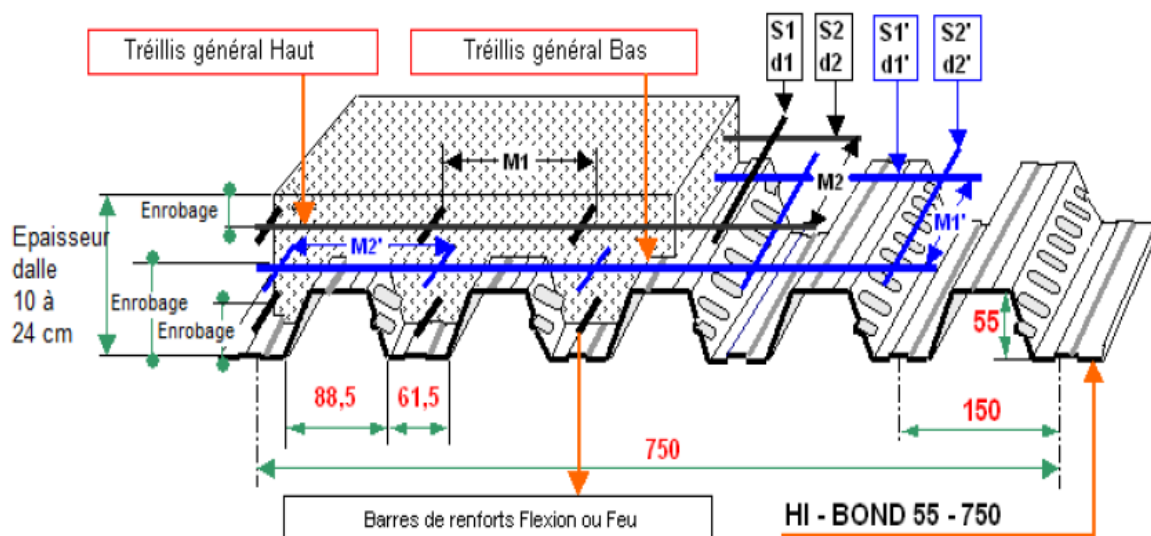


Figure 1.4: Elements constructifs du plancher mixte

- **Escalier**

Ils servent à relier les niveaux successifs et de faciliter les déplacements dans les étages. Et serviront aussi comme escaliers de secours en cas d'incendie et accidents majeurs, les escaliers sont en charpente métallique.

- **Les poteaux**

Ce sont des éléments en charpente métallique qui sont généralement des profilés HEA.

1.6. Caractéristiques des matériaux

1.6.1. Le Béton

On appelle béton ; le matériau constitué par le mélange dans les proportions convenables de : ciment, granulats et l'eau.

La composition du béton et pour un béton sera déterminée selon la granulométrie des agrégats utilisés.

- **Coefficient de Poisson**

Le coefficient de poisson est le rapport entre l'augmentation relative de la dimension transversale et le raccourcissement relatif longitudinal.

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

$\nu = 0$ béton fissuré à l'ELU

$\nu = 0.2$ béton non fissuré à l'ELS

- **Module de déformation longitudinale**

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

- **Module de déformation instantanée :**

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'où :} \quad E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa}$$

- **Module de déformation différée**

Pour des charges de longue durée d'application :

$$E_{vj} = 37000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'où :} \quad E_{i28} = 108188,656 \text{ MPa}$$

1.6.2 . Aciers

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction. Nous utilisons les types d'aciers suivants

- **Aciers de béton**
 - Ronds lisses (R.L) : FeE235.
 - Haute adhérence (H.A) : FeE500.
 - Treillis soudée (T.S) : TLE52, $\emptyset = 6$ mm pour les Dalles.

⇒ **Contraintes limites de l'acier**

- **Etat limite ultime ELU**

On adoptera un diagramme contraintes déformations déduit des diagrammes précédents par affinité parallèle à la tangente à l'origine dans le rapport $1/\gamma_s$.

- σ_s : contrainte de l'acier $\sigma_s = f_e/\gamma_s$
- γ_s : coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

- $\gamma_s = 1.15$ cas d'actions courantes.
- $\gamma_s = 1.00$ cas d'actions accidentelles.
- Haute adhérence (H.A) : FeE500.
- Treillis soudée (T.S) : TLE52, $\varnothing = 6$ mm pour les Dalles

Avec ε_s : allongement relatif de l'acier

- **Etats limites de service ELS**

Fissuration peu nuisible, pas de vérification.

Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min [2/3 f_e ; 150 \eta]$ [4]

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min [1/2 f_e ; 110 \eta]$

Figure 1.6: Diagramme contraintes / Déformations de l'Acier

η : Coefficient de fissuration tel que :

$\eta = 1$ pour des aciers ronds lisses

$\eta = 1.6$ pour des aciers de H.A

- **Module d'élasticité longitudinale de l'acier**

Le module d'élasticité de l'acier sera pris égale à : $E_s = 2.1 \times 10^5$ MPa.

- **Acier de Charpente métallique**

Les différentes caractéristiques mécaniques des aciers de Charpente métallique Sont les suivantes :

-module d'élasticité longitudinale	$E = 2.1 \times 10^5$ Mpa
-Coefficient de poisson	$\mu = 0.3$
-Module d'élasticité transversale	$G = 8.1 \times 10^4$ Mpa
-Coefficient de dilatation linéaire :	$\lambda = 11 \times 10^{-6}$
-Masse volumique de	$\gamma = 7850$ daN/m ³
-Contrainte limite conventionnelle d'élasticité :	

L'ossature métallique feE360/S275 : $f_y = 400$ Mpa

Boulons ordinaires feE360/S275 : $f_y = 400$ Mpa

Boulons à haute résistance

-Contrainte limite élastique de cisaillement pur (critère de Von Mises): $\tau_e = \sigma_e / \sqrt{3}$

- **Bac d'acier**

Le bac d'acier utilisé c'est le **Hi Bond 55-750** cet élément forme un coffrage pour la dalle en béton, 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.
- Le Hi-Bond utilisé dans notre calcul a les caractéristiques géométriques montrées dans la figure suivante

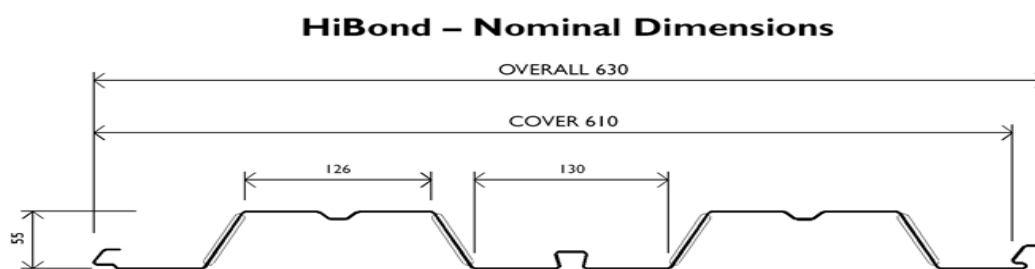


Figure 1.7:: Bac d'acier type HiBond 55-770

Les caractéristiques mécaniques du bac d'acier HI-BOND 55 sont regroupées dans le tableau ci-dessous

Epaisseur nominale de la tôle		Section (cm ²)	Poids* (daN/m ²)	Position fibre neutre (cm)		Moment d'inertie i (cm ⁴)	Modules de résistance (cm ³)	
galvanisée	nue			v _j	v _s		l/v _j	i/v _s
0,75	0,71	11,183	9,56	2,75	2,75	57,544	20,925	20,925
0,88	0,84	13,231	11,23	2,75	2,75	68,080	24,756	24,756
1,00	0,96	15,121	12,83	2,75	2,75	77,805	28,292	28,292
1,20	1,16	18,271	15,30	2,75	2,75	94,015	34,187	34,187

Figure 1.2 : Caractéristiques mécaniques du Bac d'acier Hi-Bond 55-770

- **Les connecteurs**

La liaison acier - béton est réalisée par des connecteurs, ils permettent de développer le comportement mixte entre la poutre en acier et le béton.

La connexion est essentiellement prévue pour résister au cisaillement horizontal.

Deux types de connecteurs principaux sont disponibles, les goujons soudés et les connecteurs cloués.

Dans notre cas, on utilise des goujons de hauteur $h=95\text{mm}$ et de diamètre $d=19\text{mm}$, qui sont assemblés par soudage.

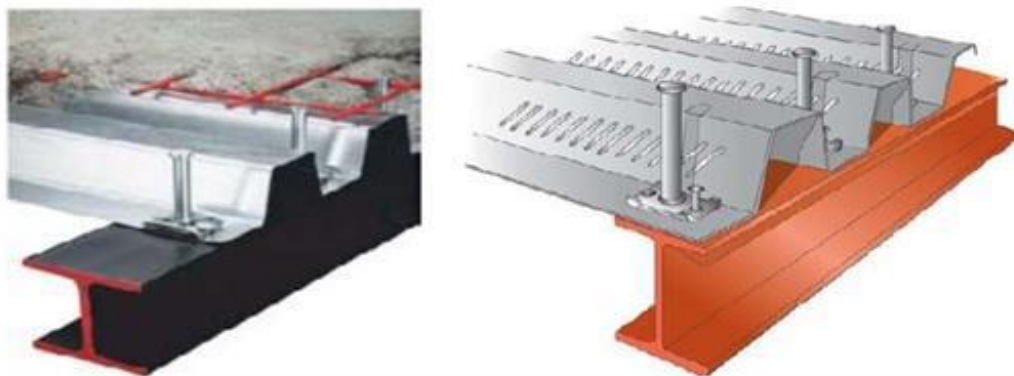


Fig. 1.8 : les connecteurs /plancher mixte

1.7. Maçonnerie

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

- **Murs extérieurs** : ils seront constitués d'une double cloison de 25cm d'épaisseur.

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur.

L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur.

- **Murs intérieurs** : ils seront constitués par des cloisons de 15 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services.

1.8. Infrastructure

Elle sera réalisée en béton armé coulé sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les tassements différentiels.
- Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.

CHAPITRE 2 :

PRE-DIMENSIONNEMENT

2.1. Introduction

Ce chapitre définira les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes, d'exploitation et des effets climatiques. Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrits dans le règlement technique DTRB.C2.2 (charges et surcharges).

2.2.1. Evaluation des charges et surcharges

2.2.1.1 Plancher terrasse accessible

Tableau 2.1 : Charge permanente d'un plancher terrasse accessible

Matériaux	G (KN/m ²)
▪ Dalle de sol	0,50
▪ Mortier de pose	0,40
▪ Lit de sable	0,54
▪ Forme de pente (e=10cm)	2,2
▪ Etanchéité multicouches	0,12
▪ Bac d'acier (HIBON 55)	0,15
▪ Dalle en béton armé (e=15cm)	3,75
Total	6,91

➤ Surcharges d'exploitation **Q = 1.5 kN/m²**

2.2.1.2 Plancher terrasse inaccessible

Tableau 2.2 : Charge permanente d'un plancher terrasse inaccessible.

Matériaux	G (KN/m ²)
▪ Protection en gravillon	0,85
▪ Etanchéité multicouches	0,12
▪ Forme de pente (e=10cm)	2,20
▪ Isolation thermique	0,16
▪ Dalle en béton armé (e=15cm)	3,75
▪ Bac d'acier (HIBON 55)	0,15
▪ Faux plafond	0,2
Total	6,68

➤ Surcharges d'exploitation..... **Q = 1 kN/m²**

2.2.1.2 Plancher courant

Tableau 2.3 : Charge permanente d'un plancher courant

Matériaux	G (KN/m ²)
▪ Dalle de sol	0,5
▪ Mortier de pose	0,40
▪ Dalle en béton armé (e=15cm)	3,75
▪ Faux plafond	0,2
▪ Bac d'acier (HIBON 55)	0,15
▪ Cloisonnement	1,00
Total	5,25

- Surcharges d'exploitation $Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$ (Usage Habitation)
- Surcharges d'exploitation $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$ (Usage Bureau)
- Surcharges d'exploitation $Q = 5 \text{ kN/m}^2$ (Usage Parking)

2.3. Introduction

Le prédimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur de chaque élément porteur ou résistant (poutre ; poteau ...etc.) ; afin de pouvoir faire plus tard les vérifications de l'ensemble des portiques ; aux charges verticales et horizontales.

2.4. Prédimensionnement des planchers

Les planchers sont des éléments horizontaux qui limitent les niveaux d'un bâtiment.

Ils s'appuient avec ou sans continuités sur des porteurs (murs porteurs ; poteaux et poutres).

Notre structure contient des planchers mixtes.

2.4.1 Méthode de calcul

Pour le pré dimensionner des planchers collaborant à dalle collaborant il est nécessaire de pré dimensionner chaque élément le constituant à la condition d'utilisations la plus défavorable.

Les éléments constituant un plancher mixte :

- Panneaux de dalles.
- Solives.
- Poutre porteuse.
- Des connecteurs.

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

2.4.1.1. Phase de construction

Le profilé d'acier travaille seul et reprend les charges suivantes :

- Le poids propre du profilé
- Le poids propre du béton frais
- La surcharge de construction (ouvriers)

2.4.1.2. Phase finale

Le béton ayant durci, par conséquent le profilé et la dalle, qui constituent la section mixte, travaillent ensemble.

On doit tenir compte des charges suivantes :

- Le poids propre du profilé
- Le poids propre du béton (sec)
- La surcharge d'exploitation
- Finition.

2.5. Prédimensionnement des solives

Les solives sont des poutrelles métalliques, généralement des profilés en IPE, IPN, dont leur espacement est compris entre 1,5 et 4m selon le type de bac d'acier utilisé. Leur rôle est de transmettre les charges verticales aux poutres principales. Le pré dimensionnement des solives se fait selon le critère de résistance ou le critère de flèche.

On utilise la formule approchée et simplifiée qui est en fonction de la hauteur du profilé et la portée de la solive.

2.5.1. Plancher courant

La solive plus sollicitée a une portée de 5.50m

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

Avec :

h : la hauteur du profilé

L : la longueur de la solive

Lors du bétonnage de la dalle, on tiendra compte de la présence d'un étai placé à mi-travée.

Donc : L=2.75m

$$\frac{2750}{25} < h < \frac{2750}{15} \Rightarrow 110\text{mm} < h < 183\text{mm}$$

On prend un **IPE 120**

Tableau. 2.4.: Caractéristiques du profilé IPE120

Poids <i>G</i> Kg/m	Section <i>A</i> cm ²	Dimensions			Caractéristiques					
		<i>h</i> mm	<i>b</i> mm	<i>t_f</i> mm	<i>t_w</i> mm	<i>I_y</i> cm ⁴	<i>I_z</i> cm ⁴	<i>W_{pl-y}</i> cm ³	<i>i_y</i> cm	<i>i_z</i> cm
10,4	13,21	120	64	6,3	4,4	317,8	27,67	60,73	4,9	1,45

La solive la plus sollicitée a une portée égale à **L= 5.5 metun** espacement de 1,9 m

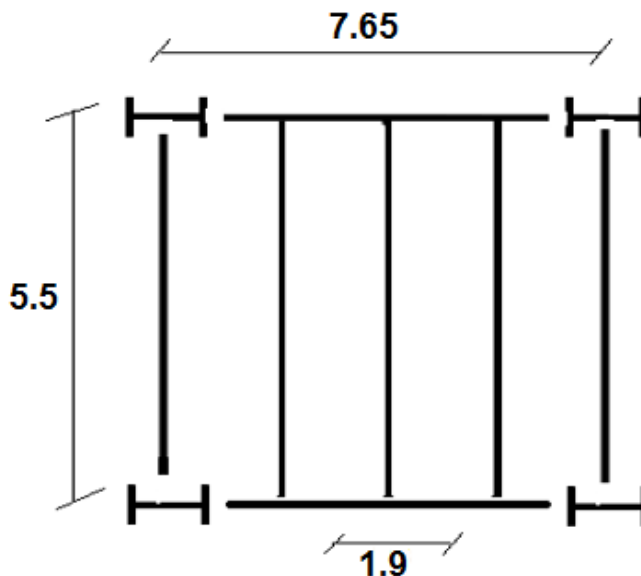


Figure.II.1:Schéma du positionnement des solives plancher terrasse

a-Phase de construction

- Poids P du profile (IPE 120) $g_p = 0,104 \text{ KN /ml}$
- Poids P du béton frais $G_b = 3,75 \text{ KN/m}^2$
- Poids du bac d'acier $G_{bac} = 0,15 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction $Q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$

1. Combinaisons de charge

➤ **ELU**

$$q_u = 1,35 \times (g_p + (G_b + g) \times e) + 1,5 \times Q_c \times e$$

$$q_u = 1,35 \times (0,104 + (3,75 + 0,15) \times 1,9) + 1,5 \times 0,75 \times 1,9 \quad q_u = 12,281 \text{ KN/ml}$$

➤ **ELS**

$$q_s = g_p + (G_b + g) \times e + Q_c \times e$$

$$q_s = 0,104 + (3,75 + 0,15) \times 1,9 + 0,75 \times 1,9 q_s = 8,939 \text{ KN/ml}$$

2. Vérification

2.1. Flexion

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire à la condition suivante :

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

Avec :

M_{max} : le moment appliqué.

$$\gamma = 1$$

$f_y = 275 \text{ MPa}$.

- Le moment appliqué :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{12,281 \times 2,75^2}{8} = 11,609 \text{ KN.m}$$

- Moment résistant plastique :

$$M_{pl,rd} = \frac{60,73 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1} = 16,7 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$r = \frac{11,609}{16,7} = 0,69$$

"r" Est le rapport entre la valeur maximale et la valeur admissible, il montre le pourcentage de participation de l'élément dans la résistance de l'ensemble.

2.2. L'effort tranchant

$$V_{sd} < V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

Avec :

$V_{pl,rd}$: effort tranchant de plastification de la section.

A_v : aire de cisaillement.

- $A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 1321 - 2 \times 64 \times 6,3 + (4,4 + 2 \times 7) \times 6,3 = 629,52 \text{ mm}^2$

Donc :

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 629,52 \times 10^{-6}}{\sqrt{3}} = 99,949 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{12,281 \times 2,75}{2} = 16,886 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 99,949 \text{ kN} > 16,886 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 49,974 \text{ kN} > V_{sd}$$

Donc il n'est pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

$$r = \frac{16,886}{99,949} = 0,16$$

2.3. Vérification de la rigidité

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

Avec :

$$q_{\text{ser}} = 8,939 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 2,75 \text{ m.}$$

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

$$I_y = 317,8 \text{ cm}^4.$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 8,939 \times 2750^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 317,8 \times 10^4} = 9,97 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{2750}{250} = 11 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 9,97 \text{ mm} \leq \bar{f} = 11 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

2.4. Vérification du déversement

On doit vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{bRd} = \chi_{LT} \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M_1}} \beta_W$$

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

Avec :

$$\beta_W = 1 \text{ classe I}$$

$$\gamma_{M_1} = 1,1$$

$$M_{sd} : \text{est le moment appliqué} \Rightarrow M_{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{12,281 \times 2,75^2}{8} = 11,609 \text{ KN.m}$$

$M_{b,Rd}$: la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25} \sqrt{C_1}} = 100,25 \text{ Avec : } C_1 = 1,132$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9\varepsilon} \text{ Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92 \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9\varepsilon} = 1,16 > 0,4 \Rightarrow \text{il y a}$$

un risque de déversement.

$$\varphi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 1,39 \Rightarrow \chi_{LT} = 0,50$$

Avec :

α_{LT} : Facteur d'imperfection. Profilé laminé $\Rightarrow \alpha_{LT} = 0,21$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,50 \times 60,73 \times 275}{1,1} 10^{-3} = 7,59 \text{KN.m}$$

$M_{sd} = 11,609 \text{KNm} > M_{brd} = 7,59 \text{KNm}$ Donc la condition de déversement est non vérifiée.

On doit augmenter la section

On prend un **IPE 140**

Tableau. 2.5.: Caractéristiques du profilé IPE140

Poids <i>G</i> Kg/m	Section <i>A</i> cm ²	Dimensions			Caractéristiques					
		<i>h</i> mm	<i>b</i> mm	<i>t_f</i> mm	<i>t_w</i> mm	<i>I_y</i> cm ⁴	<i>I_z</i> cm ⁴	<i>W_{pl-y}</i> cm ³	<i>i_y</i> cm	<i>i_z</i> cm
12.9	16.4	140	73	6.9	4.7	541.2	44.92	77.32	5.74	1.65

Tableau.II.6 : Caractéristiques du profilé IPE160

b- Phase de construction

- Poids P du profile (IPE 140) $g_p = 0,129 \text{ KN /ml}$
- Poids P du béton frais $G_b = 3,75 \text{ KN/m}^2$
- Poids du bac d'acier $G_{bac} = 0,15 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction $Q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$

1. Combinaisons de charge

➤ **ELU :**

$$q_u = 1,35 \times (g_p + (G_b + g) \times e) + 1,5 \times Q_c \times e$$

$$q_u = 1,35 \times (0,129 + (3,75 + 0,15) \times 1,90) + 1,5 \times 0,75 \times 1,90 \Rightarrow q_u = 12,315 \text{ KN/ml}$$

➤ **ELS :**

$$q_s = g_p + (G_b + g) \times e + Q_c \times e$$

$$q_s = 0,129 + (3,75 + 0,15) \times 1,90 + 0,75 \times 1,90 \Rightarrow q_s = 8,964 \text{ KN/ml}$$

2. Vérification

2.1. La flexion

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire à la condition suivante :

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

Avec : M: le moment appliqué.

$$\gamma = 1$$

$$f_y = 275 \text{ Mpa.}$$

- Le moment appliqué :

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{12,315 \times 2,75^2}{8} = 11,64 \text{ KN.m}$$

- Moment résistant plastique :

$$M_{pl,rd} = \frac{88,34 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1} = 24,29 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{11,64}{24,29} = 0,47$$

"r" Est le rapport entre la valeur maximale et la valeur admissible, il montre le pourcentage de participation de l'élément dans la résistance de l'ensemble.

2.2. L'effort tranchant

$$V_{sd} < V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

Avec : $V_{pl,Rd}$: effort tranchant de plastification de la section.

A_v : aire de cisaillement.

- $A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 1640 - 2 \times 73 \times 6,9 + (4,7 + 2 \times 7) \times 6,9 = 761,163 \text{ mm}^2$

Donc :

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 761,163 \times 10^{-6}}{\sqrt{3}} = 120,85 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{12,315 \times 2,75}{2} = 16,93 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 120,85 \text{ kN} > 16,93 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 60,42 \text{ kN} > V_{sd}$$

Donc il n'est pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

$$r = \frac{16,93}{120,85} = 0,14$$

2.3. Vérification de la rigidité

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

Avec :

$$q_s = 8,964 \text{ KN/ml}$$

$$L = 2,75 \text{ m}$$

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

$$I_y = 541,2 \text{ cm}^4$$

$$f^{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 8,964 \times 2750^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 541,2 \times 10^4} = 5,873 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{2750}{250} = 11 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 5,873 \text{ mm} \leq \bar{f} = 11 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

2.4. Vérification du déversement

On doit vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{bRd} = \chi_{LT} \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M_1}} \beta_W$$

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

Avec :

$\beta_W = 1$ classe I

$\gamma_{M_1} = 1,1$

M_{sd} : est le moment appliqué $\Rightarrow M_{\max} = M_{sd} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{12,315 \times 2,75^2}{8} = 11,64 \text{ KN.m}$

$M_{b,Rd}$: la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25} \sqrt{C_1}} \text{ Avec : } C_1 = 1,132$$

$$\lambda_{LT} = \frac{2750/16,5}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{2750/16,5}{\frac{140}{6,9}} \right)^2 \right]^{0,25} \sqrt{1,132}} = 108,36$$

$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9\varepsilon} \text{ Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92 \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 1,25 > 0,4 \Rightarrow \text{il y a un risque de déversement.}$

$$\varphi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 1,31 \Rightarrow \chi_{LT} = 0,55$$

Avec :

α_{LT} : Facteur d'imperfection. Profilé laminé $\Rightarrow \alpha_{LT} = 0,21$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,55 \times 88,34 \times 275}{1,1} 10^{-3} = 12,14 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 11,64 \text{KNm} > M_{brd} = 12,14 \text{KNm}$ Donc la condition de déversement est vérifiée.

e- Phase finale

- Poids P du profile (IPE 140) $g_p = 0,129 \text{KN/ml}$
- Charge permanente $G_t = 5,25 \text{KN/m}^2$
- Sur charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{KN/m}^2$

L'entraxe entre les solives est de 1,90m.

1. Combinaisons de charge

ELU

$$q_u = 1,35 \times [g_p + (G_t \times e)] + 1,5 \times Q \times e$$

$$q_u = 1,35 \times [0,129 + (5,25 \times 1,9)] + 1,5 \times 2,5 \times 1,9 q_u = 16,95 \text{KN/ml}$$

ELS

$$q_s = g_p + (G_t + Q) \times e$$

$$q_s = 0,129 + (5,25 + 2,5) \times 1,9 q_s = 14,854 \text{KN/ml}$$

2. Largeur de la dalle

$b_{eff} = \inf \left(\frac{2 \times L_0}{8} \right)$ → L_0 : longueur libre d'une poutre simplement appuie
 b : Entraxe entre les poutres

$$b_{eff} = \inf \begin{cases} \frac{2 \times L_0}{8} = \frac{2 \times 5,5}{8} = 1,375 \text{ m} \\ b = 1,9 \text{ m} \end{cases} \rightarrow b_{eff} = 1,375 \text{ m}$$

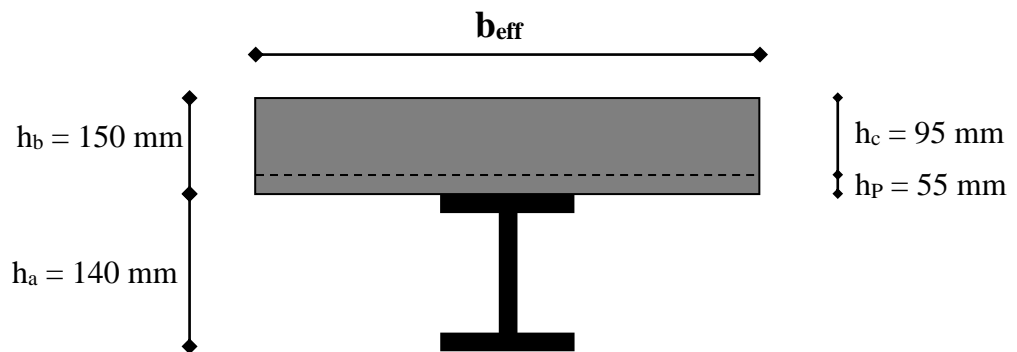


Figure. 2.1 : Largeur de la dalle effective

$$b_{eff} = 1,375 \text{ m}$$

2.4.4. Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = (0,57 \times 25 \times 1375 \times 95) \times 10^{-3} = 1861,41 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 1640 \times 10^{-3} = 428,45 \text{ kN}$$

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

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton. Donc le moment résistant plastique développé

$$\text{par la section mixte est : } M_{pl,Rd} = R_{\text{acier}} \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{\text{acier}}}{R_{\text{béton}}} \cdot \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

4. Vérifications

4.1 Vérification de la flexion

Il faut que : $M_{sd} < M_{pl,rd}$

- Le moment appliqué :

$$M_{\text{max}} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{16,95 \times 5,5^2}{8} = 64,09 \text{ kN.m}$$

- Le moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{pl,rd} = 428,45 \left[\frac{140}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{428,45 \times 95}{2 \times 1861,41} \right) \right] \times 10^{-3} = 89,57 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{64,09}{89,57} = 0,71$$

4.2. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $V_{sd} < V_{p,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$

- $A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 1640 - 2 \times 73 \times 6,9 + (4,7 + 2 \times 7) \times 6,9 = 761,63 \text{ mm}^2$

Donc :

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 761,63 \times 10^{-6}}{\sqrt{3}} = 120,925 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{16,95 \times 5,5}{2} = 46,61 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 120,95 \text{ kN} > 46,61 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 60,475 \text{ kN} > V_{sd}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion

.

4.3. Vérification de la rigidité

$$f^{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} \leq \bar{f}$$

Avec :

$$q_{\text{ser}} = 14,854 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 5,50 \text{ m.}$$

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

$$I_c = \frac{A_a \times (h_c + 2h_p + h_a)^2}{4 \times (1 + m \cdot v)} + \frac{b_{\text{eff}} \times h_c^3}{12 \times m} + I_a$$

$$v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{1640}{1375 \times 95} = 0,012 \quad m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{1640 \times (95 + 2 \times 55 + 140)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,012)} + \frac{1375 \times 95^3}{12 \times 15} + 541,2 \times 10^4 = 5,33 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est

$$f^{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 14,85 \times 5500^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 5,33 \times 10^7} = 15,80 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{5500}{250} = 22 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = f^{\text{con}} + f^f = 5,873 + 15,80 = 21,673 \text{ mm} < \bar{f} = 22 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

4.4. Vérification du déversement

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

Conclusion

Le profilé **IPE 140** vérifie toutes les conditions de résistance, rigidité et déversement, donc on opte pour la solive de plancher courant un **IPE 140**.

f-Calcul des connecteurs

Type goujons : $\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur} = 95 \text{ mm} \\ \text{Diamètre} = 19 \text{ mm} \end{array} \right.$

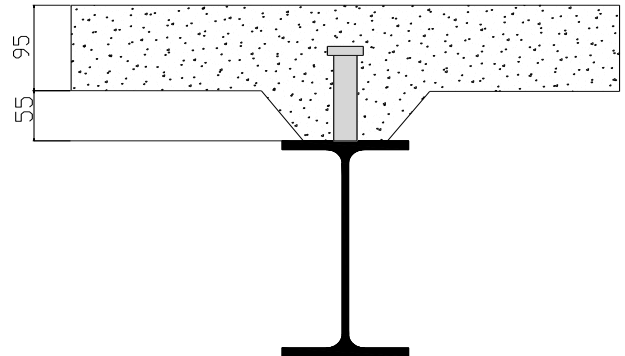


Figure 2.2 : Schéma des positions des connecteurs.

1. Détermination de (Résistance au cisaillement)

$$P_{rd} = K_t \times \inf \begin{cases} 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{F_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} & \text{Résistance dans le béton qui entoure le goujon} \\ 0,8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} & \text{La force dans le goujon} \end{cases}$$

Avec : $F_{ck} = 25 \text{ KN/mm}^2$ Résistance caractéristique de béton

$E_c = 30,5 \text{ KN/m}^2$ Module de Young de béton

$F_u = 450 \text{ N/mm}^2$ Résistance caractéristique des connecteurs

$\gamma_v = 1,25$

$$\alpha = 1 \text{ si } \frac{h}{d} > 4 \quad ; \quad \alpha = 0,2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \text{ si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$$

Dans notre cas

$$\alpha = 1 \text{ car } \frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 \geq 4$$

$$P_{rd} = K_1 \times \inf \begin{cases} 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5 \times 10^3}}{1,25} = 73,13 \text{ KN} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 81,65 \text{ KN} \end{cases}$$

2. Influence du sens du bac d'acier

K_t : Coefficient de réduction fonction du sens des nervures du bac pour un bac d'acier dont les nervures sont perpendiculaires à la solive. Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left[\frac{h_c}{h_p} - 1 \right]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_r : \text{Nombre de goujon par nervure} = 1 \\ h_p = 55 \text{ mm}; h_c = 95 \text{ mm (hauteur du connecteur)} \\ b_0 = 88,5 \text{ mm Large} \end{array} \right.$$

$$K_t = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{88,5}{55} \times \left[\frac{95}{55} - 1 \right] = 0,819$$

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4 k_t doit être inférieur à 1 donc :

$$\text{Prd (Resistance au cisaillement)} \quad K_t = 0,819 \quad \longrightarrow \quad \text{Prd} = 59,97 \text{ KN}$$

3. Effort tranchant repris par les goujons détermination de R_L

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{Acies}}) ; R_L = \inf (1861,41; 428,45) \quad R_L = 428,45 \text{ kN}$$

4. Nombre de connecteurs : par demi-portée

$$\text{Nbre} = \frac{R_L}{P_{\text{rd}}} = \frac{428,45}{59,97} = 7,14$$

On prend **8 connecteurs** pour le demi portée ; c'est-à-dire **16 connecteurs** sur toute la longueur totale de la poutre.

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

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

$$esp = \frac{L}{Nbe - 1} = \frac{5500}{16 - 1} = 366,66 \text{ mm}$$

$$esp = 400 \text{ mm}$$

2.5.3. Prédimensionnement des poutres porteuses

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement en flexion.

On utilise la formule approchée et simplifiée qui est en fonction de la hauteur du profilé et la portée de la poutre.

2.5.3.1. Pré dimensionnement de la poutre principale du plancher courant

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

$$\frac{7650}{25} < h < \frac{7650}{15} \Rightarrow 306 \text{ mm} < h < 510 \text{ mm}$$

On opte pour un **IPE 400**

Tableau.2.6 : Caractéristiques du profilé IPE400

Poids G Kg/m	Section A cm^2	Dimensions			Caractéristiques					
		H mm	B Mm	t_f mm	t_w mm	I_y cm^4	I_z cm^4	W_{pl-y} cm^3	i_y cm	i_z cm
66,3	84,46	400	180	13,5	8,6	23130	1318	1307	16,55	3,95

a-Phase construction :

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction, en plus des réactions des solives sont

- Poids propre du profiler IPE 400..... $g_p=0,663$ KN/ml
- Poids propre du béton frais $G_b=3,75$ KN/m²
- Poids du bac d'acier..... $g=0,15$ KN/m²
- Surcharge de construction $Q_c=0,75$ KN/m²

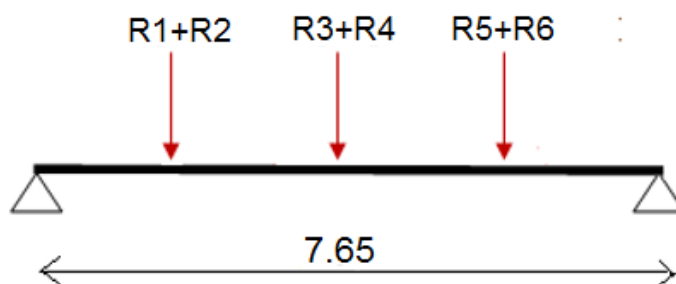


Figure.2.3 : Schéma statique de la poutre

1. Calcul des réactions des solives

ELU

$$q_u = 12,315 \text{ kN/ml}$$

$$R_x = \frac{q_{\text{solive}} \times L_{\text{solive}}}{2}$$

$$R_x = \frac{12,315 \times 5,5}{2} + \frac{12,315 \times 5,5}{2} = 67,73 \text{ kN} ; R_x = \frac{8,964 \times 5,5}{2} + \frac{8,964 \times 5,5}{2} = 49,30 \text{ kN}$$

$$R_U = R_1 + R_2 = 67,73 \text{ kN}$$

$$R_S = R_1 + R_2 = 49,30 \text{ kN}$$

$$R_U = R_3 + R_4 = 67,73 \text{ kN}$$

$$R_S = R_3 + R_4 = 49,30 \text{ kN}$$

$$R_U = R_5 + R_6 = 67,73 \text{ kN}$$

$$R_S = R_5 + R_6 = 49,30 \text{ kN}$$

2. Combinaisons des charges

ELU

$$q_u = 1,35 \times (g_p + (G_b + g) \times b_s) + 1,5 \times Q_c \times b_s$$

$$q_u = 1,35 \times (0,663 + (3,75 + 0,15) \times 0,15) + 1,5 \times 0,75 \times 0,15 \quad q_u = 1,853 \text{ kN/m}$$

ELS

$$q_s = g_p + (G_b + g) \times b_s + Q_c \times b_s$$

$$q_s = 0,663 + (3,75 + 0,15) \times 0,15 + 0,75 \times 0,15 \quad q_s = 1,36 \text{ kN/ml}$$

3. Vérifications

3.1. Moment fléchissant

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{brd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{p \times l}{2} = \frac{1,853 \times 7,65^2}{8} + \frac{67,73 \times 7,65}{2} = 272,62 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1307 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1} = 359,425 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{272,62}{359,524} = 0,75$$

3.2. Effort tranchant

On doit vérifier que :

$$V_{sd} < V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0v}}$$

D'où

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 8446 - 2 \times 180 \times 13,5 + (8,6 + 2 \times 21) \times 13,5 = 4269,1 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 4269,1 \times 10^{-6}}{1 \times \sqrt{3}} = 677,81 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{3 \times 67,73}{2} + \frac{1,853 \times 7,65}{2} = 108,68 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 338,90 \text{ kN} > V_{sd}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

3.3. La rigidité

Il faut vérifier que :

$$f^{max} \leq f_{adm} = \frac{l}{250} = 30,6 \text{ mm}$$

$$f^{max} = f^1 + f^2$$

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,36 \times (7650)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 23130 \times 10^4} = 1,24 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19 \times p \times l^3}{384 \times E \times I_y} = \frac{19 \times 49,3 \times 10^3 \times (7650)^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 23130 \times 10^4} = 22,48 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 1,24 + 22,48 = 23,72 \text{ mm} < f^{\text{adm}} = 30,6\text{mm}$$

3.4. Vérification du déversement

La vérification au déversement en phase de construction est exigée par les Eurocodes néanmoins la poutre étant maintenu latéralement par les solives de part et d'autre, on considéré que la poutre ne risque pas de se déverser.

a- Phase finale

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 IPE 400..... $g_p=0,663 \text{ kN/m}$
- Charge permanente..... $G_t=5.25 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation $Q_t= 2,5 \text{ kN}$

1. Calcul des réactions des solives

<p>ELU</p> $R_X = \frac{5,5 \times 16,95}{2} + \frac{5,5 \times 16,95}{2} = 93,22\text{kN}$ $R_U = R_1 + R_2 = 93,22\text{kN}$ $R_U = R_3 + R_4 = 93,22\text{kN}$ $R_U = R_5 + R_6 = 93,22\text{kN}$	<p>ELS</p> $R_X = \frac{5,5 \times 14,854}{2} + \frac{5,5 \times 14,854}{2} = 81,697 \text{ kN}$ $R_S = R_1 + R_2 = 81,697 \text{ kN}$ $R_S = R_3 + R_4 = 81,697\text{kN}$ $R_S = R_5 + R_6 = 81,697 \text{ Kn}$
---	---

2. Combinaison des charges

- **ELU**

$$q_u = 1,35 [(G_t \times 0,15) + g_p] + 1.5 \times Q_t \times 0,15$$

$$q_u = 1,35 [(5,25 \times 0,15) + 0,663] + 1.5 \times 2,5 \times 0,15 \quad \longrightarrow \quad q_u = 2,52 \text{ kN/ml}$$

- **ELS**

$$q_s = g_p + (G_t + Q_t) \times 0,15$$

$$q_s = 0,663 + (5,25 + 2,5) \times 0,15 \quad \longrightarrow \quad q_s = 1.82 \text{ kN/ml}$$

3. Largeur de la dalle

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 \dots\dots\dots L: \text{ longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 7,65 / 8 = 1,91 \text{ m} \\ b = 5,5 \text{ m} \end{array} \right.$$

Donc : $b_{\text{eff}} = 1,91 \text{ m}$

4. Position de l'axe neutre plastique

- $R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{\text{ck}} \times b_{\text{eff}} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 1910 \times 95 \times 10^{-3} = 2585,66 \text{ kN}$
- $R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 8446 \times 10^{-3} = 2206,51 \text{ kN}$

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

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton. Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = R_{\text{Acier}} \left[\frac{h_0}{2} + hc + hp - \left(\frac{R_{\text{Acier}} * h_c}{2R_{\text{béton}}} \right) \right]$$

5. Vérifications

5.1. Vérification de la flexion

Le Moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire à la condition suivante :

Il faut que : $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{p \times l}{2} = \frac{2,52 \times 7,65^2}{8} + \frac{93,22 \times 7,65}{2} = 375,00 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 2206,51 \left[\frac{400}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{2206,51 \times 95}{2 \times 2585,66} \right) \right] \times 10^{-3} = 682,83 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{375,00}{682,83} = 0,54$$

5.2. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $V_{sd} < V_{pl,rd}$

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 8446 - 2 \times 180 \times 13,5 + (8,6 + 2 \times 21) \times 13,5 = 4269,1 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 4269,1 \times 10^{-6}}{1 \times \sqrt{3}} = 677,81 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{3 \times 93,22}{2} + \frac{2,52 \times 7,65}{2} = 149,46 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 338,905 \text{ kN} > V_{sd}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

5.3. Vérification de la rigidité

Il faut vérifiée que : $f_{max} < f_{adm} = \frac{L}{250}$

Avec :

$$q_{ser} = 1,82 \text{ kN/ml.}$$

$$R_{ser} = 81,697 \text{ kN}$$

$$L = 7,65 \text{ m.}$$

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

$$V = \frac{Aa}{Ab} = \frac{8446}{1910 \times 95} = 0,046 \quad , \quad m = \frac{Ea}{Eb} = 15$$

$$I_c = \frac{8446 \times (95 + 2 \times 55 + 400)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,046)} + \frac{1910 \times 95^3}{12 \times 15} + 23130 \times 10^4 = 6,97 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 1,82 \times (7650)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 6,97 \times 10^8} = 0,55 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19 \times p \times l^3}{384 \times E \times I_c} = \frac{19 \times 81,697 \times 10^3 \times (7650)^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 6,97 \times 10^8} = 12,36 \text{ mm}$$

$$f^{max} = 12,91 \text{ mm} < 30,6 \text{ mm}$$

$$f_{total}^{max} = 12,91 + 23,72 = 36,63 > 30,6 \quad \longrightarrow \text{N.V}$$

On augmente la section

On opte pour un **IPE 450**

Tableau.2.7 : Caractéristiques du profilé IPE450

Poids <i>G</i> Kg/m	Section <i>A</i> cm ²	Dimensions			Caractéristiques					
		<i>h</i> mm	<i>b</i> mm	<i>t_f</i> mm	<i>t_w</i> mm	<i>I_y</i> cm ⁴	<i>I_z</i> cm ⁴	<i>W_{pl-y}</i> cm ³	<i>i_y</i> cm	<i>i_z</i> cm
77,6	98,82	450	190	14,6	9,4	33740	1676	1702	18,48	4,12

b- Phase construction

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction, en plus des réactions des solives sont

- Poids propre du profiler IPE 450..... .g_p=0,776 KN/ml

- Poids propre du béton fraisGb=3,75 KN/m²
- Poids du bac d'acier.....g=0,15 KN/m²
- Surcharge de constructionQc=0,75 KN/m²

3. Calcul des réactions des solives

<p>ELU $q_u = 12,315 \text{ kN/ml}$</p> $R_X = \frac{q_{\text{solive}} \times L_{\text{solive}}}{2}$ $R_X = \frac{12,315 \times 5,5}{2} + \frac{12,315 \times 5,5}{2} = 67,73 \text{ kN}$ $= \frac{8,964 \times 5,5}{2} + \frac{8,964 \times 5,5}{2} = 49,30 \text{ kN}$ <p>$R_U = R_1 + R_2 = 67,73 \text{ kN}$ $R_U = R_3 + R_4 = 67,73 \text{ kN}$ $R_U = R_5 + R_6 = 67,73 \text{ kN}$</p>	<p>ELS $q_s = 8,964 \text{ kN/ml}$</p> $R_X = \frac{q_{\text{solive}} \times L_{\text{solive}}}{2}$ <p>R_X</p> <p>$R_S = R_1 + R_2 = 49,30 \text{ kN}$ $R_S = R_3 + R_4 = 49,30 \text{ kN}$ $R_S = R_5 + R_6 = 49,30 \text{ kN}$</p>
--	---

4. Combinaisons des charges

ELU

$$q_u = 1,35 \times (gp + (Gb + g) \times bs) + 1,5 \times Qc \times bs$$

$$q_u = 1,35 \times (0,776 + (3,75 + 0,15) \times 0,15) + 1,5 \times 0,75 \times 0,15 \quad \longrightarrow \quad q_u = 2,00 \text{ kN/m}$$

ELS

$$q_s = gp + (Gb + g) \times bs + Qc \times bs$$

$$q_s = 0,776 + (3,75 + 0,15) \times 0,15 + 0,75 \times 0,15 \quad \longrightarrow \quad q_s = 1,47 \text{ kN/ml}$$

3. Vérifications

3.1. Moment fléchissant

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{brd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{p \times l}{2} = \frac{2,00 \times 7,65^2}{8} + \frac{67,73 \times 7,65}{2} = 273,69 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl.rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1702 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1} = 468,05 \text{ kN.m}$$

$$M_{Pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{273,69}{468,05} = 0,58$$

3.2. Effort tranchant

On doit vérifier que :

$$V_{sd} < V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0v}}$$

D'où

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 9882 - 2 \times 190 \times 14,6 + (9,4 + 2 \times 21) \times 14,6 = 5085 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 5085 \times 10^{-6}}{1 \times \sqrt{3}} = 807,35 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{3 \times 67,73}{2} + \frac{2,00 \times 7,65}{2} = 109,24 \text{ kN}$$

$$V_{Pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{Pl,rd} = 403,675 \text{ kN} > V_{sd}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

3.3. La rigidité

Il faut vérifier que :

$$f^{max} \leq f_{adm} = \frac{l}{250} = 30,6 \text{ mm}$$

$$f^{max} = f^1 + f^2$$

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,47 \times (7650)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 33740 \times 10^4} = 0,92 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19 \times p \times l^3}{384 \times E \times I_y} = \frac{19 \times 49,3 \times 10^3 \times (7650)^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 33740 \times 10^4} = 15,41 \text{ mm}$$

$$f^{max} = 0,92 + 15,41 = 16,33 \text{ mm} < f^{adm} = 30,6 \text{ mm}$$

3.4. Vérification du déversement

La vérification au déversement en phase de construction est exigée par les Eurocodes néanmoins la poutre étant maintenu latéralement par les solives de part et d'autre, on considère que la poutre ne risque pas de se déverser.

c- Phase finale

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 IPE 450..... $g_p=0,776 \text{ kN/m}$
- Charge permanente..... $G_t=5.25 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation $Q_t= 2,5 \text{ kN}$

5. Calcul des réactions des solives

ELU

$$R_X = \frac{5,5 \times 16,95}{2} + \frac{5,5 \times 16,95}{2} = 93,22 \text{ kN}$$

$$R_U = R_1 + R_2 = 93,22 \text{ kN}$$

$$R_U = R_3 + R_4 = 93,22 \text{ kN}$$

$$R_U = R_5 + R_6 = 93,22 \text{ kN}$$

ELS

$$R_X = \frac{5,5 \times 14,854}{2} + \frac{5,5 \times 14,854}{2} = 81,697 \text{ kN}$$

$$R_S = R_1 + R_2 = 81,697 \text{ kN}$$

$$R_S = R_3 + R_4 = 81,697 \text{ kN}$$

$$R_S = R_5 + R_6 = 81,697 \text{ kN}$$

6. Combinaison des charges

• **ELU**

$$q_u = 1,35 [(G_t \times 0,15) + g_p] + 1,5 \times Q_t \times 0,15$$

$$q_u = 1,35 [(5,25 \times 0,15) + 0,776] + 1,5 \times 2,5 \times 0,15 \quad \longrightarrow \quad q_u = 2,67 \text{ kN/ml}$$

• **ELS**

$$q_s = g_p + (G_t + Q_t) \times 0,15$$

$$q_s = 0,776 + (5,25 + 2,5) \times 0,15 \quad \longrightarrow \quad q_s = 1,93 \text{ kN/ml}$$

7. Largeur de la dalle

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 \dots\dots\dots L: \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 7,65 / 8 = 1,91 \text{ m} \\ b = 5,5 \text{ m} \end{array} \right.$$

Donc $\longrightarrow b_{\text{eff}} = 1,91 \text{ m}$

8. Position de l'axe neutre plastique

• $R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 1910 \times 95 \times 10^{-3} = 2585,66 \text{ kN}$

• $R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 9882 \times 10^{-3} = 2581,67 \text{ kN}$

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

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton. Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = R_{Acier} \left[\frac{h_0}{2} + hc + hp - \left(\frac{R_{Acier} * h_c}{2R_{béton}} \right) \right]$$

5. Vérifications

5.1. Vérification de la flexion

Le Moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire à la condition suivante :

Il faut que : $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{p \times l}{2} = \frac{2,67 \times 7,65^2}{8} + \frac{93,22 \times 7,65}{2} = 376,09 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 2581,67 \left[\frac{450}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{2581,67 \times 95}{2 \times 2585,66} \right) \right] \times 10^{-3} = 845,68 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{376,09}{845,68} = 0,44$$

5.2. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $V_{sd} < V_{pl,rd}$

$A_v = 5085 \text{ mm}^2$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 5085 \times 10^{-6}}{1 \times \sqrt{3}} = 807,35 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{3 \times 93,22}{2} + \frac{2,67 \times 7,65}{2} = 150,04 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 403,67 \text{ kN} > V_{sd}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

5.3. Vérification de la rigidité

Il faut vérifiée que : $f_{max} < f_{adm} = \frac{L}{250}$

Avec :

$$q_{ser} = 1,93 \text{ kN/ml.}$$

$$R_{ser} = 81,697 \text{ kN}$$

$$L = 7,65 \text{ m.}$$

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

$$V = \frac{Aa}{Ab} = \frac{9882}{1910 \times 95} = 0,054 \quad , \quad m = \frac{Ea}{Eb} = 15$$

$$I_c = \frac{9882 \times (95 + 2 \times 55 + 450)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,054)} + \frac{1910 \times 95^3}{12 \times 15} + 33740 \times 10^4 = 9,23 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 1,93 \times (7650)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 9,23 \times 10^8} = 0,44 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19 \times p \times l^3}{384 \times E \times I_c} = \frac{19 \times 81,697 \times 10^3 \times (7650)^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 9,23 \times 10^8} = 9,33 \text{ mm}$$

$$f^{max} = 9,77 \text{ mm} < 30,6 \text{ mm}$$

$$f_{max} = f^{con} + f^1 + f^2 = 16,33 + 0,44 + 9,33 = 26,1 \text{ mm} < f_{adm} = 30,6 \text{ mm} \Rightarrow$$

verifier

5.4. Vérification du déversement

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

Conclusion

Le profilé IPE 450 vérifie toutes les conditions de résistance, rigidité et déversement, donc on opte un IPE 450 pour les poutres de plancher courant.

6. Calcul des connecteurs

$$\text{Type goujons} : \begin{cases} \text{hauteur} = 95 \text{ mm} \\ \text{Diamètre} = 19 \text{ mm} \end{cases}$$

7. Détermination de (Résistance au cisaillement)

$$P_{rd} = K_t \times \inf \begin{cases} 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{F_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} & \text{Résistance dans le béton qui entoure le goujon} \\ 0,8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} & \text{La force dans le goujon} \end{cases}$$

Avec : $F_{ck} = 25 \text{ KN/mm}^2$ Résistance caractéristique de béton

$E_c = 30,5 \text{ KN/m}^2$ Module de Young de béton

$F_u = 450 \text{ N/mm}^2$ Résistance caractéristique des connecteurs

$\gamma_v = 1,25$

$$\alpha = 1 \text{ si } \frac{h}{d} > 4 \quad ; \quad \alpha = 0,2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \text{ si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$$

Dans notre cas

$$\alpha = 1 \text{ car } \frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 \geq 4$$

$$P_{rd} = K_1 \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5 \times 10^3}}{1,25} = 73,13 \text{KN} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 81,65 \text{KN} \end{array} \right.$$

8. Influence du sens du bac d'acier

K_t : Coefficient de réduction fonction du sens des nervures du bac pour un bac d'acier dont les nervures sont perpendiculaires à la solive. Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{Nr}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left[\frac{h_c}{h_p} - 1 \right]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Nr : \text{Nombre de goujon par nervure} = 1 \\ h_p = 55 \text{ mm} ; h_c = 95 \text{ mm (hauteur du connecteur)} \\ b_0 = 88,5 \text{ mm Largeur moyenne de la nervure} \end{array} \right.$$

$$K_t = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{88,5}{55} \times \left[\frac{95}{55} - 1 \right] = 0,82$$

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4 k_t doit être inférieur à 1 donc :

$$P_{rd} \text{ (Résistance au cisaillement)} \quad K_t = 0,82 \quad \longrightarrow \quad P_{rd} = 59,97 \text{ KN}$$

9. Effort tranchant repris par les goujons détermination de R_L

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{Acies}}) \quad ; \quad R_L = \inf (2585,66 ; 2581,67) \quad R_L = 2581,67 \text{ kN}$$

• Nombre de connecteurs : par demi-porte

$$\text{Nbre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{2581,67}{59,97} = 42,98$$

On prend **43 connecteurs** pour la demi portée ; c'est-à-dire **86 connecteurs** sur toute la longueur totale de la poutre.

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

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

$$esp = \frac{L}{N_{bre} - 1} = \frac{7650}{86 - 1} = 90 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow esp = 90 \text{ mm}$$

2.5.3.3. Pré-dimensionnement des poutres principales plancher terrasse inaccessible

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

$$\frac{7650}{25} < h < \frac{7650}{15} \Rightarrow 306 \text{ mm} < h < 510 \text{ mm}$$

On opte pour un **IPE 450**

Tableau.2.8 : Caractéristiques du profilé IPE450

Poids <i>G</i> Kg/m	Section <i>A</i> cm ²	Dimensions			Caractéristiques					
		<i>H</i> Mm	<i>b</i> mm	<i>t_f</i> mm	<i>t_w</i> mm	<i>I_y</i> cm ⁴	<i>I_z</i> cm ⁴	<i>W_{pl-y}</i> cm ³	<i>i_y</i> cm	<i>i_z</i> cm
77,6	98,82	450	190	14,6	9,4	33740	1676	1702	18,48	4,12

d- Phase construction

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction, en plus des réactions des solives sont

- Poids propre du profiler IPE 450..... *g_p*=0,776 KN/ml
- Poids propre du béton frais *G_b*=3,75 KN/m²
- Poids du bac d'acier..... *g*=0,15 KN/m²
- Surcharge de construction *Q_c*=0,75 KN/m²

5. Calcul des réactions des solives

ELU

$$q_u = 12,315 \text{ kN/ml}$$

$$R_x = \frac{q_{solive} \times L_{solive}}{2}$$

$$R_x = \frac{12,315 \times 5,5}{2} + \frac{12,315 \times 5,5}{2} = 67,73 \text{ kN}$$

ELS

$$q_s = 8,964 \text{ kN/ml}$$

$$R_x = \frac{q_{solive} \times L_{solive}}{2}$$

$$R_x = \frac{8,964 \times 5,5}{2} + \frac{8,964 \times 5,5}{2} = 49,30 \text{ kN}$$

$$R_U = R_1 + R_2 = 67,73 \text{ kN}$$

$$R_S = R_1 + R_2 = 49,30 \text{ kN}$$

$$R_U = R_3 + R_4 = 67,73 \text{ kN}$$

$$R_S = R_3 + R_4 = 49,30 \text{ kN}$$

$$R_U = R_5 + R_6 = 67,73 \text{ kN}$$

$$R_S = R_5 + R_6 = 49,30 \text{ kN}$$

6. Combinaisons des charges

ELU

$$q_u = 1,35 \times (g_p + (G_b + g) \times b_s) + 1,5 \times Q_c \times b_s$$

$$q_u = 1,35 \times (0,776 + (3,75 + 0,15) \times 0,15) + 1,5 \times 0,75 \times 0,15 \longrightarrow q_u = 2,00 \text{ kN/m}$$

ELS

$$q_s = g_p + (G_b + g) \times b_s + Q_c \times b_s$$

$$q_s = 0,776 + (3,75 + 0,15) \times 0,15 + 0,75 \times 0,15 \longrightarrow q_s = 1,47 \text{ kN/ml}$$

3. Vérifications

3.1. Moment fléchissant

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{brd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{p \times l}{2} = \frac{2,00 \times 7,65^2}{8} + \frac{67,73 \times 7,65}{2} = 273,69 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1702 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1} = 468,05 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{273,69}{468,05} = 0,58$$

3.2. Effort tranchant

On doit vérifier que :

$$V_{sd} < V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0v}}$$

D'où

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 9882 - 2 \times 190 \times 14,6 + (9,4 + 2 \times 21) \times 14,6 = 5085 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 5085 \times 10^{-6}}{1 \times \sqrt{3}} = 807,35 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{3 \times 67,73}{2} + \frac{2,00 \times 7,65}{2} = 109,24 \text{ kN}$$

$$V_{Pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{Pl,rd} = 403,675 \text{ kN} > V_{sd}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

3.3. La rigidité

Il faut vérifier que :

$$f^{max} \leq f_{adm} = \frac{l}{250} = 30,6 \text{ mm}$$

$$f^{max} = f^1 + f^2$$

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,47 \times (7650)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 33740 \times 10^4} = 0,92 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19 \times p \times l^3}{384 \times E \times I_y} = \frac{19 \times 49,3 \times 10^3 \times (7650)^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 33740 \times 10^4} = 15,41 \text{ mm}$$

$$f^{max} = 0,92 + 15,41 = 16,33 \text{ mm} < f_{adm} = 30,6 \text{ mm}$$

3.4. Vérification du déversement

La vérification au déversement en phase de construction est exigée par les Eurocodes néanmoins la poutre étant maintenu latéralement par les solives de part et d'autre, on considère que la poutre ne risque pas de se déverser.

e- Phase finale

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 IPE 450..... $g_p=0,776 \text{ kN/m}$
- Charge permanente..... $G_t=6,68 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation $Q_t= 1 \text{ kN}$

9. Calcul des réactions des solives

ELU

$$R_x = \frac{5,5 \times 16,95}{2} + \frac{5,5 \times 16,95}{2} = 93,22 \text{ kN}$$

$$R_U = R_1 + R_2 = 93,22 \text{ kN}$$

$$R_U = R_3 + R_4 = 93,22 \text{ kN}$$

$$R_U = R_5 + R_6 = 93,22 \text{ kN}$$

ELS

$$R_x = \frac{5,5 \times 14,854}{2} + \frac{5,5 \times 14,854}{2} = 81,697 \text{ kN}$$

$$R_S = R_1 + R_2 = 81,697 \text{ kN}$$

$$R_S = R_3 + R_4 = 81,697 \text{ kN}$$

$$R_S = R_5 + R_6 = 81,697 \text{ kN}$$

10. Combinaison des charges

- **ELU**

$$q_u = 1,35 [(G_t \times 0,15) + g_p] + 1,5 \times Q_t \times 0,15$$

$$q_u = 1,35 [6,68 \times 0,15] + 0,776 + 1,5 \times 1 \times 0,15 \quad \longrightarrow \quad q_u = 2,62 \text{ kN/ml}$$

- **ELS**

$$q_s = g_p + (G_t + Q_t) \times 0,15$$

$$q_s = 0,776 + (6,68 + 1) \times 0,15 \quad \longrightarrow \quad q_s = 1,92 \text{ kN/ml}$$

11. Largeur de la dalle

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 \dots\dots\dots L: \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 7,65 / 8 = 1,91 \text{ m} \\ b = 5,5 \text{ m} \end{array} \right.$$

Donc $\longrightarrow b_{\text{eff}} = 1,91 \text{ m}$

12. Position de l'axe neutre plastique

- $R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 1910 \times 95 \times 10^{-3} = 2585,66 \text{ kN}$
- $R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 9882 \times 10^{-3} = 2581,67 \text{ kN}$

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

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton. Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = R_{\text{Acier}} \left[\frac{h_0}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{\text{Acier}} \times h_c}{2 R_{\text{béton}}} \right) \right]$$

5. Vérifications

5.1. Vérification de la flexion

Le Moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire à la condition suivante :

Il faut que : $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{p \times l}{2} = \frac{2,62 \times 7,65^2}{8} + \frac{93,22 \times 7,65}{2} = 375,73 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 2581,67 \left[\frac{450}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{2581,67 \times 95}{2 \times 2585,66} \right) \right] \times 10^{-3} = 845,68 \text{ kN.m}$$

$$M_{Pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$r = \frac{375,73}{845,68} = 0,44$$

5.2. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $V_{sd} < V_{pl,rd}$

$$A_v = 5085 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 5085 \times 10^{-6}}{1 \times \sqrt{3}} = 807,35 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{3 \times 93,22}{2} + \frac{2,62 \times 7,65}{2} = 149,85 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 403,67 \text{ kN} > V_{sd}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

5.3. Vérification de la rigidité

Il faut vérifiée que : $f_{max} < f_{adm} = \frac{L}{250}$

Avec :

$$q_{ser} = 1,92 \text{ kN/ml.}$$

$$R_{ser} = 81,697 \text{ kN}$$

$$L = 7,65 \text{ m.}$$

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

$$V = \frac{Aa}{Ab} = \frac{9882}{1910 \times 95} = 0,054 \quad , \quad m = \frac{Ea}{Eb} = 15$$

$$I_c = \frac{9882 \times (95 + 2 \times 55 + 450)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,054)} + \frac{1910 \times 95^3}{12 \times 15} + 33740 \times 10^4 = 9,23 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 1,92 \times (7650)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 9,23 \times 10^8} = 0,44 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19 \times p \times l^3}{384 \times E \times I_c} = \frac{19 \times 81,697 \times 10^3 \times (7650)^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 9,23 \times 10^8} = 9,33 \text{ mm}$$

$$f^{max} = 9,77 \text{ mm} < 30,6 \text{ mm}$$

$f_{max} = f^{con} + f^1 + f^2 = 16,33 + 0,44 + 9,33 = 26,1\text{mm} < f_{adm} = 30,6\text{mm} \Rightarrow$
verifier

5.4. Vérification du déversement

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

Conclusion

Le profilé IPE 450 vérifie toutes les conditions de résistance, rigidité et déversement, donc on opte un IPE 450 pour les poutres de plancher courant.

6. Calcul des connecteurs

Type goujons : $\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur} = 95 \text{ mm} \\ \text{Diamètre} = 19 \text{ mm} \end{array} \right.$

7. Détermination de (Résistance au cisaillement)

$$P_{rd} = K_t \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{F_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \text{ Résistance dans le béton qui entoure le goujon} \\ 0,8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \text{ La force dans le goujon} \end{array} \right.$$

Avec : $F_{ck} = 25 \text{ KN/mm}^2$ Résistance caractéristique de béton

$E_c = 30,5 \text{ KN/m}^2$ Module de Young de béton

$F_u = 450 \text{ N/mm}^2$ Résistance caractéristique des connecteurs

$\gamma_v = 1,25$

$$\alpha = 1 \text{ si } \frac{h}{d} > 4 \quad ; \quad \alpha = 0,2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \text{ si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$$

Dans notre cas

$$\alpha = 1 \text{ car } \frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 \geq 4$$

$$P_{rd} = K_1 \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5 \times 10^3}}{1,25} = 73,13 \text{KN} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 81,65 \text{KN} \end{array} \right.$$

8. Influence du sens du bac d'acier

K_t : Coefficient de réduction fonction du sens des nervures du bac pour un bac d'acier dont les nervures sont perpendiculaires à la solive. Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left[\frac{h_c}{h_p} - 1 \right]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_r : \text{Nombre de goujon par nervure} = 1 \\ h_p = 55 \text{ mm} ; h_c = 95 \text{ mm (hauteur du connecteur)} \\ b_0 = 88,5 \text{ mm Largeur moyenne de la nervure} \end{array} \right.$$

$$K_t = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{88,5}{55} \times \left[\frac{95}{55} - 1 \right] = 0,82$$

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4 k_t doit être inférieur 1 donc :

$$P_{rd} \text{ (Résistance au cisaillement)} \quad K_t = 0,82 \quad \longrightarrow \quad P_{rd} = 59,97 \text{ KN}$$

9. Effort tranchant repris par les goujons détermination de R_L

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{Acies}}) ; R_L = \inf (2585,66 ; 2581,67) \quad R_L = 2581,67 \text{ kN}$$

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

$$\text{Nb} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{2581,67}{59,97} = 42,98$$

On prend **43 connecteurs** pour la demi portée ; c'est-à-dire **86 connecteurs** sur toute la longueur totale de la poutre.

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

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

$$\begin{aligned} esp &= \frac{L}{N_{bre} - 1} = \frac{7650}{86 - 1} = 90 \text{ mm} \\ &\Rightarrow esp = 90 \text{ mm} \end{aligned}$$

2.7. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre les efforts (compression, flexion) et les transmettre aux fondations.

➤ Principe de calcul

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité de la structure. C'est-à-dire, un poteau central.

Le poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, on utilisera un calcul basé sur la descente de charge

➤ Étapes de pré dimensionnement

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau d'après la descente des charges.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

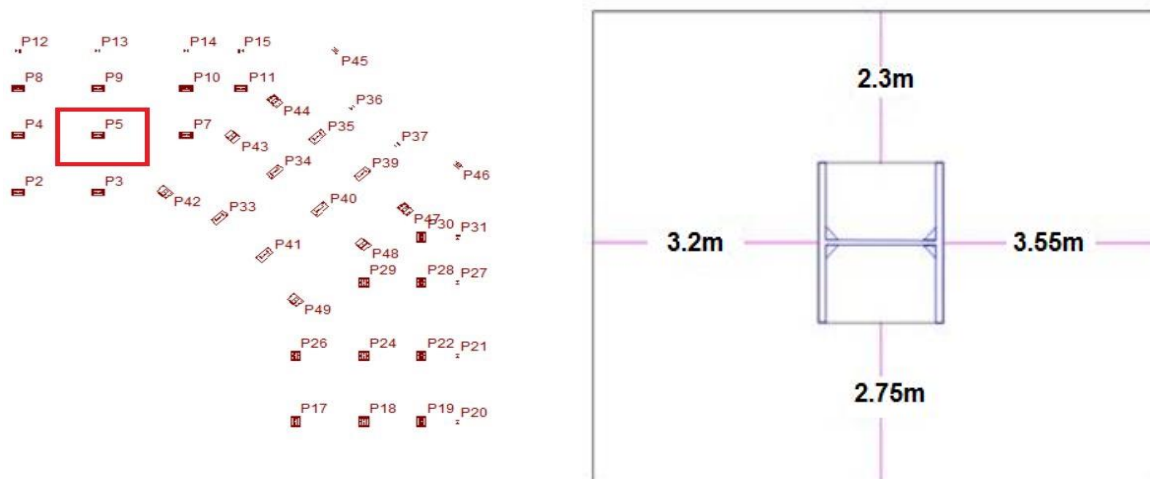
G : Poids propre des éléments qui sollicite le poteau étudié non compris son poids propre.

Q : Surcharge d'exploitation dans le cas où la charge d'exploitation est la même pour tous les

étages, la loi de dégression est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites.

La structure étudiée possède des poteaux en profilé **HEB**.

Figure.2.4 : Le poteau le plus sollicité



2.7.1. Les surfaces qui reviennent aux poteaux

- Calcul de la surface

$S_{1\text{pour}} (\text{RDC} \dots 10^{\text{eme}} \text{ étage}) = 34,10 \text{ m}^2$

- ✓ **La descente des charges**

- $S_2 = 34,10 \text{ m}^2$

- ✓ **Les charges permanentes**

- Poids du plancher terrasse..... $6,68 \times 34,10 = 227,78 \text{ kN}$
 - Poids du plancher courant..... $5,25 \times 34,10 = 179,02 \text{ kN}$
 - Poids des poutres porteuses (IPE 450)..... $(0,776 \times 3,55) + (0,776 \times 3,2) = 5,238 \text{ kN}$
 - Poids des poutres non porteuses (IPE 140) $(0,129 \times 2,75) + (0,129 \times 2,3) = 0,65 \text{ kN}$
 - Poids des solives (IPE 140) $(0,129 \times 2,75) \times 3 + (0,129 \times 2,3) \times 3 = 1,954 \text{ kN}$

- ✓ **Les charges d'exploitation**

- Plancher terrasse..... $1,0 \times 34,10 = 34,10 \text{ kN}$
 - Plancher courant (bureau)..... $2,5 \times 34,10 = 85,25 \text{ kN}$
 - Plancher courant (habitation)..... $1,5 \times 34,10 = 51,15 \text{ kN}$

- ✓ **Charge permanente**

Tableau.2.9 : La charge permanente sur le poteau central

Niveaux	Surface (m ²)	Charge permanente(kN)	Charge permanente cumuler(kN)
10 ^{eme} étage	34,10	235,62	235,62
9 ^{eme} étage	34,10	186,86	422,48
8 ^{eme} étage	34,10	186,86	609,34
7 ^{eme} étage	34,10	186,86	796,20
6 ^{eme} étage	34,10	186,86	983,06
5 ^{eme} étage	34,10	186,86	1169,92
4 ^{eme} étage	34,10	186,86	1356,78
3 ^{eme} étage	34,10	186,86	1543,64
2 ^{eme} étage	34,10	186,86	1730,50
1 ^{eme} étage	34,10	186,86	1917,36
RDC	34,10	186,86	2104,22

- ✓ **Charge d'exploitation** : après la loi de dégression

Tableau.2.10 : La charge d'exploitation sur le poteau central

Niveaux	Surface(m ²)	Surcharges	Surcharges (KN)
10 ^{eme} étage	34,10	$\sum_0=Q_0$	34,10
9 ^{eme} étage	34,10	$\sum_1=Q_0+Q_1$	85,25
8 ^{eme} étage	34,10	$\sum_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	131,28
7 ^{eme} étage	34,10	$\sum_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	172,20
6 ^{eme} étage	34,10	$\sum_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	208,01
5 ^{eme} étage	34,10	$\sum_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	238,70
4 ^{eme} étage	34,10	$\sum_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	264,275
3 ^{eme} étage	34,10	$\sum_7=Q_0+0,714(Q_1+\dots\dots\dots+Q_7)$	289,74
2 ^{eme} étage	34,10	$\sum_8=Q_0+0,687(Q_1+\dots\dots\dots+Q_8)$	315,22
1 ^{eme} étage	34,10	$\sum_9=Q_0+0,687(Q_1+\dots\dots\dots+Q_9)$	350,36
RDC	34,10	$\sum_{10}=Q_0+0,687(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{10})$	385,50

2.7.2. Pré dimensionnement

Les poteaux sont des éléments sollicités en compression axiale, la valeur de calcul N_{sd} de l'effort de compression dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{c.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{Mo}}{f_y}$$

N : Effort de compression.

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

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

➤ Poteau centrale

Poteau du RDC

$$N_{sd} = 1,35G + 1,5Q$$

$$N_{sd} = (1,35 \times 2104,22) + (1,5 \times 385,50) = \mathbf{3418,94 \text{ KN}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{Mo}}{f_y} = \frac{3770,33 \times 10^3 \times 1,1}{275} \times 10^{-2} = \mathbf{136,75 \text{ cm}^2}$$

Profilé choisi **HEA360= 142,8cm²**

Tableau.2.11 : les efforts normaux, la section et le profilé des poteaux

Niveau	Nsd (KN)	A (cm ²)	Profilé
10 ^{ème} étage	369,23	14,76	HEA100
9 ^{ème} étage	698,22	27,92	HEA 140
8 ^{ème} étage	1019,529	40,78	HEA 180
7 ^{ème} étage	1333,17	53,32	HEA 200
6 ^{ème} étage	1639,14	65,56	HEA 240
5 ^{ème} étage	1937,44	77,49	HEA 260
4 ^{ème} étage	2228,06	89,12	HEA280
3 ^{ème} étage	2518,52	100,74	HEA300
2 ^{ème} étage	2809,00	112,36	HEA300
1 ^{ème} étage	3113,97	124,55	HEA340
RDC	3418,90	136,75	HEA 360

II.7.3. Vérification du flambement

➤ **Poteau central**

➤ **Poteaux HEA360 (RDC)**

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{brd} = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$

Avec :

$\beta_A = 1$ Pour les sections classe 1 et 2

$\gamma_{M1} = 1,1$

χ : Facteur de réduction pour le déversement.

$f_y = 275$ MPa

$$l_{fy} = 0,7l_0 = 2,8m$$

$$l_{fz} = l_0 = 4,0m$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{2800}{152,2} = 18,39$$

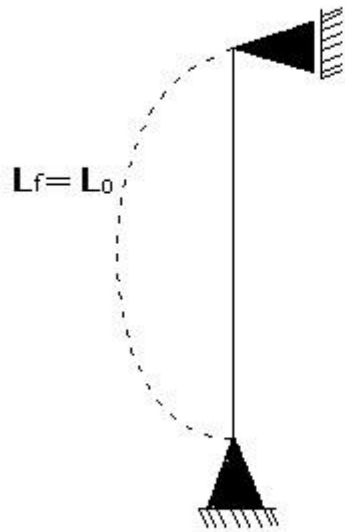


Figure II.11: Schéma statique du poteau pour les étages

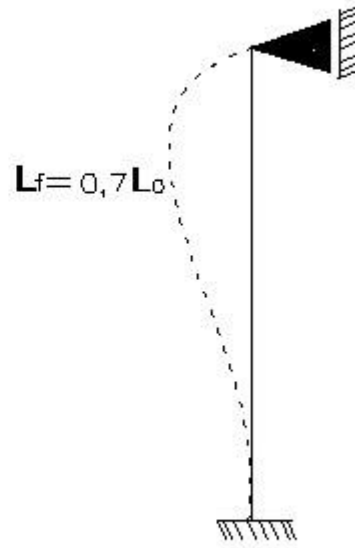


Figure II.12: Schéma statique du poteau pour RDC

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{4000}{74,3} = 53,83$$

$$\lambda = \max\{\lambda_y; \lambda_z\} = \max\{18,39; 53,83\} = 53,83$$

Choix de la courbe de flambement

$$\frac{h}{b} = \frac{350}{300} = 1,16 < 1,2$$

$$t_f = 17,5\text{mm} < 100\text{mm}$$

⇒ Courbe de flambement b ⇒ $\alpha = 0,49$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \times \sqrt{\beta_A} = \frac{53,83}{93,91 \times 0,92} \times \sqrt{1} = 0,62 > 0,2$$

$$\lambda_1 = 93,91\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5[1 + 0,49(0,62 - 0,2) + 0,62^2] = 0,79$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \leq 1$$

$$\chi = \frac{1}{0.79 + \sqrt{0.79^2 - 0.62^2}} = 0.78$$

$$N_{sd} = 3418,9KN > N_{brd} = 2784,60KN \text{ Condition non vérifiée}$$

Remarque

Les mêmes étapes seront suivies pour les vérifications des autres poteaux, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.2.12 : Les vérifications du flambement pour poteau central.

Niveau étage	Profilé	χ	Nsd (KN)	Nbrd(KN)	Ratio	Condition
10 ^{ème}	HEA 100	0,28	369,23	148,68	2,48	N Vérifiée
9 ^{ème}	HEA 140	0,48	698,22	377,04	1,85	N Vérifiée
8 ^{ème}	HEA 180	0,62	1019,52	701,37	1,45	N Vérifiée
7 ^{ème}	HEA 200	0,67	1333,17	901,65	1,47	N Vérifiée
6 ^{ème}	HEA 240	0,75	1639,14	1440,75	1,13	N Vérifiée
5 ^{ème}	HEA 260	0,79	1937,44	1714,69	1,12	N Vérifiée
4 ^{ème}	HEA 280	0,81	2228,06	1969,51	1,13	N Vérifiée
3 ^{ème}	HEA 300	0,83	2518,52	2334,37	1,07	N Vérifiée
2 ^{ème}	HEA 300	0,83	2809,00	2334,37	1,20	N Vérifiée
1 ^{er}	HEA 340	0,83	3113,97	2770,12	1,12	N Vérifiée
RDC	HEA 360	0,78	3418,90	2784,60	1,22	N Vérifiée

Les barres choisies ne vérifient pas vis-à-vis de flambement, on doit augmenter la section des profils.

Tableau.2.13 : choix de profils.

Niveau étage	Nsd (KN)	Nbrd(KN)	Condition	poteau
10 ^{ème}	369,23	533,08	vérifier	HEA160
9 ^{ème}	698,22	701,37	vérifier	HEA180
8 ^{ème}	1019,52	1440,75	vérifier	HEA240
7 ^{ème}	1333,17	1440,75	vérifier	HEA240
6 ^{ème}	1639,14	1714,69	vérifier	HEA260
5 ^{ème}	1937,44	1969,51	vérifier	HEA280

4 ^{ème}	2228,06	2334,37	vérifier	HEA300
3 ^{ème}	2518,52	2770,12	vérifier	HEA340
2 ^{ème}	2809,00	2986,37	vérifier	HEA400
1 ^{er}	3113,97	3293,11	vérifier	HEA450
RDC	3418,90	3564,45	vérifier	HEA500

Remarque

On ne change pas les profiles chaque étage donc on a choisi 3 profiles final pour faciliter la construction et éviter trop d'assemblages.

- Pour RDC et 1^{er} et 2^{ème} étages : HEA 500
- Pour 3^{ème} et 4^{ème} et 5^{ème} étages : HEA 340
- Pour 6^{ème} et 7^{ème} et 8^{ème} étages : HEA 260
- Pour 9^{ème} et 10^{ème} étages : HEA 180

CHAPITRE 3 :

Logiciel CYPE

3. PRESENTATIONS GENERAL DE LOGICIEL CYPE



3.1. Définition du logiciel CYPE 2020 :

Software pour l'Architecture et l'Ingénierie de la Construction.

CYPE est un éditeur de logiciels d'envergure internationale de près de 30 ans d'expérience dans le domaine de l'Architecture et de l'Ingénierie de la Construction. Depuis 2009, CYPE France assure la formation et l'assistance technique auprès des utilisateurs français, leur garantissant une réactivité optimale pour leurs projets.

Le Système de Management de la Qualité de CYPE est conforme aux exigences ISO 9001:2008, permettant la reconnaissance du travail réalisé par les professionnels de CYPE pour offrir le meilleur service à ses clients. Principalement destinées aux acteurs de la Construction en charge de la conception, du calcul, du dimensionnement et de la vérification d'ouvrages et d'installation techniques du bâtiment nos applications visent une large cible de professionnels tels que :

- B.E.T. Structures et Fluides.
- Architectes et Maîtres d'œuvre.
- Bureaux de Contrôle .
- Conseillers en Economie d'Energie.
- Installateurs CVC.
- Ingénieurs conseils.
- Constructeurs et promoteurs.

3.2. Les domaines de CYPE :

CYPE développe des applications pour les acteurs de la Construction en charge de la conception, du calcul, du dimensionnement et de la vérification d'ouvrages et d'installations techniques du bâtiment, dans les domaines suivants :

- **Collaboration Open BIM**



La technologie Open BIM de CYPE permet aux équipes de conception, d'exécution et de maintenance de pouvoir intervenir le plus tôt possible dans le projet, et d'en optimiser les choix techniques de manière itérative et interactive entre les disciplines, puis de suivre et exploiter ces données.

- [Architecture et Urbanisme](#)



Découvrez les logiciels d'architecture et urbanisme, ceux-ci permettant une conception rigoureuse des structures afin d'atteindre une durabilité, une stabilité et une sécurité des constructions.

- [Conception de structures](#)



La suite de logiciel pour la conception de structures permet la modélisation, l'analyse, et l'optimisation de structures de bâtiment en béton armé, maçonnerie, acier, mixtes, bois ou aluminium.

- [Énergétique](#)



Avec la gamme de logiciels CYPE dédiée à l'énergétique du bâtiment, le thermicien dispose de tous les outils pour assurer le confort des occupants et pour réduire les consommations en énergie des bâtiments.

- [Simulation d'éclairage](#)



La suite de logiciels CYPELUX permet de réaliser des simulations d'éclairage naturel et artificiel (normal et de sécurité) et de vérifier la conformité aux normes ou aux exigences de certifications.

- [Performance acoustique](#)



Au-delà des performances énergétiques et environnementales, la qualité acoustique d'un bâtiment constitue un enjeu majeur pour le confort et la santé des occupants.

- [Installations électriques](#)



La suite de logiciels CYPE pour les installations électriques et de télécommunication permet la réalisation de toutes les tâches d'implantation, tracé, calcul et dimensionnement établissant un lien entre les études techniques et la maquette numérique du projet.

- [Installations CVC](#)



Grâce aux logiciels de cette discipline, le technicien d'études CVC dispose de calculs précis des charges thermiques, réalise la conception d'installations à distributions

hydrauliques, aérauliques et frigorifiques, et produit les synoptiques et plans d'exécution de ses projets.

- [Installations de plomberie](#)



Découvrez la suite de logiciels CYPEPLUMBING et associez la conception des réseaux d'alimentation et d'évacuation en eau à la saisie graphique avec le calcul technique et réglementaire.

- [Sécurité Incendie](#)



La discipline Sécurité Incendie permet de confronter un projet à la réglementation incendie, lors de sa conception, et évalue également son risque incendie.

- [Métrés & études de prix](#)



Avec la gamme Métrés et études de prix, effectuez une estimation budgétaire d'un projet et gérez votre chantier grâce à une évaluation d'un niveau de détail élevé des descriptifs et des déboursés des unités d'œuvre.

Remarque :

Dans notre cas en utilise le domaine de Conception de structures.

3.3. Conception de structures :



CYPE est spécialisé dans ce domaine de par son activité initiale de bureau d'études spécialisé dans le calcul structurel d'ouvrages de grande hauteur.

Il fournissait les meilleures applications pour la modélisation, l'analyse, et l'optimisation de structures de bâtiment, avec les notes de calcul les plus détaillées, pour des ouvrages neufs ou en réhabilitation lourde, en béton armé, maçonnerie, acier, mixtes, bois ou aluminium.

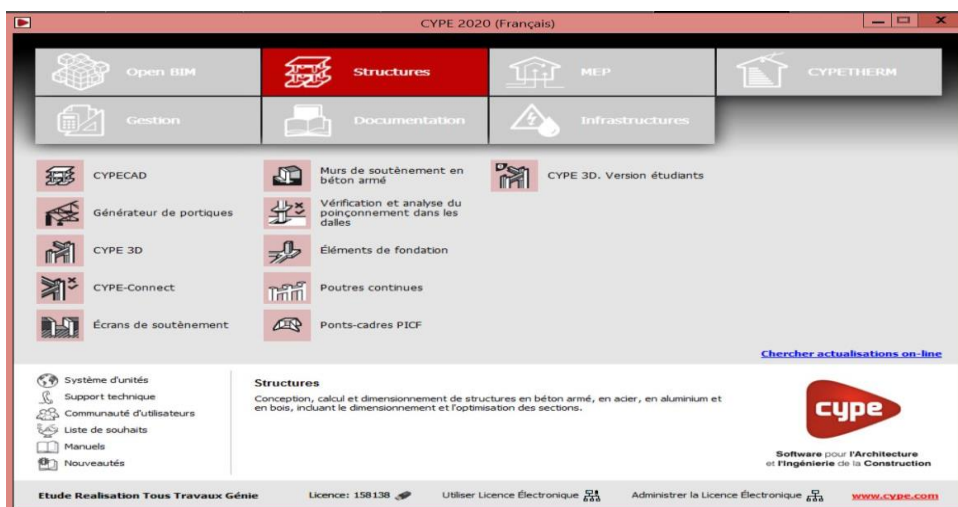


Fig. 3.1 : Les options de Conception de structures.

3.3.1. Les options de Conception de structures :

a) CYPECAD

CYPECAD est un logiciel destiné aux projets de bâtiments en béton armé et métalliques. Il permet l'analyse spatiale, le dimensionnement de tous les éléments structuraux, l'édition des armatures et des sections et l'obtention des plans de construction de la structure.

Il réalise le calcul des structures tridimensionnelles composées d'éléments porteurs et de Planchers (y compris la fondation) et le dimensionnement automatique des éléments de béton et métalliques.

Avec CYPECAD, le projeteur à en main un outil précis et efficace pour résoudre tous les problèmes relatifs au calcul des structures en béton de tout type. Ce logiciel est adapté aux dernières normes en vigueur

b) Générateur de portiques

Génération automatique des charges climatiques de neige et de vent sur les charpentes composées de portiques (inclus avec CYPE 3D).

c) CYPE 3D

Modélisation et calcul de charpente et d'ossatures en acier, bois, aluminium ou en béton armé.

d) CYPE Connect

Calcul, dimensionnement et édition d'assemblage métalliques soudés ou boulonnés de profiler I, H et tubulaires.

e) Écrans de soutènement

Dimensionnement de parois de soutènement en paroi moulée, rideaux de pieux, micropieux, palplanches et berlinoises.

f) Murs de soutènement

Calcul et ferrailage de murs de soutènement en béton armé sur semelles superficielles et sur pieux.

g) Analyse de poinçonnement

Implantation et vérification de poinçonnement dans les dalles en béton armé.

h) Éléments de fondation

Calcul et optimisation des ferrailages de fondations de type semelles superficielles, sur pieux, longrines.

i) Poutres continues

Calcul et optimisation des ferraillements de poutres en béton armé et dimensionnement des poutres acier

j) Ponts-cadres PICF

Modélisation et dimensionnement d'ouvrages routiers de type passe inférieur cadre fermé ou dalots hydrauliques

3.4. Exemple de calcul :

3.4.1. Prise en main du programme :

Après le lancement du logiciel CYPE 2020 sur un PC, l'interface se présente comme la fenêtre (Fig.3.2) ci-dessous est affichée ; pour ce faire, cliquer sur l'icône **structures** .

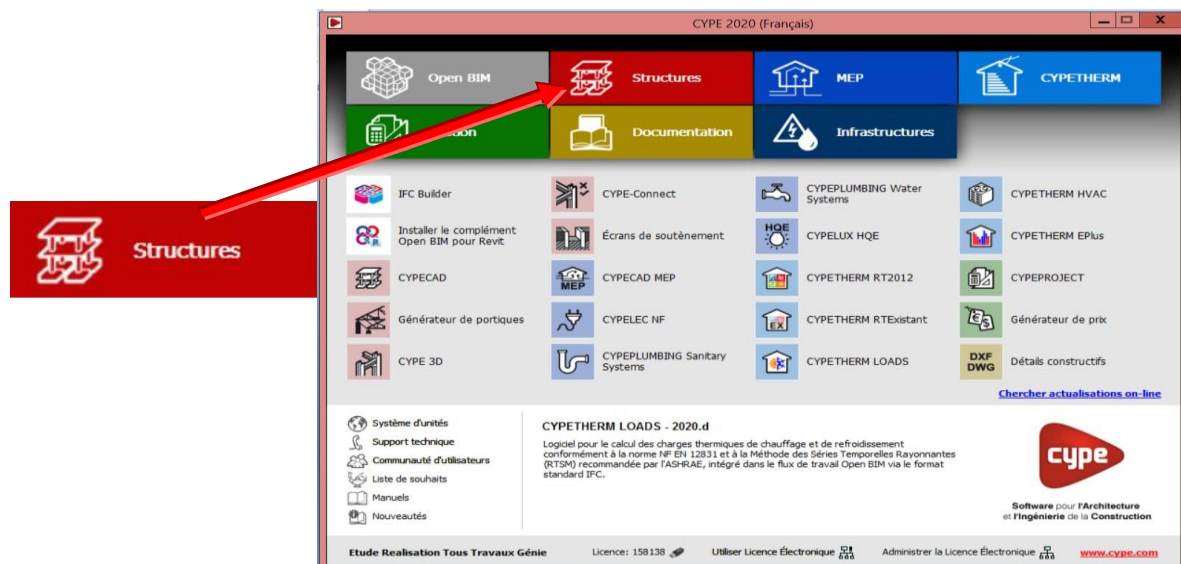


Fig 3.2 : la fenêtre de démarrage de CYPE.

Dans cette fenêtre, vous pouvez définir le type de la structure à étudier, ouvrir l'option CYPECAD et créer un nouveau projet .

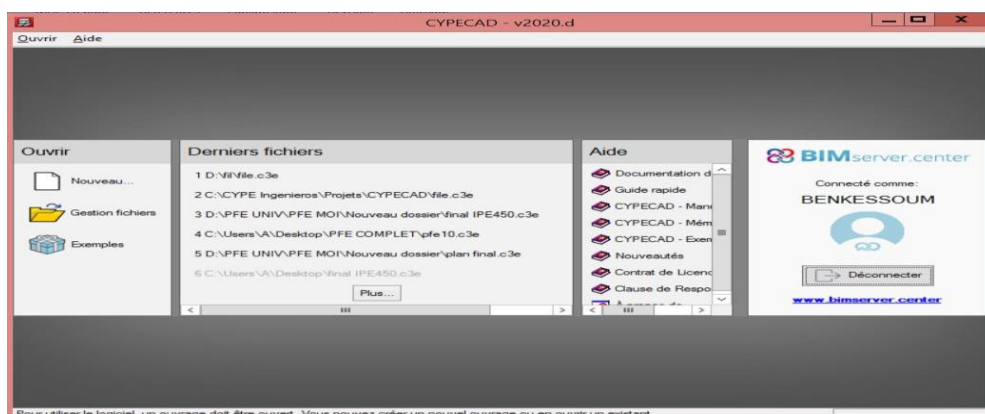


Fig. 3.3 : la fenêtre de créer un nouveau projet.

3.4.2. Introduction des ouvrages :

- Introduction automatique

Ce mode d'introduction fait intervenir un assistant qui vous permet de définir l'ouvrage pas à pas en indiquant successivement les caractéristiques du bâtiment, les niveaux et les groupes avec leurs charges respectives, en ajoutant les calques de fond de plan DXF/DWG contenant les contours, et en introduisant les poteaux et les trémies.

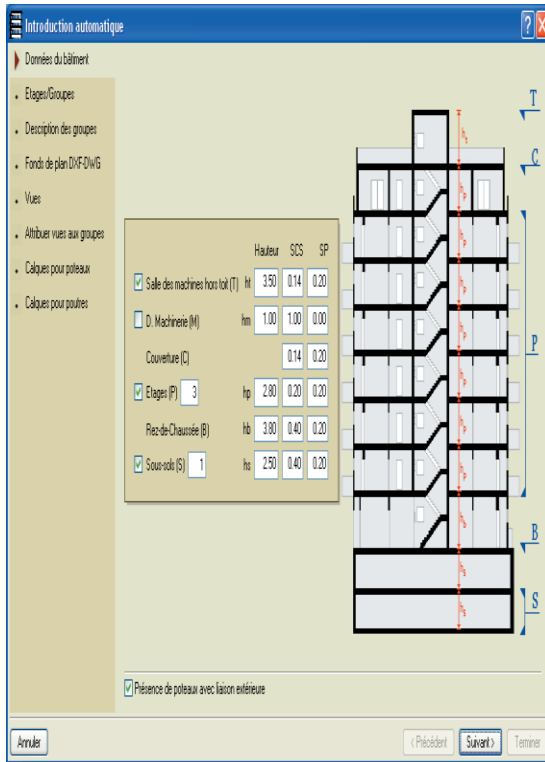


Fig 3.4 : Donner du batiment

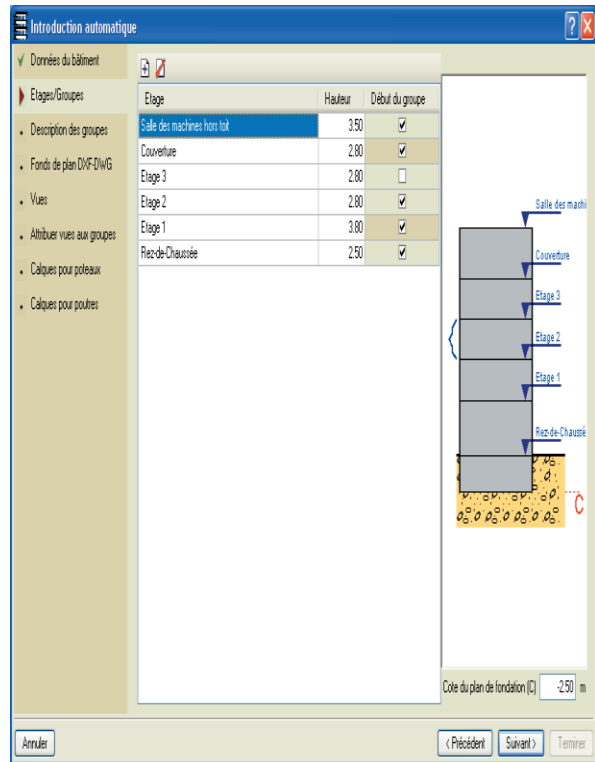


Fig 3.5 : Niveaux /Gropes

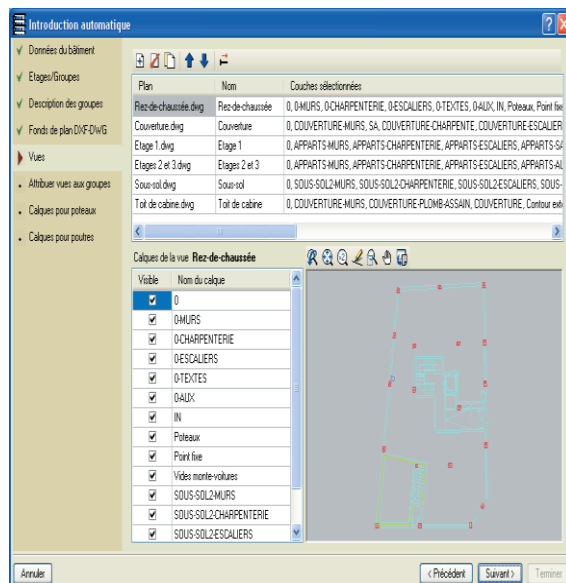


Fig. 3.6 :Fonds de plan DXF- DWG

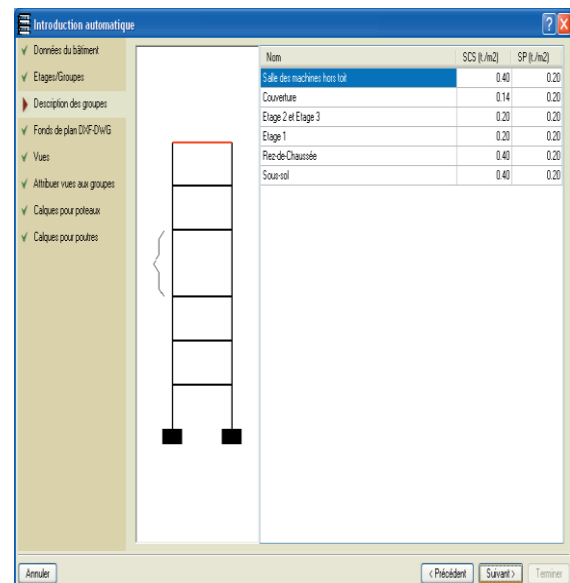


Fig. 3.7 : description des groupes

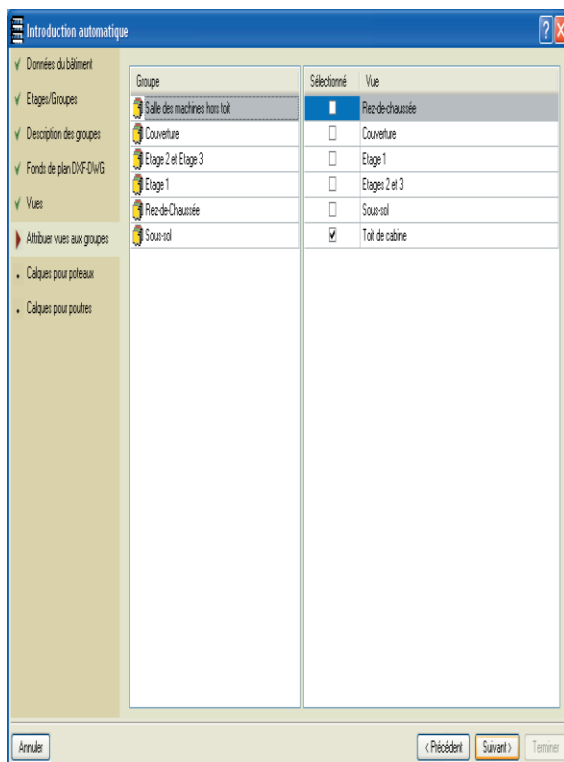


Fig. 3.8 : Attribuer vues aux groupes

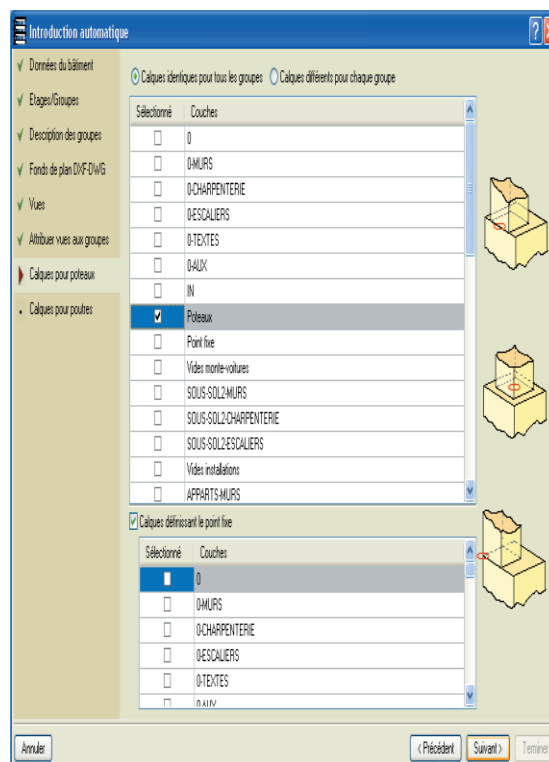


Fig. 3.9 : Calques pur poteaux

Une fois l'introduction terminée, l'ouvrage est généré et la fenêtre **Données générales** s'ouvre pour vous permettre de sélectionner **les normes** et les options propres à l'ouvrage.

- **Données générales :**

Les actions résultant du **vent** et des **séismes** sont considérées (**analyse modale spectrale**) en fonction des caractéristiques relatives à la norme sélectionnée. Pour ces deux hypothèses, les effets du second ordre peuvent être pris en compte (P-delta).

Le nombre d'hypothèses peut être défini librement et les charges linéaires, surfaciques et ponctuelles peuvent l'être en n'importe quelle position.

Le poids propre de tous les éléments est généré automatiquement.

Le programme génère également **automatiquement** toute combinaison **d'hypothèses** définie par l'utilisateur et en accord avec les options indiquées (compatibles, incompatibles ou simultanées).

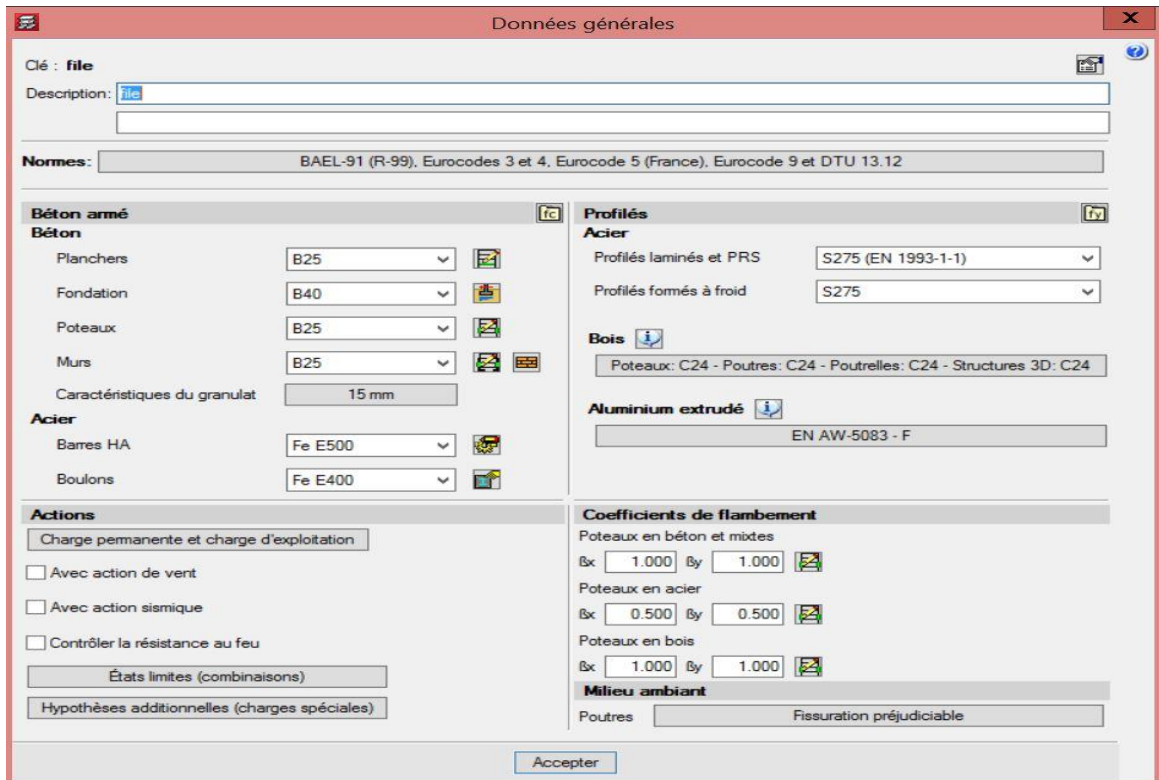


Fig. 3.10 : Les données générales

- Les normes utiliser :

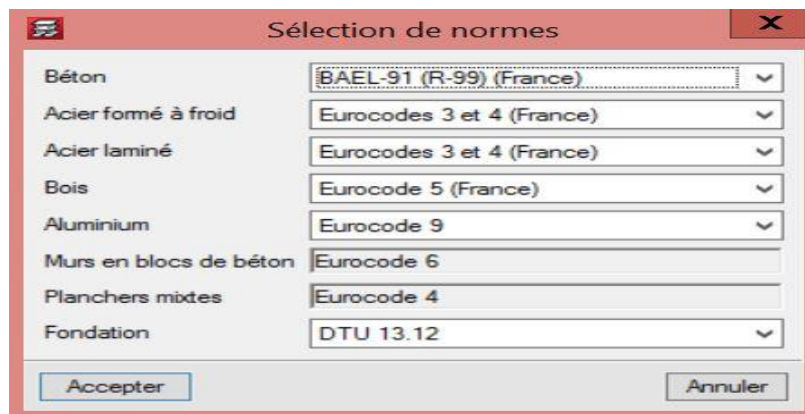


Fig. 3.11 : Les normes

- Action du vent :

Logiciels CYPECAD Contient les dernières normes de calculs neige et vent Algérien RNV 2013.

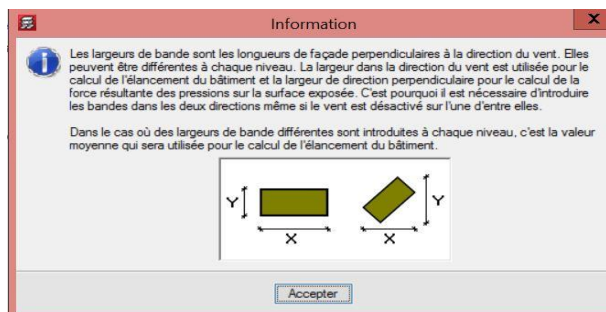


Fig. 3.12 : La direction au vent

The screenshot shows the 'Norme pour le calcul de la charge de vent' (Wind load calculation standard) settings in CYPECAD. On the left, a list of countries is shown with radio buttons, with 'Algérie' selected. The main panel is titled 'R.N.V. (2013) DTR C 2-47 Règlement Neige et Vent (version 2013) Partie II. Actions du vent.' and includes the following settings:

- Standard selection: RNV 99, RNV 2013
- Wind action settings:
 - Action de vent selon X: +X 1.00, -X 1.00
 - Action de vent selon Y: +Y 1.00, -Y 1.00
- Band width: Largeur de bande: Y: 32.37-35.96, X: 32.37-35.32, with a 'Par niveau' button.
- Données de l'emplacement** (Location data):
 - Zone: I, II, III, IV
- Catégorie du terrain** (Terrain category):
 - Unique, Selon direction
 - 0, I, II, III, IV
- Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer. (Coastal area exposed to sea winds.)
- Orographie du terrain** (Terrain orography):
 - Direction transversale (X) / Direction longitudinale (Y)
 - Plaine, Ascendant, Descendant, Colline

Fig. 3.13 : Norme pour le calcul de la charge de vent

- **Action du sismique :**

- ✚ Le calcul sismique est fait par une analyse modale spectrale complète qui résout chaque mode comme une hypothèse et réalise l'expansion modale et la combinaison modale pour l'obtention des efforts.
- ✚ Lorsqu'un calcul sismique est réalisé avec CYPECAD, le logiciel prend en compte des critères de conception par capacité de normes de **RPA 99/ v.2003**.
- ✚ **Pour les poteaux en béton**, le logiciel prend en compte les critères de conception par capacité à la flexion et au cisaillement des normes de **RPA 99/ v.2003**.
- ✚ La considération de l'effet des éléments non structuraux (cloisons) dans le comportement d'un bâtiment face aux actions sismiques est d'importance vitale, spécialement lorsqu'il existe des étages sans obstacles ou avec des cloisons ou des murs moins rigides que dans le reste des étages.

- ✚ CYPECAD dispose aujourd'hui d'un module qui permet une analyse dynamique des bâtiments soumis à des actions sismiques, qui inclut l'effet des éléments de construction non structuraux utilisés dans les murs et les cloisons et qui considère plusieurs modèles de comportement du bâtiment pour différentes situations ou états de ces éléments.
- ✚ Certaines normes sismiques exigent le respect de la condition d'effort tranchant de base minimum lorsqu'est appliquée la méthode dynamique modale-spectrale pour le calcul de l'action thermique. La vérification d'effort tranchant de base est implémentée dans CYPECAD pour de normes de **RPA 99/ v.03**
- ✚ La valeur de l'effort tranchant dynamique total à la base (V_d), obtenu après avoir réalisé la combinaison modale (CQC), pour n'importe laquelle des directions d'analyse, ne peut pas être inférieure à une valeur limite déterminée. Cette valeur équivaut à un pourcentage (α) de l'effort tranchant à la base de la structure calculé par la méthode statique (V_s). C'est-à-dire que la condition Effort tranchant dynamique total dans la base doit être respectée. Si la condition de l'effort tranchant de base minimum n'est pas vérifiée $\frac{0,8V}{V_t}$
- ✚ La période fondamentale estimée s'applique dans le calcul de l'effort tranchant statique à la base de la structure (effort tranchant à la base du bâtiment) afin d'ajuster les résultats dynamiques à des normes réglementaires prescrites quand on applique la méthode dynamique, et pour générer la distribution de forces latérales statiques équivalentes quand on applique la méthode statique.
- ✚ CYPECAD permet à l'utilisateur de spécifier un spectre sismique personnalisé pour certaines normes. Pour l'analyse sismique d'une structure, un modale spectrale doit être défini. Chaque norme sismique-résistante fournit les critères à suivre pour une zone déterminée afin de prendre en compte l'action sismique dans le projet.
- ✚ CYPECAD et CYPE 3D permettent à l'utilisateur d'adopter, sous sa responsabilité, des critères différents de ceux qui sont établis dans la norme. Ces deux logiciels proposent, pour certaines normes sismiques, deux procédures pour définir le modale spectrale avec lequel l'analyse sismique de la structure va être réalisé.

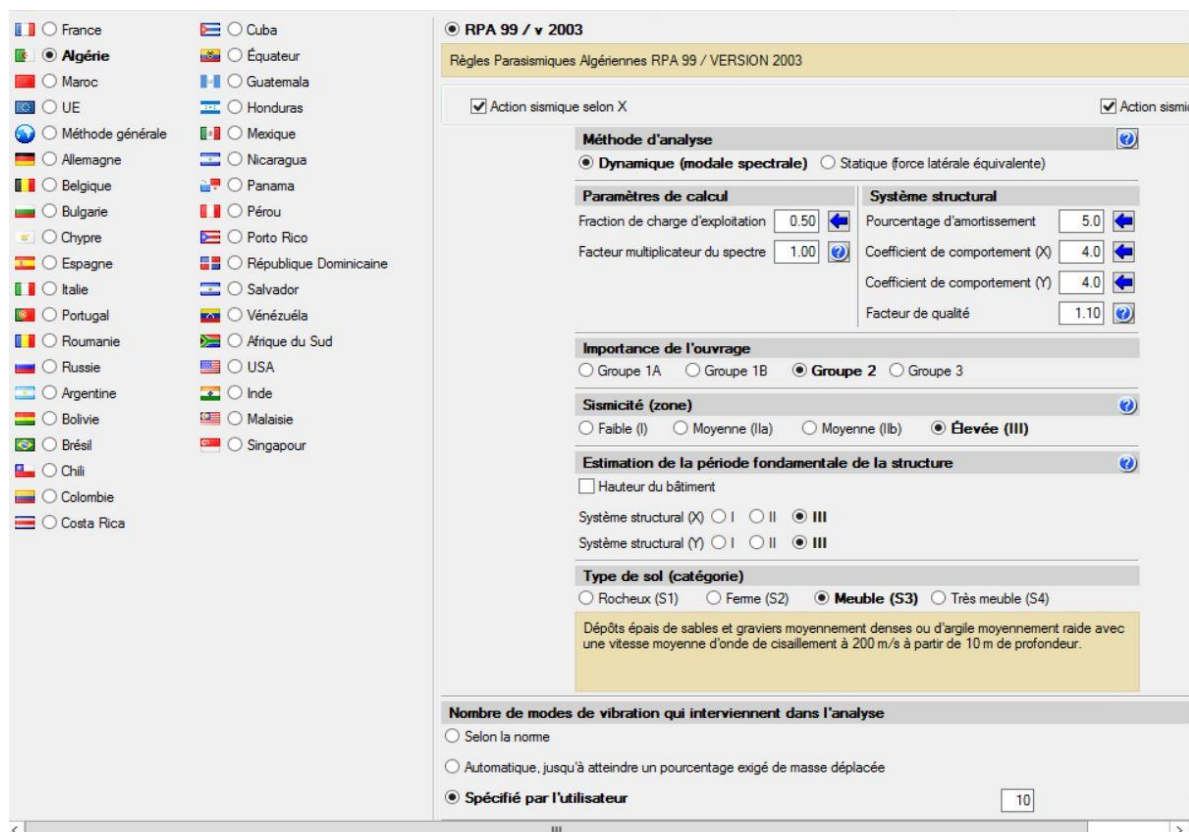


Fig. 3.14 : Norme pour le calcul de la charge de sismique

3.4.3. Analyse des résultats :

a. Éditeur avancé de poutres :

L'éditeur avancé de poutres fournit à l'utilisateur une grande efficacité dans la révision et la modification du dimensionnement des poutres en béton et métalliques, car il permet de consulter beaucoup d'informations sur la poutre sélectionnée, qui est automatiquement actualisée avec les changements réalisés (onglet Résultats > menu Poutres/Murs> option Éditer poutres). Il s'agit du même éditeur de poutres qu'utilise le logiciel Poutres continues. Il fournit une édition graphique, rapide et confortable des éléments résistants du poutre (des armatures de renforcement, de profils métalliques, de bois massifs, de voutes, des connecteurs, etc..) et permet d'obtenir :

- Récapitulatifs détaillés de vérifications à l'E.L.U. et à l'E.L.S. des poutres en béton.
- Récapitulatifs d'E.L. U et E.L.S. des poutres métalliques.
- Graphiques de section d'armature, nécessaire et effective.
- Schémas de pliage des armatures et configuration des détails d'armatures dans les plans de poutres.
- Réservations horizontales et verticales dans les poutres en béton.
- Autres options de l'éditeur avancé de poutres.

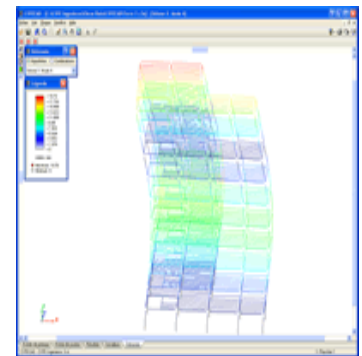


Fig. 3.15 : Analyse des résultats des poutres

b. Autres outils pour l'analyse des résultats :

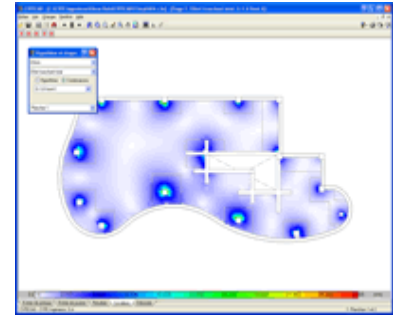
De nombreux outils sont mis à disposition pour permettre de vérifier tous les résultats graphiques à l'écran.

Après le calcul, il est possible de visualiser la déformée en 3D de la structure (avec une échelle de couleurs), résultant des hypothèses simples ou combinées, y compris les combinaisons avec les actions de séisme.



- ✚ Il est également possible d'observer une animation du processus de déformation que produit la combinaison d'hypothèses sélectionnée.
- ✚ Les déplacements, efforts, combinaisons d'efforts et les ratios de planchers-dalle, radiers et planchers réticulés peuvent être représentés par des diagrammes d'isolateurs (graphiques dans lesquels chaque couleur représente une valeur) et par des diagrammes d'isolignes (courbes unissant les points géométriques de même valeur).
- ✚ Les graphiques des enveloppes des efforts, des flèches, etc. sont réalisés et peuvent également être consultés.

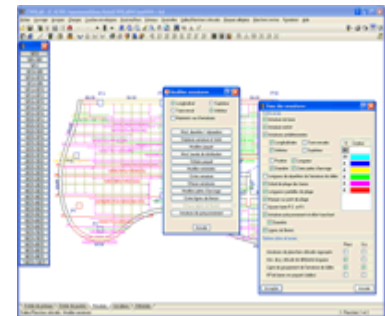
✚ Les **armatures de tous les éléments** peuvent être **modifiées** puis **vérifiées** dans les semelles superficielles et sur pieux, dans les poutres, les poteaux et planchers de poutrelles.



✚ **L'éditeur d'armatures des poutres** permet la visualisation complète du portique ainsi que la modification graphique des résultats en utilisant les options ajouter, effacer, unir, diviser les barres longitudinales et transversales. Il permet également de modifier les longueurs des armatures et des pattes d'ancrage.

✚ Les armatures des portiques peuvent être copiées, que les portiques appartiennent au même étage ou non, et les portiques d'un même étage peuvent être groupés avant et après le calcul.

✚ Les armatures supérieures peuvent être égalisées automatiquement dans les planchers de poutrelles, tout en tenant compte des critères de longueurs et de ratios. De cette façon, les armatures obtenues sont plus uniformes, ce qui facilite la construction.



3.4.4. ASSEMBLAGE (CYPE Connect Steel) :

Les modules d'assemblages conçus par CYPE :

- ✓ Assemblages I. Soudés. Hangars composés de profilés laminés et soudés en I,
- ✓ Assemblages II. Boulonnés. Hangars composés de profilés laminés et soudés en I,
- ✓ Assemblages III. Soudés. Portiques de bâtiment composés de profilés laminés et soudés en I,
- ✓ Assemblages IV. Boulonnés. Portiques de bâtiment composés de profilés laminés et soudés en I
- ✓ Assemblages V. Treillis plans composés de profilés tubulaires.

Les typologies des assemblages résolus dans les modules Assemblages I, Assemblages II et Assemblages V sont largement utilisées dans les hangars conçus avec CYPE 3D et avec les structures 3D intégrées de CYPECAD, tandis que les typologies d'assemblages

dimensionnées par les modules Assemblages III et Assemblages IV sont plus appliquées dans les structures de bâtiments formées de portiques telles que celles calculées dans CYPECAD. Quoi qu'il en soit, chaque assemblage dimensionné par l'un des modules indiqués est résolu de la même façon dans les deux logiciels. De fait, les modules Assemblages I, Assemblages II, Assemblage III et Assemblages IV possèdent des types d'assemblages communs.

a) Commencer à travailler

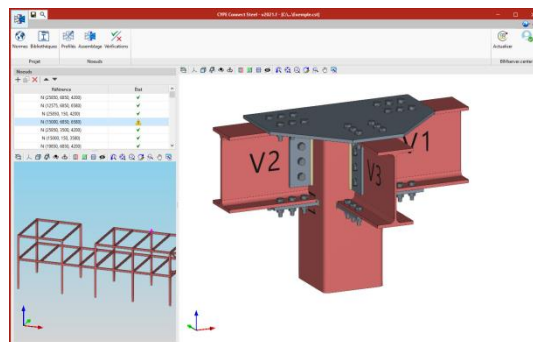
CYPE Connect Steel importe les nœuds des structures métalliques présentes dans les modèles de calcul d'un projet offrent à l'utilisateur la possibilité de générer ces modèles de calcul dans un projet BIM, vers lequel ils exportent, entre autres, les efforts dans les nœuds à utiliser pour le calcul d'assemblages par CYPE Connect Steel.

De plus, le logiciel offre à l'utilisateur la possibilité de créer librement des nœuds. À partir des profilés impliqués dans l'assemblage, l'utilisateur peut modéliser tous les composants qui définissent l'assemblage (plaques, vis, soudures, profilés d'appui, etc.) et effectuer le calcul et la vérification.

CYPE Connect Steel fonctionne également comme un outil intégré dans CYPECAD.

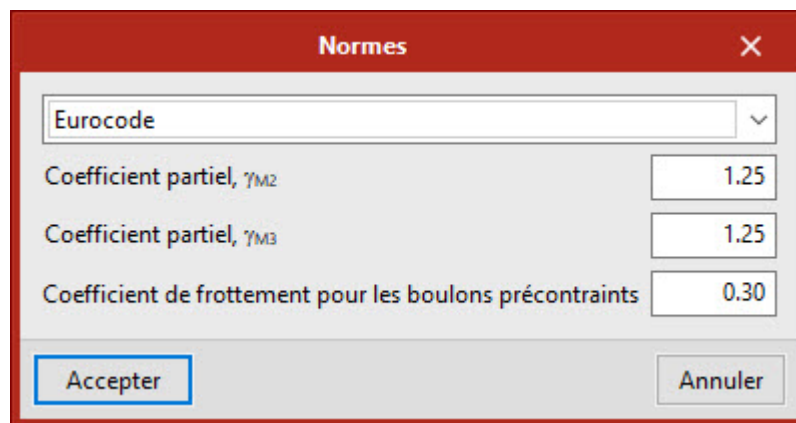
b) Environnement de travail

CYPE Connect Steel dispose d'une « barre d'outils supérieure », d'un « menu latéral » (avec une liste de nœuds et une vue 3D de la structure) et d'une « vue 3D de l'assemblage » correspondant au nœud sélectionné dans la liste des nœuds.



c) Norme

Ce bouton de la barre d'outils permet de sélectionner la norme de calcul à utiliser. Dans la version actuelle, l'Eurocode et la norme espagnole EAE 2011 sont disponibles.



d) Cas de charge

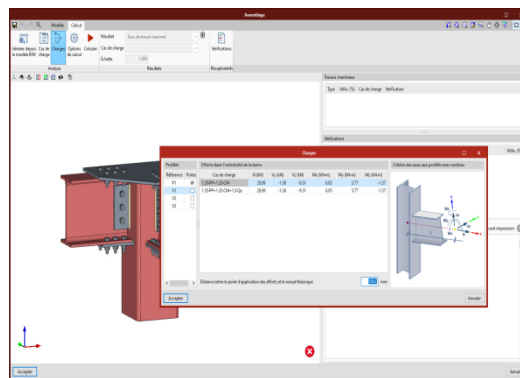
Cette option permet de définir les cas de charge à prendre en compte dans le calcul de l'assemblage. Ces cas de charge peuvent être générés à partir du modèle BIM ou manuellement par l'utilisateur. Les paramètres suivants sont définis pour chaque cas de charge :

- Nombre d'échelons de charge.
- Tolérance permise pour que la convergence soit considérée comme atteinte.
- Nombre maximal d'itérations à chaque échelon de charge.
- Nombre maximal de tentatives.

e) Charges

Cet outil ouvre la boîte de dialogue "Charges", où les charges agissant sur chaque profilé sont définies pour chaque cas de charge (il est possible de copier et de coller des tableaux directement à partir de feuilles de calcul). L'un des profilés doit être le profilé porteur.

En plus des charges, il est possible de définir pour chaque profilé la position du point d'application des efforts. Cette distance sera également lue à partir du modèle BIM, à condition que la structure ait été calculée en tenant compte de la dimension finie des nœuds.



f) Résultats

Dans la section "Résultats" de la barre d'outils, vous pouvez consulter, pour chaque cas de charge :

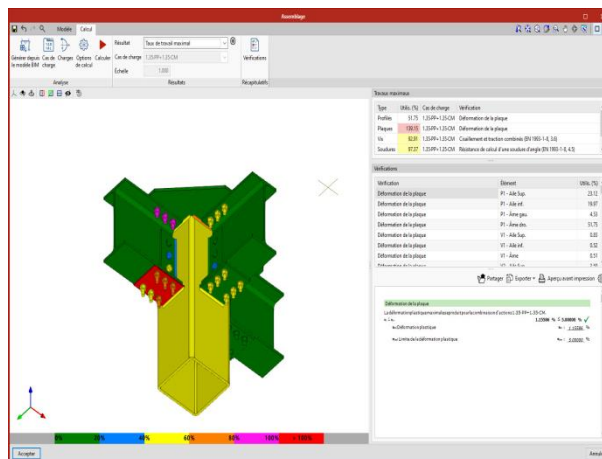
■ **Taux de travail maximal**

Avec cette sélection, les éléments sont dessinés avec une couleur qui dépend de leur taux de travail. L'échelle de couleurs est affichée sous la vue 3D de l'assemblage.

Si vous cliquez sur un élément de l'assemblage, ses vérifications sont affichées sur la droite. Si vous cliquez sur un espace libre dans la vue 3D, toutes les vérifications sont affichées.

Le tableau avec les taux maximaux en fonction du type d'élément est affiché à droite au-dessus des vérifications.

Pour les profilés et les plaques, la déformation est vérifiée et la limite de déformation plastique est fixée à 5%. Pour les soudures, la résistance des soudures d'angle est vérifiée.



Pour les vis, les distances au bord et entre les vis, la résistance à la traction, la résistance au cisaillement et à l'écrasement, et l'interaction entre l'effort de traction et l'effort de cisaillement. Pour les vis précontraintes, la résistance au glissement est également vérifiée.

■ **Contrainte de Von Mises**

Avec cette option, les éléments sont affichés avec leur discrétisation. En cliquant sur n'importe quelle plaque, les résultats de cette seule plaque sont affichés dans une boîte de dialogue.

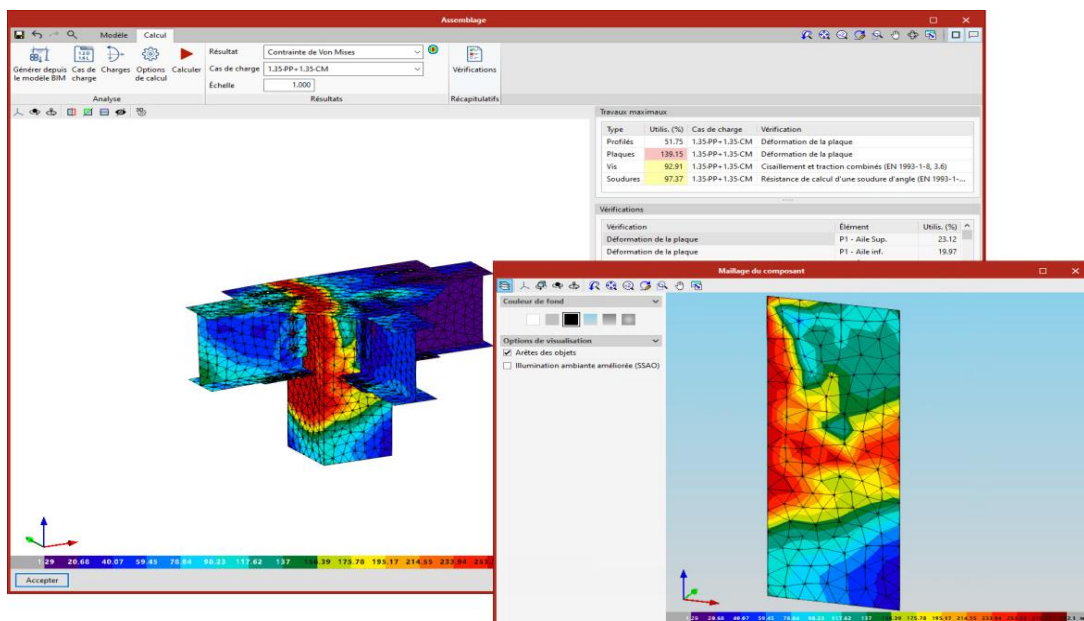
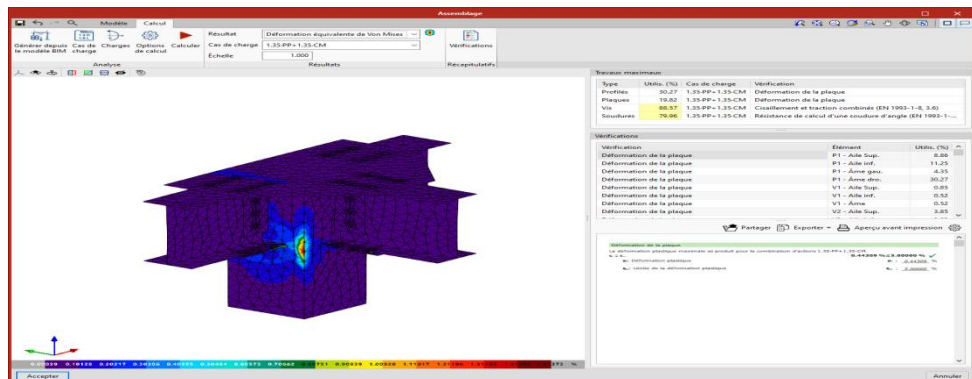


Fig. 3.16 : Analyse des contraintes d'assemblages

▪ Déformation équivalente de Von Mises

Cette option permet de représenter les iso valeurs de la "Déformation équivalente de Von Mises".



▪ Fig. 3.17 : Analyse des Déformations d'assemblages

▪ Déplacements

Avec cette option, les valeurs de déplacement sont affichées sur la vue du modèle analytique de l'assemblage.

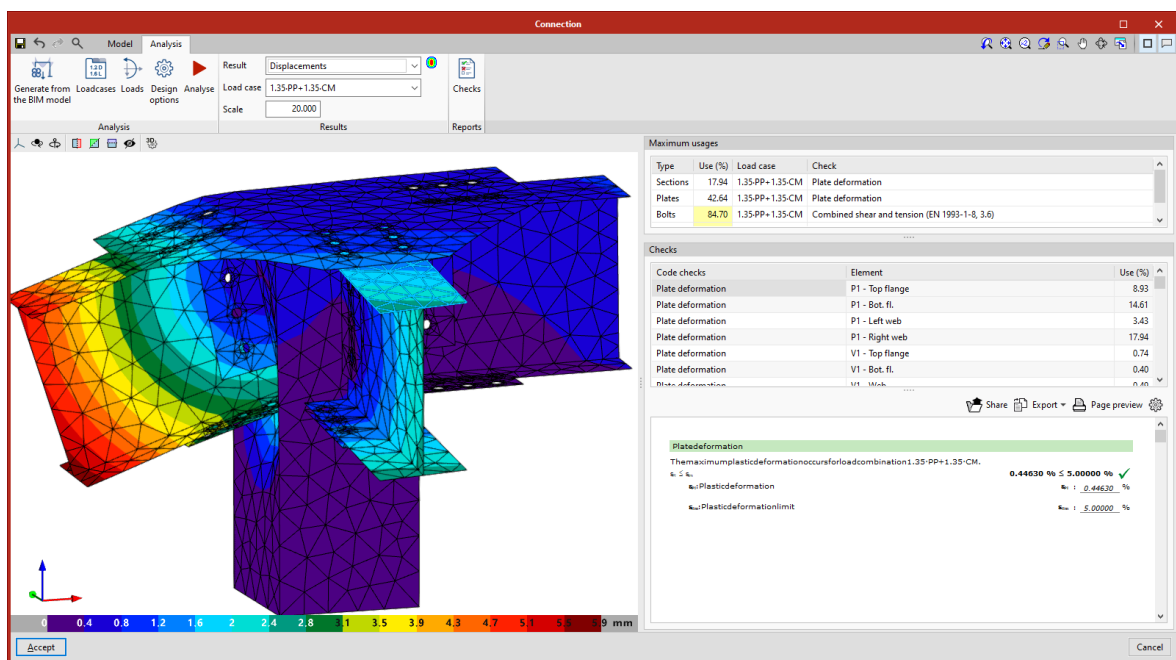


Fig 3.17 : Analyse des Déformations d'assemblages

3.4.5. Murs de soutènement en béton armé :

Programme conçu pour le dimensionnement et la justification de murs en béton armé, travaillant en console, pour le soutènement des terres. Il réalise le prédimensionnement automatique de la géométrie, le calcul du ferrailage de l'élévation du mur et le dimensionnement géométrique de la semelle du mur et de son armature.

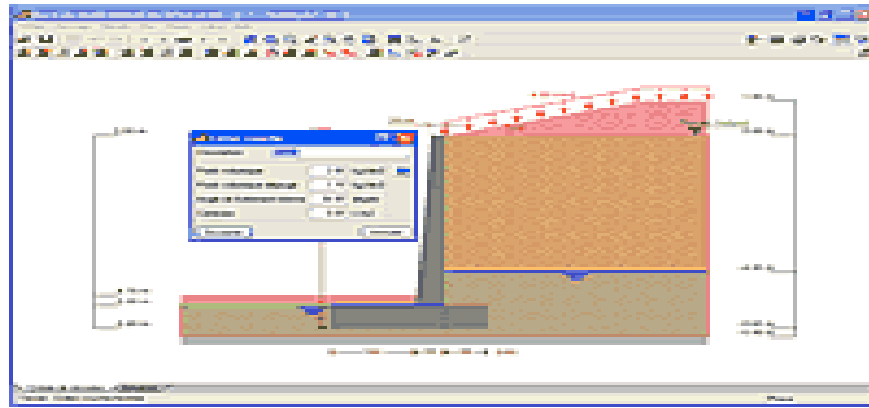


Fig. 3.18 : Murs de soutènement

a) Phases constructives :

Vous pouvez définir les différentes phases ou étapes de construction, en indiquant :

- Différentes profondeurs d'excavation.
- Planchers sur différents niveaux.
- Charges extérieures appliquées au terrain.
- Charges en tête du mur.
- Niveau phréatique.

b) Terrain :

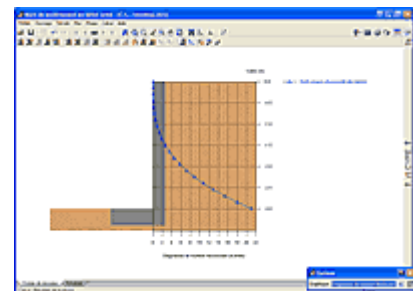
Vous pouvez établir des couches d'épaisseurs différentes avec les caractéristiques obtenues dans la bibliothèque de terrains courants. Vous pouvez également y ajouter vos propres types de sol avec leurs caractéristiques.

Vous pouvez indiquer le niveau phréatique ou affleurement de roche.

c) Résultats :

Consultation des diagrammes : déplacements, efforts normaux, tranchants, moments fléchissant et poussées totales.

Vous pouvez présenter les diagrammes de diverses phases de façon simultanée, de plusieurs couleurs, en marquant les points significatifs. Les résultats peuvent être imprimés ou exportés au format DXF.



d) Armatures :

Les armatures du mur et de sa semelle sont éditables et modifiables. Vous pouvez réaliser la vérification d'une armature et vous assurer de sa validité.

Génère les récapitulatifs complets des vérifications de la section de béton armé.

e) Récapitulatifs :

Récapitulatifs de toutes les données, du dessin des phases constructives, du résultat du calcul, des diagrammes d'efforts et de déformations.

Récapitulatifs exportables sur imprimante ou aux formats HTML, PDF et RTF pour son utilisation par n'importe quel éditeur.

f) Calcul sismique :

Pour l'évaluation des poussées, la méthode pseudo-statique est employée, avec les coefficients de poussée dynamique basés sur les équations de Mononobe-Okabe.

3.6. Caractéristiques comparatives de CYPECAD

- ❖ Introduction automatique des ouvrages. Le programme dispose d'un module additionnel qui sollicite une série de données relative à la structure et interprète les plans d'architecture aux formats DXF ou DWG afin de pouvoir introduire automatiquement les poteaux, la distribution des étages, les charges générales, les poutres de contour et les poutres des vides intérieurs.
- ❖ Grande puissance de calcul. Réalise l'inversion de la matrice de raideur globale des structures en un temps minimal grâce aux méthodes de condensation des sous-structures et à la résolution du système d'équations par méthodes frontales ; dans la pratique, sans limite de nœuds et de barres.
- ❖ Calcul sismique. Analyse modale spectrale complète qui résout chaque mode comme une hypothèse et réalise l'expansion modale et la combinaison modale pour l'obtention des efforts. La production de forces sismiques statiques équivalentes, qui est la méthode simplifiée que d'autres programmes utilisent, n'est alors pas nécessaire.

- ❖ Calcul personnalisé. Vous disposez d'une grande quantité d'options de calcul et d'armatures qui vous permet de faire les considérations qui vous semblent les meilleures. De plus, pour chaque élément structurel et chaque position d'armatures vous pouvez définir des tables d'armatures personnalisées.
- ❖ Vous pouvez personnaliser les plans selon vos besoins, le programme permettant de configurer tous les calques et éléments du tracé, pour les générer ensuite en DXF, DWG, imprimante ou ploter.
- ❖ Versatilité de la fondation. Les semelles superficielles et sur pieux peuvent recevoir plusieurs éléments porteurs, du même type ou combinés entre poteaux, voiles et murs. L'équilibre des semelles peut être repris par des longrines de redressement prévues à cet effet.
- ❖ Puissant éditeur d'armatures. Pour tous les éléments dimensionnés vous pourrez éditer et modifier la géométrie et les armatures, à l'aide de multiples outils adaptés à cette tâche.
- ❖ Plans complets. Il s'agit de plans de construction des structures, très complets, avec la possibilité de les composer, d'inclure des détails constructifs, des DXF, DWG, cartouches, tables de quantitatif, etc., et qui de cette manière vous fournissent des plans précis et détaillés pour l'exécution de l'ouvrage.

CHAPITRE 4 :

Etude au vent

4. Effet du vent

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et 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.

Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et Vent 2013.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction.
- L'intensité.
- La région.
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

4.1. Nature de la Structure

La classification des structures selon leur nature dépend de leur sensibilité aux excitations dynamiques, on distingue :

1. Constructions peu sensible, pour lesquelles le coefficient dynamique $C_d < 1.2$.
2. Constructions sensibles, pour lesquelles le coefficient dynamique $C_d \geq 1.2$.

- Notation

C_t: Coefficient de topographie.

Q_{ref} : la pression dynamique de référence

V_{ref} : la vitesse de référence du vent

K_T : Facteur de terrain

Z₀ : Paramètre de rugosité

Z_{min} : hauteur minimale

ζ : Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d

C_r : Coefficient de rugosité

C_d : Coefficient dynamique

C_e : Coefficient d'exposition

P_{dyn} : pression dynamique

C_{pe} : Coefficient de pression extérieur

C_{pi} : Coefficient de pression intérieur

4.2. Hypothèses de calcul

On suppose que notre structure n'est pas entourée par d'autre structure (le vent souffle dans les deux directions).

4.3. Données relatives au site

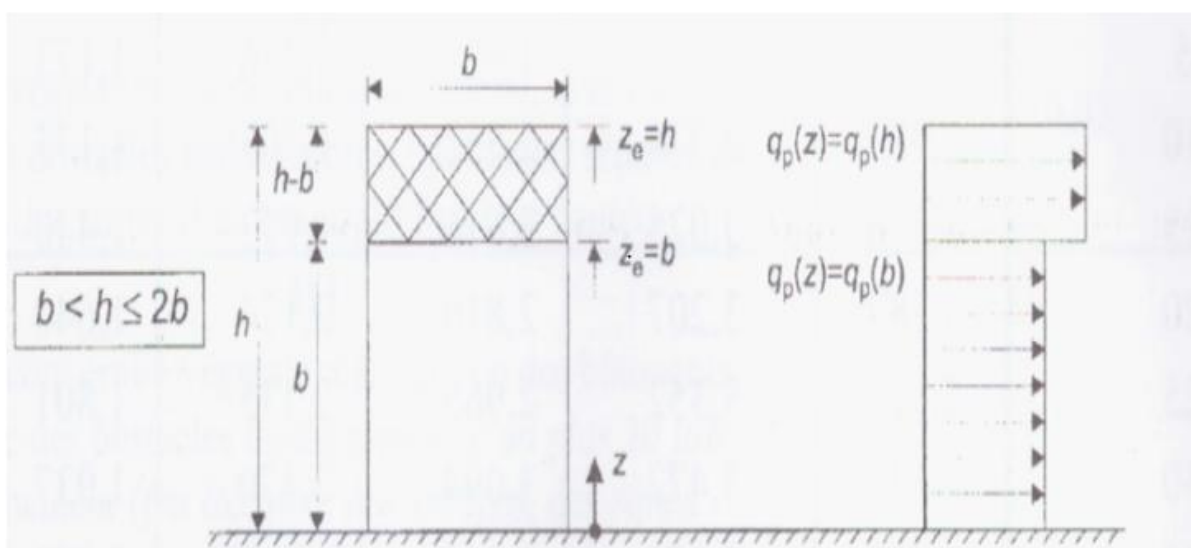
- ✓ Site plat : $C_t(Z) = 1$ pour $\phi \leq 0.05$
- ✓ Zone I : $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$ (Tab 2.2.RNV version 2013)
- ✓ Terrain catégorie IV... $K_t = 0,234$ $Z_0 = 1\text{m}$, $Z_{min} = 10\text{m}$, $\varepsilon = 0,67$ (Tab 2.4)

4.4. Direction V1

➤ Hauteur de référence Z_e (§2.3.2.RNV version 2013)

- ✓ $h = 38,8\text{m}$; $b = 35,96\text{m}$.
- ✓ La hauteur de référence est : $h < 2b$

Figure.4.1 : Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique.



4.4.1. Pression dynamique de pointe

La pression dynamique de pointe $q_p(Z_e)$ a une hauteur de référence Z_e et donnée par :

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

a- Coefficient de rugosité

$$C_r(Z_e) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{Pour } Z_{min} \leq Z \leq 200\text{m} \quad (\S 2.4.4. \text{RNV Version 2013})$$

Tableau.2.1 : Coefficient de rugosité

Tronçon	Z [m]	C _r
De 0 à 35,96	35,96	0,838
De 35,96 à 38,6	38,6	0,855

b- Coefficient de topographie

L'ouvrage situé sur un site plat, donc on a :

Tableau.2.2 : Coefficient topographique

Tronçon	Z [m]	C _t
De 0 à 35,96	35,96	1
De 35,96 à 38,6	38,6	1

c- Intensité de turbulence

$$I_v(Z_e) = \frac{1}{C_t(Z_e) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \quad \text{Pour } Z_{\min} \leq Z$$

Tableau.2.3 : Coefficient Intensité de turbulence

Tronçon	Z [m]	I _v
De 0 à 35,96	35,96	0,279
De 35,96 à 38,6	38,6	0,273

d- Coefficient d'exposition

Cas de structures peu sensibles aux excitations dynamiques

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

Tableau.4.4 : Coefficient d'exposition

Tronçon	Ze [m]	C _e
De 0 à 35,96	35,96	2,076
De 35,96 à 38,6	38,6	2,131

Tableau.4.5 : Tableau Récapitulatif

Tronçon	Ze [m]	C _r	C _t	I _v	C _e	q _p [N/m ²]
De 0 à 35,96	35,96	0,838	1	0,279	2,076	778,44
De 35,96 à 38,6	38,6	0,855	1	0,273	2,131	799,14

4.4.2. Coefficient dynamique C_d

La structure est considérée peu sensible aux excitations dynamiques.

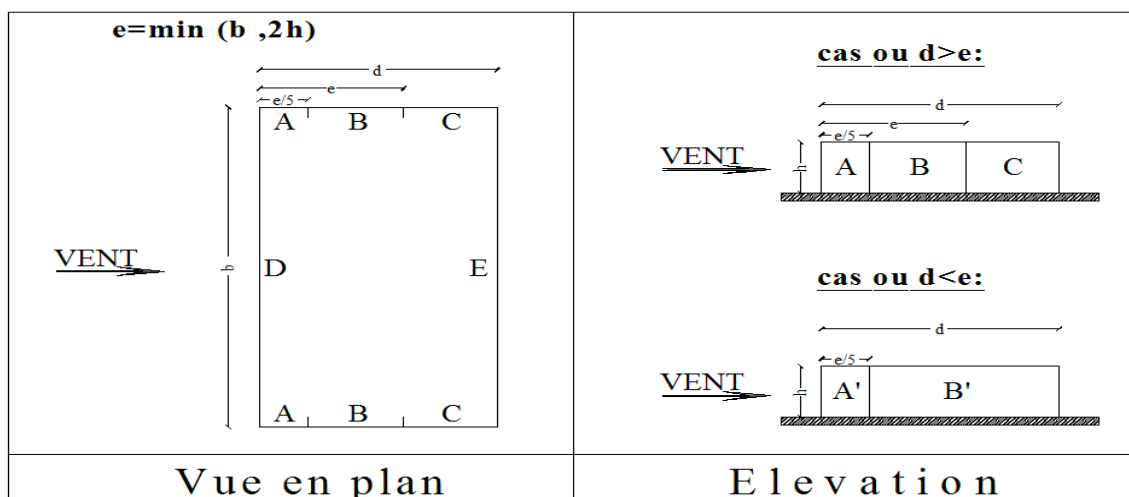
On considère une valeur conservatrice de $C_d=1$, d'après le règlement RNV99 V2013.

Cas d'un bâtiment à ossature comportant des murs dont la hauteur est à la fois inférieure à 100 m et à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$\left. \begin{aligned}
 C_{pe} &= C_{pe.1} && \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) && \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe.10} && \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2
 \end{aligned} \right\} \text{ (§ 5.1.1.2 RNV Version 2013)}$$

Figure.2.2 : Légende pour la paroi verticale.



4.4.2.1. Paroi vertical (V1)

Cas de vent perpendiculaire à la largeur du bâtiment

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad \text{pour} \quad S \geq 10,00 \text{ m}^2$$

- $b=35,96\text{m}$
- $h=38,60 \text{ m}$
- $d= 35,32\text{m}$
- $e=\min [b, 2 \times ht] \Rightarrow e=35,96\text{m}$

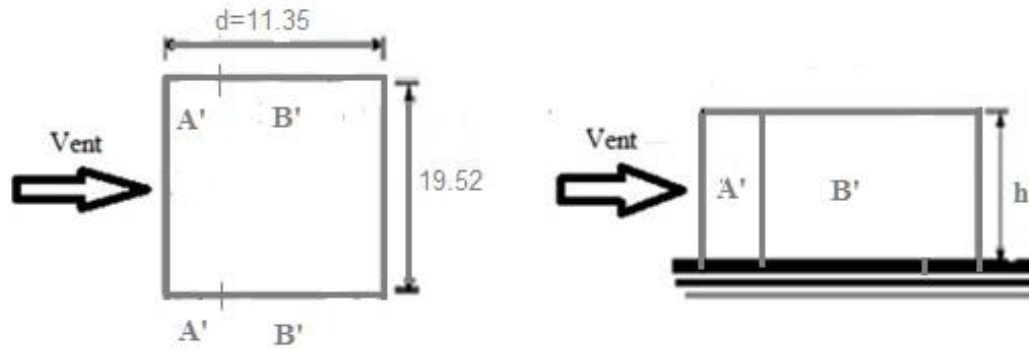


Figure.2.3 : Légende pour la paroi verticale

Tableau.III.6. Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de la paroi verticale (V_1)

Zone	$S > 10m^2$	$S < 10m^2$	C_{pe}		
			C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe}
A	277,611		-1		
B'	1085,740		-0.8		
D	1388,056		+0.8		
E	1388,056		-0.3		

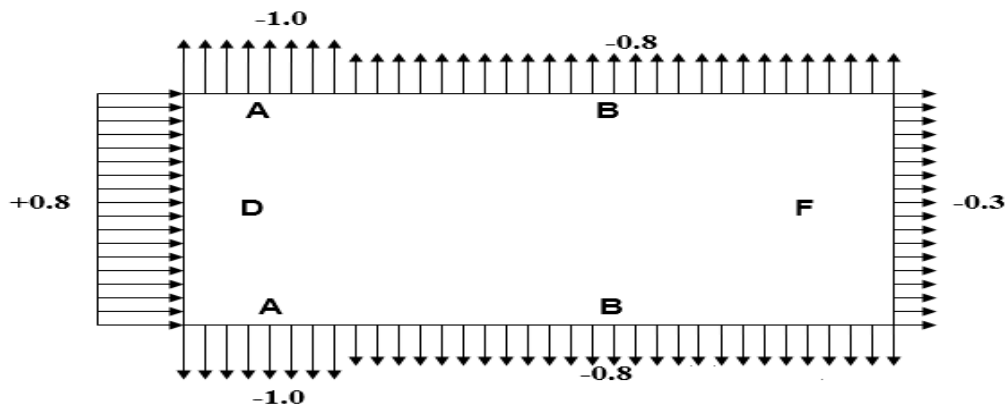


Figure. III.4 : Représentation des coefficients C_{pe} sur les différentes zones (V_1)

a- Coefficient de pression intérieure C_{pi}

Le coefficient de la pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans cloisons intérieures est donné en fonction de l'indice de perméabilité μ_p .

On définit l'indice de perméabilité μ_p comme suit :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surface des ouvertures ou } C_{pe} < 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

Dimension de fenêtre : (1,2m ; 1,4m) $s=1,68m^2$

Dimension de la porte : (4,3m ; 2,5m) $s=10,75m^2$

Dimension de grand fenêtre : (3,8m ; 2,35m) $s=8,93m^2$

$$\mu_p = \frac{40 \times (1,68) + 4 \times (8,93)}{110(1,68) + 11(8,93) + 3(10,75)} = \frac{102,92}{315,28} \Rightarrow \mu_p = 0,32$$

$$\frac{h}{d} = \frac{38,6}{35,32} = 1,09 > 1$$

Donc :

$$\checkmark \text{ Cpi} = 0,35 \text{ pour } \mu_p = 0,32 \text{ et } \frac{h}{d} > 1$$

La pression aérodynamique :

$$W(z_j) = q_p(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

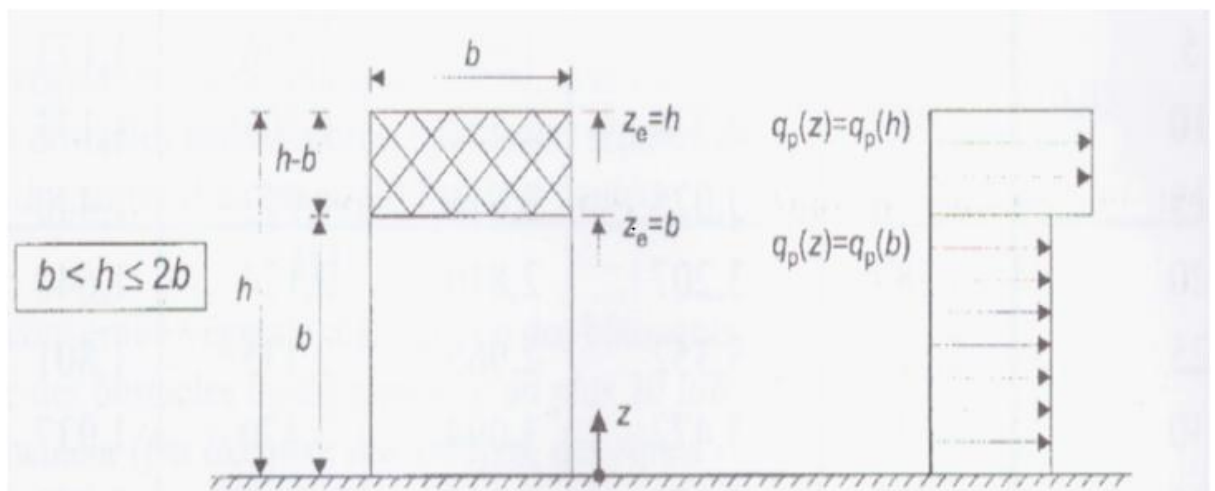
Zone	Cd	qp(ze)	Cpe	Cpi	W (zj) (N/m ²)
A	1	799,144	-1	0,35	-1078,84
B	1	799,144	-0,8	0,35	-919,01
D	1	799,144	+0,8	0,35	359,61
E	1	799,144	-0,3	0,35	-519,44

Tableau.4.7 : Récapitulatif(V₁)

4.5. Direction V2

- B=35,32m
- H=38.8 m

$$\checkmark \text{ La hauteur de référence est : } h < 2b$$



4.5.1. Pression dynamique de pointe

La pression dynamique de pointe $q_p(Z_e)$ a une hauteur de référence Z_e et donnée par :

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

a- Coefficient de rugosité

$$C_r(Z_e) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{Pour } Z_{min} \leq Z \leq 200m \quad (\S 2.4.4. RNV Version 2013)$$

Tableau.4.8. Coefficient de rugosité

Tronçon	Z [m]	C_r
De 0 à 35,32	35,32	0,834
De 35,32 à 38,8	38,6	0,855

b- Coefficient de topographie

L'ouvrage situé sur un site plat, donc on a :

Tableau.4.9. Coefficient topographique

Tronçon	Z [m]	C_t
De 0 à 35,32	35,32	1
De 35,32 à 38,8	38,6	1

c- Intensité de turbulence

$$I_v(Z_e) = \frac{1}{C_t(Z_e) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \quad \text{Pour } Z_{min} \leq Z$$

Tableau.4.10. Coefficient Intensité de turbulence

Tronçon	Z [m]	I_v
De 0 à 35,32	35,32	0,280
De 35,32 à 38,8	38,6	0,273

d- Coefficient d'exposition

Cas de structures peu sensibles aux excitations dynamiques

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

Tableau.4.11: Coefficient d'exposition

Tronçon	Ze [m]	C _e
De 0 à 35,32	35,32	2,062
De 35,32 à 38,6	38,6	2,131

Tableau.4.12: Tableau Récapitulatif

Tronçon	Ze [m]	C _r	C _t	I _v	C _e	q _p [N/m ²]
De 0 à 35,32	35,32	0,834	1	0,280	2,062	773,22
De 35,32 à 38,6	38,6	0,855	1	0,273	2,131	799,14

4.5.2. Coefficient dynamique C_d

La structure est considéré peu sensible aux excitations dynamiques.

On considère une valeur conservatrice de **C_d=1**, d'après le règlement RNV99 V2013.

Cas d'un bâtiment à ossature comportant des murs dont la hauteur est a la fois inférieure à 100 m et à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$\begin{array}{ll}
 C_{pe} = C_{pe.1} & \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) & \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} = C_{pe.10} & \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2
 \end{array}
 \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} C_{pe} = C_{pe.1} \\ C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \\ C_{pe} = C_{pe.10} \end{array}} \right\} \text{ (§ 5.1.1.2 RNV Version 2013)}$$

4.5.2.1. Paroi vertical (V2)

Cas de vent perpendiculaire à la largeur du bâtiment

$$C_{pe} = C_{pe.10} \quad \text{pour} \quad S \geq 10,00 \text{ m}^2$$

- h=38,6 m
- d= 35,96m
- e=min [b, 2×ht] ⇒ e=35,32m

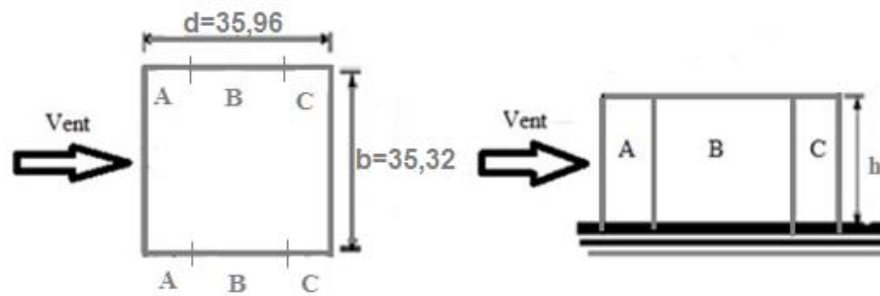


Figure.4.7: Légende pour la paroi verticale

a- Coefficients de pressions extérieures C_{pe}

Tableau.4.13: Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de la paroi verticale (V_2)

Zone	$S > 10m^2$	$S < 10m^2$	C_{pe}		
			C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe}
A	272,67		-1		
B	1090,68		-0.8		
C	24,70		-0.5		
D	1363,352		+0.8		
E	1363,352		-0.3		

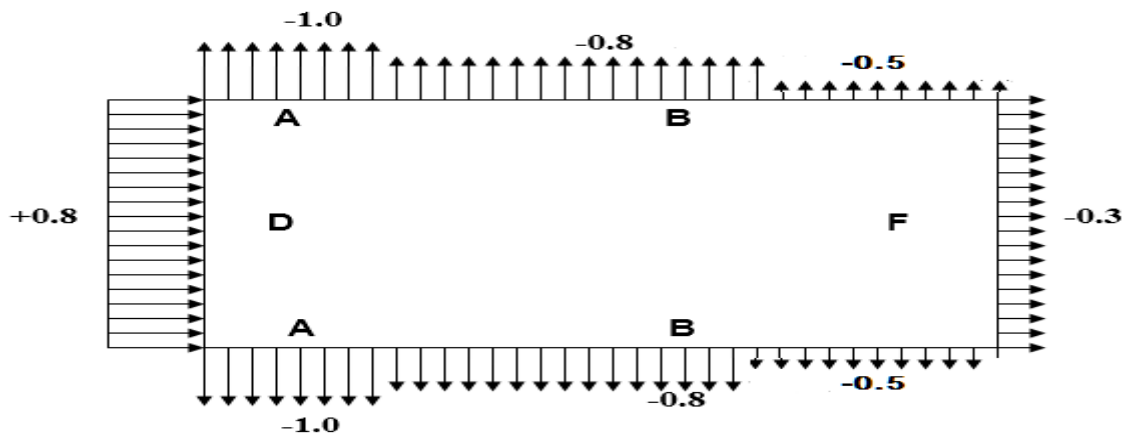


Figure.4.8 : Représentation des coefficients C_{pe} sur les différentes zones (V_2)

b- Coefficient de pression intérieure C_{pi}

Le coefficient de la pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans cloisons intérieures est donné en fonction de l'indice de perméabilité μ_p .

On définit l'indice de perméabilité μ_p comme suit :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surface des ouvertures ou } C_{pe} < 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

$$\mu_p = \frac{70(1,68)+7(8,93)+(3(10,75))}{315,28}$$

$$\mu_p = 0,68$$

$$\frac{h}{d} = \frac{38,6}{36,96} = 1,07 > 1$$

Donc :

$$\checkmark \quad C_{pi} = -0,05 \text{ pour } \mu_p = 0,68 \quad \text{et} \quad \frac{h}{d} > 1$$

La pression aérodynamique :

$$W(z_j) = q_p(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Zone	Cd	qp(ze)	C _{pe}	C _{pi}	W(zj) (N/m ²)
A	1	799,144	-1	-0,05	-759,18
B	1	799,144	-0.8	-0,05	-599,35
D	1	799,144	+0,8	-0,05	679,27
E	1	799,144	-0.3	-0,05	-199,78

Tableau.4.14. Récapitulatif (V₂)

4.6. Calcul des forces de frottement :

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

(au vent et sous le vent).

Condition à vérifier :

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

✓ Direction V1 :

$$2 \times (35,32 \times 38,6) \leq 4 \times (2 \times 35,96 \times 38,60)$$

$$2726,704 \leq 11104,448 \quad \text{Vérfifiée.}$$

✓ Direction V2 :

$$2 \times (35,96 \times 38,60) \leq 4 \times (2 \times 35,32 \times 38,60)$$

$$2776,112 \leq 10906,816 \quad \text{Vérfifiée.}$$

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

Remarque

Les conditions sont vérifiées, donc les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés dans notre cas.

CHAPITRE 5 :
Etude dynamique et sismique

5.1. Introduction

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels. Les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, tout en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **CYPE** v 2020 qui est un logiciel de calcul de structure.

5.2. Objectifs de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres.

Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-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.

5.3. Choix de la méthode de calcul

Pour avoir une idée sur le comportement réel de la structure il faut bien choisir la méthode de calcul et modélisation de la structure.

Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

5.3.1. La méthode statique équivalente

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 2 et sa hauteur dépasse les 30 m.

✓ Donc on opte pour la méthode modale spectrale.

5.3.2. La méthode 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.

- **Principe**

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

5.3.2.1. Spectres de réponse de calcul

Cette méthode consiste à définir l'action 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 accélérogrammes 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.

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \quad \text{(Formule (4.13) RPA 2003)}$$

Avec:

- ✓ g : accélération de la pesanteur
- ✓ A : coefficient d'accélération de zone
- ✓ R : Coefficient de comportement de la structure
- ✓ T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site
- ✓ Q : Facteur de qualité.
- ✓ η : facteur de correction d'amortissement.

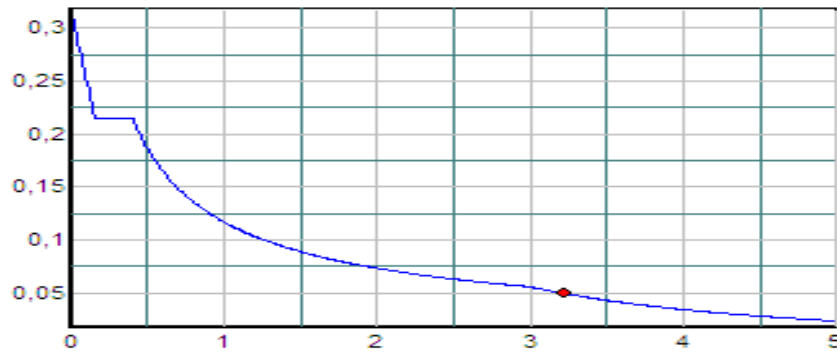


Figure.5.1 : Spectre de réponse

5.3.2.2. Principales vérifications exigent par le RPA pour cette méthode

a- Nombre de modes à considérer (article 4.3.4 RPA 2003)

- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la repense totale de la structure.

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 :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20\text{sec} \quad \dots (4-14)$$

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

5.3.2.3. Résultante des forces sismiques de calcul (article 4.3.6 RPA 2003)

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 déterminer 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 faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $\frac{0,8V}{V_t}$

5.3.3. CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE PAR LA METHODE STATIQUE EQUIVALENTE

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

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

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone.

$$\left. \begin{array}{l} * \text{ groupe d'usage : } \mathbf{2} \\ * \text{ zone sismique : } \mathbf{III} \end{array} \right\} \longrightarrow \mathbf{A=0.25}$$

- **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).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s . \end{cases}$$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7 [1]**.

$$\text{Catégorie } \mathbf{S_3} \longrightarrow \text{site meuble} \left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{sec} \\ T_2 = 0.50 \text{sec} \end{array} \right.$$

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

η : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement différent à 5%)

Dans notre cas l'amortissement = 5% $\Rightarrow \eta = 1$

- **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 les **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min \left(T = C_T \times h_N^{3/4}, \quad T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

$$C_T = 0,05$$

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

$$h_N = 38,80 \text{ m}$$

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$\begin{cases} D_x = 35,32 \text{ m} \\ D_y = 35,96 \text{ m} \end{cases}$$

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0,09 \times \frac{38,8}{\sqrt{35,32}} = 0,588 \text{ s} \\ T_y = 0,09 \times \frac{38,8}{\sqrt{35,96}} = 0,582 \text{ s} \end{cases} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05 \times 38,8^{3/4} = 0,777 \text{ s} \end{cases}$$

La valeur de T considère dans les deux directions :

- Sens (x-x) : $T_x = \min(0,588 ; 0,777) \Rightarrow T_x = 0,588 \text{ s}$.
- Sens (y-y) : $T_y = \min(0,582 ; 0,777) \Rightarrow T_y = 0,582 \text{ s}$.
- $1,3 \times T_x = 0,764 \text{ s}$
- $1,3 \times T_y = 0,756 \text{ s}$

Le choix de la période de calcul de l'effort tranchant à la base est limité comme suit :

$$T = \begin{cases} T_{\text{analytique}} & \text{si } T_{\text{analytique}} \leq 1,3 T_{\text{empirique}} \\ 1,3 T_{\text{empirique}} & \text{si } T_{\text{analytique}} \geq 1,3 T_{\text{empirique}} \end{cases}$$

- **R : Coefficient de comportement**

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification,

d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement. Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) des **RPA 99 v2003**.

On a choisi un $R=4$ (Ossature contreventée par palées triangulées en X).

- **Q : facteur de qualité**

La valeur de Q déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum^6 P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non ".
Sa valeur est donné par le tableau 4.4[1]

Critère q	Observée (O/N)	Pq // xx	Observée (O/N)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de Contreventement	Non	0.05	Non	0.05
Redondance en plan	Oui	0	Non	0.05
Régularité en plan	Oui	0.05	Oui	0.05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Oui	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

Tableau. 5.1 : Facteur de qualité

➤ $Q_x=1,15$; $Q_y=1,20$

- **Vérification des déplacements latéraux inter étages :**

L'une des vérifications préconisées par les **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 5.10 [1], l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01he$

Où : he représente la hauteur de l'étage.

Avec

$$\delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Δ_K^x : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x

Δ_K^y : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens y-y

5.4. Résultats de l'analyse dynamique

5.4.1. Dimensions de l'ouvrage

✓ Dimensions en élévation

- Hauteur totale 38.80 m
- Hauteur du RDC 4.40 m
- Hauteur d'étage courant : 1^{er} étage = 3.80 m
2^{eme} à 10^{eme} = 3.40 m

✓ Dimensions en plan

- Largeur totale : 35.32 m
- Longueur totale : 35.96 m

5.4.2. Vérification de la structure selon le RPA99/V2003

Au cours d'étude de notre structure, on a passé par trois étapes et dans chaque étape on a étudié un modèle, telle que la différence entre les modèles étudiés est le système de contreventement utilisé.

5.4.2.1. Modèle 1

Pour cette étape, on a vérifié la structure autant qu'une structure auto stable comme il est indiqué dans la figure ci-dessous :

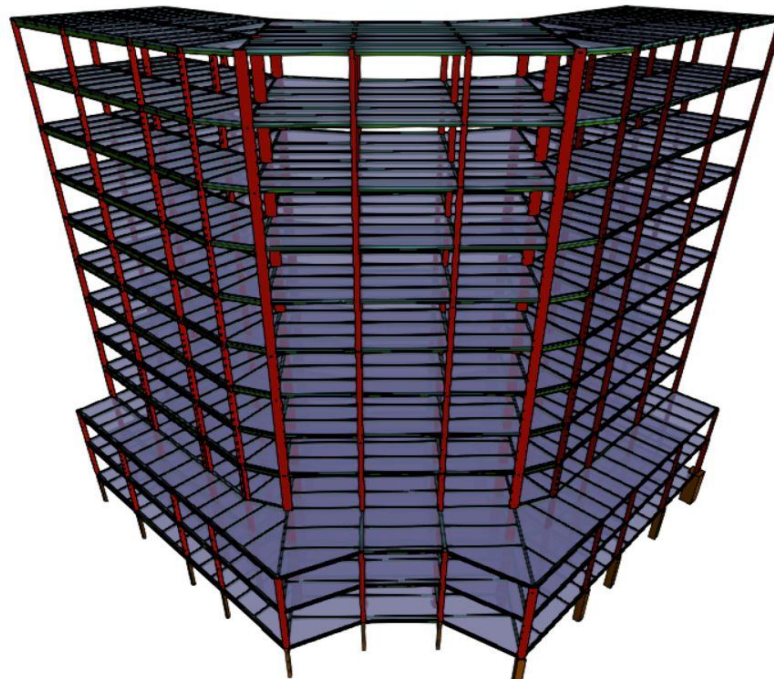


Figure.5.1 : Structure auto stable projection X-Z.

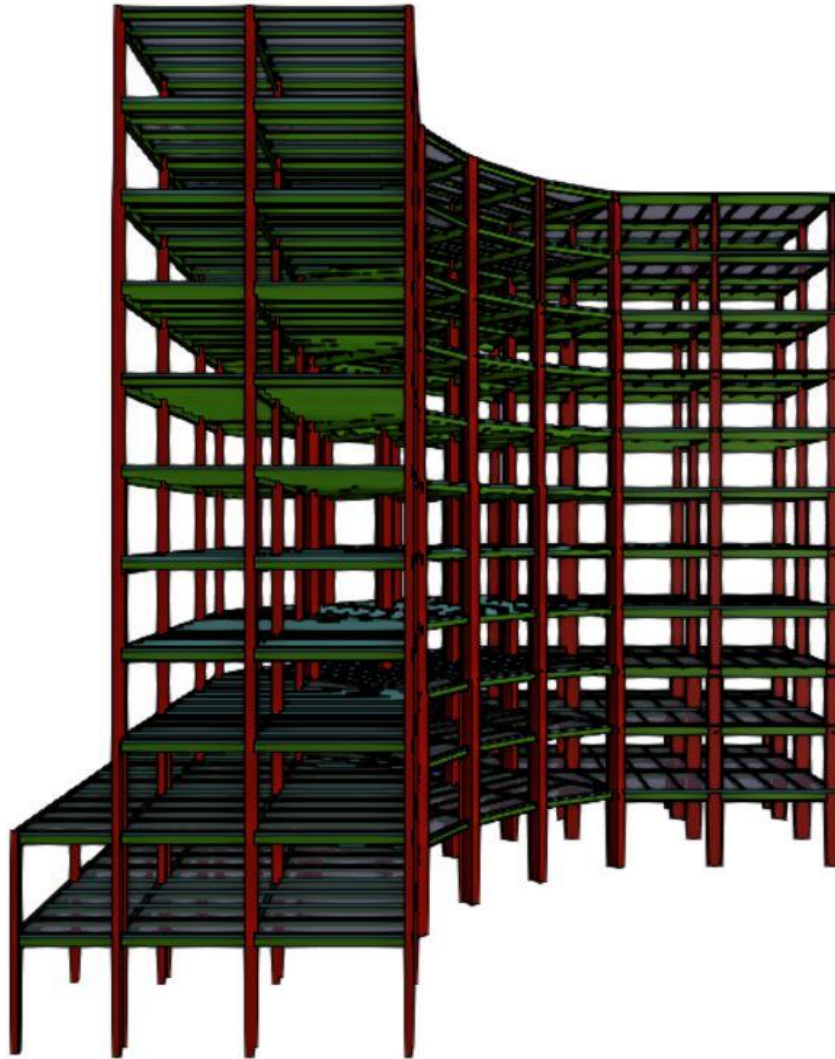


Figure.5.2 : Structure auto stable projection Y-Z.

On a regroupé les résultats de prédimensionnement des différents éléments de notre structure (poteaux, poutres, solives) dans le tableau suivant afin d'entamer l'étude dynamique.

Poutre principales	PE450
Poutre secondaires	IPE140
Solives	IPE140
Poteaux	HEA500; HEA340; HEA260 HEA180

Tableau. 5.2 : Les profilé de prédimensionnement

a) Caractéristiques dynamiques

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Mode	T	L _x	L _y	L _{gz}	M _x	M _y	Hypothèse X(1)	Hypothèse Y(1)
Mode 1	4.883	0.0758	0.0001	0.9971	26.23 %	0 %	R = 4 A = 0.205 m/s ²	R = 4 A = 0.205 m/s ²
Mode 2	3.784	0.0003	0.9961	0.0878	0 %	71.55 %	R = 4 A = 0.845 m/s ²	R = 4 A = 0.845 m/s ²
Mode 3	3.715	0.1003	0.0379	0.995	32.44 %	0 %	R = 4 A = 0.916 m/s ² D = 70.723 mm	R = 4 A = 0.916 m/s ² D = 70.723 mm
Mode 4	2.509	0.0173	0.0006	0.9999	20.8 %	0 %	R = 4 A = 1.009 m/s ²	R = 4 A = 1.009 m/s ²
Mode 5	1.794	0.0733	0.002	0.9973	3.02 %	0 %	R = 4 A = 1.549 m/s ²	R = 4 A = 1.549 m/s ²
Mode 6	0.650	0.0056	0.9998	0.0198	0 %	13.1 %	R = 4 A = 1.769 m/s ²	R = 4 A = 1.769 m/s ²
Mode 7	0.575	0.0705	0.0003	0.9975	6.58 %	0 %	R = 4 A = 1.923 m/s ²	R = 4 A = 1.923 m/s ²
Mode 8	0.480	0.0584	0.002	0.9983	1.24 %	0 %	R = 4 A = 2.106 m/s ² D = 12.2753 mm	R = 4 A = 2.106 m/s ² D = 12.2753 mm
Mode 9	0.360	0.0152	0.9724	0.2328	0 %	6.48 %	R = 4 A = 2.108 m/s ²	R = 4 A = 2.108 m/s ²
Mode 10	0.333	0.0697	0.0009	0.9976	3.39 %	0 %	R = 4 A = 2.108 m/s ²	R = 4 A = 2.108 m/s ²
Total					93.17 %	91.49 %		

Tableau 5.3 : Les périodes et les facteurs de participation massique

Avec :

T: Période de vibration en secondes.

L_x, L_y: Coefficients de participation normalisés dans chaque direction de l'analyse.

L_{gz}: Coefficient de participation normalisé correspondant au degré de liberté rotationnelle.

M_x, M_y: Pourcentage de masse déplacée pour chaque mode dans chaque direction de l'analyse.

R: Relation entre l'accélération de calcul en utilisant la ductilité attribuée à la structure et l'accélération de calcul obtenue sans ductilité.

A: Accélération de calcul, en incluant la ductilité.

b) Les résultats du model 1

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale T= 4,883s

- Le 1^{er} mode est un mode de torsion.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à y-y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.

Interprétations

Ce model nous donne une idée sur le comportement de la structure sans contreventement.

Le RPA99 révision 2003 impose le renforcement de telle structure avec des contreventements en X. La structure est très souple donc on doit augmenter de sa rigidité.

5.4.2.2. Modèle 2

Pour cette étape on a utilisé des palés triangulés en X et en V qui reprend la totalité des charges horizontale due au séisme et l'augmentation des :

c. Système de contreventement

Palées triangulées en X : Profilée Double UPN 140

Palées triangulées en V : Profilée Double UPN 140

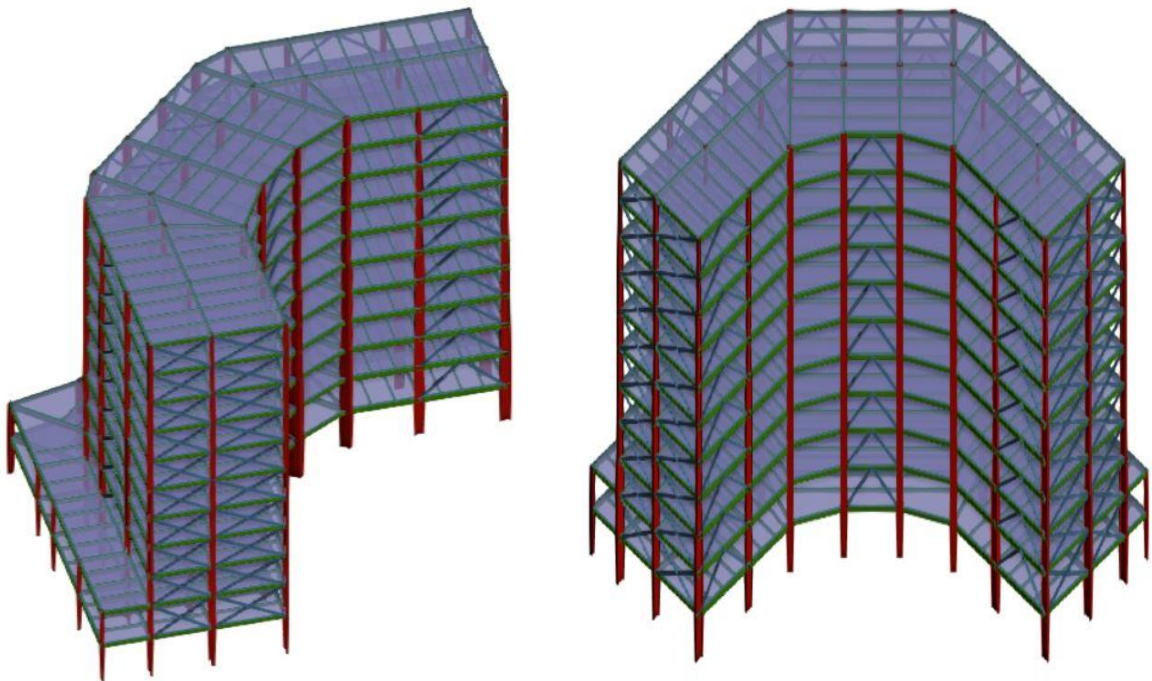


Figure.5.3 : Structure avec palées triangulées en X et en V.

a- Caractéristiques dynamiques

Mode	T	L _x	L _y	L _{gz}	M _x	M _y	Hypothèse X(1)	Hypothèse Y(1)
------	---	----------------	----------------	-----------------	----------------	----------------	----------------	----------------

Mode	T	L _x	L _y	L _{gz}	M _x	M _y	Hypothèse X(1)	Hypothèse Y(1)
Mode 1	1.851	0.1088	0.1125	0.9877	75.97 %	0 %	R = 4 A = 1.302 m/s ² D = 35.0223 mm	R = 4 A = 1.302 m/s ² D = 35.0223 mm
Mode 2	1.204	0.7043	0.6855	0.1845	0 %	76.1 %	R = 4 A = 1.324 m/s ² D = 33.8125 mm	R = 4 A = 1.324 m/s ² D = 33.8125 mm
Mode 3	0.827	0.021	0.0203	0.9996	5.39 %	5 %	R = 4 A = 1.508 m/s ² D = 26.1264 mm	R = 4 A = 1.508 m/s ² D = 26.1264 mm
Mode 4	0.352	0.2975	0.348	0.889	3.03 %	4.15 %	R = 4 A = 2.108 m/s ² D = 6.60629 mm	R = 4 A = 2.108 m/s ² D = 6.60629 mm
Mode 5	0.331	0.7194	0.6661	0.197	10.6 %	9.09 %	R = 4 A = 2.108 m/s ² D = 5.86075 mm	R = 4 A = 2.108 m/s ² D = 5.86075 mm
Mode 6	0.298	0.0349	0.037	0.9987	2.47 %	2.78 %	R = 4 A = 2.108 m/s ² D = 4.73213 mm	R = 4 A = 2.108 m/s ² D = 4.73213 mm
Mode 7	0.234	0.0971	0.1195	0.9881	0 %	0 %	R = 4 A = 2.108 m/s ² D = 2.9166 mm	R = 4 A = 2.108 m/s ² D = 2.9166 mm
Mode 8	0.234	0.1491	0.1279	0.9805	0 %	0 %	R = 4 A = 2.108 m/s ² D = 2.91393 mm	R = 4 A = 2.108 m/s ² D = 2.91393 mm
Mode 9	0.220	0.1629	0.0286	0.9862	0 %	0 %	R = 4 A = 2.108 m/s ² D = 2.57911 mm	R = 4 A = 2.108 m/s ² D = 2.57911 mm
Mode 10	0.220	0.2233	0.097	0.9699	0 %	0 %	R = 4 A = 2.108 m/s ² D = 2.57782 mm	R = 4 A = 2.108 m/s ² D = 2.57782 mm
Total					95.57 %	95.58 %		

Tableau 5.3 : Les périodes et les facteurs de participation massique

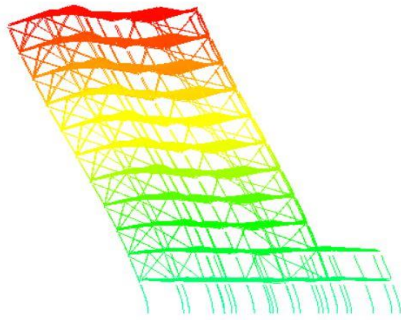
Avec :

- **T** : Période de vibration en secondes.
- **L_x, L_y** : Coefficients de participation normalisés dans chaque direction de l'analyse.
- **L_{gz}**: Coefficient de participation normalisé correspondant au degré de liberté rotationnelle.
- **M_x, M_y**: Pourcentage de masse déplacée pour chaque mode dans chaque direction de l'analyse.
- **R** : Relation entre l'accélération de calcul en utilisant la ductilité attribuée à la structure et l'accélération de calcul obtenue sans ductilité.
- **A** : Accélération de calcul, en incluant la ductilité.

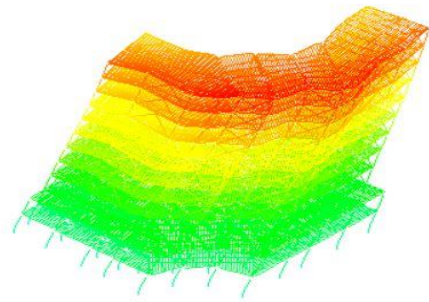
b- Les résultats

L'analyse dynamique de la structure a conduit à

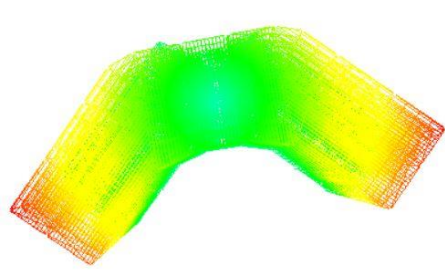
- Une période fondamentale : $T=1,85$ s.
 - Le 1^{er} mode est un mode de translation suivant y-y
 - Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant x-x
 - Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 5^{ème} mode.



1^{er} mode translation x-x.



2^{ème} mode translation parallèle à y-y.



3^{ème} mode de de torsion autour de z.

Figure 5.4 : Les trois premiers modes du 2^{ème} modèle

c. Résultantes des forces sismiques :

$$\text{Calcul de D : } \begin{cases} D_x = 2,5 \times \left(\frac{0,5}{0,764}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,88 \\ D_y = 2,5 \times \left(\frac{0,5}{0,756}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,90 \end{cases}$$

W : Poids de la structure, donne par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation et bureau (**Tableau 4.5**).

W = 61256,146 kN (calcul automatique)

d. Vérification de la résultante des forces sismiques

Sens	A	D	Q	R	W(KN)	V(KN)	0.8V (kN)
x-x	0.25	1,88	1.15	4	61256,14	7917.35	6333,88
y-y	0.25	1,90	1.20	4	61256,14	8365,29	6692.23

Si $V_{dyn} < 0.8V_{Sta}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (force, déplacement, moment, ...) par la valeur du rapport : $r = \frac{0.8V_{sta}}{V_{dyn}}$

D'après le fichier des résultats de **CYPE** on a :

0,8V_x	6333,88	r ₁	1,26	N.V
Ex max	5007.26			
0,8 V_y	6692.23	r ₂	1,34	N.V
Ey max	4997.95			

Remarque :

Les résultats de l'effort tranchant à la base non pas vérifier r donc on n'est pas obligé de vérifier les autres vérifications (déplacement inter étage et l'effet de P-d).

Alors on doit rigidifier la structure par augmentations des sections poteaux et des contreventements en X ou en V.

5.4.2.3. Modèle 3

Pour cette étape on augmente la section des poteaux et on a remplacé les poteaux centraux par des poteaux croix pour des raisons de stabilité et puisque les poteaux en croix jouent le rôle des contreventements.

Tableau 5.4 : Les sections et les profilés des éléments de 3^{ème} modèle.

ELEMENTS	PROFILE
Poteaux de rive	HEB 800 ; HEB 650, HEB 500; HEB360
Poteaux de central	2HEB 800 ; 2HEB 650, 2HEB 500; HEB360
Poutres principales	IPE 450
Poutres secondaires	IPE 360
Solives	IPE200
CV X	Profilée Double UPN 300
CV Y	Profilée Double UPN 300



Figure.5.6: La disposition des CV

c- Caractéristiques dynamiques

Mode	T	L _x	L _y	L _{gz}	M _x	M _y	Hypothèse X(1)	Hypothèse Y(1)
Mode 1	0.996	0.1286	0.001	0.9917	70.07 %	0 %	R = 4 A = 1.331 m/s ² D = 33.4636 mm	R = 4 A = 1.331 m/s ² D = 33.4636 mm
Mode 2	0.934	0.0048	0.9937	0.1119	0 %	76 %	R = 4 A = 1.391 m/s ² D = 30.6943 mm	R = 4 A = 1.391 m/s ² D = 30.6943 mm
Mode 3	0.771	0.0387	0.0145	0.9993	16.55 %	0 %	R = 4 A = 1.58 m/s ² D = 23.7896 mm	R = 4 A = 1.58 m/s ² D = 23.7896 mm
Mode 4	0.320	0.9876	0.0648	0.1429	6.81 %	0.03 %	R = 4 A = 2.108 m/s ²	R = 4 A = 2.108 m/s ²
Mode 5	0.305	0.0342	0.9725	0.2302	0.02 %	19.47 %	R = 4 A = 2.108 m/s ²	R = 4 A = 2.108 m/s ²
Mode 6	0.274	0.0493	0.0018	0.9988	4.53 %	0.01 %	R = 4 A = 2.108 m/s ²	R = 4 A = 2.108 m/s ²
Mode 7	0.153	0.0289	0.9774	0.2096	0 %	2.33 %	R = 4 A = 2.108 m/s ²	R = 4 A = 2.108 m/s ²
Mode 8	0.152	0.1072	0.0114	0.9942	0.38 %	0 %	R = 4 A = 2.108 m/s ²	R = 4 A = 2.108 m/s ²
Mode 9	0.151	0.0601	0.8579	0.5103	0 %	0.49 %	R = 4 A = 2.11 m/s ²	R = 4 A = 2.11 m/s ²
Mode 10	0.150	0.1076	0.0074	0.9942	0.82 %	0 %	R = 4 A = 2.116 m/s ²	R = 4 A = 2.116 m/s ²
Total					99.18 %	98.33 %		

Tableau 5.4 : Les périodes et les facteurs de participation massique

Avec :

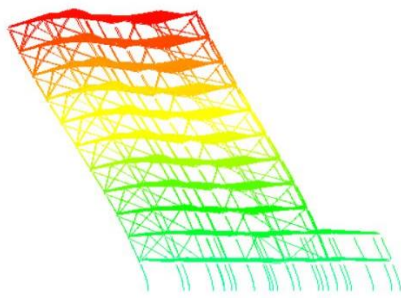
- T : Période de vibration en secondes.

- L_x, L_y : Coefficients de participation normalisés dans chaque direction de l'analyse.
- L_{gz} : Coefficient de participation normalisé correspondant au degré de liberté rotationnelle.
- M_x, M_y : Pourcentage de masse déplacée pour chaque mode dans chaque direction de l'analyse.
- R : Relation entre l'accélération de calcul en utilisant la ductilité attribuée à la structure et l'accélération de calcul obtenue sans ductilité.

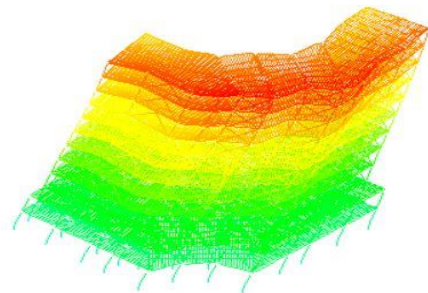
d- Les résultats

L'analyse dynamique de la structure a conduit à

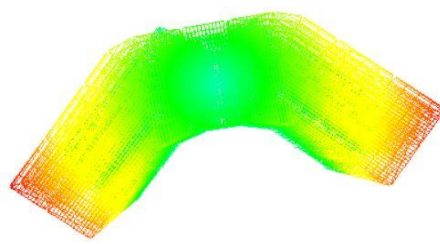
- Une période fondamentale : $T = 0.996s$.
 - Le 1^{er} mode est un mode de translation suivant y-y
 - Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant x-x
 - Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 5^{ème} mode.



1^{er} mode translation x-x.



2^{ème} mode translation parallèle à y-y.



3^{ème} mode de de torsion autour de z.

Figure 5.5 : Les trois premiers modes du 3^{ème} modèle.

c. Résultantes des forces sismiques

$$\text{Calcul de } D : \begin{cases} D_x = 2,5 \times \left(\frac{0,5}{0,764}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,88 \\ D_y = 2,5 \times \left(\frac{0,5}{0,756}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,90 \end{cases}$$

W : Poids de la structure, donne par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation et bureau (**Tableau 4.5**).

W = 66658.58 kN (calcul automatique par **CYPE**)

d. Vérification de la résultante des forces sismiques

Sens	A	D	Q	R	W(KN)	V(KN)	0.8V (kN)
x-x	0.25	1,88	1.15	4	66658.58	8615,62	6892,50
y-y	0.25	1,90	1.20	4	66658.58	9103,06	7282,45

D'après les résultats de **CYPECAD** on a :

➤ $V_{tx} = 6946.01 > 0,8V_x = 6892,50 \text{ KN}$

➤ $V_{ty} = 7737.71 > 0,8V_y = 7282,45 \text{ KN}$

0,8V_x	6892,50	r ₁	0,99	V
V_x max	6946.01			
0,8 V_y	7282,45	r ₂	0,94	V
V_y max	7737.71			

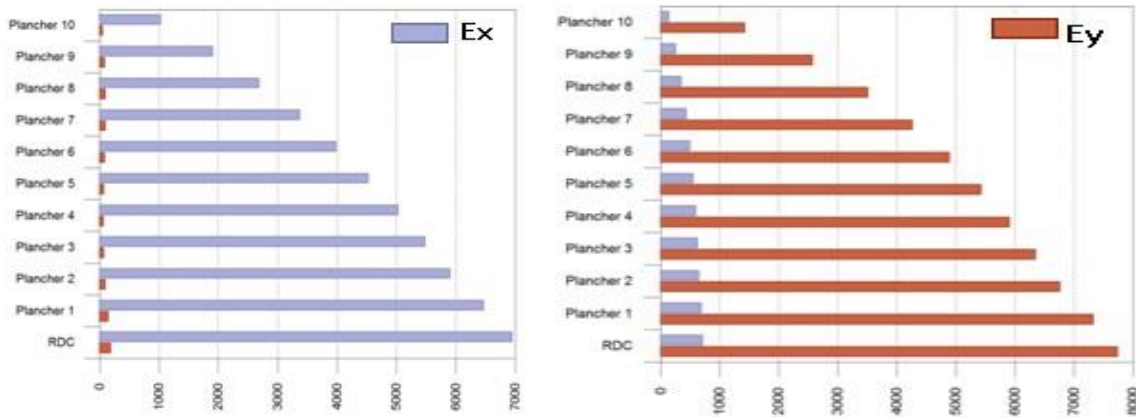


Figure 5.5 : La forces sismiques pour chaque étage

e. Vérification des déplacements latéraux inters étage

Les déplacements relatifs latéraux entre étages ne doivent pas dépasser 1,0% de la hauteur de l'étage

$$\Delta d = |d_i - d_{i-1}| \leq 0.01 h_{\text{étage}}$$

Etage	Ux(cm)	Delta Ux (cm)	Uy (cm)	Delta Uy (cm)	H poteau (cm)	0,01h (cm)	Note
10	22.7	2.8	20.3	2	340	3.4	V
9	21.5	2.8	18.3	2.1	340	3.4	V
8	18.9	2.8	15.4	2.1	340	3.4	V
7	15.4	2.8	13.2	2.2	340	3.4	V
6	12.7	2.6	10.9	2.1	340	3.4	V
5	9.9	2.5	8.8	2.1	340	3.4	V
4	7.6	2.3	6.8	1.9	340	3.4	V
3	5.2	2.1	4.9	1.7	340	3.4	V
2	3.3	1.7	3.2	1.5	340	3.4	V
1	1.8	1.2	1.7	1.1	380	3.8	V
RDC	0.6	0.6	0.6	0.6	440	4.4	V

f. Vérification de l'effet P-\Delta (effet de second ordre)

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-\Delta) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \quad \text{« RPA99 version 2003 » [1]}$$

Avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

Tableau 5.5 : Vérification des déplacements inter étages du model final

Etage	H _k (cm)	WPk (kN)	Δk (cm)	sens x-x Vk (kN)	θ _k	WPk(KN)	Δk (cm)	sens y-y Vk (kN)	θ _k	Note
10	340	5573.832	2.8	1025.270	0.033	5567.77	2	1420.640	0.022	V
9	340	5444.122	2.8	1906.380	0.039	5432.00	2.1	2196,79	0.03	V
8	340	5489.269	2.8	2686.553	0.045	5477.15	2.1	2567.991	0.032	V
7	340	5515.063	2.8	3372.522	0.052	5502.94	2.2	3505.966	0.037	V
6	340	5515.063	2.6	3978.254	0.053	5502.94	2.1	4264.599	0.04	V
5	340	5557.016	2.5	4526.045	0.056	5544.90	2.1	5428.150	0.043	V
4	340	5578.229	2.3	5024.007	0.055	5566.11	1.9	5905.866	0.042	V
3	340	5578.229	2.1	5482.812	0.051	5566.11	1.7	6345.879	0.04	V
2	340	5621.191	1.7	5898.414	0.043	5609.07	1.5	6755.192	0.037	V
1	380	8379.730	1.2	6466.130	0.031	8367.32	1.1	7321.550	0.03	V
RDC	440	8406.839	0.6	6946.005	0.017	8400.49	0.6	7737.707	0.016	V

✓ Vu que les résultats obtenus sont inférieurs à 0,1, d'où les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés.

❖ **Conclusion :**

Les étapes de vérification suivies pour définir le modèle final étaient de :

- Déterminer les modes propres de telle sorte que le 1^{ère} et 2^{ème} translation, la 3^{ème} torsion pour avoir plus de sécurité.
- Vérifier la résultante de l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente pour savoir si on va amplifier ou pas les paramètres de réponse de la structure par le rapport $(0,8V_{st} / V_{dy})$ Vérifier le déplacement inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- Vérifier l'effet P-Δ pour la stabilité de structure.

CHAPITRE 6 :

Exploitation des résultats

6.1. Introduction

La résistance de l'élément est vérifiée si sa stabilité et la résistance de toutes ses section sont s'assurées sous les charges de calcul ; à l'issue de l'analyse locale au second ordre, il exige que sous toutes les combinaisons d'action possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée, globalement au niveau de la structure et individuellement au niveau de chaque élément.

6.2. Les sollicitations des poteaux

Les poteaux sont soumis à la flexion composée où chaque poteau est soumis à un effort normal « N » et deux moments fléchissant. 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 :

- Une compression maximale et un moment correspondant ;
- Un moment maximal et une compression correspondante ;

6.2.1. Combinaisons des charges

Les vérifications doivent être faites sous les combinaisons suivantes :

$$1.35G + 1.5Q$$

$$G + Q \pm E_x$$

$$G + Q \pm E_y$$

$$0.8G \pm E_x$$

$$0.8G \pm E_y$$

6.2.3. Les efforts internes :

➤ Poteau central :

Les efforts internes du logiciel CYPECAD sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 6.1 : Les efforts internes de poteau central.

Plancher	Section	combinaison	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)
Plancher 10	2xHE 360 B	1.35G+1.5Q	303.7	-12.1	-23.8
		G+Q+Ex	246.0	-86.1	-10.8
		G+Q-Ex	210.6	-39.3	25.5
		G+Q+Ey	234.7	-41.8	25.4
		G+Q-Ey	253.5	-84.3	-13.9
		0.8G+Ex	377.3	28.8	-0.8

Plancher	Section	combinaison	N	Mxx	Myy
			(kN)	(kN·m)	(kN·m)
		0.8G-Ex	253.8	60.1	8.8
		0.8G+Ey	292.7	-16.7	-11.1
		0.8G-Ey	242.6	33.1	-11.0
Plancher 9	2xHE 360 B	1.35G+1.5Q	692,87	120,01	11,21
		G+Q+Ex	284.1	-66.2	-5.3
		G+Q-Ex	390.9	-22.8	21.4
		G+Q+Ey	639.0	-25.1	-6.6
		G+Q-Ey	421.4	-65.8	
		0.8G+Ex	124.4	-31.9	
		0.8G-Ex	524.7	116.5	
		0.8G+Ey	291.8	-96.6	5.9
		0.8G-Ey	396.7	19.5	-12.2
Plancher 8	2xHE 500 B	1.35G+1.5Q	7.2	-90.0	-7.4
		G+Q+Ex	1976.7	51.9	8.3
		G+Q-Ex	232.3	-97.2	-7.3
		G+Q+Ey	533.2	-37.7	24.1
		G+Q-Ey	15.2	66.8	7.2
		0.8G+Ex	1286.8	-36.0	-8.1
		0.8G-Ex	242.4	72.7	7.0
		0.8G+Ey	543.4	31.6	-13.8
Plancher 7	2xHE 500 B	1.35G+1.5Q	-205.2	-79.9	-6.0
		G+Q+Ex	2010.7	48.7	6.8
		G+Q-Ex	97.6	-85.9	-5.8
		G+Q+Ey	681.2	-30.5	24.7
		G+Q-Ey	-197.2	74.1	6.4
		0.8G+Ex	1920.8	-44.8	-7.3
		0.8G-Ex	107.7	79.8	6.2
		0.8G+Ey	708.4	29.3	-16.7
		0.8G-Ey	691.3	30.2	-16.5
Plancher 6	2xHE 500 B	1.35G+1.5Q	494.9	-77.6	-5.8
		G+Q+Ex	1345,7	-124,3	17,77
		G+Q-Ex	113.0	-84.1	-5.6
		G+Q+Ey	828.7	-32.2	23.9
		G+Q-Ey	486.9	74.2	5.5
		0.8G+Ex	2140.5	-51.2	-6.4
		0.8G-Ex	102.9	78.7	5.3

Plancher	Section	combinaison	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)
		0.8G+Ey	854.1	23.5	-19.0
Plancher 5	2xHE 650 B	1.35G+1.5Q	834.2	-87.5	-5.4
		G+Q+Ex	3112.5	45.5	6.6
		G+Q-Ex	187.6	-97.6	-5.0
		G+Q+Ey	978.3	-40.0	22.9
		G+Q-Ey	370.9	-95.6	-5.2
		0.8G+Ex	831.2	98.7	5.2
		0.8G-Ex	3431.4	-69.4	-6.4
		0.8G+Ey	365.5	104.4	5.0
		0.8G-Ey	1004.3	30.0	-20.8
Plancher 4	2xHE 650 B	1.35G+1.5Q	1216.9	-67.4	-4.6
		G+Q+Ex	3244.4	28.8	5.8
		G+Q-Ex	405.7	-82.6	-4.2
		G+Q+Ey	1201.6	-34.1	70.9
		G+Q-Ey	671.3	-74.8	-4.3
		0.8G+Ex	1132.5	-34.7	20.7
		0.8G-Ex	1214.1	107.5	4.3
		0.8G+Ey	3263.4	-78.5	-5.6
		0.8G-Ey	666.1	113.3	4.0
Plancher 3	2xHE 650 B	1.35G+1.5Q	1644.6	-54.6	-3.9
		G+Q+Ex	3703,54	-114,57	10,4
		G+Q-Ex	691.1	-75.8	-3.7
		G+Q+Ey	1385.3	-35.9	18.6
		G+Q-Ey	932.3	-65.8	-3.6
		0.8G+Ex	1439.4	-31.9	13.9
		0.8G-Ex	1651.7	116.5	2.8
		0.8G+Ey	2160.8	-96.6	-4.2
		0.8G-Ey	1019.9	119.9	2.6
Plancher 2	2xHE 800 B	1.35G+1.5Q	2102.2	-49.7	-3.0
		G+Q+Ex	5064.9	-2.2	4.7
		G+Q-Ex	2912,49	46,60	86,60
		G+Q+Ey	1565.3	-35.7	15.1
		G+Q-Ey	1274.0	-61.8	-3.6
		0.8G+Ex	2094.4	135.4	3.7
		0.8G-Ex	3082.6	-104.9	-5.5
		0.8G+Ey	1374.9	146.0	3.1

Plancher	Section	combinaison	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)
			0.8G-Ey	1492.4	75.9
Plancher 1	2xHE 800 B	1.35G+1.5Q	2735.9	-99.3	-1.1
		G+Q+Ex	2739,98	262,88KN	51,91
		G+Q-Ex	1252.0	-158.5	-1.4
		G+Q+Ey	2408.6	-23.0	19.1
		G+Q-Ey	3306.3	-8.1	4.5
		0.8G+Ex	2723.0	-211.6	0.4
		0.8G-Ex	5208.5	246.9	-2.8
		0.8G+Ey	3337.2	105.4	-9.0
		0.8G-Ey	3359.7	130.5	-19.5
RDC	2xHE 800 B	1.35G+1.5Q	3027.7	-249.7	-0.6
		G+Q+Ex	2090.6	195.0	2.6
		G+Q-Ex	1870.6	-348.7	20.8
		G+Q+Ey	5465.08	216,41	48,52
		G+Q-Ey	2319.0	-319.0	0.5
		0.8G+Ex	1743.9	-313.3	21.7
		0.8G-Ex	3901.6	245.7	-419.2
		0.8G+Ey	1037.3	537.4	-82.1
		0.8G-Ey	4060.4	-217.0	80.7

6.3. Les résultats de la poutre principale :

Les éléments poutres sont bi encasté dans le sens porteur, supportant la charge du Plancher et travaillant principalement à la flexion sous ces charges

6.3.1. Poutres principales d'étage courant :

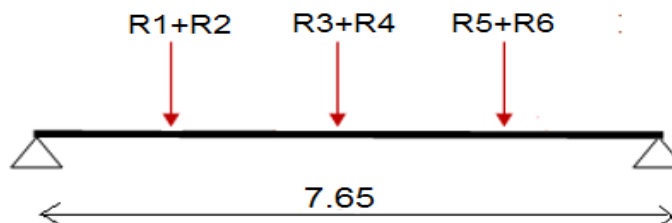


Figure 6.1 : Schéma statique de la poutre IPE450

- **Diagramme de moment de flexion**

A l'aide de logiciel **CYPECAD** on a obtenu le diagramme suivant :

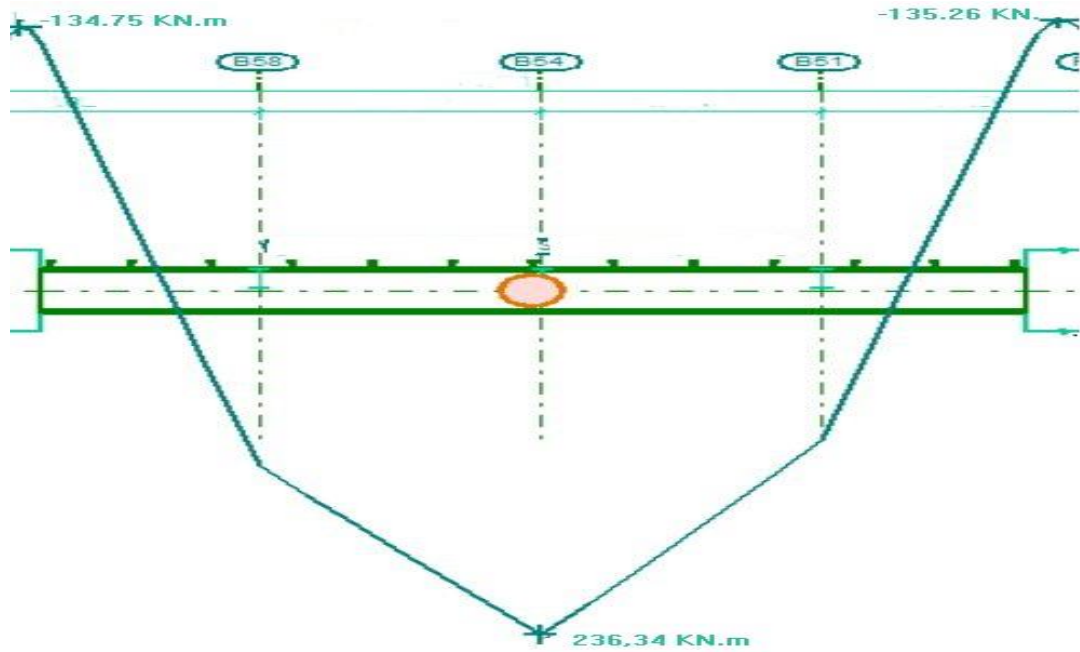


Figure 6.2 : Diagramme du moment de la poutre IPE450

○ **Combinaison la plus défavorable :**

$$\Rightarrow G+Q+E_y \quad \rightarrow \quad M_{sd} = 236.34 \text{ KN.m}$$

● **Diagramme de l'effort tranchant**

A l'aide de logiciel **CYPECAD** on a obtenu le diagramme suivant :

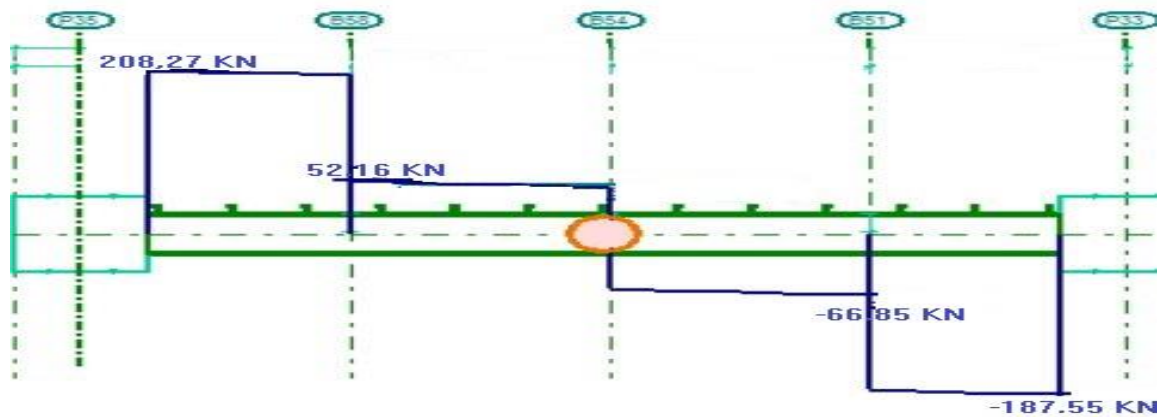


Figure 6.3 : Diagramme de l'effort tranchant de la poutre IPE450

6.3.2. Poutres principales de terrasse :

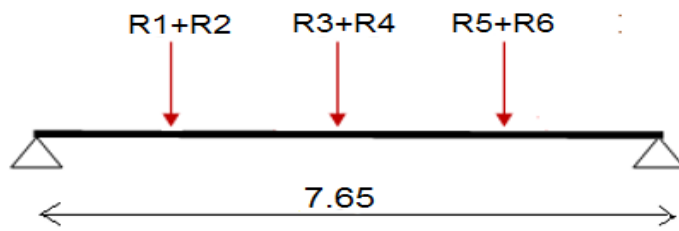


Figure 6.4 : Schéma statique de la poutre IPE450

- **Diagramme de moment de flexion**

A l'aide de logiciel **CYPECAD** on a obtenu le diagramme suivant :

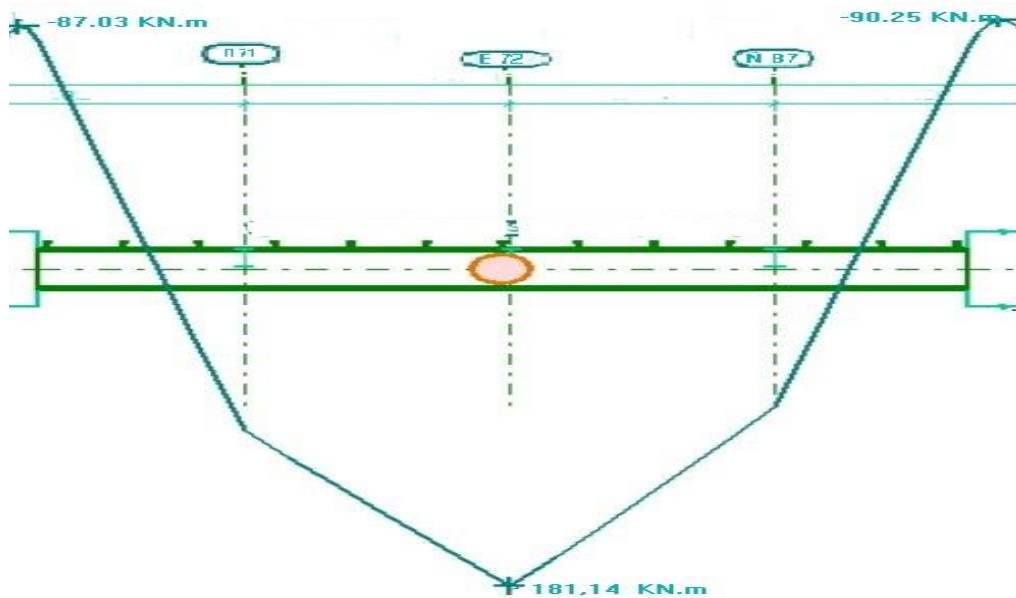


Figure 6.5 : Diagramme du moment de la poutre IPE450

- **Combinaison la plus défavorable :**

$$\Rightarrow G+Q+E_y \quad \rightarrow \quad M_{sd} = 181,14 \text{ KN.m}$$

- **Diagramme de l'effort tranchant**

A l'aide de logiciel **CYPECAD** on a obtenu le diagramme suivant :

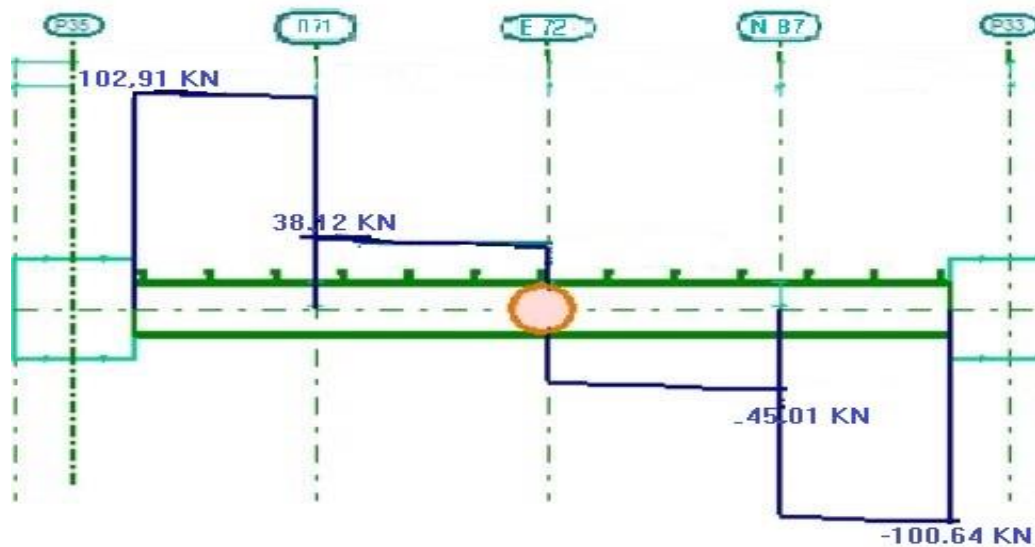


Figure 6.7 : Diagramme de l'effort tranchant de la poutre IPE450

○ **Combinaison la plus défavorable :**

$$\Rightarrow G+Q+E_y \quad \rightarrow \quad V_{sd} = 102,91 \text{ KN}$$

6.4. Conclusion :

On regroupe les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel sous la combinaison pour chaque élément comme suit :

➤ **Les poteaux**

a) Le poteau central RDC ,1^{ère} et 2^{ème} étage :

$$N_{sd}^{\max} = 5465,08 \text{ KN} ; M_{sd,y}^{\text{cor}} = -216,41 \text{ KN.m} ; M_{sd,z}^{\text{cor}} = 28,52 \text{ KN.m (G+Q+E}_y)$$

$$M_{sd,y}^{\max} = 262,88 \text{ KN.m} ; N_{sd}^{\text{cor}} = 2739,98 \text{ KN} ; M_{sd,z}^{\text{cor}} = 51,91 \text{ KN.m (G+Q+E}_x)$$

$$M_{sd,z}^{\max} = 86,60 \text{ KN.m} ; N_{sd}^{\text{cor}} = 2912,49 \text{ KN} ; M_{sd,y}^{\text{cor}} = 46,60 \text{ KN.m (G+Q-E}_x)$$

b) le poteau central 3^{ème} , 4^{ème} , 5^{ème} étage :

$$N_{sd}^{\max} = 3703,54 \text{ KN} ; M_{sd,y}^{\text{cor}} = -114,57 \text{ KN.m} ; M_{sd,z}^{\text{cor}} = 10,54 \text{ KN.m (G+Q+E}_x)$$

$$M_{sd,y}^{\max} = 119,90 \text{ KN.m} ; N_{sd}^{\text{cor}} = 1019,90 \text{ KN} ; M_{sd,z}^{\text{cor}} = 2,5 \text{ KN.m (0.8G-E}_y)$$

$$M_{sd,z}^{\max} = 18,60 \text{ KN.m} ; N_{sd}^{\text{cor}} = 1385,3 \text{ KN} ; M_{sd,y}^{\text{cor}} = -88,9 \text{ KN.m (G+Q-E}_y)$$

c) Le poteau central 6^{eme} , 7^{eme} , 8^{eme} étage :

$$N_{sd}^{\max} = 2345.7 \text{ KN} ; M_{sd,y}^{\text{cor}} = -124.30 \text{ KN.m} ; M_{sd,z}^{\text{cor}} = 17.77 \text{ KN.m (G+Q+Ex)}$$

$$M_{sd,y}^{\max} = -129.30 \text{ KN.m} ; N_{sd}^{\text{cor}} = 1452.45 \text{ KN} ; M_{sd,z}^{\text{cor}} = 12.41 \text{ KN.m (G+Q+Ex)}$$

$$M_{sd,z}^{\max} = 22.78 \text{ KN.m} ; N_{sd}^{\text{cor}} = 1107.4 \text{ KN} ; M_{sd,y}^{\text{cor}} = -89.9 \text{ KN.m (G+Q-Ey)}$$

a) Le poteau central 9^{eme} , 10^{eme} étage :

$$N_{sd}^{\max} = 629.87 \text{ KN} ; M_{sd,y}^{\text{cor}} = 120.0 \text{ 1KN.m} ; M_{sd,z}^{\text{cor}} = 11.21 \text{ KN.m (1.35G+1.5Q)}$$

$$M_{sd,y}^{\max} = -100.10 \text{ KN.m} ; N_{sd}^{\text{cor}} = 601.74 \text{ KN} ; M_{sd,z}^{\text{cor}} = 3.41 \text{ KN.m (G+Q+Ex)}$$

$$M_{sd,z}^{\max} = 12.41 \text{ KN.m} ; N_{sd}^{\text{cor}} = 315.85 \text{ KN} ; M_{sd,y}^{\text{cor}} = -47.5 \text{ KN.m (G+Q-Ey)}$$

➤ **Les poutres :**

➤ **Poutre principale d'étage courant :**

$$\left. \begin{array}{l} M_{sd} = 236,34 \text{ KN.m} \\ V_{sd} = 208,27 \text{ KN} \end{array} \right\} \rightarrow \quad (\text{G+Q+Ey})$$

➤ **Poutre principale de terrasse :**

$$\left. \begin{array}{l} M_{sd} = 181,14 \text{ KN.m} \\ V_{sd} = 102,91 \text{ KN} \end{array} \right\} \rightarrow \quad (\text{G+Q+Ey})$$

➤ **Poutre seconder d'étage courant :**

$$\left. \begin{array}{l} M_{sd} = 115,78 \text{ KN.m} \\ V_{sd} = 95,51 \text{ KN} \end{array} \right\} \rightarrow \quad (\text{G+Q+Ex})$$

➤ **Poutre seconder de terrasse :**

$$\left. \begin{array}{l} M_{sd} = 88,59 \text{ KN.m} \\ V_{sd} = 72,91 \text{ KN} \end{array} \right\} \rightarrow \quad (\text{G+Q+Ex})$$

➤ **Les Palées de stabilité :**

a) Palée de stabilité en X :

$$N_{sd} = 519,82 \text{ KN}$$

b) Palée de stabilité en V inversé :

$$N_{sd} = 420,46 \text{ KN}$$

CHAPITRE 7 :

Vérification des éléments

7.1.Introduction

Dans ce chapitre, on vérifiera les éléments structuraux de notre ouvrage en se basant sur les règles de conceptions et de calcul des structures en acier CCM97 ou ECO 03 et en tenant compte des principes du règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

7.2.Classification des ossatures de la structure

Une structure métallique est classée sur base des critères suivants selon l'ECO 03:[art.5.2]

- **Classification en ossature contreventées ou non- contreventées**

Une ossature est classée comme contreventée lorsque le système de contreventement réduit les déplacements horizontaux d'au moins 80%.

- **Exemple de vérification suivant l'axe y-y pour l'étage le plus sollicité :**

$$\psi_{CV} \leq 0,2 \quad \psi_{non-CV} \leq 0,2 \quad \psi_{CV} = 2,8 \text{ cm} < 0,2 \quad \psi_{non-CV} = 0,2 \times 26,15 = 5,23 \text{ cm}$$

- **Classification en ossature rigide ou souple**

Une ossature est classée comme ossature rigide, si $\alpha_{cr} = \frac{\delta.V}{h.P} \leq 0,1$

$$\text{Pour le 7}^{eme} \text{ étage : } \alpha_{cr} = \frac{2,8 \times 4237}{340 \times 25725} = 0,013 \leq 0,1 \dots\dots\dots CV$$

Les conditions étant vérifiées d'où notre structure est classée comme une structure à nœuds fixes.

7.3Vérification des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux qui reprennent les charges venant des poutres et les transmettent aux fondations. Les poteaux travaillent généralement en flexion composées.

- **Les efforts internes**

Les vérifications doivent être faites sous les combinaisons suivantes :

$$G+ Q \pm E \quad ; \quad 0,8G \pm E$$

$$N_{sd}^{max} = 5465,08 \text{ KN} ; M_{sd,y}^{cor} = -216,41 \text{ KN.m} ; M_{sd,z}^{cor} = 28,52 \text{ KN.m (G+Q+Ey)}$$

$$M_{sd,y}^{max} = 262,88 \text{ KN.m} ; N_{sd}^{cor} = 2739,98 \text{ KN.m} ; M_{sd,z}^{cor} = 51,91 \text{ KN.m (G+Q+Ex)}$$

$$M_{sd,z}^{max} = 86,60 \text{ KN.m} ; N_{sd}^{cor} = 2912,49 \text{ KN} ; M_{sd,y}^{cor} = 46,60 \text{ KN.m (G+Q-Ex)}$$

• **Vérification de la stabilité au flambement composée**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,rd}} + \frac{K_y M_{sd,y}}{W_{ply,rd}} + \frac{K_z M_{sd,z}}{W_{plz,rd}} \leq 1 \dots\dots\dots \text{classe 1.}$$

Avec :

$$N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{et} \quad \mu_{y,z} = \bar{\lambda}_{y,z} (2 \cdot \beta_{M,y,z} - 4) + \left(\frac{W_{ply,z} - W_{ely,z}}{W_{ely,z}} \right) \leq 0,90$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{et} \quad M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

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

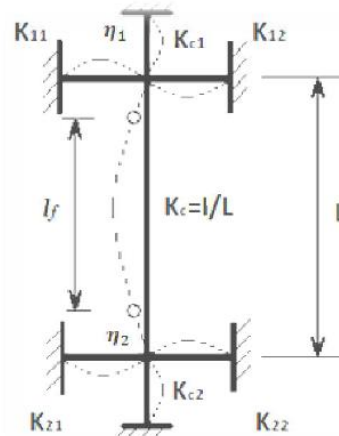
➤ **Exemple de calcul**

a. **Niveau RDC**

Tableau.7.1: Caractéristiques du profilé croisé 2HEB800

Section	Caractéristiques							
	$I_y \text{ cm}^4$	$I_z \text{ cm}^4$	$W_{ply} \text{ cm}^3$	$W_{ely} \text{ cm}^3$	$W_{plz} \text{ cm}^3$	$W_{elz} \text{ cm}^3$	$i_y \text{ cm}$	$i_z \text{ cm}$
665,29	373986.5	373986.5	11793.1	9349.66	11793.1	9349.66	23,7	23,7

- { Poteau : 2 HEB 800 (poteau croisé)
- { Poutre : IPE 360



Longueur de flambement pour un mode déplaçable.

- **Sens Y-Y : (Nœud fixe)**
 - **Facteurs de distribution de rigidité dans les nœuds 1 et 2 ($\eta_1 + \eta_2$)**

$$K_C^{\text{HEB 800 croisé}} = K_{C,1}^{\text{HEB 800 croisé}} = \frac{373986,5}{440} = 849,96 \text{ cm}^3 ;$$

$$K_{b,11}^{\text{IPE 450}} = K_{b,12}^{\text{IPE 450}} = \frac{33740}{765} = 21,27 \text{ cm}^3 ;$$

$$K_{C,2} = 0 ; \quad K_{b,21} = K_{b,22} = 0 ;$$

$$\eta_1 = \frac{(2 \times 849,96)}{(2 \times 849,96) + (2 \times 21,27)} = 0,97 \quad \text{et} \quad \eta_2 = 0 \dots \dots \dots \text{encastrement.}$$

$$L_{f,y} = \left[\frac{1 + (0,145 \times 0,97)}{2 - (0,364 \times 0,97)} \right] \times 4,40 \quad \Rightarrow \quad L_{f,y} = 3,05 \text{ m}$$

○ **Sens Z-Z : (Nœud fixe)**

• **Facteurs de distribution de rigidité dans les nœuds 1 et 2 ($\eta_1 + \eta_2$)**

$$K_C^{\text{HEB 500 croisé}} = K_{C,1}^{\text{HEB 500 croisé}} = \frac{373986,5}{440} = 849,96 \text{ cm}^3 ;$$

$$K_{b,11}^{\text{IPE 450}} = K_{b,21}^{\text{IPE 450}} = \frac{1043}{450} = 2,31 \text{ cm}^3 ;$$

$$K_{C,2} = 0 ; \quad K_{b,21} = K_{b,22} = 0 ;$$

$$\eta_1 = \frac{(2 \times 849,96)}{(2 \times 849,96) + (2 \times 2,31)} = 0,997 \quad \text{et} \quad \eta_2 = 0 \dots \dots \dots \text{encastrement.}$$

$$L_{f,z} = \left[\frac{1 + (0,145 \times 0,997)}{2 - (0,364 \times 0,997)} \right] \times 4,40 \quad \Rightarrow \quad L_{f,z} = 3,07 \text{ m}$$

• **Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{y,z}$**

$$\lambda_y = \frac{L_{f,y}}{i_y} = \frac{305}{23,7} = 12,86 \quad \Rightarrow \quad \lambda_y = \frac{12,86}{93,91\varepsilon} = 0,15 < 0,2 \text{ alors il n'y a pas risque de flambement.}$$

$$\lambda_z = \frac{L_{f,z}}{i_z} = \frac{307}{23,7} = 12,95 \quad \Rightarrow \quad \lambda_z = \frac{13,41}{93,91\varepsilon} = 0,15 < 0,2 \text{ alors il n'y a pas risque de flambement.}$$

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

➤ D'où le poteau ne risque pas de se flamber dans les deux sens.

➤ **Calcul de χ_{\min} :**

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\Phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

Avec :

$$\frac{h}{b} = \frac{800}{300} = 2,66 < 1,2$$

et $T_f > 100 \text{ mm}$

⇒ Courbe de flambement (Z-Z) b ⇒ $\alpha_y = 0,34$

\Rightarrow Courbe de flambement (Y-Y) b $\Rightarrow \alpha_z = 0,34$

$$\Phi_z = 0,56 \implies \chi_z = 0,5 < 1$$

$$\Phi_y = 0,67 \implies \chi_y = 0,5 < 1$$

➤ **Calcul de K_y et K_z**

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

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times ((2 \times \beta_{My}) - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \text{ Avec } \mu_y \leq 0,90$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \times ((2 \times \beta_{Mz}) - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \text{ Avec } \mu_z \leq 0,90$$

Avec : β_{My}, β_{Mz} : « facteur de moment uniforme équivalent »

$$\beta_{My} = 1,8 - 0,7 \cdot \varphi \text{ Avec } \varphi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} \quad -1 \leq \varphi \leq 1$$

$$\varphi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = \frac{-201,55}{226,46} = -1 \quad \longrightarrow \quad B_{my} = 2,8$$

$$\beta_{Mz} = 1,8 - 0,7 \cdot \varphi \text{ Avec } \varphi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} \quad -1 \leq \varphi \leq 1$$

$$\varphi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = \frac{-0,03}{127,99} = -1 \quad \longrightarrow \quad B_{mz} = 2,8$$

A.N

$$\mu_y = 0,51 < 0,90 \quad (\text{OK})$$

$$k_y = 1 + \frac{0,51 \times 5465,08 \times 10^3}{0,5 \times 66529 \times 275} = 1,30 < 1,5$$

$$\mu_z = 0,51 < 0,90 \quad (\text{OK})$$

$$k_z = 1 + \frac{0,51 \times 5465,08 \times 10^3}{0,5 \times 66529 \times 275} = 1,30 < 1,5$$

• **Vérification**

$$\frac{5465,08 \times 10^3}{0,5 \times 66529 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1,42 \times (-216,41) \times 10^3}{11793,1 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1,42 \times 28,52 \times 10^3}{11793,1 \times \frac{275}{1,1}} = 0,68 < 1$$

\Rightarrow condition vérifiée

• **Vérification du déversement**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_Z \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_{LT} \times M_{y.sd}}{\chi_{LT} \times W_{pl.y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \times M_{z.sd}}{W_{pl.z} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Où :

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_Z \times A \times f_y} \quad \text{pour } K_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_Z \times \beta_{M.LT} - 0,15 \quad \text{pour } \mu_{LT} \leq 0,90$$

A

vec :

$\beta_{M.LT}$: Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

$$\beta_{M.LT} = 1,43$$

$$\mu_{LT} = -0,11 \leq 0,90$$

$$K_{LT} = 1$$

➤ **Calcul de χ_{LT}**

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

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

$$C_1 = 1,132 \quad (\text{CCM97.Tab.B.1.2})$$

$$\lambda_{LT} = 12,49$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \frac{\lambda_{Lt}}{86,80} = \frac{12,49}{86,80}$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = 0,14 < 0,4 \implies \text{alors il n'y a pas risque de déversement}$$

$$\Phi_{Lt} = 0,5 \times [1 + \alpha_{Lt} (\bar{\lambda}_{Lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{Lt}^2]$$

$$\alpha_{Lt} = 0,34$$

$$\Phi_{LT} = 0,49$$

$$\text{Donc : } \chi_{Lt} = 0,95$$

Vérification

$$\frac{5462,55 \times 10^3}{0,5 \times 47520 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1 \times (-222,67) \times 10^3}{0,95 \times 6103 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1,09 \times 25,04 \times 10^3}{6103 \times \frac{275}{1,1}} = 0,76 < 1$$

\implies condition vérifiée

b. Niveau 3^{ème}-4^{ème}-5^{ème} étages

Poteau : 2 HEB 650 (poteau croisé)

Poutre : IPE 360

• **Les efforts internes du niveau**

$$N_{sd}^{\max} = 3703,54 \text{ KN} ; M_{sd,y}^{\text{cor}} = -114,57 \text{ KN.m} ; M_{sd,z}^{\text{cor}} = 10,54 \text{ KN.m (G+Q+Ex)}$$

• **La stabilité du poteau intermédiaire au flambement composée**

Vérification de la stabilité au flambement du (3-4-5)^{ème} niveau

Suivant l'axe YY		Suivant l'axe ZZ	
Poteau	$K_C^{\text{HEB650}} = K_{C,1}^{\text{HEB650}} = 629,4 \text{ cm}^3$	Poteau	$K_C^{\text{HEB650}} = K_{C,1}^{\text{HEB650}} = 629,4 \text{ cm}^3$
	$K_{C,2}^{\text{HEB800}} = 849,96 \text{ cm}^3$		$K_{C,2}^{\text{HEB800}} = 849,96 \text{ cm}^3$
Poutre	$K_{b1,1}^{\text{IPE450}} = K_{b1,2}^{\text{IPE450}} = 21,27 \text{ cm}^3$	Poutre	$K_{b1,1}^{\text{IPE450}} = K_{b1,2}^{\text{IPE450}} = 2,31 \text{ cm}^3$
	$K_{b2,1}^{\text{IPE450}} = K_{b2,2}^{\text{IPE450}} = 0$		$K_{b2,1}^{\text{IPE360}} = K_{b2,2}^{\text{IPE450}} = 0$
$L_{fy} = 2,28 \text{ m}$		$L_{fy} = 2,41 \text{ m}$	
$\bar{\lambda}_y = 0,16 < 0,2$ alors ; n'y a pas de risque de flambement		$\bar{\lambda}_y = 0,16 < 0,2$ alors ; n'y a pas de risque de flambement	
$\phi_y = 0,61$		$\phi_y = 0,58$	
$\chi_y = 0,99 < 1,0$		$\chi_y = 0,98 < 1,0$	
$\beta_{Mw} = 1,1$		$\beta_{Mw} = 1,07$	
$\mu_y = 0,62 < 0,9$		$\mu_y = 0,71 < 0,9$	
$K_y = 1,25 < 1,5$		$K_y = 1,29 < 1,5$	
Vérification du flambement composé : $0,4 < 1$ d'où le poteau ne risque pas de se flamber			

c. Niveau 6^{ème}-7^{ème}-8^{ème} étages :

Poteau : 2 HEB 500 (poteau croisé)

Poutre : IPE 360

- Les efforts internes du niveau

$$N_{sd}^{\max} = 2345,7 \text{ KN} ; M_{sd,y}^{\text{cor}} = -124,3 \text{ KN.m} ; M_{sd,z}^{\text{cor}} = 17,77 \text{ KN.m (G+Q+Ex)}$$

- La stabilité du poteau intermédiaire au flambement composée

Vérification de la stabilité au flambement du (6-7-8)^{ème} niveau

Suivant l'axe YY		Suivant l'axe ZZ	
Poteau	$K_C^{\text{HEB500}} = K_{C,1}^{\text{HEB500}} = 391,88 \text{ cm}^3$	Poteau	$K_C^{\text{HEB500}} = K_{C,1}^{\text{HEB500}} = 391,88 \text{ cm}^3$
	$K_{C,2}^{\text{HEB650}} = 629,4 \text{ cm}^3$		$K_{C,2}^{\text{HEB650}} = 629,4 \text{ cm}^3$
Poutre	$K_{b1,1}^{\text{IPE450}} = K_{b1,2}^{\text{IPE450}} = 21,27 \text{ cm}^3$	Poutre	$K_{b1,1}^{\text{IPE450}} = K_{b1,2}^{\text{IPE450}} = 2,31 \text{ cm}^3$
	$K_{b2,1}^{\text{IPE450}} = K_{b2,2}^{\text{IPE450}} = 0$		$K_{b2,1}^{\text{IPE450}} = K_{b2,2}^{\text{IPE450}} = 0$
$L_{fy} = 2,06 \text{ m}$		$L_{fy} = 2,1 \text{ m}$	
$\bar{\lambda}_y = 0,17 < 0,2$ alors ; n'y a pas de risque de flambement		$\bar{\lambda}_y = 0,14 < 0,2$ alors ; n'y a pas de risque de flambement	
$\phi_y = 0,51$		$\phi_y = 0,5$	
$\chi_y = 0,97 < 1,0$		$\chi_y = 0,98 < 1,0$	
$\beta_{Mw} = 0,97$		$\beta_{Mw} = 1,2$	
$\mu_y = 0,65 < 0,9$		$\mu_y = 0,69 < 0,9$	
$K_y = 1,15 < 1,5$		$K_y = 1,16 < 1,5$	
Vérification du flambement composé : $0,3 < 1$ d'où le poteau ne risque pas de se flamber			

d. Niveau 9^{ème}-10^{ème} étages :

Poteau : 2 HEB 360 (poteau croisé)

Poutre : IPE 360

- **Les efforts internes du niveau**

$$N_{sd}^{\max} = 692,87 \text{ KN}; M_{sd,y}^{\text{cor}} = 120,01 \text{ KN.m}; M_{sd,z}^{\text{cor}} = 11,21 \text{ KN.m (ELU)}$$

- **La stabilité du poteau intermédiaire au flambement composée**

Vérification de la stabilité au flambement du (9-10)^{ème} niveau

Suivant l'axe YY		Suivant l'axe ZZ	
Poteau	$K_C^{\text{HEB360}} = K_{C,1}^{\text{HEB360}} = 174,28 \text{ cm}^3$	Poteau	$K_C^{\text{HEB360}} = K_{C,1}^{\text{HEB360}} = 174,28 \text{ cm}^3$
	$K_{C,2}^{\text{HEB500}} = 391,88 \text{ cm}^3$		$K_{C,2}^{\text{HEB500}} = 391,88 \text{ cm}^3$
Poutre	$K_{b1,1}^{\text{IPE360}} = K_{b1,2}^{\text{IPE360}} = 21,27 \text{ cm}^3$	Poutre	$K_{b1,1}^{\text{IPE360}} = K_{b1,2}^{\text{IPE360}} = 2,31 \text{ cm}^3$
	$K_{b2,1}^{\text{IPE360}} = K_{b2,2}^{\text{IPE360}} = 0$		$K_{b2,1}^{\text{IPE360}} = K_{b2,2}^{\text{IPE360}} = 0$
$L_{fy} = 2,04 \text{ m}$		$L_{fy} = 2,1 \text{ m}$	
$\bar{\lambda}_y = 0,16 < 0,2$ alors ; n'y a pas de risque de flambement		$\bar{\lambda}_y = 0,18 < 0,2$ alors ; n'y a pas de risque de flambement	
$\phi_y = 0,57$		$\phi_y = 0,51$	
$\chi_y = 0,94 < 1,0$		$\chi_y = 0,99 < 1,0$	
$\beta_{Mw} = 0,97$		$\beta_{Mw} = 1,2$	
$\mu_y = 0,56 < 0,9$		$\mu_y = 0,62 < 0,9$	
$K_y = 1,1 < 1,5$		$K_y = 1,12 < 1,5$	
Vérification du flambement composé : $0,2 < 1$ d'où le poteau ne risque pas de se flamber			

❖ Dimensionnement du cordon de soudure

$$N_{sd} = 5465,08 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 175,33 \text{ kN}$$

$$a \geq \beta_{\omega} \times \delta m \times \frac{t_w}{2}$$

β_{ω} : coef de corrélation

δm : coef de sécurité

$$S275 \left\{ \begin{array}{l} \beta_{\omega} = 0.85 \\ \delta m = 1.3 \end{array} \right.$$

$$a \geq 0.85 \times 1.3 \times (17,5/2) \Rightarrow a \geq 9,66 \text{ mm}$$

On Prend : $a = 12 \text{ mm}$

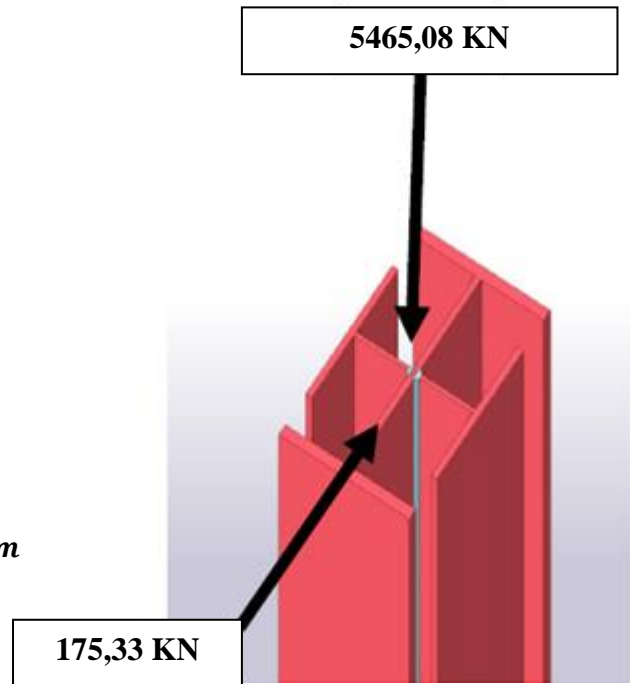


Figure 7.1: Soudure du Poteau croisé

- Vérification des contraintes :

a- Perpendiculaire :

$$\frac{F}{2\sqrt{2} \times a \times L} \leq \frac{Fu}{\beta_{\omega} \times \gamma m w}$$

$$\frac{175,33 \times 10^3}{2\sqrt{2} \times 12 \times 10200} = 0,51 \leq \frac{430}{0,85 \times 1,3} = 389,14 \text{ Mpa}$$

b- Parallèle :

$$\tau = \frac{P}{2\sqrt{2} \times a \times L} \leq \frac{Fu}{\beta_{\omega} \times \gamma m w}$$

$$\frac{5465,08 \times 10^3}{2\sqrt{2} \times 12 \times 10200} = 15,78 \leq \frac{430}{0,85 \times 1,3} = 389,14 \text{ Mpa}$$

7.4. Vérification des poutres principales d'étage courant

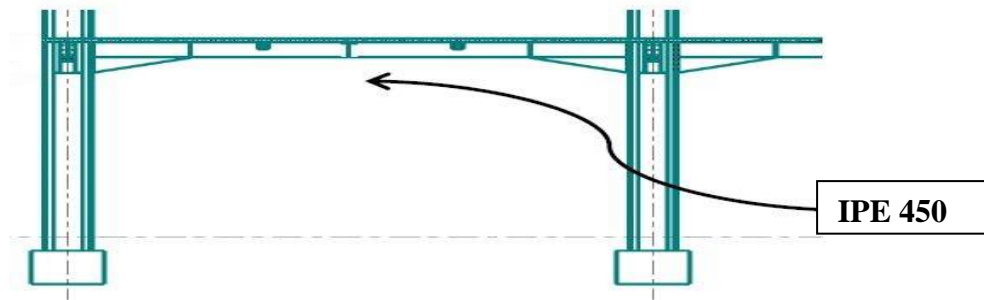


Figure 7. 3: schémas de la poutre principale

On a pris un IPE 450.

D'après le Logiciel **CYPECAD**, on prend la valeur **G+Q+Ey**.

Le moment et l'effort tranchant sollicitant ont pour valeurs

$$M_{sd} = 236,34 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 208,27 \text{ KN}$$

a) Vérification de la résistance

On doit vérifier que : $M_{sd} < M_{pl,rd}$

$$M_{sd} = 236,34 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 845,68 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée}$$

b) Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = 208,27 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 807,35 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée}$$

c) Vérification de l'interaction de l'effort tranchant

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 403,67 \text{ kN} > V_{sd} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée}$$

➤ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

7.4.1. Vérification des poutres principales de terrasse

On a pris un IPE 450.

D'après le Logiciel **CYPECAD**, on prend la valeur **G+Q+Ey**.

Le moment et l'effort tranchant sollicitant ont pour valeurs :

$$M_{sd} = 181,14 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 102,91 \text{ KN}$$

a) Vérification de la résistance

On doit vérifier que : $M_{sd} < M_{pl,rd}$:

$M_{sd} = 181,14 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 845,68 \text{ KN.m}$ La condition est vérifiée

b) Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$V_{sd} = 102,91 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 807,35 \text{ KN}$ La condition est vérifiée

c) Vérification de l'interaction de l'effort tranchant

$0,5 \times V_{pl,rd} = 403,67 \text{ kN} > V_{sd}$ La condition est vérifiée

➤ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Remarque :**d) Pour la vérification au déversement**

Il n'y a pas lieu de vérifier le déversement pour les poutres car on a un plancher collaborant, donc les poutres sont prémunies contre ce phénomène.

7.5. Vérification des palées de stabilité**➤ Vérification des palées en (X) 2UPN 300****a) Vérifications à la traction simple**

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel sous la combinaison

$N_{sd} = 519,82 \text{ KN}$

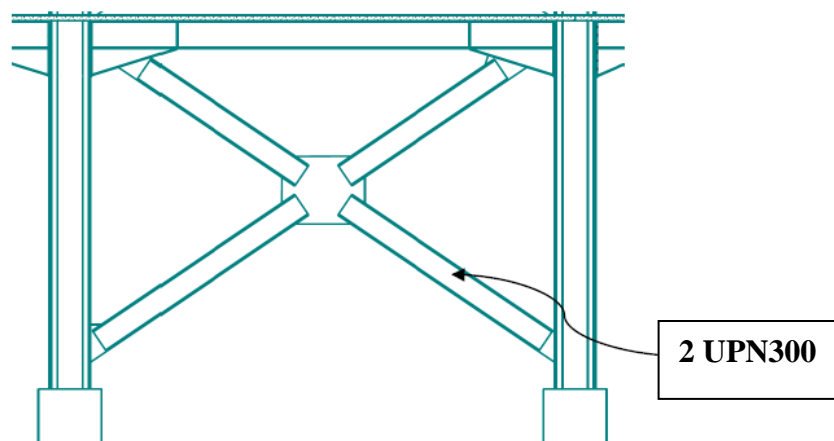


Figure 7.4: Les systèmes de contreventements en X

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2 \times 5880 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 2940 \text{ kN}$$

$N_{sd} = 447,61 \text{ kN} < N_{pl,Rd} = 2940 \text{ kN}$ Condition vérifiée

b) Vérifications à la compression simple

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_R = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$

Avec :

$\beta_A = 1$ Pour les sections classe 1 et 2

$\gamma_{M1} = 1,1$

$f_y = 275 \text{ MPa}$

$l_f = \sqrt{7,4^2 + 3,06^2} = 8 \text{ m}$

$L = \frac{l_f}{2} = 4$

$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{400}{6,95} = 57,55$

$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{306}{2,02} = 151,48$

On a $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,80} = 0,66$

Remarque

Pour les sections en U la courbe de flambement est " C "

\Rightarrow Courbe de flambement C $\Rightarrow \alpha = 0,49$ (CCM97.Tab 5.5.1)

$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$

$\Phi_y = 0,94$

$\chi_y = 0,72$

$N_{sd} = 447,6 \text{ kN} < \frac{0,72 \times 1 \times 2 \times 5880 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 2116,80 \text{ kN}$

Condition Vérifiée

➤ **Vérification des palées en(V) 2 UPN300**

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel **CYPECAD**

$$N_{sd} = 420,46 \text{ KN}$$

Le profilé choisit 2UPN 300

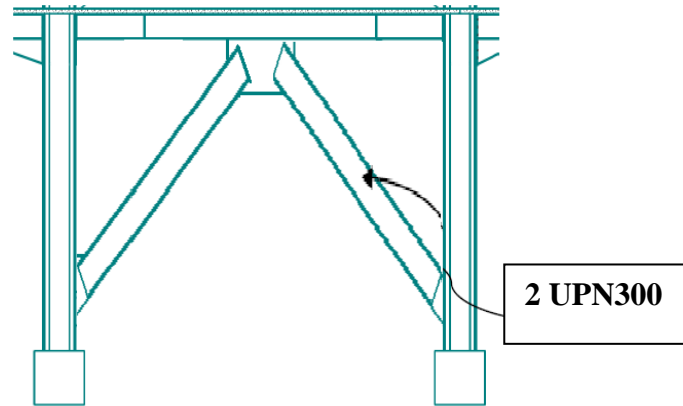


Figure 7.5: Les systèmes de contreventements en V

a) Vérifications à la traction simple

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2 \times 5880 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 2940 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 420,46 \text{ KN} < N_{pl,Rd} = 2940 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérifications à la compression simple :

$$\text{Il faut vérifier que : } N_{sd} \leq N_R = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$\beta_A = 1 \text{ Pour les sections classe 1 et 2}$$

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

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$l_f = \sqrt{4^2 + 3,06^2} = 3,65 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{182}{6,95} = 26,18$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{306}{2,02} = 151,48$$

On a $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,80} = 0,3$$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2)] + \bar{\lambda}_y^{-2}$$

$$\Phi_y = 0,57$$

$$\chi_y = 0,94$$

$$N_{sd} = 420,46 \text{ kN} < \frac{\chi \times 1 \times 2 \times 5880 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 1316,0 \text{ kN}$$

CHAPITRE 8 :
Etude des assemblages

8.1. Introduction

Un assemblage est un système qui permet de réunir un ou plusieurs éléments métallique sa fin d'assurer une continuité entre eux. Ce système peut être soit par boulonnage ou soit par soudure ou les deux en même temps.

Les assemblages ont pour fonction :

- Assurer la transmission des efforts entre les différents éléments structuraux ;
- Créer une liaison de continuité ;
- Correspondre au type de liaison adéquat ;

8.2. Les différents modes d'assemblages

Dans la construction métallique, les différents modes d'assemblages les plus utilisés sont le boulonnage et la soudure.

8.2.1. Assemblage par boulonnage

Le boulonnage est une méthode d'assemblage mécanique démontable, qui consiste à relier les éléments métalliques entre eux. On distingue deux types boulons : les boulons ordinaires et les boulons à haute adhérence. Et ces deux types de boulons se différencient par leur nuance d'acier.

Tableau 8.1: Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier.

Valeur de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons							
Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1000

- **Fonctionnement des assemblages**

- **Fonctionnement des assemblages par obstacle**

C'est le cas des boulons ordinaires non précontraints dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnent en cisaillement.

- **Fonctionnement des assemblages par hadhérence**

Dans ce cas la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage et le boulonnage par les boulons à haute résistance.

8.2.2. Assemblage par soudure

La soudure est un moyen d'assemblage le plus fréquemment utilisé pour la fabrication des pièces métalliques en atelier. Elle est régulièrement utilisée dans les constructions particulières comme : les réservoirs d'eau, les silos etc...

8.3. Assemblage poutre-solive (IPE 450 – IPE200)

L'assemblage poutre-solive est un assemblage articulé à doubles cornières boulonnées (les âmes sont reliées, les ailes sont libres), qui permet de relier la solive à la poutre avec un jeu entre les deux éléments. Pour assurer la continuité de la solive, on réalise une grugeage pour permettre le passage de l'aile de la poutre.

– L'effort tranchant maximum : $V_{sd} = 42,51 \text{ KN}$

- **Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques**

- pouters IPE 450:

$h = 450 \text{ mm}$; $b = 190 \text{ mm}$; $t_f = 14,6 \text{ mm}$; $t_w = 9,4 \text{ mm}$; $A = 98,82 \text{ cm}^2$

- Solive IPE 200 :

$h = 200 \text{ mm}$; $b = 100 \text{ mm}$; $t_f = 8,5 \text{ mm}$; $t_w = 5,6 \text{ mm}$; $A = 28,48 \text{ cm}^2$

- **Dimension de la platine**

La hauteur $h_p \geq 0,6h_{b1} = 0,6 \times 200 = 120 \text{ mm}$ alors on prend $h_p = 130 \text{ mm}$.

L'épaisseur $t_p = [10 \text{ à } 12\text{mm}]$ alors on prend $t_p = 12 \text{ mm}$

Alors on choisit un platine à aile égale de dimension : $130 \times 130 \times 12 \text{ mm}$

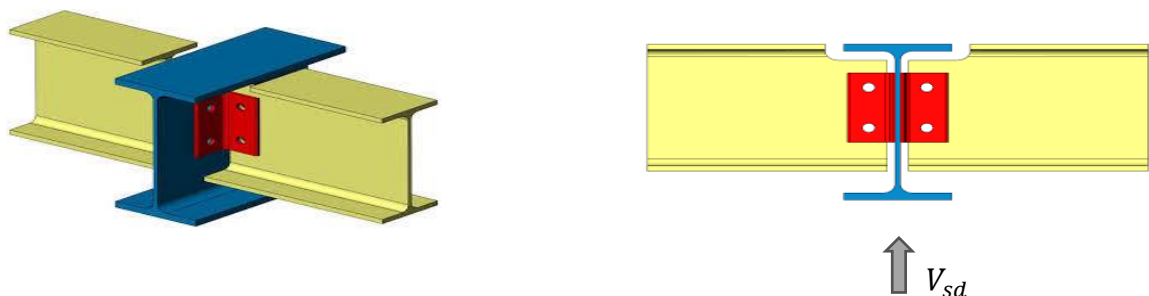


Figure 8.1: Schéma d'assemblage poutre -solive.

On choisit 4 boulons ordinaires de diamètre 16 mm (M16) et de classe 6.8

$$M16 \rightarrow d = 16 \text{ mm} \rightarrow d_0 = 18 \text{ mm} \rightarrow A_s = 157 \text{ mm}^2$$

Disposition constructive :

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \text{maxi (12t ou 150 mm)} \rightarrow 21,60 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 30 \text{ mm.}$$

$$1,2d_0 \leq e_2 \leq \text{maxi (12t ou 150 mm)} \rightarrow 21,60 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm} \rightarrow e_2 = 30 \text{ mm.}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \text{min (14t ou 200 mm)} \rightarrow 39,6 \text{ mm} \leq P_1 \leq 168 \text{ mm} \rightarrow P_1 = 60 \text{ mm.}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \text{min (14t ou 200 mm)} \rightarrow 54 \text{ mm} \leq P_2 \leq 168 \text{ mm} \rightarrow P_2 = 60 \text{ mm.}$$

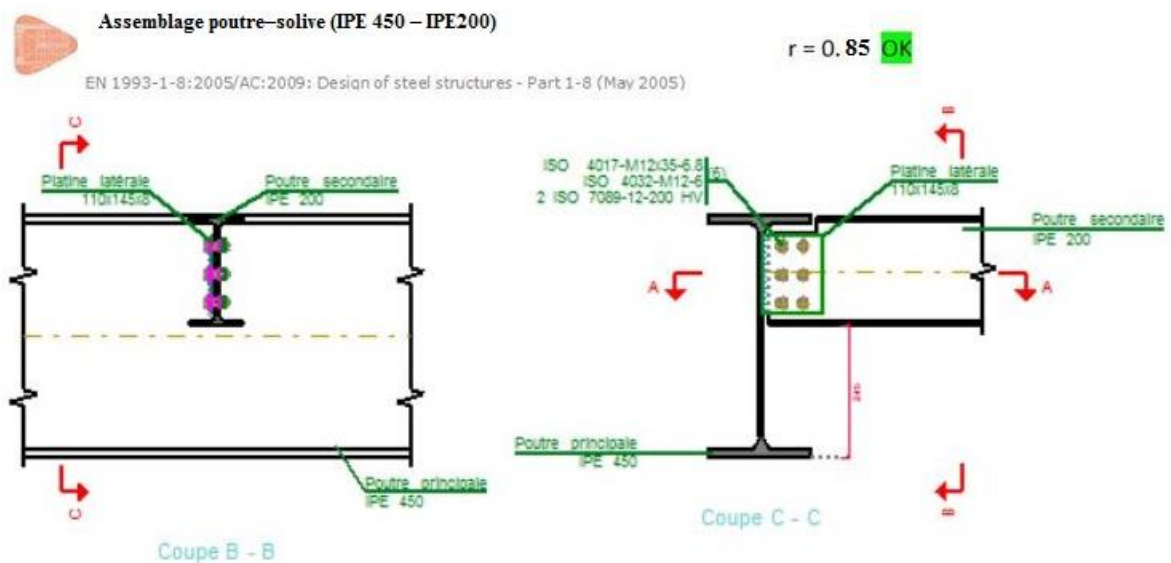


Figure 8.2: Vérification d'assemblage poutre-solive par cype-conect

- **Vérifications :**
- **Résistance des boulons au cisaillement**

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n_p} = \frac{42,51}{4} = 10,63 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} \quad (\text{EC3. tab. 6. 5. 3})$$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 \times 600 \times 157}{1,25} = 45,21 \text{ kN}$$

Il y a 2 boulons en double cisaillement donc :

$$F_{vrd} = n \times F_{vrd} = 4 \times 36,17 = 180,84 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 42,51 \text{ kN} < F_{vrd} = 180,84 \text{ kN}$$

➤ Donc la condition est vérifiée

- **Résistance à la pression diamétrale**

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \alpha f_u d t}{\gamma_{mb}} \quad \text{avec} \quad \alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u} \right]; 1$$

$$f_u = 430 \text{ MPa}; \quad d = 16 \text{ mm}; \quad d_0 = 18 \text{ mm}; \quad t = 12 \text{ mm}; \quad \gamma_{mb} = 1,25;$$

$$e_1 = 30 \text{ mm}; \quad P_1 = 60 \text{ mm}.$$

$$\alpha = \min \left[0,55; 1,11; 0,86 \right]; 1$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,55 \times 430 \times 16 \times 12}{1,25} = 90,81 \text{ kN} > F_{v,sd} = 42,51 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

8.4. Assemblage poteau-poutre (HEB 800 – IPE 450)

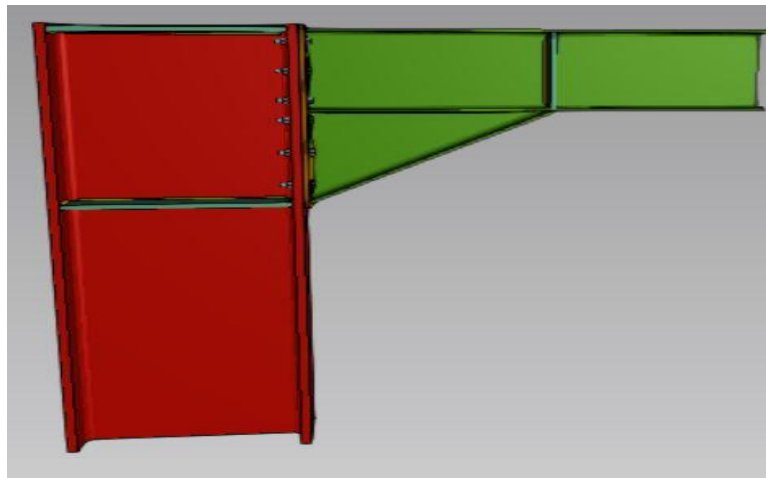


Figure 8.3 : Assemblage poteau – poutre

- **Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques**

- **Poutre IPE 450 :**

$$h = 450 \text{ mm}; \quad b = 190 \text{ mm}; \quad t_f = 14,6 \text{ mm}; \quad t_w = 9,4 \text{ mm}; \quad A = 98,82 \text{ cm}^2$$

- **Poteau croisé 2HEB800:**

$$h = 800 \text{ mm}; \quad b = 300 \text{ mm}; \quad t_f = 33 \text{ mm}; \quad t_w = 17,5 \text{ mm}; \quad A = 334,2 \text{ cm}^2$$

• **Efforts internes**

$$M_{sd} = 133,20 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 78,61 \text{ KN}$$

Assemblage poutre-platine (soudure)

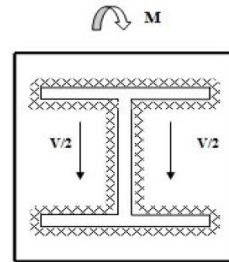
Cet assemblage est réalisé en reliant la poutre et la platine à l'aide de la soudure.

On fixe le cordon de soudure **a= 8mm**.

$$l_1 = b_s = 170 \text{ mm}$$

$$l_2 = \frac{b_s - t_w}{2} = 81 \text{ mm}$$

$$l_3 = h - 2t_f = 334,6$$



Assemblage poutre - platine

$$A_s = \sum l_i a_i = (2l_1 + 4l_2 + 2l_3)a = 7999,2 \text{ mm}^2$$

$$I_{s/yy} = 2[(a l_1 d_1^2) + (2 a l_2 d_2^2)]$$

Avec :

$$d_1 = \frac{h}{2} + \frac{a}{2} = 183 \text{ mm}$$

$$d_2 = \frac{h}{2} - t_f - \frac{a}{2} = 164,3 \text{ mm}$$

$$I_{s/yy} = 120,79 \times 10^6 \text{ mm}^4$$



Assemblage poteau poutre (HEB 800 – IPE 450)

r = 0.86 OK

EN 1993-1-8:2005/AC:2009: Design of steel structures - Part 1-8 (May 2005)

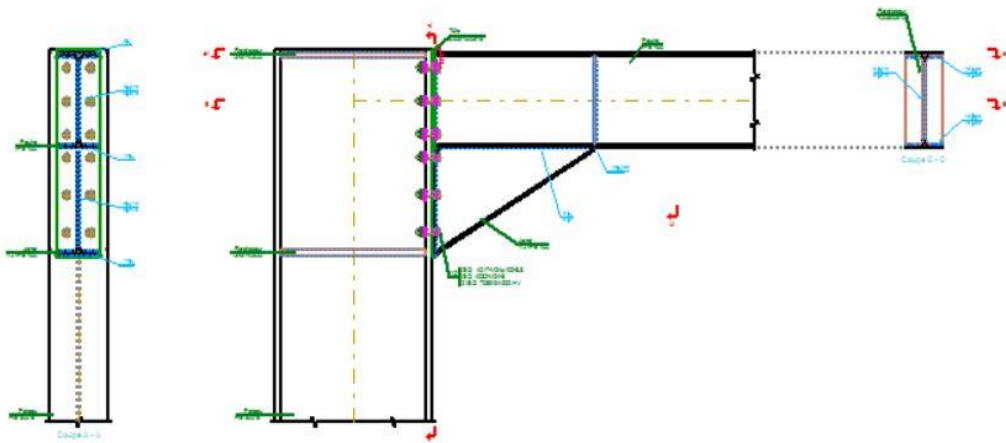


Figure 8.4 : Distribution des boulons sur la platine d'extrémité

○ **Vérification de la résistance**

- **Effet de N_{sd} et V_{sd}**

$$\sqrt{2\left(\frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i}\right)^2 + 3\left(\frac{V_{sd}}{2 I_3 \times a}\right)^2} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}} \Rightarrow 145,38 \leq 341,14 \dots\dots\dots CV.$$

- **Effet de N_{sd} et M_{sd}**

$$\sqrt{2\left[\frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} + \left(\frac{M_{sd}}{I_{s/yy}} \times \frac{h}{2}\right)\right]^2} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}} \Rightarrow 301,65 \leq 341,14 \dots\dots\dots CV.$$

• **Assemblage poteau-platine (boulonnage)**

○ **Disposition constructive**

On choisit d'utiliser 12 boulons HR de diamètre 24mm et de classe 8.8, avec une platine de dimension 2200 x 1000 x 18 mm

M24 \Rightarrow $d = 24 \text{ mm}$ \Rightarrow $d_0 = 26 \text{ mm}$ \Rightarrow $A_S = 452 \text{ mm}^2$

$1,5d_0 \leq e_1 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \Rightarrow 39 \text{ mm} \leq e_1 \leq 240 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 49 \text{ mm}.$

$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \Rightarrow 39 \text{ mm} \leq e_2 \leq 240 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 49 \text{ mm}.$

$2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \Rightarrow 57,2 \text{ mm} \leq P_1 \leq 252 \text{ mm} \Rightarrow P_1 = 160 \text{ mm}.$

$3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \Rightarrow 78 \text{ mm} \leq P_2 \leq 252 \text{ mm} \Rightarrow P_2 = 120 \text{ mm}.$

○ **Détermination des efforts dans le boulon**

Ces efforts sont obtenus par la formule : $N_i = \frac{M_{sd} \cdot d_i}{\sum d_i^2}$ avec $M_{sd} = 133,20 \text{ KN.m}$

$d_5 = 420 \text{ mm} \Rightarrow N_5 = 172,1 \text{ KN}$

$d_5 = 396 \text{ mm} \Rightarrow N_5 = 150,5 \text{ KN}$

$d_4 = 346 \text{ mm} \Rightarrow N_4 = 131,5 \text{ KN}$

$d_3 = 251 \text{ mm} \Rightarrow N_3 = 95,38 \text{ KN}$

$d_2 = 156 \text{ mm} \Rightarrow N_2 = 59,28 \text{ KN}$

$d_1 = 61 \text{ mm} \Rightarrow N_1 = 23,11 \text{ KN}$

$\sum d_i^2 = 367590 \text{ mm}^2$

○ **Résistance des boulons à la traction**

Pour que cette condition soit satisfaite, il faut vérifier que : $N_{tr} \leq nF_P$

Avec :

N_1 : effort maximal de traction,

n : nombre de boulons par rangée,

F_P : effort admissible en traction pour un boulon, $F_P = 0,7f_{us}A_s$

f_{us} : résistance à la traction des boulons égale à 1000 MPa,

A_s : section du boulon ;

$N_{tr} = 172,1 \text{ KN} \leq n F_P = 2 \times 0,7 \times 1000 \times 452 = 632,80 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{CV.}$

○ **Vérification du moment effectif de l'assemblage**

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{rd}$

Avec :

M_{sd} : moment résistant maximal,

M_{rd} : moment résistant effectif, $M_{rd} = \frac{n F_P \cdot \sum d_i^2}{d_5}$

$F_P = 0,7 \times 1000 \times 452 = 316,40 \text{ KN}$ (pour un boulon)

$M_{rd} = \frac{2 \times 316,4 \times 367 \times 10^3}{420} \times 10^{-3} = 552,94 \text{ KN.m} > M_{sd} = 133,20 \text{ KN.m} \dots\dots\dots\text{CV.}$

○ **Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant**

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq V_{s,rd}$

$V_{sd} = \frac{V}{n} = \frac{68,51}{12} = 5,70 \text{ KN}$

$V_{s,rd} = \frac{k_s m \mu (F_P - 0,8N_{tr})}{\gamma_{ms}} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 [(0,7 \times 245 \times 1000) \times 10^{-3} - (0,8 \times 150,5)]}{1,25} = 15,33 \text{ KN}$

$V_{sd} = 5,70 \text{ KN} < V_{s,rd} = 15,33 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{CV.}$

○ **Résistance de l'âme du poteau en traction**

Il faut vérifier que : $F_v \leq F_t$

$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{133,20}{(0,45 - 0,0146)} = 305,92 \text{ KN}$

$F_t = t_{wc} b_{eff} \frac{f_y}{\gamma_{mo}} = 17,5 \times 120 \times \frac{275}{1,1} = 525,0 \text{ KN} > F_v = 305,92 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{CV.}$

○ **Résistance de l'âme du poteau au cisaillement**

Il faut vérifier que : $F_v \leq F_r$

$F_r = 0,58 f_y h_c \frac{t_{wc}}{\gamma_{mo}} = 0,58 \times 275 \times 800 \times \frac{117,5}{1,1} = 2030,0 \text{ KN} > F_v = 305,92 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{CV.}$

○ **Résistance de l'âme du poteau en compression**

Il faut vérifier que : $F_v \leq F_c$

$$F_c = f_y \times t_{wc} \left[1,25 - 0,5 \gamma_{m0} \frac{\sigma_n}{f_y} \right] \frac{b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_b) = 17,5 + (2 \times 20) + [5(28 + 18)] = 282,7 \text{ mm}$$

$$\sigma_n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{ely}} = \frac{68,51 \times 10^3}{98,82 \times 10^2} + \frac{133,20 \times 10^6}{1500 \times 10^3} = 95,73 \text{ Mpa}$$

$$F_c = 275 \times 17,5 \left[1,25 - (0,5 \times 1,1 \times \frac{95,73}{275}) \right] \frac{282,7}{1,1} = 441,84 \text{ KN} > F_v = 406,82 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

8.5. Assemblage des éléments de contreventement

➤ **Assemblage du contreventement V inversé**

L'assemblage se fait avec l'élément le plus sollicité avec une section de 2UPN 300

○ **Assemblage du contreventement sur le gousset au niveau de la base du portique**

Dans cet assemblage, on choisit d'utiliser des boulons ordinaires de classe 8.8 et un diamètre de 18 mm avec une disposition de boulon de deux rangés.

On a un effort tranchant repris par 2UPN 300 : $V_{sd}^{max} = 348,23 \text{ KN}$.

• **Disposition constructive**

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \text{maxi (12t ou 150 mm)} \rightarrow 21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm} \quad e_1 = 50 \text{ mm.}$$

$$1,2d_0 \leq e_2 \leq \text{maxi (12t ou 150 mm)} \rightarrow 21,6 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm} \quad e_2 = 50 \text{ mm.}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \text{min (14t ou 200 mm)} \rightarrow 39,6 \text{ mm} \leq P_1 \leq 200 \text{ mm} \quad P_1 = 100 \text{ mm.}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \text{min (14t ou 200 mm)} \rightarrow 54 \text{ mm} \leq P_2 \leq 200 \text{ mm} \quad P_2 = 100 \text{ mm.}$$

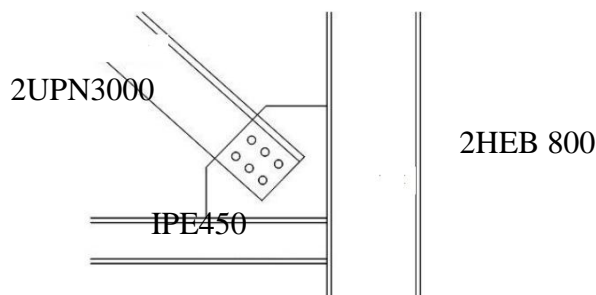


Figure 8.5 : Assemblage gousset – contreventement.

• **Nombre de boulon nécessaire pour 1UPN**

On sait que : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd} \implies \frac{V_{sd}}{n_p} \leq \frac{0,6 f_{ub} A_s}{\gamma_{mb}}$

$n_p = \frac{V_{sd} \cdot \gamma_{mb}}{0,6 f_{ub} A_s} = \frac{174,11 \times 1,25}{0,6 \times 800 \times 245} \times 10^3 = 1,85$ alors on prend $n_p = 4$ pour 1UPN.

• **Résistance à la pression diamétrale**

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$

$F_{b,rd} = \frac{2,5 \alpha f_u d t}{\gamma_{mb}}$ avec $\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} \right] \leq 1$

$f_u = 430 \text{ MPa} ; \quad d = 18 \text{ mm} ; \quad d_0 = 20 \text{ mm} ; \quad t = 12 \text{ mm} ; \quad \gamma_{mb} = 1,25 ;$
 $e_1 = 50 \text{ mm} ; \quad P_1 = 100 \text{ mm}.$

$\alpha = \min [0,83 ; 1,41 ; 1,86 ; 1]$

$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,83 \times 430 \times 20 \times 12}{1,25} = 189,88 \text{ KN}$

$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n_p} = \frac{348,23}{4} = 87,05 \text{ KN} < F_{b,rd} = 189,88 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$

• **Assemblage du gousset sur le nœud du portique**

On choisit un plat de gousset 400 x 400 x 12 et un cordon de soudure a= 6mm.

L'effort de traction sollicité par le gousset se décompose suivant les deux sens :

$N_{t,sd}^{x-x} = N_{t,sd} \cos \alpha = 348,24 \times \cos 64 = 152,65 \text{ KN}$

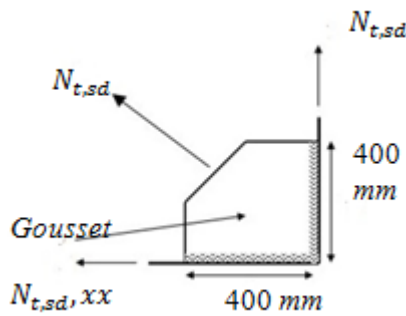
$N_{t,sd}^{y-y} = N_{t,sd} \sin \alpha = 348,24 \times \sin 64 = 313 \text{ KN}$

- **Suivant le sens x-x :**

$N_{t,rd}^{x-x} = \frac{f_u \sum l a}{\sqrt{3} \beta_w \gamma_{mw}} = \frac{312 \times 800 \times 6}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,30} = 782,48 \text{ KN} > N_{t,sd}^{x-x} = 152,65 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$

- **Suivant le sens y-y :**

$N_{t,rd}^{y-y} = \frac{f_u \sum l a}{\sqrt{3} \beta_w \gamma_{mw}} = \frac{312 \times 800 \times 6}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,30} = 782,48 \text{ KN} > N_{t,sd}^{y-y} = 313 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$



- **Assemblage du contreventement sur le gousset au niveau du nœud du portique**

Dans cet assemblage, on choisit d'utiliser des boulons ordinaires de classe 6.8 et un diamètre de 18 mm avec une disposition de boulon de deux rangés.

On a un effort tranchant repris par 2UPN 300 : $V_{sd}^{max} = 348,23$ KN

- **Disposition constructive**

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \longrightarrow 21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm} \longrightarrow e_1 = 50 \text{ mm.}$$

$$1,2d_0 \leq e_2 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \longrightarrow 21,6 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm} \longrightarrow e_2 = 50 \text{ mm.}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \longrightarrow 39,6 \text{ mm} \leq P_1 \leq 200 \text{ mm} \longrightarrow P_1 = 100 \text{ mm.}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \longrightarrow 54 \text{ mm} \leq P_2 \leq 200 \text{ mm} \longrightarrow P_2 = 100 \text{ mm.}$$

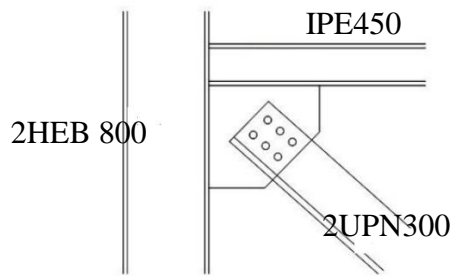


Figure 8.6 : Assemblage gousset – contreventement au nœud du portique.

- **Nombre de boulon nécessaire pour 1UPN**

On sait que : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd} \longrightarrow \frac{V_{sd}}{n_p} \leq \frac{0,6 f_{ub} A_s}{\gamma_{mb}}$

$$n_p = \frac{V_{sd} \cdot \gamma_{mb}}{0,5 f_{ub} A_s} = \frac{174,11 \times 1,25}{0,5 \times 600 \times 245} \times 10^3 = 2,96 \quad \text{alors on prend } n_p = 4 \text{ pour 1UPN}$$

- **Résistance à la pression diamétrale**

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \alpha f_u d t}{\gamma_{mb}} \quad \text{avec } \alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} \right] ; 1$$

$$f_u = 430 \text{ MPa} ; \quad d = 18 \text{ mm} ; \quad d_0 = 20 \text{ mm} ; \quad t = 12 \text{ mm} ; \quad \gamma_{mb} = 1,25 ;$$

$$e_1 = 50 \text{ mm} ; \quad P_1 = 100 \text{ mm.}$$

$$\alpha = \min \left[0,83 ; 1,41 ; 1,86 ; 1 \right]$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,83 \times 430 \times 20 \times 12}{1,25} = 171,31 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n_p} = \frac{348,2}{4} = 87,05 \text{ KN} < F_{b,rd} = 171,31 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

• **Assemblage du gousset sur le nœud du portique**

On choisit un plat de gousset 300 x 300 x 12 et un cordon de soudure a= 6 mm.
L'effort de traction sollicité par le gousset se décompose suivant les deux sens :

$$N_{t,rd}^{x-x} = N_{t,rd} \cos\alpha = 348,24 \times \cos 36 = 281,73 \text{ KN}$$

$$N_{t,rd}^{y-y} = N_{t,rd} \sin\alpha = 348,24 \times \sin 36 = 204,7 \text{ KN}$$

- **Suivant le sens x-x :**

$$N_{t,rd}^{x-x} = \frac{f_{us} \sum la}{\sqrt{3} \beta_w \gamma_{mw}} = \frac{430 \times 600 \times 6}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,30} = 808,81 \text{ KN} > N_{t,rd}^{x-x} = 281,73 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- **Suivant le sens y-y :**

$$N_{t,rd}^{x-x} = \frac{f_{us} \sum la}{\sqrt{3} \beta_w \gamma_{mw}} = \frac{430 \times 600 \times 6}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,30} = 808,81 \text{ KN} > N_{t,rd}^{y-y} = 204,7 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

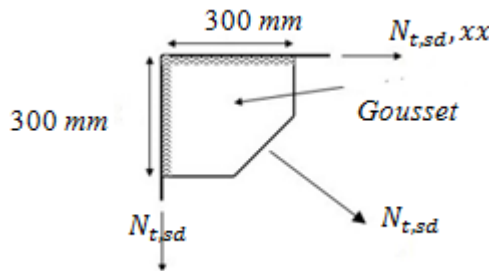


Figure 8.7 : Assemblage gousset - nœud de portique par soudure.

• **Assemblage du contreventement sur le gousset au niveau de la poutre**

Dans cet assemblage, on choisit d'utiliser des boulons ordinaires de classe 8.8 et un diamètre de 18mm avec une disposition de boulon de deux rangés.

On a un effort tranchant repris par 2UPN 260 : $V_{sd}^{max} = 551,32 \text{ KN}$

• **Disposition constructive**

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \text{maxi} (12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 2,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e_1 = 50 \text{ mm.}$$

$$1,2d_0 \leq e_2 \leq \text{maxi} (12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 2,4 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e_2 = 50 \text{ mm.}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \text{min} (14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 44 \text{ mm} \leq P_1 \leq 200 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad P_1 = 100 \text{ mm.}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \text{min} (14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 66 \text{ mm} \leq P_2 \leq 200 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad P_2 = 100 \text{ mm.}$$

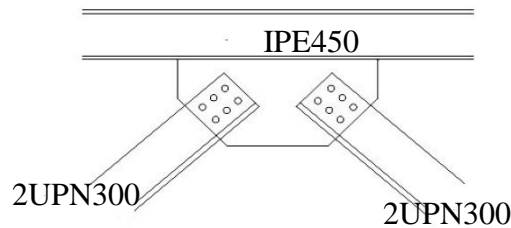


Figure 8.7 : Assemblage gousset –contreventement à la poutre.

- **Nombre de boulon nécessaire pour 1UPN**

On sait que : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd} \implies \frac{V_{sd}}{n_p} \leq \frac{0,6 f_{ub} A_s}{\gamma_{mb}}$

$$n_p = \frac{V_{sd} \cdot \gamma_{mb}}{0,6 f_{ub} A_s} = \frac{551,32 \times 1,25}{0,6 \times 800 \times 245} \times 10^3 = 5,8 \quad \text{alors on prend } n_p = 6 \text{ pour 1UPN}$$

- **Résistance à la pression diamétrale**

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \alpha f_u d t}{\gamma_{mb}} \quad \text{avec } \alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right]$$

$$f_u = 430 \text{ MPa} ; \quad d = 20 \text{ mm} ; \quad d_0 = 22 \text{ mm} ; \quad t = 12 \text{ mm} ; \quad \gamma_{mb} = 1,25 ;$$

$$e_1 = 50 \text{ mm} ; \quad P_1 = 100 \text{ mm}.$$

$$\alpha = \min \left[0,83 ; 1,41 ; 1,86 ; 1 \right]$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,83 \times 430 \times 20 \times 12}{1,25} = 171,31 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n_p} = \frac{551,31}{6} = 91,88 \text{ KN} < F_{b,rd} = 171,31 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- **Remarque :**

On prendra les mêmes choix d'assemblages au niveau de la deuxième extrémité des barres (liaison des trois barres).

- **Choix retenu pour l'assemblage des palées de stabilité**

- Soudure de gousset : **6mm**.
- Epaisseur de gousset : **12mm**.
- Boulonnage : **6 boulons** ordinaires de diamètre **18 mm**, de classe **6.8** et **8.8**

8.6. Assemblage de continuité poteau (2HEB 800 - 2HEB 650) avec

contacte :

Dans ce type d'assemblage on distingue 3 cas :

- Poteau croisé (2HEB800) avec poteau croisé (2HEB650)
- Poteau croisé (2HEB650) avec poteau croisé (2HEB500)
- Poteau croisé (2HEB500) avec poteau croisé (2HEB360)

Efforts internes (donnés par CYPECAD) :

Les efforts internes maximums au niveau de l'assemblage :

$$M^{\max} = 130,43 \text{ KN}\cdot\mu$$

$$V^{\max} = 73,25 \text{ KN}$$

$$N^{\max} = 638,95 \text{ KN}$$

L'assemblage se fera au 1er étage.

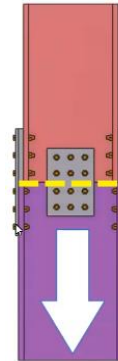


Figure 8.8 : Assemblage poteau par couvre – joint.

On va traiter cet assemblage manuellement.

- **Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques**

Poteau **2HEB800** :

$$h = 500\text{mm}; b = 300\text{mm}; t_f = 33\text{mm}; t_w = 17,5\text{mm}; A = 665,29 \text{ cm}^2$$

Poteau **2HEB650** :

$$h = 650\text{mm}; b = 300\text{mm}; t_f = 31\text{mm}; t_w = 16\text{mm}; A = 570,12 \text{ cm}^2$$

- **Dimensionnement du couvre joint (éclisse)**

- **Eclisse de la semelle**

La hauteur $h_{fp} \geq 2b = 2 \times 300 = 600 \text{ mm}$ alors on prend $h_{fp} = 680 \text{ mm}$.

La largeur $b_{fp} \geq b = 300 \text{ mm}$ alors on prend $b_{fp} = 300 \text{ mm}$.

L'épaisseur $e_{fp} \geq [\frac{t_f}{2} = \frac{33}{2} \text{ et } 10\text{mm}] = [16,5\text{mm et } 10\text{mm}]$ alors on prend $e_{fp} = 16,5 \text{ mm}$

- **Eclisse de l'âme**

La hauteur h_{wp} , on prend $h_{fp} = 500 \text{ mm}$.

La largeur $b_{wp} \geq 0,5h = 0,5 \times 800 = 400 \text{ mm}$ alors avec le choix d'un poteau croisé, on prend 400mm pour chaque côté de l'âme.

L'épaisseur $e_{wp} \geq \frac{t_w}{2} = \frac{17,5}{2} = 8,75 \text{ mm}$ alors on prend $e_{wp} = 10\text{mm}$.

L'épaisseur de la plaque d'ajustements est $t_{pa} = 30 \text{ mm}$

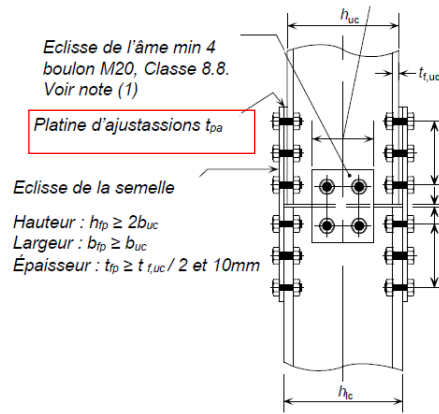


Figure 8.9 : Schéma d'assemblage pour la position de la plaque d'ajustassions.

○ **Disposition constructive pour la semelle**

On choisit des boulons ordinaires de diamètre $\phi 20$ et de classe 8.8 alors $d_0 = 22$ mm

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \Rightarrow 26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 168 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 50 \text{ mm.}$$

$$1,2d_0 \leq e_2 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \Rightarrow 26,4 \text{ mm} \leq e_2 \leq 168 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 60 \text{ mm.}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \Rightarrow 48,4 \text{ mm} \leq P_1 \leq 196 \text{ mm} \Rightarrow P_1 = 80 \text{ mm.}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \Rightarrow 66,0 \text{ mm} \leq P_2 \leq 196 \text{ mm} \Rightarrow P_2 = 180 \text{ mm.}$$

○ **Disposition constructive pour l'âme**

On choisit des boulons ordinaires de diamètre $\phi 20$ et de classe 8.8 alors $d_0 = 22$ mm

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \Rightarrow 26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 50 \text{ mm.}$$

$$1,2d_0 \leq e_2 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \Rightarrow 26,4 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 40 \text{ mm.}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \Rightarrow 48,4 \text{ mm} \leq P_1 \leq 140 \text{ mm} \Rightarrow P_1 = 80 \text{ mm.}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \Rightarrow 66 \text{ mm} \leq P_2 \leq 140 \text{ mm} \Rightarrow P_2 = 70 \text{ mm.}$$

• **Vérification de la résistance du couvre - joint de semelle**

○ **Resistance à la compression**

Il faut vérifier que $N_{Ed,f,p,c} \leq N_{c,f,p,rd}$

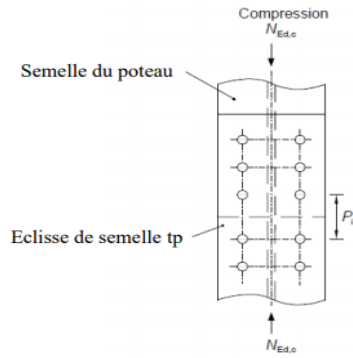


Figure 8.10 : Disposition des boulons couvre-joint semelle pour la compression.

$$N_{Ed,f,pc} = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} \left(\frac{A_{fc}}{A_c} \right) = \frac{130,43 \times 10^6}{450} + 638,95 \times 10^3 \left(\frac{7800}{43450} \right) = 404,7 \text{ KN}$$

$$N_{cf,p,rd} = \frac{A_{fp} f_{yp}}{\gamma_{m1}} = \frac{4200 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 1050 \text{ KN} > N_{Ed,c} = 404,7 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

Avec :

$N_{Ed,f,pc}$: Effort maximal de compression s'exerçant dans un couvre-joint de semelle.

$N_{cf,p,rd}$: Effort résistance à la compression.

A_{fc} : L'air de la semelle du plus petit poteau, $A_{fc} = b_{fc} \times t_{fc} = 30 \times 2,6 = 78 \text{ cm}^2$

A_c : $\Lambda \square \alpha \text{ip} \delta \text{ypl} \text{v} \sigma \text{petit} \text{pot} \text{e} \text{a} \text{u}$, $A_c = 434,5 \text{ cm}^2$

A_{fp} : L'air de la platine du semelle, $A_{fp} = b_{fp} \times t_{fp} = 30 \times 1,4 = 42 \text{ cm}^2$

f_{yp} : Résistance élastique de l'éclisse

Resistance à la traction

Il faut vérifier que $N_{Ed,f,pt} \leq N_{tf,p,rd}$

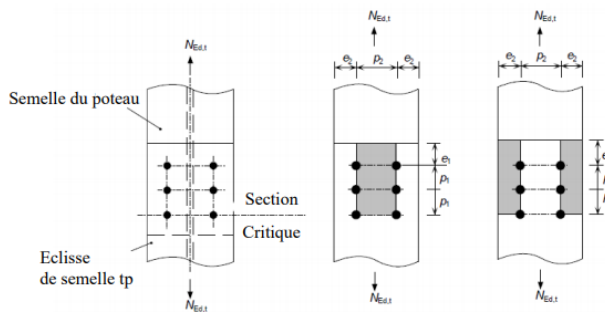


Figure 8.11 : Disposition des boulons couvre-joint semelle pour la traction.

$M_{sd} = 130,43 \text{ KN.m} < \frac{N_{sd} \times h}{2} = \frac{638,95 \cdot 10^3 \times 450}{2} = 143,76 \text{ KN.m}$ alors la traction nette ne se produit pas dans l'éclisse.

Vérification de la résistance des boulons de l'éclipse de la semelle

Il faut vérifier que $N_{Ed,f,p c} \leq F_{vw,f,p,rd}$

L'effort maximal de compression s'exerçant dans un couvre-joint de semelle est :

$$N_{Ed,f,p c} = 404,7 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} F_{vwf,p,rd} &= \sum F_{b,rd} && \text{si} && F_{v,rd} \geq (F_{b,rd})_{\max} \\ &= n_{fp}(F_{b,rd})_{\min} && \text{si} && (F_{b,rd})_{\min} \leq F_{v,rd} < (F_{b,rd})_{\max} \\ &= n_{fp}F_{v,rd} && \text{si} && (F_{b,rd})_{\min} > F_{v,rd} \end{aligned}$$

La résistance à la pression diamétrale d'un seul boulon sur le couvre-joint de semelle :

$$F_{b,rd} = \frac{K_1 \alpha_b f_{up} d t_{fp}}{\gamma_{M2}}$$

Avec :

$$\alpha_b = (\alpha_d ; \frac{f_{ub}}{f_{up}} ; 1,0)$$

$$\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0} = \frac{50}{3 \times 22} = 0,75, \quad \text{pour les boulons de rive,}$$

$$\alpha_d = \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{80}{3 \times 22} - \frac{1}{4} = 0,96, \quad \text{pour les boulons intérieurs,}$$

$$\frac{f_{ub}}{f_{up}} = \frac{800}{430} = 1,86$$

$$\alpha_b = \min(0,75; 1,86; 1,0) = 0,75 \quad \text{pour les boulons de rive,}$$

$$\alpha_b = \min(0,96; 1,86; 1,0) = 0,96 \quad \text{pour les boulons intérieurs,}$$

$$k_1 = \min(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 ; 1,4 \frac{P_2}{d_0} - 1,7 ; 2,5)$$

$$2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 \frac{60}{22} - 1,7 = 5,93$$

$$1,4 \frac{P_2}{d_0} - 1,7 = 1,4 \frac{180}{22} - 1,7 = 9,75$$

$$k_1 = \min(5,93 ; 9,75 ; 2,5) = 2,5$$

$$(F_{b,rd})_{\min} = \frac{2,5 \times 0,75 \times 430 \times 20 \times 14}{1,25} = 180,6 \text{ KN, pour les boulons de rive}$$

$$(F_{b,rd})_{\max} = \frac{2,5 \times 0,96 \times 430 \times 20 \times 14}{1,25} = 231,17 \text{ KN, pour les boulons intérieurs}$$

○ La résistance au cisaillement d'un seul boulon :

$$F_{v,rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_{up} A_s}{\gamma_{M2}}$$

Avec :

$t_{pa} = 25 \text{ mm} > d/3 = 20/3 = 6,66 \text{ mm}$; alors $\beta_p = \frac{9d}{8d + t_{pa}} = 0,87$ et $\alpha_v = 0,6$ (boulon de classe 8.8)

- $t_{pa} = 25 \text{ mm}$ (L'épaisseur de la plaque d'ajustassions)

$$F_{v,rd} = \frac{0,87 \times 0,6 \times 800 \times 245}{1,25} = 81,84 \text{ KN} < (F_{b,rd})_{\min} = 180,6 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = n_{fp} F_{v,rd} = 8 \times 81,84 = 654,72 \text{ KN} > N_{Ed,fp} = 404,7 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

○ **Vérification de la résistance minimum du couvre -joint de la semelle**

Il faut vérifier que $0,25N_{Ed} \leq N_{Rd}$

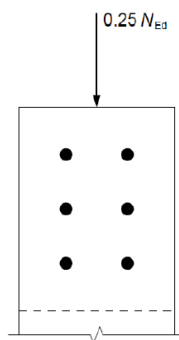


Figure 8.12 : Schéma de la vérification de la section de la semelle.

$$N_{Rd} = \frac{2 A_{fp} f_{fp}}{\gamma_{Mo}} = \frac{2 \times 300 \times 14 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 1050 \text{ KN}$$

$$0,25N_{Ed} = 0,25 \times 638,95 = 159,74 \text{ KN} < N_{Rd} = 1050 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

○ **Vérification de la résistance des boulons minimum du couvre -joint de la semelle**

Il faut vérifier que $0,25N_{Ed} \leq 2 F_{Rd,fp}$

$$F_{Rd,fp} = n_{wp} F_{b,rd} \quad \text{si} \quad F_{b,rd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{Rd,fp} = n_{wp} F_{v,rd} \quad \text{si} \quad F_{b,rd} > F_{v,rd}$$

La résistance au cisaillement d'un seul boulon

$$F_{v,rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_{up} A_s}{\gamma_{M2}}$$

Avec :

$$t_{pa} = 25 \text{ mm} > d/3 = 20/3 = 6,66 \text{ mm} \quad \text{alors} \quad \beta_p = \frac{9d}{8d + t_{pa}} = 0,87$$

et $\alpha_v = 0,6$ (boulon de classe 8.8)

$$F_{v,rd} = \frac{0,87 \times 0,6 \times 800 \times 353}{1,25} = 81,84 \text{ KN}$$

La résistance en pression diamétrale d'un seul boulon

$$F_{b,rd} = \frac{K_1 \alpha_b f_{up} d t_{fp}}{\gamma_{M2}}$$

Avec :

$$\alpha_b = \left(\alpha_d ; \frac{P_{1,fp}}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_{up}} ; 1,0 \right)$$

$$\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0} = \frac{50}{3 \times 22} = 0,75$$

$$\alpha_d = \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{80}{3 \times 22} - \frac{1}{4} = 0,96$$

$$\frac{f_{ub}}{f_{up}} = \frac{800}{430} = 1,86$$

$$\alpha_b = \min(0,75 ; 0,96 ; 1,86 ; 1,0) = 0,75$$

$$k_1 = \min \left(2,8 \frac{e_{2,fp}}{d_0} - 1,7 ; 1,4 \frac{P_{2,fp}}{d_0} - 1,7 ; 2,5 \right)$$

$$2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 \frac{60}{22} - 1,7 = 5,93$$

$$1,4 \frac{P_2}{d_0} - 1,7 = 1,4 \frac{180}{22} - 1,7 = 9,75$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,75 \times 430 \times 20 \times 14}{1,25} = 180,6 \text{ KN} > F_{v,rd} = 81,84 \text{ KN} \text{ alors } F_{Rd,fp} = n_{wp} F_{v,rd}$$

$$F_{Rd,fp} = 6 \times 81,84 = 491,04 \text{ KN}$$

$$0,25 N_{Ed} = 638,95 \text{ KN} < 2 F_{Rd,fp} = 982,1 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

8.7. Assemblage des pieds de poteaux

Introduction

Les bases des poteaux et les tiges d'ancrage sont des éléments de continuité qui assurent la transmission des efforts de la superstructure aux fondations, ce sont des dispositifs de liaisons.

Ces derniers constitués d'une plaque d'assise appelée platine assurant la réduction de la pression dans le béton, soudée au poteau reposant sur la fondation et fixée par écrous aux tiges d'ancrage qui sont noyées dans le béton.

Dans la platine se produisent des sollicitations de flexion, pour absorber cela, les plaques doivent être suffisamment épaisses ou comportent des raidisseurs.

Remarque : on a utilisé logiciel CYPE CONECT pour les assemblages compliqués.

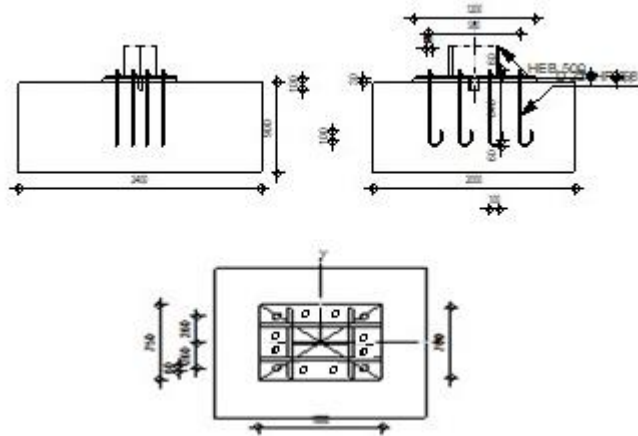


Figure 8.13 : Assemblage pied de poteau (PRS)

Poteau			
2HEB 800			
L_c	3,50	[m]	Longueur du poteau
a	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
h_c	800	[mm]	Hauteur de la section du poteau
b_{fc}	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
t_{wc}	17,5	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
t_{fc}	33	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
r_c	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
A_c	665.29	[cm ²]	Aire de la section du poteau
I_{yc}	119917	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	ACIER E28		
f_{yc}	275,00	[MPa]	Résistance
f_{uc}	405,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

a- Platine de parcellement

l_{pd}	750	[mm]	Longueur
b_{pd}	750	[mm]	Largeur
t_{pd}	40	[mm]	Epaisseur
Matériau:	ACIER E28		
f_{ypd}	275,00	[MPa]	Résistance
f_{upd}	405,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

b- Ancrage

Classe	HR 10.9	Classe de tiges d'ancrage
f_{yb}	900,00	Limite de plasticité du matériau du boulon

f_{ub}	1200,00	Résistance du matériau du boulon à la traction
d	27	Diamètre du boulon
A_s	4,59	Aire de la section efficace du boulon
A_v	5,73	Aire de la section du boulon
n_H	4	Nombre de colonnes des boulons
n_V	4	Nombre de rangées des boulons
Ecartement e_{Hi}	120 [mm]	
Entraxe e_{Vi}	120 [mm]	

c- Dimensions des tiges d'ancrage

L_1	100	[mm]
L_2	600	[mm]
L_3	100	[mm]

d- Plaque d'ancrage

l_p	100	[mm]	Longueur
b_p	100	[mm]	Largeur
t_p	20	[mm]	Epaisseur

e- Platine

l_{wd}	60	[mm]	Longueur
b_{wd}	60	[mm]	Largeur
t_{wd}	20	[mm]	Epaisseur

f- Raidisseur

l_s	1000	[mm]	Longueur
w_s	700	[mm]	Largeur
h_s	550	[mm]	Hauteur
t_s	40	[mm]	Epaisseur

Coefficients de matériau

γ_{M0}	1,00	Coefficient de sécurité partiel
γ_{M2}	1,25	Coefficient de sécurité partiel

γ_c	1,50		Coefficient de sécurité partiel
t_g	0	[mm]	Epaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g}$	12,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d}$	0,30		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

g- Mortier de calage

- **Soudures**

a_p	10	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
a_s	10	[mm]	Raidisseurs

Efforts

Cas 11 : G+Q+Ey

$N_{j,Ed}$	-6298,00	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y}$	-131,68	[kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z}$	8,23	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y}$	-24,60	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z}$	15,12	[kN*m]	Moment fléchissant

8.7.1. Résultats

a. Zone comprimée

- Compression du béton

f_{cd}	16,67	[MPa]	Résistance de calcul à la compression
f_j	20,49	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise
$c = t_p \cdot \ddot{O}(f_{yp}/(3 \cdot f_j \cdot g_{M0}))$			
c	85	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle
b_{eff}	209	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T
l_{eff}	475	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T
A_{c0}	994,24	[cm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation
A_{c1}	8948,19	[cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge
$F_{rd,u} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \ddot{O}(A_{c1}/A_{c0}) \leq 3 \cdot A_{c0} \cdot f_{cd}$			
$F_{rd,u}$	4971,22	[kN]	Résistance du béton à l'appui rigide
b_j	0,67		Coefficient réducteur pour la compression

$f_{jd} = b_j * F_{rd} / (b_{eff} * l_{eff})$			
f_{jd}	33,33	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint
$A_{c,n}$	5947,60	[cm ²]	Aire de compression efficace
$A_{c,y}$	2210,98	[cm ²]	Aire de flexion My
$A_{c,z}$	2499,70	[cm ²]	Aire de flexion Mz
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$			
$F_{c,Rd,n}$	19825,33	[kN]	Résistance du béton à la compression
$F_{c,Rd,y}$	7369,93	[kN]	Résistance du béton à la flexion My
$F_{c,Rd,z}$	8332,34	[kN]	Résistance du béton à la flexion Mz

- **Aile et âme du poteau en compression**

CL	1,00		Classe de la section
$W_{pl,y}$	33173,31	[cm ³]	Facteur plastique de la section
$M_{c,Rd,y}$	9122,66	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion
$h_{f,y}$	589	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$			
$F_{c,fc,Rd,y}$	15481,43	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées
$W_{pl,z}$	21587,30	[cm ³]	Facteur plastique de la section
$M_{c,Rd,z}$	5936,51	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion
$h_{f,z}$	396	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$			
$F_{c,fc,Rd,z}$	14991,7	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées

- **Résistance de la semelle dans la zone comprimée**

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$			
$N_{j,Rd}$	19825,33	[kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial
$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$			
$F_{C,Rd,y}$	7369,93	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée
$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$			
$F_{C,Rd,z}$	8332,34	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée

a- Contrôle de la résistance de l'assemblage

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)			$0,34 < 1,00$	vérifié
e_y	4	[mm]	Excentricité de l'effort axial	
$z_{c,y}$	295	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$	
$z_{t,y}$	350	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$	
$M_{j,Rd,y}$	52,92	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)			$0,46 < 1,00$	vérifié
e_z	2	[mm]	Excentricité de l'effort axial	
$z_{c,z}$	198	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$	
$z_{t,z}$	260	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$	
$M_{j,Rd,z}$	36,81	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)			$0,41 < 1,00$	vérifié
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$			$0,88 < 1,00$	vérifié

b. Cisaillement

- **Pression du boulon d'ancrage sur la plaque d'assise**
- **Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$**

$\alpha_{d,y}$	1,32	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement		
$\alpha_{b,y}$	1,00	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$		
$k_{1,y}$	2,50	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement		
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * \alpha_{b,y} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$				
$F_{1,vb,Rd,y}$	874,80	[kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	

➤ *Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$*

$\alpha_{d,z}$	1,72	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement		
$\alpha_{b,z}$	1,00	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$		
$k_{1,z}$	2,50	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement		
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * \alpha_{b,z} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$				
$F_{1,vb,Rd,z}$	874,80	[kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	

➤ **Cisaillement du boulon d'ancrage**

α_b	0,25		Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$
A_{vb}	5,73	[cm ²]	Aire de la section du boulon
f_{ub}	1200,00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
γ_{M2}	1,25		Coefficient de sécurité partiel
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b * f_{ub} * A_{vb} / \gamma_{M2}$			
$F_{2,vb,Rd}$	136,31	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier

➤ **Glissement de la semelle**

$C_{f,d}$	0,30		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton
$N_{c,Ed}$	6769,53	[kN]	Effort de compression
$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$			
$F_{f,Rd}$	2030,86	[kN]	Résistance au glissement

➤ **Contrôle du cisaillement**

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,y}$	3121,37	[kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$		0,04 < 1,00	vérifié
$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z}$	3121,37	[kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$		0,00 < 1,00	vérifié
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$		vérifié	(0,04)

➤ **Contrôle des raidisseurs**

- **Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau**

M_1	105,53	[kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur
Q_1	886,79	[kN]	Effort tranchant du raidisseur
z_s	195	[mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)

I_s	133275, 23	[cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
σ_d	12,31	[MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	
σ_g	31,24	[MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	
t	40,31	[MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	
σ_z	70,89	[MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	
$\max(\sigma_g, t / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$			0,26 < 1,00	vérifié

• **Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)**

M_1	61,71	[kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
Q_1	678,13	[kN]	Effort tranchant du raidisseur	
z_s	175	[mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
I_s	146894, 05	[cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
σ_d	5,65	[MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	
σ_g	17,45	[MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	
t	30,82	[MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	
σ_z	53,69	[MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	
$\max(\sigma_g, t / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$			0,20 < 1,00	vérifié

VI.7.1. Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_n =$	49,40	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	
$t^\wedge =$	49,40	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	
$t_{yII} =$	-4,77	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	
$t_{zII} =$	0,17	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	
$\beta_w =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	
$\sigma / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)			0,17 < 1,00	vérifié
$\ddot{O}(\sigma^2 + 3.0(t_{yII}^2 + t^\wedge^2)) / (f_u / (b_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,26 < 1,00	vérifié
$\ddot{O}(\sigma^2 + 3.0(t_{zII}^2 + t^\wedge^2)) / (f_u / (b_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,25 < 1,00	vérifié

VI.7.2. Rigidité de l'assemblage

- **Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$**

b_{eff}	209	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T
l_{eff}	475	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T
$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff}) / (1.275 \cdot E)}$			
$k_{13,y}$	38	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé
l_{eff}	567	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
m	142	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement
$k_{15,y} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$			
$k_{15,y}$	11	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction
L_b	290	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage
$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$			
$k_{16,y}$	3	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction
$\lambda_{0,y}$	0,20		Elancement du poteau
$S_{j,ini,y}$	1373969,43	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale
$S_{j,rig,y}$	2684612,37	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE			

- **Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$**

$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{(A_{c,z}) / (1.275 \cdot E)}$			
$k_{13,z}$	60	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé
l_{eff}	54	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
m	14	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement
$k_{15,z} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$			
$k_{15,z}$	597	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction
L_b	290	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage
$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$			
$k_{16,z}$	3	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction
$\lambda_{0,z}$	0,59		Elancement du poteau
$S_{j,ini,z}$	983813,16	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale
$S_{j,rig,z}$	317564,76	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide
$S_{j,ini,z} < S_{j,rig,z}$ RIGIDE			

CHAPITRE 9 :

Etude de sous-sol

9. Etude du voile périphérique

9.1. Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau des fondations jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

9.2. Dimensionnement du voile

Pour le dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**,

Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$

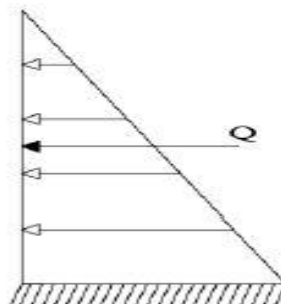
Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).

Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles Avec :

B : Section du voile



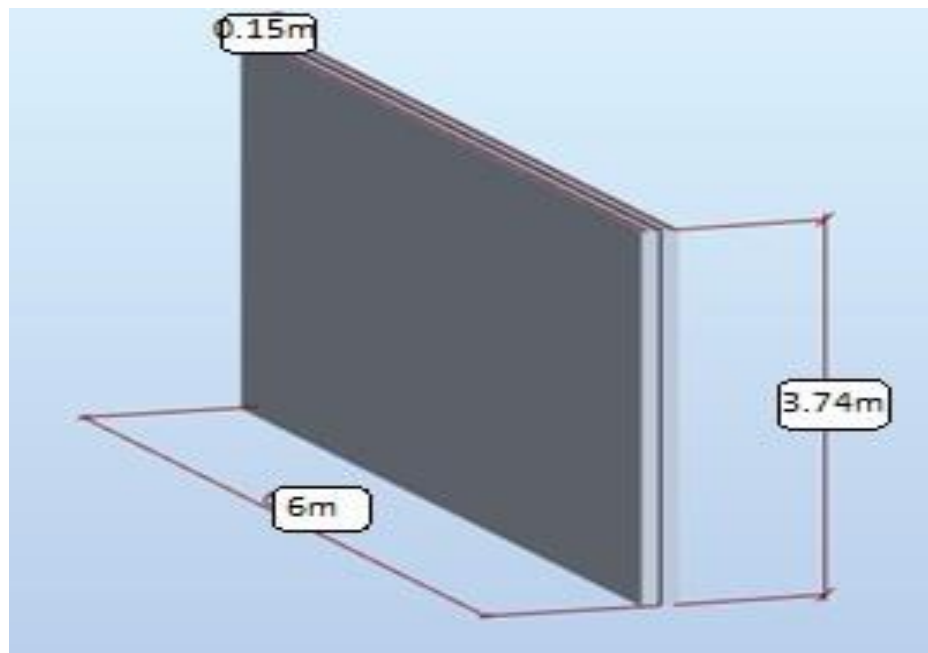


Figure VIII-6 Schéma statique

Figure VIII-7 Dimension du Voile périphérique

- **Evaluation des charges de Sous-sol**

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On prend le tronçon le plus défavorable. $L_x = 3.5m$; $L_y = 5,5m$; $e = 15\text{ cm}$; H : Hauteur de voile ($H = 3.5m$).

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

Q : Contrainte à la base sur une bande de 1m.

A : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma_h = 18\text{kN/m}^3$).

φ : Angle de frottement de remblai.

$\varphi = 28^\circ$

π

$$A = f(\varphi) = \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Donc : $Q = A \times y \times H = 0,36 \times 18 \times 3,5 = 24,23 Q_u = 1,35 \times Q = 1,35 \times 24,23 = 32,71 \text{ KN/ml}$

Effort dans la dalle

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles ; un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté.

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{3,5}{6} = 0,62 > 0,4 \quad \text{Donc la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$ELU \nu = 0 \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0794 \\ \mu_y = 0,32 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \cdot Q_u \cdot L_x^2 = 0,0794 \times 32,71 \times 3,5^2 = 19,89 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,32 \times 19,89 = 6,36 \text{ KN.m}$$

Moment en travée

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 16,9 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 5,4 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 9,945 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 M_y = 3,18 \text{ KN.m}$$

Calcul du ferrailage du voile périphérique

On a : $b = 1\text{m}$; $h = 15\text{cm}$; $d = 13,5\text{cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

	Sens	$M \text{ (KN.m)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	Choix adopté	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	X-X	16,9	2,97	6T8	3,02
	YY	5,4	0,92	6T8	3,02
Appuis	X-X	9,945	1,72	6T8	3,02
	YY	3,18	0,54	6T8	3,02

Tableau VIII.5 Ferrailage du voile périphérique

- **Condition de non fragilité Dalles**

travaillent dans les deux sens. L'épaisseur $12\text{cm} \leq e \leq 30\text{ cm}$.

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{min}; A_x^{min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{min}; A_y^{min} = \rho_0 bh \\ \vdots \end{cases}$$

$$\rho_0 = 6 \times 10^{-4}$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 6 \times 10^{-4} \left[3 - \frac{350}{600} \right] \frac{100 \times 15}{2} = 1,06\text{cm}^2 \\ A_y^{min} = 6 \times 10^{-4} \times 100 \times 15 = 0,9\text{cm}^2 \end{cases}$$

Moment en travée

$$A_x = 3,02\text{ cm}^2 \geq A_x^{min} = 1,06\text{cm}^2$$

$$A_y = 3,02\text{cm}^2 \geq A_y^{min} = 0,9\text{ cm}^2$$

- **Moment sur appuis**

$$A_x = 3,02\text{ cm}^2 \geq A_x^{min} = 1,15\text{cm}^2$$

$$A_y = 3,02\text{cm}^2 \geq A_y^{min} = 0,9\text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée

vréification de la contrainte tangentielle du béton

Il faut vérifier que $\overline{r}_u < r_u$

Avec :

$$\overline{r}_u = \min(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{24,23 \times 3,50 \times 5,5}{2 \times l_x + l_y} = \frac{24,23 \times 3,50 \times 5,5}{(2 \times 3,50) + 5,5} = 40,33\text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u \times l_x}{3} = \frac{24,23 \times 3,50}{3} = 30,20\text{ KN}$$

$$T_u = \text{Max}(T_x; T_y) = 40,33\text{ KN}$$

$$r_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{40,33 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,298\text{MPa}$$

$r_u = 0,298MPa \leq \bar{r}_u = 2,5MPa$ **Condition vérifiée**

• **Vérification des contraintes à l'ELS:**

$\bar{\sigma}_s = 201,63MPa$

$Q_s = Q = 24.23KN/ml$

$\frac{L_x}{L_y} = \frac{3.74}{6} = 0,62 > 0,4$ Donc la dalle travail dans les deux sens.

$L_y = 6$

$ELS \ v = 0,2 \begin{cases} \mu_x = 0,0844 \\ \mu_y = 0,4892 \end{cases}$

$M_x = \mu_x \cdot Q_u \cdot L_x^2 = 0,0844 \times 23.24 \times 3.50^2 = 27.43 KN.m$

$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,4892 \times 27.43 = 13.41 KN.m$

• **Moment en travée**

$M_{tx} = 0,85M_x = 23.31 KN.m$

$M_{ty} = 0,85M_y = 11.39 KN.m$

• **Moment sur appuis**

$M_{ax} = 0,5M_x = 13.71 KN.m$

$M_{ay} = 0,5M_y = 6.7KN.m$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	Sens	M (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)
Travée	X-X	23.31	16.03	6.004	20725.299	6.75	15	126.42	201,63
	Y-Y	11.39	6.96	4.3	11484.23	4.33	15	135.87	201,63
Appuis	X-X	13.71	8.72	4.77	13586.32	4.82	15	132.04	201,63
	Y-Y	6.7	3.43	3.2	6549.73	3.32	15	157.31	201,63

Tableau VIII.6 Calcul des contraintes du voile périphérique

Conclusion:

Toutes les conditions seront vérifiées en travée et en appui.

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} \quad \text{---}$$

$$\sigma_s \leq \sigma_s \quad \text{---}$$

	Sens	Choix adopté	Section (cm ²)	Espacement
Travée	X-X	15T12	16.96	15
	Y-Y	9T10	7.07	15
Appuis	X-X	12T10	9.42	15
	Y-Y	6T10	4.71	15

Tableau VIII.7 Choix du ferrailage du voile périphérique

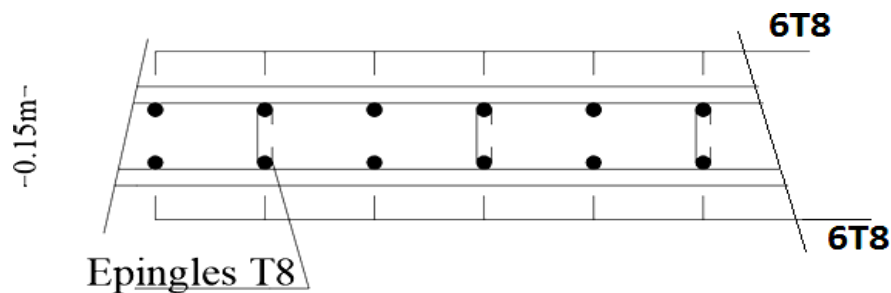


Figure VIII-8 Schéma de ferrailage du voile périphérique

9.3. Les poteaux mixtes :

Les poteaux mixtes sont généralement constitués par une section carrée ou rectangulaire, obtenue à partir d'un profilé en acier, de type I ou H.

On parle de poteau mixte lorsqu'un profilé laminé soumis essentiellement à de la compression est combiné avec du béton. Ils sont utilisés pour reprendre un effort normal important avec une section d'air relativement faible, sont également utilisés dans les bâtiments élevés sensibles aux actions horizontales telles que le vent ou les séismes (pour lesquels la ductilité de l'acier est importante).

Le béton ajouté au profilé permet de distinguer deux types de poteaux mixtes

- les poteaux enrobés de béton, que ce soit totalement ou partiellement
- les poteaux remplis de béton

9.3.1. Calcul des poteaux mixtes

Pour le dimensionnement des poteaux mixtes acier-béton, deux méthodes sont présentées dans le règlement européen l'EC4.

Une méthode générale qui prend en compte les effets du second ordre et les imperfections applicables aux sections de poteaux non symétriques ainsi qu'à des poteaux de section variable sur leur hauteur. Cette méthode nécessite l'utilisation d'outils de calcul numérique.

Une méthode simplifiée faisant aux courbes de flambement européennes des poteaux en acier qui tiennent implicitement compte des imperfections, applicable au calcul des poteaux mixtes présentant une section doublement symétrique et uniforme sur leur hauteur.

On propose un poteau mixte totalement enrobé avec un profilé HEB800 et de section (950*500) et armateur 6 ϕ 14.

- **Caractéristique de la section mixte**

Acier HEB800

Profile	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _r mm	mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} mm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEB80 0000	262	33420	800	300	33	17.5	35910 00	14900	10230	1553	32.78	6.68

Tableau VIII.8 Caractéristiques du profilé HEB800

- **Armateurs 6 T 14**

$$A_s = 924 \text{ mm}^2$$

$$I_s = N_{\text{barre}} \times A \times d^2$$

$$I_{sy} = ns \times (\pi \times \phi a^2) / 4 \times [h/2 - (\phi a/2 + \phi t + c)]^2$$

$$I_{sy} = [4 \times (\pi \times 14^2) / 4] \times [475 - (7 + 8 + 40)]^2$$

$$I_{sy} = 108,61 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{sy} = ns \times (\pi \times \phi a^2) / 4 \times [h/2 - (\phi a/2 + \phi t + c)]^2$$

$$I_{sy} = [4 \times (\pi \times 14^2) / 4] \times [250 - (7 + 8 + 40)]^2$$

$$I_{sy} = 35,12 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Avec :

n_s : Nombre des armatures dans la file.

C : enrobage.

ϕ_A : Diamètre des armatures.

ϕ_t : Diamètres de cadre.

Béton de section (950*500)

$$A_c = [A_{\text{béton}} - (A_{\text{barre}} + A_{\text{profilé}})] \quad A_c = [950 \times 500 - (924 + 33420)]$$

$$A_c = 440.65 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$I_{cy} = \frac{bh^3}{12} - [I_{sy} + I_{ay}]$$

$$I_{cy} = \frac{500 \times 950^3}{12} - [108.61 \times 10^6 + 359100 \times 10^4]$$

$$I_{cy} = 3.2 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_{cz} = \frac{bh^3}{12} - [I_{sz} + I_{az}]$$

$$I_{cz} = \frac{950 \times 500^3}{12} - [35.12 \times 10^6 + 14900 \times 10^4]$$

$$I_{cz} = 9.71 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

- **La rigidité élastique**

$$EI_y = E_a \times I_{ay} + 0.6 E_{cd} \times I_{cy} + E_s \times I_{sy}$$

$$EI_y = 2.1 \times 10^5 \times 359100 \times 10^4 + 0.6 \times 22.22 \times 10^3 \times 3.2 \times 10^{10} + 2.1 \times 10^5 \times 108.61 \times 10^6$$

$$EI_y = 1.2 \times 10^{15} \text{ N mm}^2$$

$$EI_z = E_a \times I_{az} + 0.6 E_{cd} \times I_{cz} + E_s \times I_{sz}$$

$$EI_z = 2.1 \times 10^5 \times 14900 \times 10^4 + 0.6 \times 22.22 \times 10^3 \times 9.71 \times 10^9 + 2.1 \times 10^5 \times 35.12 \times 10^6$$

$$EI_z = 1.67 \times 10^{14} \text{ N mm}^2$$

Avec :

- $E_c = \frac{E_{cm}}{\gamma_c}$: Module d'élasticité efficace du béton Pour le chargement à court terme

$E_{cm} = 30000$: Module d'élasticité sécant de béton.

$$y_c = 1.35$$

I_s, I_c, I_s : Sont des moments d'inertie de flexion pour plan de flexion considéré de l'acier de construction, de béton et de l'armature.

$(E_a, E_s) = 2.1 \times 10^5 (\text{N/mm}^2)$: Les modules d'élasticité pour l'acier de construction. Résistance plastique en compression axiale.

Résistance plastique en compression axiale

$$N_{pl,rd} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_m} + A_c \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

f_y : Limite élastique de l'acier de construction.

f_{ck} : Résistance en compression de béton.

f_{sk} : Limite élastique de l'acier d'armature.

A_a, A_c, A_s : Aire de la section de l'acier de construction, de béton et de l'armature.

$\gamma_{m0}, \gamma_c, \gamma_s$: Les coefficients partiels de sécurité aux états limites ultimes.

Avec : $\gamma_{m0} = 1.1$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$N_{pl,rd} = 33420 \times \frac{275}{1.1} + 440.65 \times 10^3 \times 0.85 \times \frac{25}{1.5} + 924 \times \frac{400}{1.15}$$

$$N_{pl,rd} = \mathbf{14918.93 \text{ KN}}$$

Détermination le rapport de contribution de l'acier

$$\delta = \frac{(A_a \times f_y) / \gamma_{m0}}{N_{pl,rd}}$$

$$\delta = \frac{(33420 \times 275) / 1.1}{14918.93} = 0.56$$

Vérification du poteaux mixtes en compression axiale

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

A partir du logiciel de CYPECAD en tire $N_{sd} = \mathbf{2450.44 \text{ KN}}$ sous la combinaison $G+Q+E_x$

- Calcul d'élancement réduit

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,rd}}{N_{cr}}}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times EI}{L_f^2}$$

■ N_{cr} : La charge critique élastique pour la longueur de poteau.

$N_{pl,rd}$: La résistance plastique en compression de la section mixte.

Calcul λ_y

$$N_{pl,rd}^* = 33420 \times 275 + 440.65 \times 10^3 \times 0.85 \times 25 + 924 \times 400 = 18923.91 \text{ KN}$$

$$N_{crx} = \frac{\pi^2 \times EI_y}{L_{fy}^2} = \frac{\pi^2 \times 1.2 \times 10^{15}}{3740^2} = 846716.04 \text{ KN}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{N_{pl,rd}}{N_{crx}}} = \sqrt{\frac{18923.91}{846716.04}} = 0.21$$

- Calcul λ_z

$$N_{crz} = \frac{\pi^2 \times EI_z}{L_{fz}^2} = \frac{\pi^2 \times 1.67 \times 10^{14}}{3740^2} = 117834.64 \text{ KN}$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{N_{pl,rd}}{N_{crz}}} = \sqrt{\frac{18923.91}{117834.64}} = 0.4$$

$(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z)$ Risque de flambement en plan z-z et y-y ($\bar{\lambda} < 2$)

- Le choix de la courbe de flambement

$$\alpha_x = 0,21 \quad \text{Et} \quad \alpha_z = 0,34$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Plan y - y ; } \phi_y = 0,5 \times (1 + \alpha_y \times (\lambda_y - 0,2) + \lambda_{lim}) \\ \text{Plan z - z ; } \phi_z = 0,5 \times (1 + \alpha_z \times (\lambda_z - 0,2) + \lambda_{lim}) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Plan y - y ; } \phi_y = 0,5 \times (1 + 0,21 \times (0,21 - 0,2) + 0,21^2) = 0,52 \\ \text{Plan z - z ; } \phi_z = 0,5 \times (1 + 0,34 \times (0,4 - 0,2) + 0,4^2) = 0,61 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Plan y - y; } \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0.52 + \sqrt{0.52^2 - 0.21^2}} = 1.01 \\ \text{Plan z - z; } \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0.61 + \sqrt{0.61^2 - 0.4^2}} = 0.93 = X_{\min} \end{array} \right.$$

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

$$2450.44 \leq 0.93 \times 14918.93 = 13874.6$$

$$N_{sd} = 2450.44 \text{ kN} \leq N_{pl,rd} = 13874.6 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification d'application de la méthode simplifiée

Hypothèses	Vérifications	Observation
La symétrie de la section	Section symétrique	Vérifiée
$0.2 < \delta < 0.9$	$\delta = 0.56$	Vérifiée
$(\lambda_y, \lambda_z) < 2$	$\lambda_y = 0.21$ $\lambda_z = 0.4$	Vérifiée
$A_s \geq 0.3\% A_c$	$A_s = 924 \text{ mm}^2$ $0.3\% A_c = 843 \text{ mm}^2$	Vérifiée
$0.2 < \frac{h}{b} < 5$	$\frac{h}{b} = 1.9$	Vérifiée
$\frac{A_s}{A_c} \leq 0.06$	$\frac{A_s}{A_c} = \frac{924}{277.27 \times 10^3} = 0.0032$	Vérifiée
$40 \text{ mm} \leq C_y < 0.4 \times bc$ $40 \text{ mm} \leq C_z < 0.3 \times hc$	$40 \text{ mm} \leq C_y = 40 \text{ mm} < 0.4 \times bc = 240 \text{ mm}$ $40 \text{ mm} \leq C_z = 40 \text{ mm} < 0.3 \times hc = 150 \text{ mm}$	Vérifiée

Tableau VIII.9 Les vérifications d'application de la méthode simplifiée

Toutes les conditions sont vérifiées alors on opte la section mixte (500*950 ; HEB800) pour poteau de sous-sol.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Arrivant à la fin de ce modeste travail, qui nous a donné l'occasion pour mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant le cursus de formation de master, appliquer les règlements et utiliser intelligemment les logiciels de calcul disponible.

Cette expérience nous a permis aussi de mieux comprendre le domaine de la construction en charpente métallique qui nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans ce domaine, et développer les idées à partir de la lecture des différentes références bibliographiques et de chercheurs dans le domaine du génie civil.

La conception d'une structure métallique repose sur le dimensionnement aux états limites ultimes en tenant compte des actions environnantes les plus sévères tels que les charges permanentes et surcharges d'exploitation, la température, la neige, le vent et le séisme.

Ce dimensionnement concerne chaque élément. La précision et la rigueur dans les calculs et vérifications d'une part et la conception exacte des différents détails de la construction.

LISTE DES SYMBOLES

- A : Section brute d'une pièce
A_{net} : Section nette d'une pièce
A_{réf}: Surface élémentaire
A_w: Section de l'âme
A_v : Aire de cisaillement
b: La largeur de la solive
b_e: La largeur associée aux solives
C_r: Coefficient de force
C_t : Coefficient de topographie
C_r : Coefficient de rugosité
C_{p,net}: Coefficient de pression nette
C_e : Coefficient d'exposition
C_d: Coefficient dynamique
E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier
G : Charge permanente
G : Module de Young
G_c: Effort appliqué sur le connecteur
I : Moment d'inertie
I_{V(z)} : Intensité de la turbulence
K : Coefficient d'encastrement ou de rigidité Poutre - Poteau
K₀: Coefficient de flambement
K_t: Facteur de terrain
M_{s,d}: Moment sollicitant en générale
M : Moment fléchissant
M_{Rd}: Moment résistant
M_{Pl}: Moment plastique
M_{cr}: Moment critique
M_{b,Rd}: Valeur de calcul de la résistance au déversement
N_{Pl,Rd}: Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute
N_{b,Rd}: Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement
N_{s,d}: Effort normal sollicitant
N_{t,s,d}: Effort normal de traction

LISTE DES SYMBOLES

N_{pl} : Effort normal plastique

$N_{c,Rd}$: La résistance de calcul a la compression de la section transversale

n : le coefficient d'équivalence acier/ béton

P_K : Poids total de la structure

Q : Charge d'exploitation

$q_{p(Z_e)}$: Pression dynamique de pointe

R : Coefficient de comportement de la structure

S : Surface

S : Charge de la neige

S_k : Charge de la neige sur le sol

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

$V_{pl,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement

$V_{réf}$: Vitesse de référence du vent

W : Pression aérodynamique

$W_{(z_j)}$: Pression dynamique

W_e : Pression extérieur exercée sur la surface élémentaire de la hauteur z_e

W_i : Pression intérieure exercée sur la surface élémentaire de la hauteur z_e

W_{pl} : Module de résistance plastique

W_{el} : Module de résistance élastique

d : Diamètre d'une section circulaire

f : Flèche

f_y : Limite d'élasticité

f_u : Résistance à la traction

f_{cj} : Résistance à la compression à "j" jours

f_{bu} : Contrainte admissible de compression a l'état limite ultime

H : Hauteur d'une pièce

L : Longueur d'une pièce

L_f : Longueur de flambement

r : Rayon d'une section circulaire

t : Épaisseur d'une pièce

t_f : Épaisseur de la semelle (poutre, solive, poteau)

t_w : Épaisseur de l'âme (poutre, solive, poteau)

Z : Hauteur au-dessus du sol

Z_0 : Paramètre de rugosité

LISTE DES SYMBOLES

$Z_{\text{éq}}$: Hauteur équivalente

Z_{min} : Hauteur minimale

α : Coefficient du système statique et de la travée étudiée

χ : Coefficient de réduction pour le mode de flambement ou déversement approprié

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

β_w : Facteur de corrélation

β_M : Facteur de moment uniforme équivalent

γ_M : Coefficient partiel de sécurité

γ_{M0} : Coefficient partiel de sécurité pour les sections de classe (1, 2,3)

γ_{M1} : Coefficient partiel de sécurité pour les sections de classe (4)

γ_{M2} : Coefficient partiel de sécurité pour les sections nettes au droit des trous

γ_b : Coefficient de sécurité

λ : Élançement

λ_l : Élançement de déversement

α : Facteur d'imperfection

ϕ : Rotation

ϕ_l : Rotation de déversement

η : Contrainte limite de cisaillement en élasticité

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier

σ_a : Contrainte de l'acier

σ_b : Contrainte du béton

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression à l'état limite de service

σ_{st} : La contrainte admissible de l'acier à l'ELU

$\bar{\sigma}_{sol}$: La contrainte admissible du sol

$\bar{\tau}$: Contrainte limite de cisaillement

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

η : Facteur de correction d'amortissement

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismique F_i

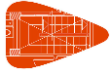
Δ_k : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K-1 »

μ : Coefficient de forme de la charge de neige



Justification de l'action sismique

ANNEXE



Justification de l'action sismique

1.- SÉISME

Norme utilisée: RPA 99 / v 2003

Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / VERSION 2003

Méthode de calcul: Dynamique modal spectral (RPA 99 / v 2003, 4.3)

1.1.- Données générales de séisme

Caractérisation de l'emplacement

Sismicité (zone) (RPA 99 / v 2003, 3.1 et Fig 3.1): Élevée (III)

Type de sol (RPA 99 / v 2003, 3.3): Meuble (S3)

Système structural

ξ: Pourcentage d'amortissement (RPA 99 / v 2003, Tableau 4.2)

ξ : 5.00 %

R_x: Coefficient de comportement (X) (RPA 99 / v 2003, Tableau 4.3)

R_x : 4.00

R_y: Coefficient de comportement (Y) (RPA 99 / v 2003, Tableau 4.3)

R_y : 4.00

Q: Facteur de qualité (RPA 99 / v 2003, 4.2.3 et Tableau 4.4)

Q : 1.10

Période fondamentale approximative

Système structural (X): III

Système structural (Y): III

h: Hauteur du bâtiment

h : 38.80 m

Importance de l'ouvrage (RPA 99 / v 2003, 3.2): Groupe 2

Paramètres de calcul

Nombre de modes de vibration qui interviennent dans l'analyse

: 10

Fraction de charge d'exploitation

: 0.20

Facteur multiplicateur du spectre

: 1.00

Effets de la composante sismique verticale

Ne sont pas considérés

Vérification de la condition de cisaillement de base: Selon la norme

L'analyse des effets du 2nd ordre n'est pas réalisée

Critère de ferrailage à appliquer pour la ductilité: Selon RPA 99 / v 2003, Chapitre VII

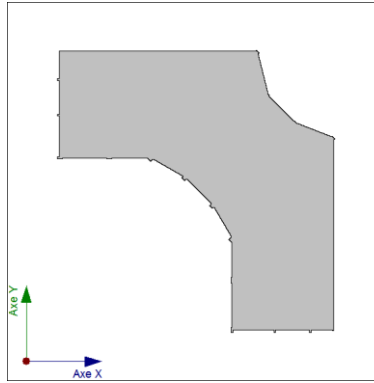
Directions d'analyse

Action sismique selon X

Action sismique selon Y



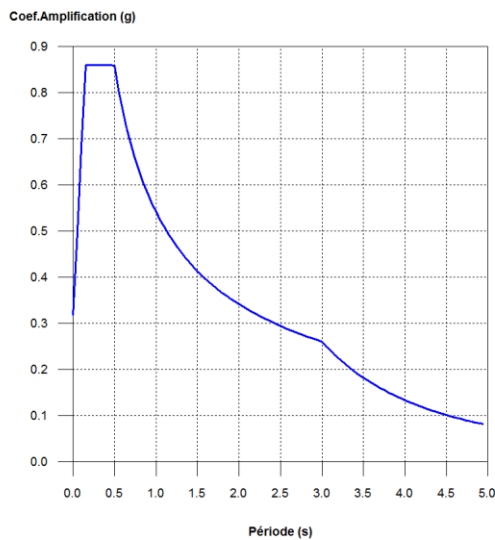
Justification de l'action sismique



Projection en plan de l'ouvrage

1.2.- Spectre de calcul

1.2.1.- Spectre élastique d'accélération



Coef. Amplification:

La valeur maximale des ordonnées spectrales est 0.859 g.

RPA 99 / v 2003 (4.3.3)

Paramètres nécessaires pour la définition du spectre

- A:** Coefficient d'accélération horizontale de zone (RPA 99 / v 2003, Tableau 4.1) **A :** 0.25
Sismicité (zone) (RPA 99 / v 2003, 3.1 et Fig 3.1): Élevée (III)
Importance de l'ouvrage (RPA 99 / v 2003, 3.2): Groupe 2
- η :** Facteur de correction d'amortissement (RPA 99 / v 2003, 4.2.3) **η :** 1.00
- ξ :** Pourcentage d'amortissement (RPA 99 / v 2003, Tableau 4.2) **ξ :** 5.00 %
- Q:** Facteur de qualité (RPA 99 / v 2003, 4.2.3 et Tableau 4.4) **Q :** 1.10
- T₁:** Période caractéristique associée au site (RPA 99 / v 2003, Tableau 4.7) **T₁ :** 0.15
T₂: Période caractéristique associée au site (RPA 99 / v 2003, Tableau 4.7) **T₂ :** 0.50
Type de sol (RPA 99 / v 2003, 3.3): Meuble (S3)



Justification de l'action sismique

1.2.2.- Spectre de conception des accélérations

Le spectre de conception sismique s'obtient en réduisant le spectre élastique par le coefficient (R) correspondant à chaque direction d'analyse.

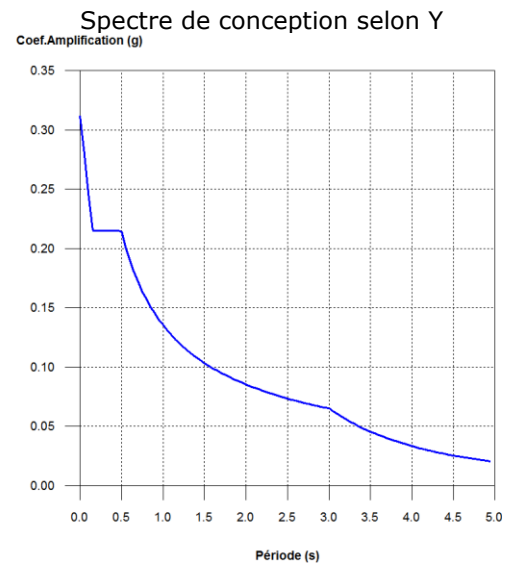
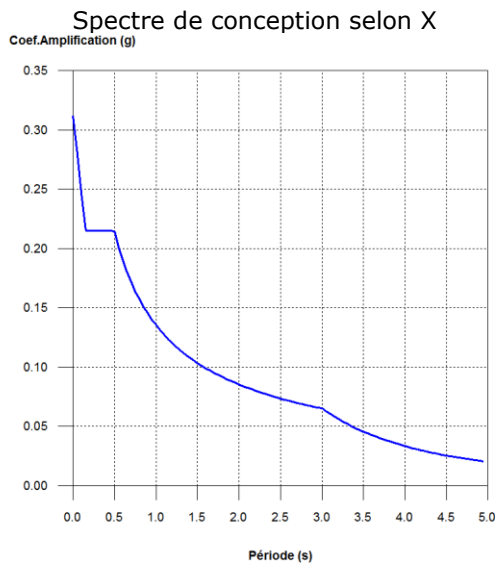
R_X: Coefficient de comportement (X) (RPA 99 / v 2003, Tableau 4.3)

R_X : 4.00

R_Y: Coefficient de comportement (Y) (RPA 99 / v 2003, Tableau 4.3)

R_Y : 4.00

RPA 99 / v 2003 (4.3.3)



1.3.- Coefficients de participation

Mode	T	L _x	L _y	L _{gz}	M _x	M _y	Hypothèse X(1)	Hypothèse Y(1)
Mode 1	0.996	0.1088	0.1125	0.9877	70.07 %	0 %	R = 4 A = 1.302 m/s ² D = 35.0223 mm	R = 4 A = 1.302 m/s ² D = 35.0223 mm
Mode 2	0.934	0.7043	0.6855	0.1845	0 %	76 %	R = 4 A = 1.324 m/s ² D = 33.8125 mm	R = 4 A = 1.324 m/s ² D = 33.8125 mm
Mode 3	0.827	0.021	0.0203	0.9996	16.55 %	0 %	R = 4 A = 1.508 m/s ² D = 26.1264 mm	R = 4 A = 1.508 m/s ² D = 26.1264 mm
Mode 4	0.352	0.2975	0.348	0.889	3.03 %	4.15 %	R = 4 A = 2.108 m/s ² D = 6.60629 mm	R = 4 A = 2.108 m/s ² D = 6.60629 mm



Justification de l'action sismique

Mode	T	L _x	L _y	L _{gz}	M _x	M _y	Hypothèse X(1)	Hypothèse Y(1)
Mode 5	0.331	0.7194	0.6661	0.197	10.6 %	9.09 %	R = 4 A = 2.108 m/s ² D = 5.86075 mm	R = 4 A = 2.108 m/s ² D = 5.86075 mm
Mode 6	0.298	0.0349	0.037	0.9987	2.47 %	2.78 %	R = 4 A = 2.108 m/s ² D = 4.73213 mm	R = 4 A = 2.108 m/s ² D = 4.73213 mm
Mode 7	0.234	0.0971	0.1195	0.9881	0 %	0 %	R = 4 A = 2.108 m/s ² D = 2.9166 mm	R = 4 A = 2.108 m/s ² D = 2.9166 mm
Mode 8	0.234	0.1491	0.1279	0.9805	0 %	0 %	R = 4 A = 2.108 m/s ² D = 2.91393 mm	R = 4 A = 2.108 m/s ² D = 2.91393 mm
Mode 9	0.220	0.1629	0.0286	0.9862	0 %	0 %	R = 4 A = 2.108 m/s ² D = 2.57911 mm	R = 4 A = 2.108 m/s ² D = 2.57911 mm
Mode 10	0.220	0.2233	0.097	0.9699	0 %	0 %	R = 4 A = 2.108 m/s ² D = 2.57782 mm	R = 4 A = 2.108 m/s ² D = 2.57782 mm
Total					95.57 %	95.58 %		

T: Période de vibration en secondes.

L_x, L_y: Coefficients de participation normalisés dans chaque direction de l'analyse.

L_{gz}: Coefficient de participation normalisé correspondant au degré de liberté rotationnelle.

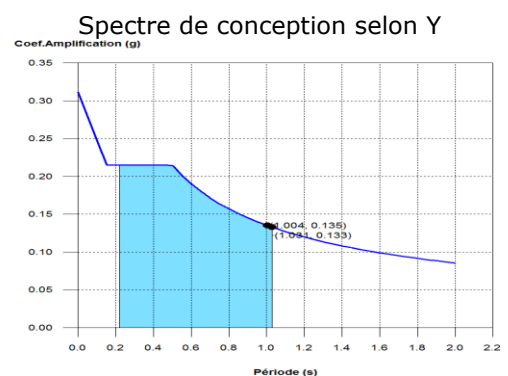
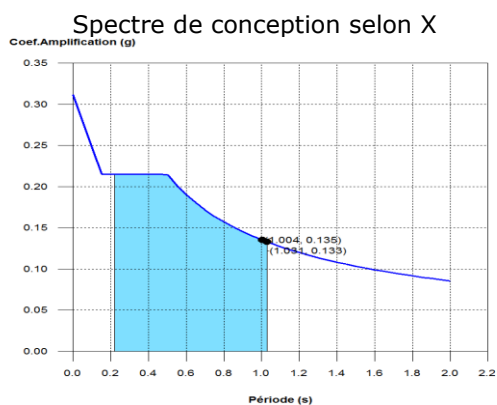
M_x, M_y: Pourcentage de masse déplacée pour chaque mode dans chaque direction de l'analyse.

R: Relation entre l'accélération de calcul en utilisant la ductilité attribuée à la structure et l'accélération de calcul obtenue sans ductilité.

A: Accélération de calcul, en incluant la ductilité.

D: Coefficient du mode. Équivaut au déplacement maximum du degré de liberté dynamique.

Représentation des périodes modales



Est représenté l'intervalle de périodes compris dans les modes étudiés, avec indication des modes dans lesquels plus de 30% de la masse est déplacée:

1.5.- Correction pour cisaillement de base



Justification de l'action sismique

1.5.1.- Cisaillement dynamique CQC

Le cisaillement dynamique de base (V_d), par direction et hypothèse sismique, est obtenu par combinaison quadratique complète (CQC) des cisaillements à la base par hypothèse modale.

Hypothèse sismique (X)	Hypothèse modale	V_x (kN)	$V_{d,x}$ (kN)
Séisme X1	Mode 1	3058.021	6684.495
	Mode 2	3295.593	
	Mode 3	530.594	
	Mode 4	417.168	
	Mode 5	1458.903	
	Mode 6	340.181	
	Mode 7	0.011	
	Mode 8	0.020	
	Mode 9	0.625	
	Mode 10	0.022	

Hypothèse sismique (Y)	Hypothèse modale	V_y (kN)	$V_{d,y}$ (kN)
Séisme Y1	Mode 1	3269.801	6695.099
	Mode 2	3122.670	
	Mode 3	491.913	
	Mode 4	570.811	
	Mode 5	1250.818	
	Mode 6	382.764	
	Mode 7	0.017	
	Mode 8	0.015	
	Mode 9	0.019	
	Mode 10	0.004	

$V_{d,x}$: Cisaillement dynamique de base suivant la direction X, par hypothèse sismique

$V_{d,y}$: Cisaillement dynamique de base suivant la direction Y, par hypothèse sismique

1.5.2.- Cisaillement statique de base

L'effort tranchant sismique dans la base de la structure est déterminé pour chacune des directions d'analyse:

$V_{s,x}$: Effort tranchant sismique dans la base (X) (RPA 99 / v 2003, 4.2.3)

$V_{s,x}$: 8204.308 kN

$S_{d,x}(T_a)$: Accélération spectrale horizontale de conception (X)

$S_{d,x}(T_a)$: 0.128 g

$T_{a,x}$: Période fondamentale approximative (X) (RPA 99 / v 2003, 4.2.4)

$T_{a,x}$: 0.78 s

Système structural (X): III

h : Hauteur du bâtiment

h : 38.80 m



Justification de l'action sismique

$V_{s,Y}$: Effort tranchant sismique dans la base (Y) (RPA 99 / v 2003, 4.2.3)

$V_{s,Y}$: 8204.308 kN

$S_{d,Y}(T_a)$: Accélération spectrale horizontale de conception (Y)

$S_{d,Y}(T_a)$: 0.128 g

$T_{a,Y}$: Période fondamentale approximative (Y) (RPA 99 / v 2003, 4.2.4)

$T_{a,Y}$: 0.78 s

Système structural (Y): III

h : Hauteur du bâtiment

h : 38.80 m

W : Poids sismique total de la structure

W : 64058.744 kN

Le poids sismique total de la structure est la somme des poids sismiques de tous les niveaux.

w_i : Poids sismique total du niveau "i"

Somme de la totalité de la charge permanente et de la fraction de la charge d'exploitation prise en compte dans le calcul de l'action sismique.

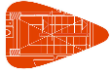
Niveau	w_i (kN)
Plancher 10	5546.055
Plancher 9	5174.656
Plancher 8	5212.660
Plancher 7	5238.923
Plancher 6	5238.923
Plancher 5	5265.497
Plancher 4	5287.096
Plancher 3	5287.096
Plancher 2	5441.642
Plancher 1	8158.402
RDC	8207.794
$W = \sum w_i$	64058.744

1.5.3.- Vérification de la condition de cisaillement de base

Lorsque la valeur dynamique totale à la base (V_d), obtenue après avoir réalisé la combinaison modale, pour quelque direction de l'analyse que ce soit, est inférieure à 80 % du cisaillement sismique statique de base (V_s), tous les paramètres de la réponse dynamique sont multipliés par le coefficient de modification: $0.80 \cdot V_s / V_d$.

RPA 99 / v 2003 (4.3.6)

Hypothèse sismique	Condition de cisaillement de base minimum	Coefficient de modification
--------------------	---	-----------------------------



Justification de l'action sismique

Hypothèse sismique	Condition de cisaillement de base minimum	Coefficient de modification
Séisme X1	$V_{d,X1} \geq 0.80 \cdot V_{s,X}$ 6684.495 kN \geq 6563.446 kN	N.V.
Séisme Y1	$V_{d,Y1} \geq 0.80 \cdot V_{s,Y}$ 6695.099 kN \geq 6563.446 kN	N.V.

$V_{d,x}$: Cisaillement dynamique de base suivant la direction X, par hypothèse sismique

$V_{s,x}$: Cisaillement statique de base suivant la direction X, par hypothèse sismique

$V_{d,y}$: Cisaillement dynamique de base suivant la direction Y, par hypothèse sismique

$V_{s,y}$: Cisaillement statique de base suivant la direction Y, par hypothèse sismique

N.V.: Non nécessaire

1.6.- Effort tranchant sismique combiné par étage

La valeur maximale de l'effort tranchant par étage pour une hypothèse sismique donnée est obtenue en utilisant la Combinaison Quadratique Complexe (CQC) des efforts tranchants modaux correspondants.

Si l'ouvrage possède des poutres avec liaison extérieure ou des structures 3D intégrées, les efforts de ces éléments n'apparaissent pas dans la liste suivante.

1.6.1.- Effort tranchant sismique combiné et force sismique équivalente par étage

Les valeurs affichées dans les tableaux suivants ne sont pas ajustées avec le facteur de modification calculé au paragraphe 'Correction pour cisaillement de base'.

Hypothèse sismique: Séisme X1

Niveau	Q_x (kN)	$F_{eq,x}$ (kN)	Q_y (kN)	$F_{eq,y}$ (kN)
Plancher 10	1141.498	1141.498	1136.673	1136.673
Plancher 9	2068.679	930.596	2060.983	927.702
Plancher 8	2865.400	813.069	2857.285	812.397
Plancher 7	3536.248	719.824	3530.225	721.378
Plancher 6	4098.151	666.242	4096.156	667.020
Plancher 5	4583.082	657.544	4586.080	655.817
Plancher 4	5018.259	662.265	5025.338	656.284
Plancher 3	5435.987	652.394	5443.822	642.008
Plancher 2	5806.874	626.534	5812.666	612.166
Plancher 1	6308.575	804.870	6311.694	783.215
RDC	6684.495	553.487	6684.157	539.618

Hypothèse sismique: Séisme Y1

Niveau	Q_x (kN)	$F_{eq,x}$ (kN)	Q_y (kN)	$F_{eq,y}$ (kN)
Plancher 10	1139.460	1139.460	1138.407	1138.407
Plancher 9	2066.272	930.115	2064.596	929.509
Plancher 8	2864.064	813.542	2862.911	814.038
Plancher 7	3536.629	719.984	3537.370	722.144
Plancher 6	4099.925	664.486	4103.781	666.135
Plancher 5	4585.124	654.026	4592.942	654.252
Plancher 4	5019.231	658.339	5030.589	655.536

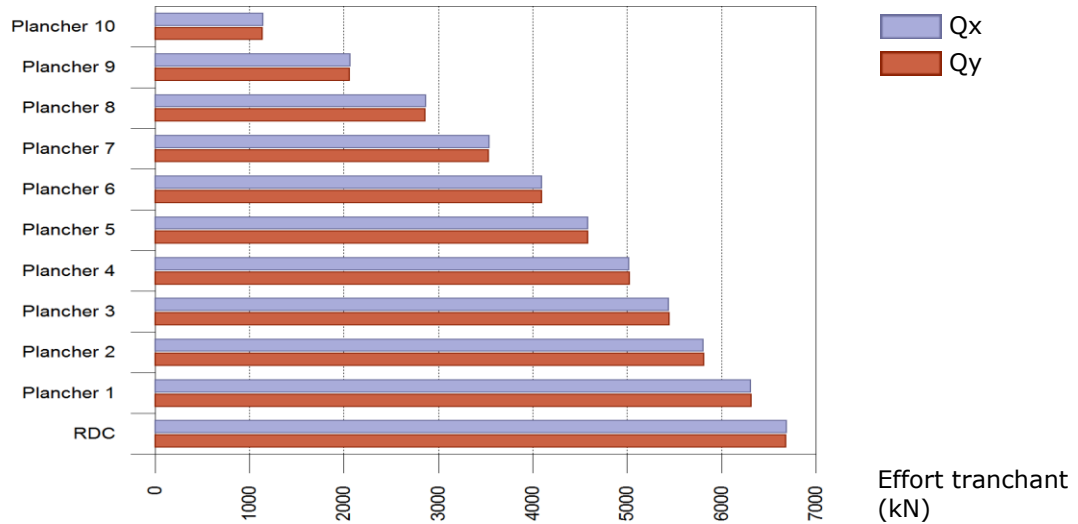


Justification de l'action sismique

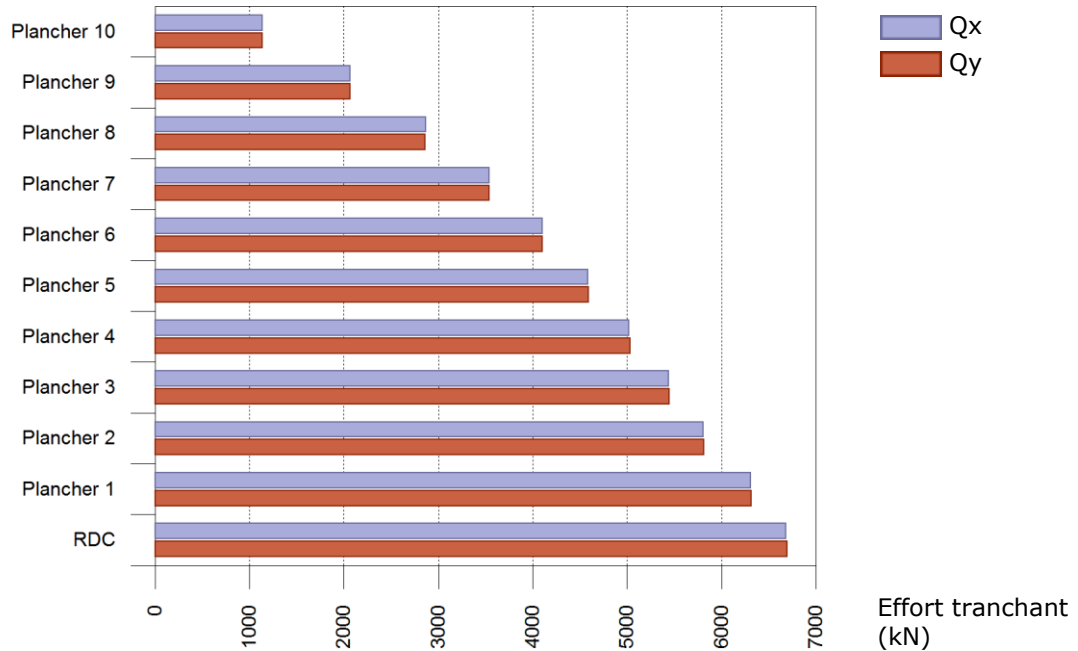
Niveau	Q_x (kN)	$F_{eq,x}$ (kN)	Q_y (kN)	$F_{eq,y}$ (kN)
Plancher 3	5436.016	649.689	5448.288	643.434
Plancher 2	5803.861	626.572	5815.327	616.888
Plancher 1	6304.563	808.214	6316.601	794.090
RDC	6683.355	561.835	6695.099	553.672

Efforts tranchants sismiques maximaux par étage

Hypothèse sismique: Séisme X1



Hypothèse sismique: Séisme Y1

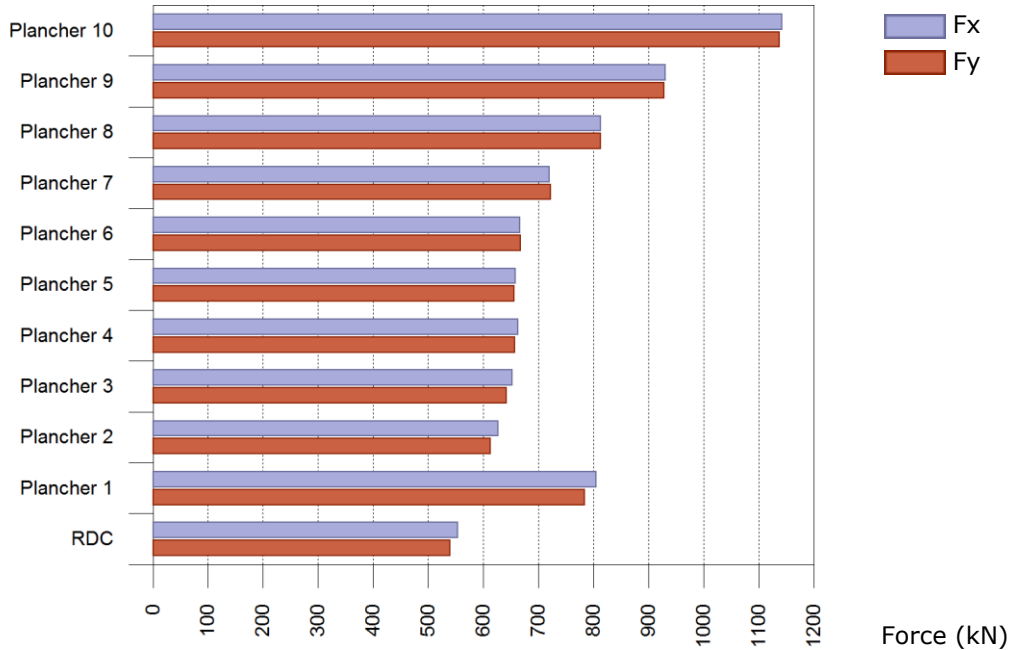


Forces sismiques équivalentes par étage

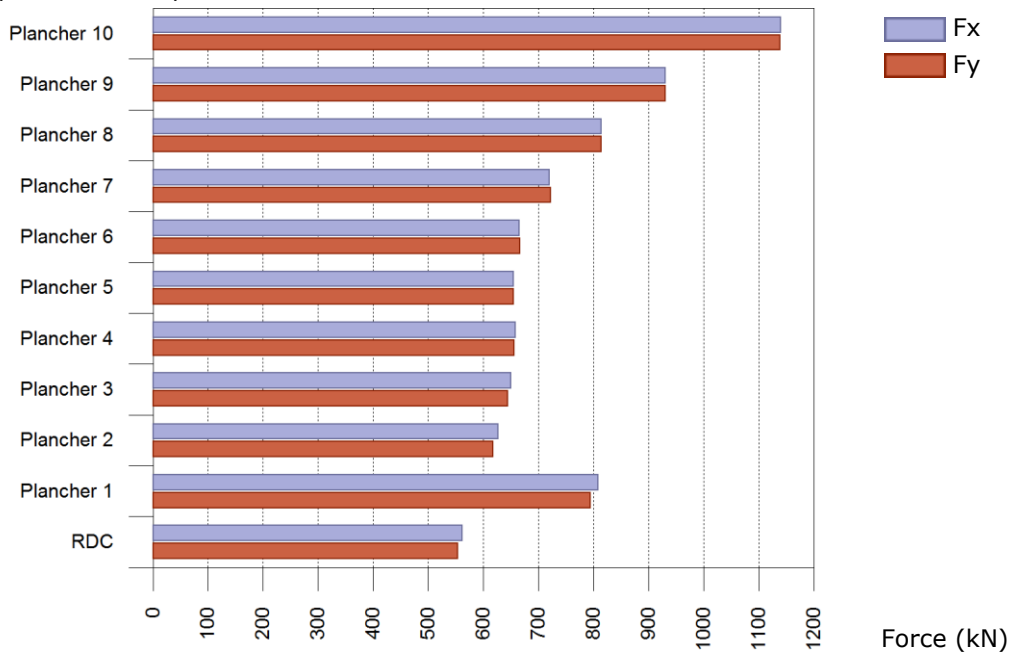


Justification de l'action sismique

Hypothèse sismique: Séisme X1



Hypothèse sismique: Séisme Y1



1.6.2.- Pourcentage d'effort tranchant sismique résisté par type de support et par étage

Le pourcentage d'effort tranchant sismique de la colonne 'Murs' comprend l'effort tranchant repris par les murs, les noyaux et les éléments de contreventement.

Hypothèse sismique: Séisme X1

Niveau	%Q _x		%Q _y	
	Poteaux	Murs	Poteaux	Murs
Plancher 10	36.70	63.30	36.67	63.33
Plancher 9	19.32	80.68	19.19	80.81
Plancher 8	19.64	80.36	19.51	80.49
Plancher 7	16.94	83.06	16.80	83.20



Justification de l'action sismique

Niveau	%Q _x		%Q _y	
	Poteaux	Murs	Poteaux	Murs
Plancher 6	14.62	85.38	14.48	85.52
Plancher 5	14.92	85.08	14.79	85.21
Plancher 4	13.54	86.46	13.41	86.59
Plancher 3	11.95	88.05	11.88	88.12
Plancher 2	19.50	80.50	19.65	80.35
Plancher 1	17.24	82.76	17.55	82.45
RDC	100.00	0.00	100.00	0.00

Hypothèse sismique: Séisme Y1

Niveau	%Q _x		%Q _y	
	Poteaux	Murs	Poteaux	Murs
Plancher 10	36.32	63.68	36.22	63.78
Plancher 9	19.15	80.85	19.00	81.00
Plancher 8	19.43	80.57	19.29	80.71
Plancher 7	16.77	83.23	16.63	83.37
Plancher 6	14.47	85.53	14.33	85.67
Plancher 5	14.75	85.25	14.62	85.38
Plancher 4	13.41	86.59	13.28	86.72
Plancher 3	11.80	88.20	11.73	88.27
Plancher 2	19.47	80.53	19.63	80.37
Plancher 1	17.40	82.60	17.72	82.28
RDC	100.00	0.00	100.00	0.00

1.6.3.- Pourcentage d'effort tranchant sismique résisté par type de support en amorces

Le pourcentage d'effort tranchant sismique de la colonne 'Murs' comprend l'effort tranchant repris par les murs, les noyaux et les éléments de contreventement.

Hypothèse sismique	%Q _x		%Q _y	
	Poteaux	Murs	Poteaux	Murs
Séisme X1	100.00	0.00	100.00	0.00
Séisme Y1	100.00	0.00	100.00	0.00



Assemblage Poutres-Solives (IPE450-IPE 200)

1) Poutre principale

– Âme

Résistance au poinçonnement (Critère de CYPE, basé sur Tableau 7.13 EN 1993-1-8:2005)

La vérification n'est pas réalisée.

Résistance à la traction de l'âme (Critère de CYPE)

La vérification n'est pas réalisée.

2) Poutre secondaire IPE 200

– Platine latérale

Moment fléchissant (NF EN 1993-1-1/NA: 2007-05, 6.2.5)

Il convient que la valeur de calcul M_{Ed} du moment fléchissant dans chaque section transversale satisfasse:

$$0.00 \leq 1 \quad \checkmark$$

La valeur de calcul de la résistance d'une section transversale à la flexion par rapport à l'un de ses axes principaux est déterminée de la façon suivante:

où:

$M_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance à la flexion.

$$M_{c,Rd} : \underline{5.56} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{Ed} : Valeur de calcul du moment fléchissant.

$$M_{Ed} : \underline{0.01} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Cisaillement (NF EN 1993-1-1/NA: 2007-05, 6.2.6)

(1) Il convient que la valeur de calcul V_{Ed} de l'effort tranchant dans chaque section satisfasse:

$$0.00 \leq 1 \quad \checkmark$$

où $V_{c,Rd}$ est la valeur de calcul de la résistance au cisaillement. Pour le calcul plastique, $V_{c,Rd}$ est la valeur de calcul $V_{pl,Rd}$ de la résistance plastique au cisaillement.

où A_v est l'aire de cisaillement.

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

$$V_{Ed} : \underline{0.10} \text{ kN}$$

$V_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance au cisaillement.

$$V_{c,Rd} : \underline{98.77} \text{ kN}$$



Assemblage Poutres-Solives (IPE450-IPE 200)

Flexion et cisaillement (NF EN 1993-1-1/NA: 2007-05, 6.2.8)

Lorsqu'il existe un effort tranchant, il convient de prendre en compte son incidence sur le moment résistant.

Lorsque l'effort tranchant est inférieur à la moitié de la résistance plastique au cisaillement, son effet sur le moment résistant peut être négligé, sauf lorsque le voilement par cisaillement réduit la résistance de la section, voir l'EN 1993-1-5.

Dans le cas contraire, il convient de considérer un moment résistant réduit égal à la résistance de calcul de la section transversale déterminée en utilisant pour l'aire de cisaillement une limite d'élasticité réduite.

où

et $V_{pl,Rd}$ est calculé d'après 6.2.6(2).

$$0.10 \text{ kN} \leq 49.39 \text{ kN}$$

Il n'est pas nécessaire de réduire la valeur de la résistance de calcul de la section à la flexion.

Tension de Von Mises dans la plaque latérale (NF EN 1993-1-1/NA:2007, 6.2.1)

Pour la vérification de l'épuisement de la plaque latérale, il faut vérifier l'expression suivante, où σ , τ_{yz} et τ_{xz} sont les tensions du point le plus défavorable de la section initiale :

$$124.51 \text{ N/mm}^2 \leq 275.00 \text{ N/mm}^2 \quad \checkmark$$

où:

σ : Contrainte normale	σ : $\frac{106.97}{\text{N/mm}^2}$
τ_{yz} : Contrainte tangente yz	τ_{yz} : $\frac{0.00}{\text{N/mm}^2}$
τ_{xz} : Contrainte tangente xz	τ_{xz} : $\frac{36.79}{\text{N/mm}^2}$
f_y : Limite d'élasticité.	f_y : $\frac{275.00}{\text{N/mm}^2}$
γ_{M0} : Coefficient partiel pour la résistance des sections transversales	γ_{M0} : $\frac{1.00}{\text{N/mm}^2}$

Barres uniformes comprimées (NF EN 1993-1-1/NA:2007, 6.3.1)

Il convient de vérifier une barre comprimée vis-à-vis du flambement de la façon suivante :

$$106.97 \text{ N/mm}^2 \leq 267.63 \text{ N/mm}^2 \quad \checkmark$$

où:

$\sigma_{com,Ed}$: Tension normale sollicitante	$\sigma_{com,Ed}$: $\frac{106.97}{\text{N/mm}^2}$
$\sigma_{b,Rd}$: Tension résistante	$\sigma_{b,Rd}$: $\frac{267.63}{\text{N/mm}^2}$



Assemblage Poutres-Solives (IPE450-IPE 200)

où:

χ : Coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.

$$\chi : \underline{0.97}$$

f_y : Limite d'élasticité.

$$f_y : \underline{275.00} \text{ N/mm}^2$$

γ_{M1} : Coefficient partiel pour la résistance des sections transversales

$$\gamma_{M1} : \underline{1.00}$$

6.3.1.2 Courbes de flambement

où:

α : Facteur d'imperfection

$$\varphi : \underline{0.54}$$

$$\alpha : \underline{0.49}$$

$$\bar{\lambda} : \underline{0.25}$$

où:

β : Coefficient de flambement

$$\beta : \underline{2.00}$$

L : Longueur

$$L : \underline{38} \text{ mm}$$

t : Épaisseur de la plaque

$$t : \underline{12.0} \text{ mm}$$

E : Module d'élasticité

$$E : \underline{210000.00} \text{ N/mm}^2$$

Résistance en pression diamétrale (NF EN 1993-1-8:2005, 3.4, 3.6)

3.4 Catégories d'attaches boulonnées, Table 3.2

$$0.37 \leq 1 \quad \checkmark$$

où:

$F_{V,Ed}$: Effort de cisaillement de calcul par boulon à l'état limite ultime

$$F_{V,Ed} : \underline{31.59} \text{ kN}$$

$F_{b,Rd}$: Résistance de calcul en pression diamétrale par boulon

$$F_{b,Rd} : \underline{84.43} \text{ kN}$$

3.6 Résistance individuelle de calcul des fixations, Table 3.4

f_u : résistance ultime à la traction

$$f_u : \underline{430.00} \text{ N/mm}^2$$

t : Épaisseur

$$t : \underline{12.0} \text{ mm}$$

d : Diamètre nominal du boulon

$$d : \underline{16} \text{ mm}$$

γ_{M2} : Résistance des soudures.

$$\gamma_{M2} : \underline{1.25}$$

f_{ub} : Résistance ultime à la traction pour les boulons

$$f_{ub} : \underline{600.00} \text{ N/mm}^2$$

d_o : Diamètre du trou pour un boulon

$$d_o : \underline{18} \text{ mm}$$



Assemblage Poutres-Solives (IPE450-IPE 200)

Direction	α_b	k_1	e_1 (mm)	e_2 (mm)	p_1 (mm)	p_2 (mm)	$F_{V,Ed}$ (kN)	$F_{b,Rd,i}$ (kN)
y	0.68	2.19	82.0	30.0	50.0	70.0	17.10	97.72
z	0.56	2.19	30.0	38.0	--	50.0	26.56	80.32

ou α_b est la plus petite des valeurs de ou 1,0;

dans la direction des efforts :

- pour boulons de rive :

- pour boulons intérieurs

perpendiculairement à la direction des efforts :

- pour boulons de rive :

k_1 est la plus petite valeur de et 2,5

- pour boulons intérieurs

k_1 est la plus petite valeur de et 2,5

e_1 : pince longitudinale entre le centre d'un trou de fixation et le bord adjacent d'une pièce quelconque, mesurée dans la direction de l'effort transmis,

p_1 : entraxe des fixations dans une rangée dans la direction de la transmission des efforts,

e_2 : pince transversale entre le centre d'un trou de fixation et le bord adjacent d'une pièce quelconque, perpendiculairement à la direction de l'effort transmis,

p_2 : entraxe des fixations dans une rangée extérieure dans la direction de la transmission des efforts,

Calcul du cisaillement de bloc (Critère de CYPE, basé sur EN 1993-1-8:2005, 3.10.2)

Le cisaillement de bloc consiste en une ruine par cisaillement au niveau de la rangée de boulons le long de la partie cisailée du contour du groupe de trous, accompagnée d'une rupture par traction le long de la file de trous de boulons sur la partie tendue du contour du groupe de boulons.

$$0.32 \leq 1 \quad \checkmark$$

La résistance de calcul au cisaillement de bloc, $V_{eff,Rd}$ est donnée par :

où:

A_n : aire nette soumise au cisaillement de bloc

f_y : Limite d'élasticité.

f_u : résistance ultime à la traction

γ_{M2} : Coefficient partiel pour la résistance des sections transversales

γ_{M0} : Coefficient partiel pour la résistance des sections transversales

$$A_n : \underline{1128.00} \text{ mm}^2$$

$$f_y : \underline{275.00} \text{ N/mm}^2$$

$$f_u : \underline{430.00} \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{M2} : \underline{1.25}$$

$$\gamma_{M0} : \underline{1.00}$$



Assemblage Poutres-Solives (IPE450-IPE 200)

- Âme

Résistance en pression diamétrale (NF EN 1993-1-8:2005, 3.4, 3.6)

3.4 Catégories d'attaches boulonnées, Table 3.2

0.72 ≤ 1 ✓

où:

F_{v,Ed}: Effort de cisaillement de calcul par boulon à l'état limite ultime

F_{v,Ed} : 31.59 kN

F_{b,Rd}: Résistance de calcul en pression diamétrale par boulon

F_{b,Rd} : 43.89 kN

3.6 Résistance individuelle de calcul des fixations, Table 3.4

f_u: résistance ultime à la traction

f_u : 360.00 N/mm²

t: Épaisseur

t : 5.6 mm

d: Diamètre nominal du boulon

d : 16 mm

γ_{M2}: Résistance des soudures.

γ_{M2} : 1.25

f_{ub}: Résistance ultime à la traction pour les boulons

f_{ub} : 600.00 N/mm²

d₀: Diamètre du trou pour un boulon

d₀ : 18 mm

Direction	α_b	k_1	e_1 (mm)	e_2 (mm)	p_1 (mm)	p_2 (mm)	$F_{v,Ed}$ (kN)	$F_{b,Rd,i}$ (kN)
y	0.56	2.19	30.0	40.0	--	70.0	17.10	31.38
z	1.00	2.19	154.1	30.0	70.0	50.0	26.56	56.48

ou α_b est la plus petite des valeurs de ou 1,0;

dans la direction des efforts :

- pour boulons de rive :

- pour boulons intérieurs

perpendiculairement à la direction des efforts :

- pour boulons de rive :

k_1 est la plus petite valeur de et 2,5

- pour boulons intérieurs

k_1 est la plus petite valeur de et 2,5

e_1 : pince longitudinale entre le centre d'un trou de fixation et le bord adjacent d'une pièce quelconque, mesurée dans la direction de l'effort transmis,

p_1 : entraxe des fixations dans une rangée dans la direction de la transmission des efforts,

e_2 : pince transversale entre le centre d'un trou de fixation et le bord adjacent d'une pièce quelconque, perpendiculairement à la direction de l'effort transmis,

p_2 : entraxe des fixations dans une rangée extérieure dans la direction de la transmission des efforts,



Assemblage Poutres-Solives (IPE450-IPE 200)

Calcul du cisaillement de bloc (Critère de CYPE, basé sur EN 1993-1-8:2005, 3.10.2)

Le cisaillement de bloc consiste en une ruine par cisaillement au niveau de la rangée de boulons le long de la partie cisailée du contour du groupe de trous, accompagnée d'une rupture par traction le long de la file de trous de boulons sur la partie tendue du contour du groupe de boulons.

$$0.48 \leq 1 \quad \checkmark$$

La résistance de calcul au cisaillement de bloc, $V_{eff,Rd}$ est donnée par :

où:

A_n : aire nette soumise au cisaillement de bloc	$A_n : 886.00 \text{ mm}^2$
f_y : Limite d'élasticité.	$f_y : 235.00 \text{ N/mm}^2$
f_u : résistance ultime à la traction	$f_u : 360.00 \text{ N/mm}^2$
γ_{M2} : Coefficient partiel pour la résistance des sections transversales	$\gamma_{M2} : 1.25$
γ_{M0} : Coefficient partiel pour la résistance des sections transversales	$\gamma_{M0} : 1.00$

Barres uniformes comprimées (NF EN 1993-1-1/NA:2007, 6.3.1)

La vérification n'est pas réalisée.

Attaches soudées

Généralités (NF EN 1993-1-8/NA:2007, 4.1(1))

Les dispositions données dans ce chapitre s'appliquent aux aciers de construction soudables conformes à l'EN 1993-1-1 et aux épaisseurs de matériau de 4 mm et plus.

Résistance de calcul des soudures bout à bout (NF EN 1993-1-8/NA:2007, 4.7)

4.7.1 Soudures bout à bout à pleine pénétration

(1) Il convient de prendre la résistance de calcul d'une soudure bout à bout à pleine pénétration égale à la résistance de calcul de la plus faible des pièces assemblées, à condition que la soudure soit réalisée au moyen d'un métal d'apport qui permette d'obtenir des éprouvettes de traction entièrement soudées possédant une limite d'élasticité et une résistance à la traction minimales au moins égales à celles spécifiées pour le métal de base.

Vérifications géométriques					
Réf.	Type	Préparation des bords (mm)	l (mm)	t (mm)	Angle (degrés)
Détail de la soudure de la platine latérale.	En biseau double	12	130	9.4	--
<i>l: Longueur des soudures</i>					
<i>t: Épaisseurs de matériau</i>					
Contrôle de la résistance					
Réf.	Contrainte de Von Mises		Contrainte normale		f_u β_w



Assemblage Poutres-Solives (IPE450-IPE 200)

	σ_{\perp} (N/mm ²)	τ_{\perp} (N/mm ²)	$\tau_{ }$ (N/mm ²)	Valeur (N/mm ²)	Utilis. (%)	σ_{\perp} (N/mm ²)	Utilis. (%)	(N/mm ²)	
Détail de la soudure de la platine latérale.	La soudure en biseau génère un cordon dont la résistance est égale à la plus petite résistance des pièces à unir.							360.0	0.80

Vérifications pour les vis

Positionnement des trous de boulons et de rivets (NF EN 1993-1-8/NA:2007, 3.5)

Les pinces longitudinales et transversales ainsi que les entraxes minimum et maximum pour les boulons et rivets.

Dispositions constructives							
Distances	Au bord de la pièce		Entre trous		Entre vis		
	$e_1^{(1)}$	$e_2^{(2)}$	$p_1^{(1)}$	$p_2^{(2)}$	Compression	Traction	
						Lignes extérieures	Lignes intérieures
Minimums	$1.2d_0$	$1.2d_0$	$2.2d_0$	$2.4d_0$	p_1 et p_2	$p_{1,e}$	$p_{1,i}$
Maximums ⁽³⁾	$4 \cdot t + 40$ mm		$14 \cdot t$; 200 mm		$14 \cdot t$; 200 mm	$14 \cdot t$; 200 mm	$14 \cdot t$; 200 mm

Notes:
⁽¹⁾ Parallèle à la direction de la force
⁽²⁾ Perpendiculaire à la direction de la force
⁽³⁾ On considère la plus petite des valeurs
 d_0 : Diamètre du trou.
 t : Plus petite épaisseur des pièces unies.
 Dans le cas des efforts obliques, les valeurs sont interpolées de façon à ce que le résultat reste du côté de la sécurité.

Résistance individuelle de calcul des fixations (NF EN 1993-1-8/NA:2007, 3.6)

3.6.1 Boulons et rivets

(5) Des boulons M12 et M14 peuvent également être utilisés dans des trous avec un jeu de 2 mm à condition que la résistance de calcul du groupe de boulons basée sur la pression diamétrale soit égale ou supérieure à la résistance de calcul du groupe de boulon basée sur le cisaillement des boulons. En outre, pour les boulons de classes 4.8, 5.8, 6.8, 8.8 et 10.9 il convient de prendre la résistance au cisaillement de calcul $F_{v,Rd}$ égale à 0,85 fois la valeur donnée dans le Tableau 3.4.

(9) Il convient que la tolérance pour les trous de boulons plein-trou soit conforme aux dispositions données en 1.2.7, Normes de Référence : Groupe 7.

(12) Lorsque des boulons ou des rivets fonctionnant en cisaillement et en pression diamétrale traversent une épaisseur totale de calage t_p supérieure à un tiers du diamètre nominal d , voir Figure 3.4, il convient de multiplier la résistance de calcul au cisaillement $F_{v,Rd}$ obtenue comme spécifié dans le Tableau 3.4, par un coefficient réducteur β_p donné par :

$$\text{mais } \beta_p \leq 1 \quad \dots(3.3)$$

Tableau 3.4 - Résistance de calcul individuelle pour les fixations sollicitées au cisaillement et/ou à la traction	
Mode de ruine	Tige d'ancrage



Assemblage Poutres-Solives (IPE450-IPE 200)

Tableau 3.4 - Résistance de calcul individuelle pour les fixations sollicitées au cisaillement et/ou à la traction	
Mode de ruine	Tige d'ancrage
Résistance au cisaillement par plan de cisaillement	<p>- lorsque le plan de cisaillement passe par la partie filetée du boulon (A est l'aire de la section résistante en traction du boulon A_s) :</p> <p>- pour les classes 4.8, 5.8, 6.8 et 10.9 :</p> <p>$\alpha_v = 0,5$</p>
Résistance en pression diamétrale	<p>ou α_b est la plus petite des valeurs de ou 1,0;</p> <p>dans la direction des efforts :</p> <p>- pour boulons de rive :</p> <p>- pour boulons intérieurs</p> <p>perpendiculairement à la direction des efforts :</p> <p>- pour boulons de rive :</p> <p>k_1 est la plus petite valeur de et 2,5</p> <p>- pour boulons intérieurs</p> <p>k_1 est la plus petite valeur de et 2,5</p>
Résistance à la traction	<p>où</p> <p>$k_2 = 0,63$ pour un boulon à tête fraisée,</p> <p>sinon</p> <p>$k_2 = 0,9$.</p>
Résistance au poinçonnement	
Cisaillement et traction combinés	

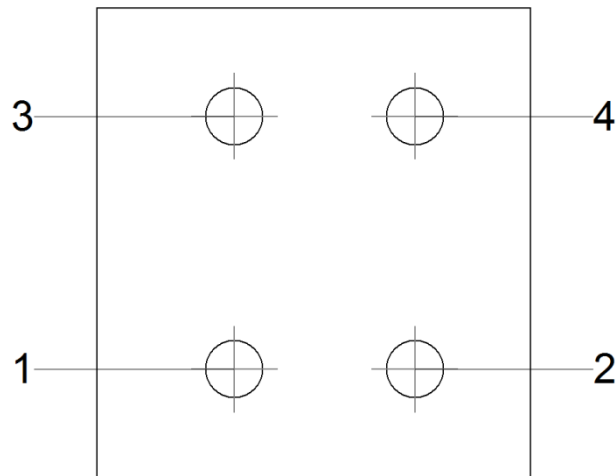
Assemblages longs (NF EN 1993-1-8/NA:2007, 3.8)

(1) Lorsque la distance L_j entre les axes des fixations extrêmes d'un assemblage, mesurée dans la direction des efforts (voir Figure 3.7), est supérieure à $15 \cdot d$, il convient de réduire la résistance de calcul au cisaillement $F_{v,Rd}$ de toutes les fixations, calculée conformément au Tableau 3.4, en la multipliant par un coefficient minorateur β_{Lf} , donné par:

mais $\beta_{Lf} \leq 1,0$ et $\beta_{Lf} \geq 0,75$.



Assemblage Poutres-Solives (IPE450-IPE 200)



Dispositions							
Tige d'ancrage	Dénomination	d_0 (mm)	e_1 (mm)	e_2 (mm)	p_1 (mm)	p_2 (mm)	m (mm)
1	ISO 4017-M16x70-6.8	18.0	30	30	70	50	30.0
2	ISO 4017-M16x70-6.8	18.0	30	32	70	50	30.0
3	ISO 4017-M16x70-6.8	18.0	30	30	70	50	30.0
4	ISO 4017-M16x70-6.8	18.0	30	32	70	50	30.0

Résistance										
Tige d'ancrage	Effort tranchant				Traction				Interaction effort de traction et effort de cisaillement	Utilis. Max. (%)
	Vérification	Défavorable (kN)	Résistance (kN)	Utilisation (%)	Vérification	Défavorable (kN)	Résistance (kN)	Utilisation (%)		
1	Section transversale	31.590	37.680	83.84	Tige	0.000	67.824	0.00	83.84	83.84
	Écrasement	31.590	126.861	24.90	Poinçonnement	0.000	77.141	0.00		
2	Section transversale	17.233	37.680	45.73	Tige	0.000	67.824	0.00	45.73	45.73
	Écrasement	17.233	98.129	17.56	Poinçonnement	0.000	77.141	0.00		
3	Section transversale	31.590	37.680	83.84	Tige	0.000	67.824	0.00	83.84	83.84
	Écrasement	31.590	84.431	37.42	Poinçonnement	0.000	77.141	0.00		
4	Section transversale	17.233	37.680	45.73	Tige	0.000	67.824	0.00	45.73	45.73
	Écrasement	17.233	85.582	20.14	Poinçonnement	0.000	77.141	0.00		



Assemblage Poteau-poutre (HE800-IPE 450)

Vérifications

1) Poteau HE 800 B

– Panneau

Élancement de l'âme du poteau (NF EN 1993-1-8/NA: 2007, 6.2.6.1)

L'élancement de l'âme du poteau doit satisfaire la condition:

$$41.94 \leq 63.78 \checkmark$$

où:

d_{wc} : Hauteur extérieure de l'âme

$$d_{wc} : \underline{734} \text{ mm}$$

t_{wc} : Épaisseur de l'âme

$$t_{wc} : \underline{17.5} \text{ mm}$$

$$\varepsilon : \underline{0.92}$$

f_y : Limite d'élasticité.

$$f_y : \underline{275.00} \text{ N/mm}^2$$

Panneau d'âme de poteau en cisaillement (NF EN 1993-1-8/NA:2007, 6.2.6.1)

Doit être respecté:

$$101.07 \text{ kN} \leq 2428.28 \text{ kN} \checkmark$$

où:

A_{vc} : Aire de cisaillement.

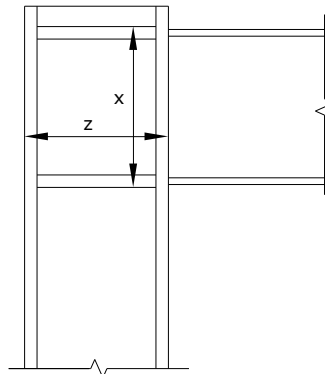
$V_{wp,Ed}$: Valeur de calcul de l'effort tranchant.

$$V_{wp,Ed} : \underline{101.07} \text{ kN}$$

$V_{wp,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance au cisaillement.

$$V_{wp,Rd} : \underline{2428.28} \text{ kN}$$

Direction	A_{vc} (mm ²)	$V_{wp,Ed}$ (kN)	$V_{wp,Rd}$ (kN)	Utilis. (%)
z	14000	81.94	2000.52	4.10
x	16994	101.07	2428.28	4.16





Assemblage Poteau-poutre (HE800-IPE 450)

– Raidisseur supérieur

Tension de Von Mises en raidisseur (NF EN 1993-1-1/NA:2007, 6.2.1)

Doit être respecté:

$$10.80 \text{ N/mm}^2 \leq 275.00 \text{ N/mm}^2 \checkmark$$

où:

σ : Contrainte normale

$$\sigma : \underline{10.80} \text{ N/mm}^2$$

F_{\perp} : Effort de calcul normal à la section.

$$F_{\perp} : \underline{28.14} \text{ kN}$$

L_{\perp} : Largeur effective du côté normal à l'effort.

$$L_{\perp} : \underline{104} \text{ mm}$$

τ : Contrainte tangente

$$\tau : \underline{0.00} \text{ N/mm}^2$$

F_{\parallel} : Effort de calcul tangentiel à la section.

$$F_{\parallel} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

L_{\parallel} : Largeur effective du côté tangentiel à l'effort.

$$L_{\parallel} : \underline{110} \text{ mm}$$

t : Épaisseur

$$t : \underline{25.0} \text{ mm}$$

f_y : Limite d'élasticité.

$$f_y : \underline{275.00} \text{ N/mm}^2$$

γ_{M0} : Coefficient partiel pour la résistance des sections transversales

$$\gamma_{M0} : \underline{1.00}$$

– Raidisseur inférieur

Tension de Von Mises en raidisseur (NF EN 1993-1-1/NA:2007, 6.2.1)

Doit être respecté:

$$29.74 \text{ N/mm}^2 \leq 275.00 \text{ N/mm}^2 \checkmark$$

où:

σ : Contrainte normale

$$\sigma : \underline{-29.74} \text{ N/mm}^2$$

F_{\perp} : Effort de calcul normal à la section.

$$F_{\perp} : \underline{-66.35} \text{ kN}$$

L_{\perp} : Largeur effective du côté normal à l'effort.

$$L_{\perp} : \underline{89} \text{ mm}$$

τ : Contrainte tangente

$$\tau : \underline{0.00} \text{ N/mm}^2$$

F_{\parallel} : Effort de calcul tangentiel à la section.

$$F_{\parallel} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

L_{\parallel} : Largeur effective du côté tangentiel à l'effort.

$$L_{\parallel} : \underline{110} \text{ mm}$$

t : Épaisseur

$$t : \underline{25.0} \text{ mm}$$

f_y : Limite d'élasticité.

$$f_y : \underline{275.00} \text{ N/mm}^2$$

γ_{M0} : Coefficient partiel pour la résistance des sections transversales

$$\gamma_{M0} : \underline{1.00}$$



Assemblage Poteau-poutre (HE800-IPE 450)

– Raidisseur supérieur

Tension de Von Mises en raidisseur (NF EN 1993-1-1/NA:2007, 6.2.1)

Doit être respecté:

$$10.80 \text{ N/mm}^2 \leq 275.00 \text{ N/mm}^2 \quad \checkmark$$

où:

σ : Contrainte normale

$$\sigma : \underline{10.80} \text{ N/mm}^2$$

F_{\perp} : Effort de calcul normal à la section.

$$F_{\perp} : \underline{28.14} \text{ kN}$$

L_{\perp} : Largeur effective du côté normal à l'effort.

$$L_{\perp} : \underline{104} \text{ mm}$$

τ : Contrainte tangente

$$\tau : \underline{0.00} \text{ N/mm}^2$$

F_{\parallel} : Effort de calcul tangentiel à la section.

$$F_{\parallel} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

L_{\parallel} : Largeur effective du côté tangentiel à l'effort.

$$L_{\parallel} : \underline{110} \text{ mm}$$

t : Épaisseur

$$t : \underline{25.0} \text{ mm}$$

f_y : Limite d'élasticité.

$$f_y : \underline{275.00} \text{ N/mm}^2$$

γ_{M0} : Coefficient partiel pour la résistance des sections transversales

$$\gamma_{M0} : \underline{1.00}$$

– Raidisseur inférieur

Tension de Von Mises en raidisseur (NF EN 1993-1-1/NA:2007, 6.2.1)

Doit être respecté:

$$29.74 \text{ N/mm}^2 \leq 275.00 \text{ N/mm}^2 \quad \checkmark$$

où:

σ : Contrainte normale

$$\sigma : \underline{-29.74} \text{ N/mm}^2$$

F_{\perp} : Effort de calcul normal à la section.

$$F_{\perp} : \underline{-66.35} \text{ kN}$$

L_{\perp} : Largeur effective du côté normal à l'effort.

$$L_{\perp} : \underline{89} \text{ mm}$$

τ : Contrainte tangente

$$\tau : \underline{0.00} \text{ N/mm}^2$$

F_{\parallel} : Effort de calcul tangentiel à la section.

$$F_{\parallel} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

L_{\parallel} : Largeur effective du côté tangentiel à l'effort.

$$L_{\parallel} : \underline{110} \text{ mm}$$

t : Épaisseur

$$t : \underline{25.0} \text{ mm}$$

f_y : Limite d'élasticité.

$$f_y : \underline{275.00} \text{ N/mm}^2$$

γ_{M0} : Coefficient partiel pour la résistance des sections transversales

$$\gamma_{M0} : \underline{1.00}$$



Assemblage Poteau-poutre (HE800-IPE 450)

- Vérification par assemblage avec l'élément "
- Aile

Effort tranchant dans la semelle par les raidisseurs (NF EN 1993-1-1/NA:2007, 6.2.1)

La vérification n'est pas réalisée.

- Vérification par assemblage avec l'élément 'Poutre IPE 450'
- Aile

Tronçon en T équivalent (NF EN 1993-1-8/NA:2007, 6.2.6.5)

Doit être respecté:

$$0.25 \leq 1 \quad \checkmark$$

où:

$F_{T,Ed}$: Valeur de calcul de l'effort de traction

$$F_{T,Ed} : 102.31 \text{ kN}$$

$F_{T,Rd}$: Tension de résistance de conception d'une semelle de tronçon en T

$$F_{T,Rd} : 406.66 \text{ kN}$$

Il convient que la résistance de calcul à la traction $F_{T,Rd}$ d'une semelle de tronçon en T soit prise égale à la plus petite des valeurs pour les trois modes de ruine possibles 1, 2 et 3.

La plus petite résistance a été obtenue dans la file : 1.

$$F_{T,Rd} : 406.66 \text{ kN}$$

Résistance de calcul $F_{t,Rd}$ d'une semelle de tronçon en T. (Tableau 6.2)	
	Pas d'effets de leviers :
Mode 1	$F_{T,1-2,Rd} : 940.83 \text{ kN}$
Mode 2	
Mode 3	$F_{T,3,Rd} : 406.66 \text{ kN}$

où:

Mode 1 : Plastification totale de la semelle

Mode 2 : Ruine de boulons avec plastification de la semelle

Mode 3 : Ruine de boulons

$$M_{pl,1,Rd} : 13.17 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$\Sigma F_{t,Rd}$: Valeur totale de $F_{t,Rd}$ pour tous les boulons dans le tronçon en T

$$\Sigma F_{t,Rd} : 406.66 \text{ kN}$$

t_f : Épaisseur d'une semelle de tronçon en T

$$t_f : 33.0 \text{ mm}$$

m : Distance du centre du boulon à la ligne de plastification

$$m : 28 \text{ mm}$$



Assemblage Poteau-poutre (HE800-IPE 450)

$\Sigma l_{\text{eff},1}$: Somme des longueurs efficaces pour le mode 1

f_y : Limite d'élasticité.

γ_{M0} : Coefficient partiel pour la résistance des sections transversales

$\Sigma l_{\text{eff},1}$: $\frac{176}{}$ mm

f_y : $\frac{275.00}{}$ N/mm²

γ_{M0} : $\frac{1.00}{}$

Traction (NF EN 1993-1-1/NA:2007, 6.2.3)

La vérification n'est pas réalisée.

- Âme

Traction (NF EN 1993-1-1/NA:2007, 6.2.3)

(1) Il convient que la valeur de calcul de l'effort de traction N_{Ed} dans chaque section transversale satisfasse la condition suivante :

$$0.22 \leq 1 \quad \checkmark$$

où:

N_{Ed} : Valeur de calcul de l'effort de traction

N_{Ed} : $\frac{102.31}{}$ kN

$N_{t,Rd}$: Valeurs de calcul de résistances à la traction

$N_{t,Rd}$: $\frac{466.79}{}$ kN

A : Aire

A : $\frac{1697.00}{}$ mm²

f_y : Limite d'élasticité.

f_y : $\frac{275.00}{}$ N/mm²

γ_{M0} : Coefficient partiel pour la résistance des sections transversales

γ_{M0} : $\frac{1.00}{}$

Attaches soudées

Généralités (NF EN 1993-1-8/NA:2007, 4.1(1))

Les dispositions données dans ce chapitre s'appliquent aux aciers de construction soudables conformes à l'EN 1993-1-1 et aux épaisseurs de matériau de 4 mm et plus.

Généralités (NF EN 1993-1-8/NA:2007, 4.3.2.1(1))

Des soudures d'angle peuvent être utilisées pour l'assemblage de pièces lorsque les faces forment un angle compris entre 60° et 120°.

Longueur des soudures (NF EN 1993-1-8/NA:2007, 4.5.1(2))

Pour supporter un effort, il convient de ne pas prévoir de soudure d'angle d'une longueur efficace inférieure à 30 mm ou inférieure à 6 fois son épaisseur de gorge, en prenant la plus grande de ces deux valeurs.

Gorge utile (NF EN 1993-1-8/NA:2007, 4.5.2(2))

Il convient que la gorge utile d'une soudure d'angle ne soit pas inférieure à 3 mm.

Résistance des soudures d'angles (NF EN 1993-1-8/NA:2007, 4.5.3)

4.5.3.1 Généralités



Assemblage Poteau-poutre (HE800-IPE 450)

(1) Il convient de déterminer la résistance de calcul d'une soudure d'angle soit par la méthode directionnelle donnée en 4.5.3.2 soit par la méthode simplifiée donnée en 4.5.3.3.

4.5.3.2 Méthode directionnelle

(6) La résistance de la soudure d'angle sera suffisante si les deux conditions suivantes sont satisfaites:

où:

σ_{\perp} : Contrainte normale perpendiculaire à la gorge.

τ_{\perp} : Contrainte tangente (dans le plan de la gorge) perpendiculaire à l'axe de la soudure.

τ_{\parallel} : Contrainte tangente (dans le plan de la gorge) parallèle à l'axe de la soudure.

f_u : Résistance nominale ultime à la traction de la pièce assemblée la plus faible.

β_w : Facteur de corrélation approprié de la nuance d'acier.

γ_{M2} : Résistance des soudures.

γ_{M2} : 1.25

Vérifications géométriques									
Réf.	Type	a (mm)	l (mm)	t (mm)	Angle (degrés)				
Soudure du raidisseur supérieur aux ailes	D'angle	10	110	25.0	90.00				
Soudure du raidisseur supérieur à l'âme	D'angle	7	674	17.5	90.00				
Soudure du raidisseur inférieur aux ailes	D'angle	10	110	25.0	90.00				
Soudure du raidisseur inférieur à l'âme	D'angle	7	674	17.5	90.00				
Soudure du raidisseur supérieur aux ailes	D'angle	10	110	25.0	90.00				
Soudure du raidisseur supérieur à l'âme	D'angle	7	674	17.5	90.00				
Soudure du raidisseur inférieur aux ailes	D'angle	10	110	25.0	90.00				
Soudure du raidisseur inférieur à l'âme	D'angle	7	674	17.5	90.00				
<i>a: Gorge utile</i> <i>l: Longueur des soudures</i> <i>t: Épaisseurs de matériau</i>									
Contrôle de la résistance									
Réf.	Contrainte de Von Mises					Contrainte normale		f_u (N/mm ²)	β_w
	σ_{\perp} (N/mm ²)	τ_{\perp} (N/mm ²)	τ_{\parallel} (N/mm ²)	Valeur (N/mm ²)	Utilis. (%)	σ_{\perp} (N/mm ²)	Utilis. (%)		
Soudure du raidisseur supérieur aux ailes	9.5	9.5	0.0	19.1	4.72	9.5	3.08	430.0	0.85
Soudure du raidisseur supérieur à l'âme	0.0	0.0	3.0	5.2	1.28	0.0	0.00	430.0	0.85
Soudure du raidisseur inférieur aux ailes	26.3	26.3	0.0	52.6	12.99	26.3	8.49	430.0	0.85
Soudure du raidisseur inférieur à l'âme	0.0	0.0	7.0	12.2	3.01	0.0	0.00	430.0	0.85
Soudure du raidisseur supérieur aux ailes	9.5	9.5	0.0	19.1	4.72	9.5	3.08	430.0	0.85
Soudure du raidisseur supérieur à l'âme	0.0	0.0	3.0	5.2	1.28	0.0	0.00	430.0	0.85
Soudure du raidisseur inférieur aux ailes	26.3	26.3	0.0	52.6	12.99	26.3	8.49	430.0	0.85



Assemblage Poteau-poutre (HE800-IPE 450)

Contrôle de la résistance									
Réf.	Contrainte de Von Mises					Contrainte normale		f_u (N/mm ²)	β_w
	σ_{\perp} (N/mm ²)	τ_{\perp} (N/mm ²)	τ_{\parallel} (N/mm ²)	Valeur (N/mm ²)	Utilis. (%)	σ_{\perp} (N/mm ²)	Utilis. (%)		
Soudure du raidisseur inférieur à l'âme	0.0	0.0	7.0	12.2	3.01	0.0	0.00	430.0	0.85

2) Poutre IPE 450

– Platine frontale

Tronçon en T équivalent (NF EN 1993-1-8/NA:2007, 6.2.6.5)

Doit être respecté:

$$0.32 \leq 1 \quad \checkmark$$

où:

$F_{T,Ed}$: Valeur de calcul de l'effort de traction

$$F_{T,Ed} : 102.31 \text{ kN}$$

$F_{T,Rd}$: Tension de résistance de conception d'une semelle de tronçon en T

$$F_{T,Rd} : 319.88 \text{ kN}$$

Il convient que la résistance de calcul à la traction $F_{T,Rd}$ d'une semelle de tronçon en T soit prise égale à la plus petite des valeurs pour les trois modes de ruine possibles 1, 2 et 3.

La plus petite résistance a été obtenue dans la file : 1.

$$F_{T,Rd} : 319.88 \text{ kN}$$

Résistance de calcul $F_{t,Rd}$ d'une semelle de tronçon en T. (Tableau 6.2)	
Des effets de leviers peuvent apparaître :	
Mode 1	$F_{T,1,Rd} : 471.30 \text{ kN}$
Mode 2	$F_{T,2,Rd} : 319.88 \text{ kN}$
Mode 3	$F_{T,3,Rd} : 406.66 \text{ kN}$

où:

Mode 1 : Plastification totale de la semelle

Mode 2 : Ruine de boulons avec plastification de la semelle

Mode 3 : Ruine de boulons

$$M_{pl,1,Rd} : 5.98 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{pl,2,Rd} : 5.98 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$\Sigma F_{t,Rd}$: Valeur totale de $F_{t,Rd}$ pour tous les boulons dans le tronçon en T

$$\Sigma F_{t,Rd} : 406.66 \text{ kN}$$



Assemblage Poteau-poutre (HE800-IPE 450)

t_f : Épaisseur d'une semelle de tronçon en T	t_f : <u>18.0</u> mm
m : Distance du centre du boulon à la ligne de plastification	m : <u>51</u> mm
n : Égal à e_{min} mais $n \leq 1,25 \cdot m$	n : <u>49</u> mm
$\Sigma l_{eff,1}$: Somme des longueurs efficaces pour le mode 1	$\Sigma l_{eff,1}$: <u>268</u> mm
$\Sigma l_{eff,2}$: Somme des longueurs efficaces pour le mode 2	$\Sigma l_{eff,2}$: <u>268</u> mm
f_y : Limite d'élasticité.	f_y : <u>275.00</u> N/mm ²
γ_{M0} : Coefficient partiel pour la résistance des sections transversales	γ_{M0} : <u>1.00</u>

- Aile

Compression dans le profilé base (Critère de CYPE, basé sur EN 1993-1-1:2005, 6.2)

Il convient que la valeur de calcul de l'effort de compression N_{Ed} dans chaque section transversale satisfasse la condition suivante :

$$0.17 \leq 1 \quad \checkmark$$

où:

N_{Ed} : Valeur de calcul de l'effort normal de compression	N_{Ed} : <u>127.84</u> kN
$N_{c,Rd}$: Valeur de calcul de l'effort de compression	$N_{c,Rd}$: <u>762.85</u> kN

A : Aire comprimée	A : <u>2774</u> mm ²
f'_y : Limite d'élasticité réduite	f'_y : <u>275.00</u> N/mm ²

f_y : Limite d'élasticité.	f_y : <u>275.00</u> N/mm ²
ρ : Coefficient de réduction pour déterminer les valeurs de calcul des résistances à la flexion réduites par la présence d'efforts tranchants.	ρ : <u>0.000</u>
γ_{M0} : Coefficient partiel pour la résistance des sections transversales	γ_{M0} : <u>1.00</u>

Réduction de la résistance de calcul par actions combinées

Lorsque l'effort tranchant est inférieur à la moitié de la résistance plastique au cisaillement, son effet sur le moment résistant peut être négligé

Traction (NF EN 1993-1-1/NA:2007, 6.2.3)

(1) Il convient que la valeur de calcul de l'effort de traction N_{Ed} dans chaque section transversale satisfasse la condition suivante :

où:

N_{Ed} : Valeur de calcul de l'effort de traction
$N_{t,Rd}$: Valeurs de calcul de résistances à la traction



Assemblage Poteau-poutre (HE800-IPE 450)

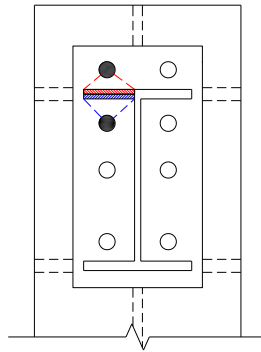
f_y : Limite d'élasticité.

f_y : 275.00 N/mm²

γ_{M0} : Coefficient partiel pour la résistance des sections transversales

γ_{M0} : 1.00

Ligne	Aire (mm ²)	N _{Ed} (kN)	N _{t,Rd} (kN)	Utilis. (%)
Lignes extérieures	1387	10.75	381.43	2.82
Lignes intérieures	1387	14.99	381.43	3.93
Σ		25.74	381.43	6.75



- Âme

Traction (NF EN 1993-1-1/NA:2007, 6.2.3)

(1) Il convient que la valeur de calcul de l'effort de traction N_{Ed} dans chaque section transversale satisfasse la condition suivante :

$$0.17 \leq 1 \quad \checkmark$$

où:

N_{Ed} : Valeur de calcul de l'effort de traction

N_{Ed} : 77.88 kN

$N_{t,Rd}$: Valeurs de calcul de résistances à la traction

$N_{t,Rd}$: 454.29 kN

A : Aire

A : 1652.00 mm²

f_y : Limite d'élasticité.

f_y : 275.00 N/mm²

γ_{M0} : Coefficient partiel pour la résistance des sections transversales

γ_{M0} : 1.00

- Raidisseurs

Cisaillement (NF EN 1993-1-1/NA: 2007-05, 6.2.6)

La vérification n'est pas réalisée.



Assemblage Poteau-poutre (HE800-IPE 450)

Généralités (NF EN 1993-1-8/NA:2007, 4.1(1))

Les dispositions données dans ce chapitre s'appliquent aux aciers de construction soudables conformes à l'EN 1993-1-1 et aux épaisseurs de matériau de 4 mm et plus.

Généralités (NF EN 1993-1-8/NA:2007, 4.3.2.1(1))

Des soudures d'angle peuvent être utilisées pour l'assemblage de pièces lorsque les faces forment un angle compris entre 60° et 120°.

Longueur des soudures (NF EN 1993-1-8/NA:2007, 4.5.1(2))

Pour supporter un effort, il convient de ne pas prévoir de soudure d'angle d'une longueur efficace inférieure à 30 mm ou inférieure à 6 fois son épaisseur de gorge, en prenant la plus grande de ces deux valeurs.

Gorge utile (NF EN 1993-1-8/NA:2007, 4.5.2(2))

Il convient que la gorge utile d'une soudure d'angle ne soit pas inférieure à 3 mm.

Résistance des soudures d'angles (NF EN 1993-1-8/NA:2007, 4.5.3)

4.5.3.1 Généralités

(1) Il convient de déterminer la résistance de calcul d'une soudure d'angle soit par la méthode directionnelle donnée en 4.5.3.2 soit par la méthode simplifiée donnée en 4.5.3.3.

4.5.3.2 Méthode directionnelle

(6) La résistance de la soudure d'angle sera suffisante si les deux conditions suivantes sont satisfaites:

où:

σ_{\perp} : Contrainte normale perpendiculaire à la gorge.

τ_{\perp} : Contrainte tangente (dans le plan de la gorge) perpendiculaire à l'axe de la soudure.

τ_{\parallel} : Contrainte tangente (dans le plan de la gorge) parallèle à l'axe de la soudure.

f_u : Résistance nominale ultime à la traction de la pièce assemblée la plus faible.

β_w : Facteur de corrélation approprié de la nuance d'acier.

γ_{M2} : Résistance des soudures.

γ_{M2} : 1.25

Vérifications géométriques						
Réf.	Type	a (mm)	l (mm)	t (mm)	Angle (degrés)	
Soudure de l'aile supérieure	D'angle	8	190	14.6	90.00	
Soudure de l'âme	D'angle	5	379	9.4	90.00	
Soudure de l'aile inférieure	D'angle	12	190	14.6	90.00	
Soudure de l'âme du jarret	D'angle	8	470	9.4	90.00	
Soudure de l'aile du jarret	D'angle	12	190	14.6	58.26	
Soudure de l'âme du jarret à l'aile inférieure	D'angle	8	800	9.4	90.00	
Soudure de l'aile du jarret à l'aile inférieure	D'angle	12	190	14.6	58.26	
Soudure du raidisseur de renfort de l'extrémité du jarret aux l'ailes	D'angle	10	379	14.6	90.00	
Soudure du raidisseur de renfort de l'extrémité du jarret à l'âme	D'angle	8	69	9.4	90.00	



Assemblage Poteau-poutre (HE800-IPE 450)

Vérifications géométriques										
Réf.					Type	a (mm)	l (mm)	t (mm)	Angle (degrés)	
<i>a: Gorge utile</i> <i>l: Longueur des soudures</i> <i>t: Épaisseurs de matériau</i>										
Contrôle de la résistance										
Réf.	Contrainte de Von Mises					Contrainte normale		f_u (N/mm ²)	β_w	
	σ_{\perp} (N/mm ²)	τ_{\perp} (N/mm ²)	τ_{\parallel} (N/mm ²)	Valeur (N/mm ²)	Utilis. (%)	σ_{\perp} (N/mm ²)	Utilis. (%)			
Soudure de l'aile supérieure	17.8	17.8	0.0	35.7	8.82	17.9	5.77	430.0	0.85	
Soudure de l'âme	16.3	16.3	11.6	38.2	9.43	16.3	5.25	430.0	0.85	
Soudure de l'aile inférieure	9.9	9.9	0.0	19.9	4.91	10.0	3.21	430.0	0.85	
Soudure de l'âme du jarret	19.4	19.4	11.6	43.7	10.81	19.4	6.28	430.0	0.85	
Soudure de l'aile du jarret	14.7	26.4	0.0	48.0	11.87	32.2	10.41	430.0	0.85	
Soudure de l'âme du jarret à l'aile inférieure	0.0	0.0	8.5	14.7	3.63	0.0	0.00	430.0	0.85	
Soudure de l'aile du jarret à l'aile inférieure	La vérification n'est pas réalisée.							430.0	0.85	
Soudure du raidisseur de renfort de l'extrémité du jarret aux l'ailes	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.0	0.00	430.0	0.85	
Soudure du raidisseur de renfort de l'extrémité du jarret à l'âme	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.0	0.00	430.0	0.85	

Vérifications pour les vis

Positionnement des trous de boulons et de rivets (NF EN 1993-1-8/NA:2007, 3.5)

Les pinces longitudinales et transversales ainsi que les entraxes minimum et maximum pour les boulons et rivets.

Dispositions constructives							
Distances	Au bord de la pièce		Entre trous		Entre vis		
	$e_1^{(1)}$	$e_2^{(2)}$	$p_1^{(1)}$	$p_2^{(2)}$	Compression	Traction	
Minimums	1.2d ₀	1.2d ₀	2.2d ₀	2.4d ₀	p_1 et p_2	Lignes extérieures $p_{1,e}$	Lignes intérieures $p_{1,i}$
Maximums ⁽³⁾	4·t + 40 mm		14·t; 200 mm		14·t; 200 mm	14·t; 200 mm	14·t; 200 mm
Notes: ⁽¹⁾ Parallèle à la direction de la force ⁽²⁾ Perpendiculaire à la direction de la force ⁽³⁾ On considère la plus petite des valeurs d ₀ : Diamètre du trou. t: Plus petite épaisseur des pièces unies. Dans le cas des efforts obliques, les valeurs sont interpolées de façon à ce que le résultat reste du côté de la sécurité.							

Résistance individuelle de calcul des fixations (NF EN 1993-1-8/NA:2007, 3.6)

3.6.1 Boulons et rivets

(5) Des boulons M12 et M14 peuvent également être utilisés dans des trous avec un jeu de 2 mm à condition que la résistance de calcul du groupe de boulons basée sur la pression diamétrale soit égale ou supérieure à la résistance de calcul du groupe de boulon basée sur le cisaillement des boulons. En



Assemblage Poteau-poutre (HE800-IPE 450)

outre, pour les boulons de classes 4.8, 5.8, 6.8, 8.8 et 10.9 il convient de prendre la résistance au cisaillement de calcul $F_{v,Rd}$ égale à 0,85 fois la valeur donnée dans le Tableau 3.4.

(9) Il convient que la tolérance pour les trous de boulons plein-trou soit conforme aux dispositions données en 1.2.7, Normes de Référence : Groupe 7.

(12) Lorsque des boulons ou des rivets fonctionnant en cisaillement et en pression diamétrale traversent une épaisseur totale de calage t_p supérieure à un tiers du diamètre nominal d , voir Figure 3.4, il convient de multiplier la résistance de calcul au cisaillement $F_{v,Rd}$ obtenue comme spécifié dans le Tableau 3.4, par un coefficient réducteur β_p donné par :

$$\text{mais } \beta_p \leq 1 \quad \dots(3.3)$$

Tableau 3.4 - Résistance de calcul individuelle pour les fixations sollicitées au cisaillement et/ou à la traction	
Mode de ruine	Tige d'ancrage
Résistance au cisaillement par plan de cisaillement	<p>- lorsque le plan de cisaillement passe par la partie filetée du boulon (A est l'aire de la section résistante en traction du boulon A_s) :</p> <p>- pour les classes 4.6, 5.6 et 8.8 :</p> <p>$\alpha_v = 0,6$</p>
Résistance en pression diamétrale	<p>ou α_b est la plus petite des valeurs de α_b ou 1,0;</p> <p>dans la direction des efforts :</p> <p>- pour boulons de rive :</p> <p>- pour boulons intérieurs</p> <p>perpendiculairement à la direction des efforts :</p> <p>- pour boulons de rive :</p> <p>k_1 est la plus petite valeur de k_1 et 2,5</p> <p>- pour boulons intérieurs</p> <p>k_1 est la plus petite valeur de k_1 et 2,5</p>
Résistance à la traction	<p>où</p> <p>$k_2 = 0,63$ pour un boulon à tête fraisée,</p> <p>sinon</p> <p>$k_2 = 0,9$.</p>
Résistance au poinçonnement	



Assemblage Poteau-poutre (HE800-IPE 450)

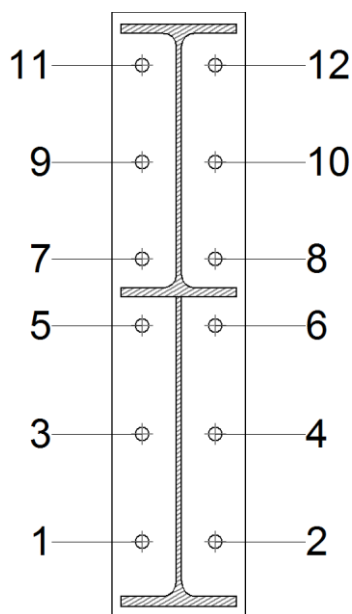
Tableau 3.4 - Résistance de calcul individuelle pour les fixations sollicitées au cisaillement et/ou à la traction

Mode de ruine	Tige d'ancrage
Cisaillement et traction combinés	

Assemblages longs (NF EN 1993-1-8/NA:2007, 3.8)

(1) Lorsque la distance L_j entre les axes des fixations extrêmes d'un assemblage, mesurée dans la direction des efforts (voir Figure 3.7), est supérieure à $15 \cdot d$, il convient de réduire la résistance de calcul au cisaillement $F_{v,Rd}$ de toutes les fixations, calculée conformément au Tableau 3.4, en la multipliant par un coefficient minorateur β_{Lf} , donné par:

mais $\beta_{Lf} \leq 1,0$ et $\beta_{Lf} \geq 0,75$.



Dispositions							
Tige d'ancrage	Dénomination	d_0 (mm)	e_1 (mm)	e_2 (mm)	p_1 (mm)	p_2 (mm)	m (mm)
1	ISO 4017-M24x100-8.8	26.0	--	49	179	122	49.3
2	ISO 4017-M24x100-8.8	26.0	--	49	179	122	49.3
3	ISO 4017-M24x100-8.8	26.0	--	49	179	122	49.3
4	ISO 4017-M24x100-8.8	26.0	--	49	179	122	49.3
5	ISO 4017-M24x100-8.8	26.0	--	49	111	122	48.0
6	ISO 4017-M24x100-8.8	26.0	--	49	111	122	48.0
7	ISO 4017-M24x100-8.8	26.0	--	49	111	122	48.0
8	ISO 4017-M24x100-8.8	26.0	--	49	111	122	48.0
9	ISO 4017-M24x100-8.8	26.0	--	49	160	122	49.3
10	ISO 4017-M24x100-8.8	26.0	--	49	160	122	49.3
11	ISO 4017-M24x100-8.8	26.0	--	49	160	122	49.3



Assemblage Poteau-poutre (HE800-IPE 450)

Dispositions							
Tige d'ancrage	Dénomination	d ₀ (mm)	e ₁ (mm)	e ₂ (mm)	p ₁ (mm)	p ₂ (mm)	m (mm)
12	ISO 4017-M24x100-8.8	26.0	--	49	160	122	49.3
--: La vérification n'est pas réalisée.							

Résistance										
Tige d'ancrage	Effort tranchant				Traction				Interaction effort de traction et effort de cisaillement	Utilis. Max. (%)
	Vérification	Défavorable (kN)	Résistant (kN)	Utilis. (%)	Vérification	Défavorable (kN)	Résistant (kN)	Utilis. (%)	Utilis. (%)	
1	Section transversale	0.000	135.552	0.00	Tige	65.034	203.328	31.98	22.85	31.98
					Poinçonnement	65.034	443.406	14.67		
2	Section transversale	0.000	135.552	0.00	Tige	65.034	203.328	31.98	22.85	31.98
					Poinçonnement	65.034	443.406	14.67		
3	Section transversale	0.000	135.552	0.00	Tige	56.572	203.328	27.82	19.87	27.82
					Poinçonnement	56.572	443.406	12.76		
4	Section transversale	0.000	135.552	0.00	Tige	56.572	203.328	27.82	19.87	27.82
					Poinçonnement	56.572	443.406	12.76		
5	Section transversale	0.000	135.552	0.00	Tige	36.819	203.328	18.11	12.93	18.11
					Poinçonnement	36.819	443.406	8.30		
6	Section transversale	0.000	135.552	0.00	Tige	36.819	203.328	18.11	12.93	18.11
					Poinçonnement	36.819	443.406	8.30		
7	Section transversale	0.000	135.552	0.00	Tige	23.376	203.328	11.50	8.21	11.50
					Poinçonnement	23.376	443.406	5.27		
8	Section transversale	0.000	135.552	0.00	Tige	23.376	203.328	11.50	8.21	11.50
					Poinçonnement	23.376	443.406	5.27		
9	Section transversale	0.000	135.552	0.00	Tige	12.347	203.328	6.07	4.34	6.07
					Poinçonnement	12.347	443.406	2.78		
10	Section transversale	0.000	135.552	0.00	Tige	12.347	203.328	6.07	4.34	6.07
					Poinçonnement	12.347	443.406	2.78		
11	Section transversale	65.392	135.552	48.24	Tige	0.000	203.328	0.00	48.24	48.24



Assemblage Poteau-poutre (HE800-IPE 450)

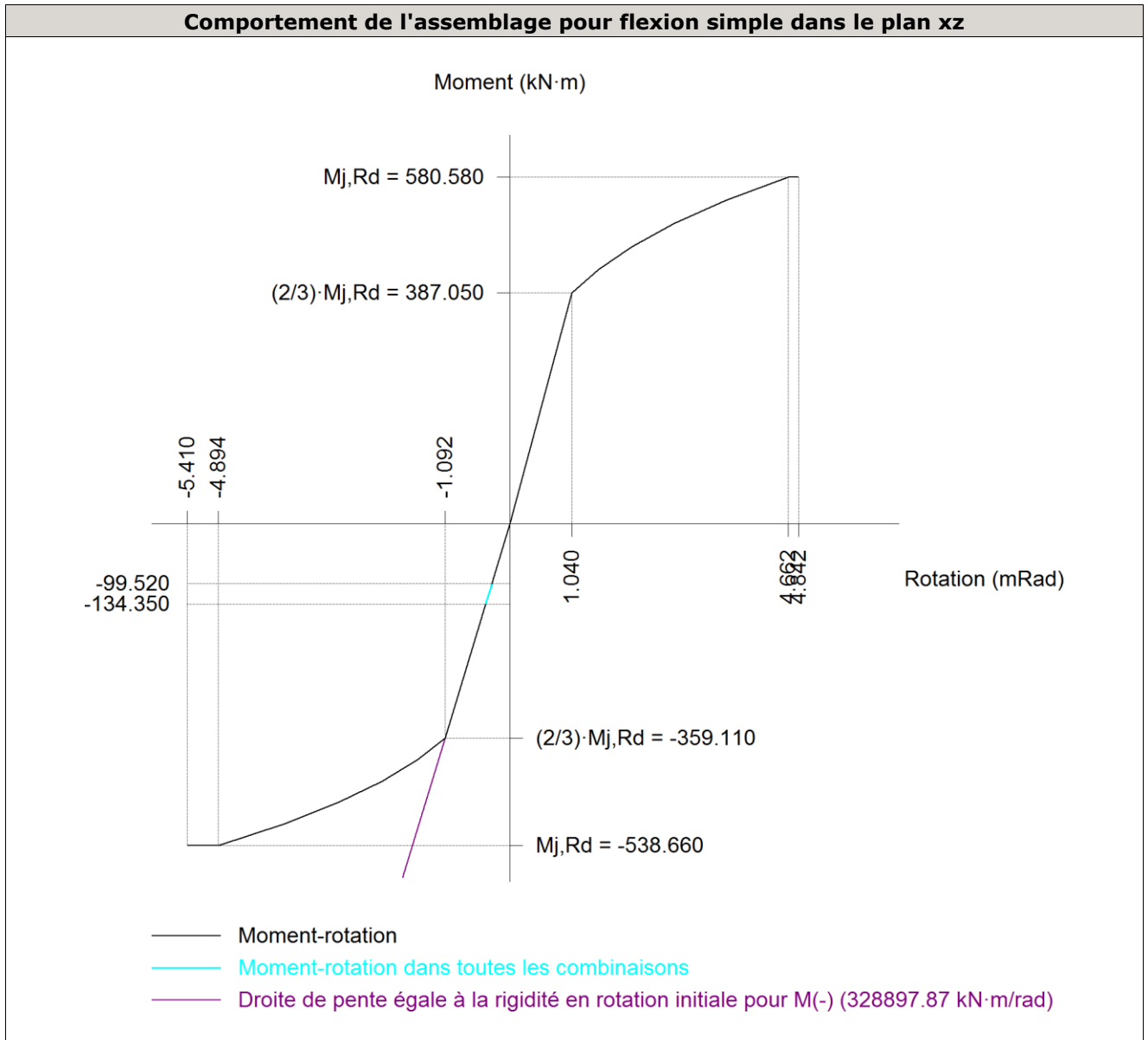
Résistance										
Tige d'ancrage	Effort tranchant				Traction				Interaction effort de traction et effort de cisaillement	Utilis. Max. (%)
	Vérification	Défavorable (kN)	Résistance (kN)	Utilisation (%)	Vérification	Défavorable (kN)	Résistance (kN)	Utilisation (%)	Utilisation (%)	
	Écrasement	65.392	371.520	17.60	Poinçonnement	0.000	443.406	0.00		
12	Section transversale	65.392	135.552	48.24	Tige	0.000	203.328	0.00	48.24	48.24
	Écrasement	65.392	371.520	17.60	Poinçonnement	0.000	443.406	0.00		

Rigidité en rotation initiale	Plan xy (kN·m/rad)	Plan xz (kN·m/rad)
Calculée pour moments positifs	17639.80	372140.09
Calculée pour moments négatifs	17639.80	328897.87

Comportement de l'assemblage pour flexion simple dans le plan xz



Assemblage Poteau-poutre (HE800-IPE 450)



Relation entre la résistance de la semelle du tronçon en T en mode 1 et mode 3 (Critère de CYPE, basé sur ENV 1993-1-1:1996, Annexe J.3.8)

Doit être respecté:

$$1.26 \leq 1.80 \quad \checkmark$$

$$\beta : \underline{1.26}$$

où:

$F_{T,Rd1}$: Résistance de calcul d'une semelle de tronçon en T en mode 1

$F_{T,Rd1}$: 510.90 kN

$F_{T,Rd3}$: Résistance de calcul d'une semelle de tronçon en T en mode 3

$F_{T,Rd3}$: 406.66 kN



Assemblage Poteau-poutre (HE800-IPE 450)

Moment résistant de calcul des assemblages poutre-poteau et de continuité (NF EN 1993-1-8/NA:2007, 6.2.7)

Il convient que le moment de calcul appliqué $M_{j,Ed}$ satisfasse :

$$0.25 \leq 1.0 \quad \checkmark$$

Le moment résistant de calcul $M_{j,Rd}$ d'un assemblage poutre-poteau avec attache boulonnée par platine d'about peut être déterminé par :

où:

$F_{tr,Rd}$: Résistance de calcul à la traction efficace de la rangée de boulons r ;

h_r : Distance entre la rangée de boulons r et le centre de compression ;

r : Numéro de rangée de boulons.

Capacité de rotation (Critère de CYPE, basé sur ENV 1993-1-1:1996, Annexe J.3.8)

Doit être respecté:

$$0.08 \leq 0.67 \quad \checkmark$$

ϕ_{Ed} : Rotation correspondant au moment sollicitant

$$\phi_{Ed} : \underline{0.41} \text{ mRad}$$

ϕ_{Cd} : Capacité de rotation de la jonction.

$$\phi_{Cd} : \underline{5.41} \text{ mRad}$$

où:

h : Distance entre le centre de compression et la rangée de boulons.

$$h : \underline{848} \text{ mm}$$

β : Relation entre la résistance de la file en mode 1 et mode 3.

$$\beta : \underline{1.16}$$