

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJE-BOUIRA



Faculté des Sciences et des sciences appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

Noui Mohammed Nadjib

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 02** en :

Filière : **Génie Civil**

Option : **Bâtiment**

Thème :

**ETUDE D'UN BATIMENT EN R+4 A USAGE D'HABITAION
AVEC UNE OSSATURE EN CHARPENTE METALLIQUE**

Devant le jury composé de :

Mr : Mohamadi	MA	UAMOB	Président
Mme : Boumaiza	MC	UAMOB	Promoteur
Mr : Abdelmalek	MA	UAMOB	Examineur
Mr : Belmihoub	MA	UAMOB	Examineur

Année Universitaire 2017/2018

Remerciement

En guise de reconnaissance, on tient à témoigner notre sincère remerciement à toutes les personnes qui ont contribués de près ou de loin au bon déroulement de notre stage de fin d'étude et à l'élaboration de ce modeste travail.

Mes sincères gratitudees à **Mm Boumaiza** pour la qualité de son enseignement, ses conseils et son intérêt incontestable qu'il porte à tous les étudiants.

On tient à remercier l'ensemble du personnel d'A.M **Conception** pour leur patience, leurs conseils pleins de sens et pour le suivi et l'intérêt qu'ils ont portaient à nos travaux. Dans l'impossibilité de citer tous les noms, nos sincères remerciements vont à tous ceux et celles, qui de près ou de loin, ont permis par leurs conseils et leurs compétences la réalisation de ce mémoire

En fin, je n'oserais oublier de remercier tout le corps professoral de (Université de bouira), pour le travail énorme qu'il effectue pour nous créer les conditions les plus favorables pour le déroulement de nos études.

Remerciement

Quelques mots en préambule de cette étude, qui met un point d'orgue à une année riche et intense.

Mes remerciements vont en priorité à mon formateur Mme **Boumaiza** pour leurs conseils, leur aide et leur patience.

On tient à remercier l'ensemble du personnel d'**A.M Conception** pour leur patience, leurs conseils pleins de sens et pour le suivi et l'intérêt qu'ils ont portés à nos travaux. Dans l'impossibilité de citer tous les noms, nos sincères remerciements vont à tous ceux et celles, qui de près ou de loin, ont permis par leurs conseils et leurs compétences la réalisation de ce mémoire.

Je remercie également Mr **Ouenouri Nazim**, ainsi que les membres de sa famille, de bien avoir voulu m'ouvrir les portes de leur maison et bien plus encore.

Je n'oublie bien évidemment pas mes camarades de formation et les remercie chaleureusement pour tous ces agréables moments passés ensemble.

Je tiens enfin à remercier tout particulièrement ma famille qui m'a accordé la liberté d'action et la patience nécessaires pour réaliser ce travail ainsi que toutes les personnes qui m'ont soutenue.

Dédicace

Merci Allah de m'avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir, la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout

Du rêve et le bonheur de lever mes mains vers le ciel et de dire " Al hamdoulillah".

Je tiens à dédier ce modeste travail :

A celle qui m'a accompagnée dans le chemin de la vie et qui a tant attendu ce moment de bonheur, à ma source d'affection, ma très chère Mère Karima. A mon très cher Père Rachid, mon protecteur,

A mon Grand père Salah et ma Grande mère Nana Hadda qui je leur souhaite une bonne santé et une longue vie

Que dieu les protège tous pour nous.

A mes frères Khalil et Sid Ali

A ma sœur Amina

A tous ma Grande Famille (Noui Et Meddas) : mes tantes, mes oncles et mes cousins sans exception Lahcen Et Hocine, Houari, Massoud, Badi

A tous mes amis : Mohamed (Ghayacha), Laid et son fils Bachredine, Djamel, Redha, Youcef, Titouh, Nazim

Une grande dédicace spéciale pour Djamel Bellala que je le souhaite une belle vie avec sa petite famille

A toutes personnes qui ma aider à poursuivre mes études.

A celui qui ma collaboré dans la réalisation de ce mémoire, à toi Ouenouri Nazim

En fin à tous ceux qui nous sont très chers.

Liste des notations

- G : Charge permanente.
- Q : Charge d'exploitation.
- E : Module d'élasticité longitudinal.
- ν : Coefficient de Poisson
- ρ : Poids volumique.

- M_{sd} : Moment sollicitant.
- $M_{pl,Rd}$: Moment résistant plastique.
- $M_{el,Rd}$: Moment résistant élastique.
- V_{sd} : Effort tranchant sollicitant.
- $V_{pl,Rd}$: Effort tranchant plastique.
- $V_{el,Rd}$: Effort tranchant élastique.
- I_y : Moment d'inertie selon l'axe y .
- I_z : Moment d'inertie selon l'axe z .
- W_{el} : Moment de résistance élastique.
- W_{pl} : Moment de résistance plastique.

- t : Epaisseur.
- t_w : Epaisseur de lame.
- t_f : Epaisseur de la semelle.

- h : Hauteur du profile.
- b : Largeur du profile.

- A : Section du profile.

- d : Hauteur de la portion droite de lame.

- h_i : Hauteur intérieure entre ailes.

- r : Rayon de congé.

- A_v : Aire de cisaillement.

- L : Longueur en générale.
- l_f : Longueur de flambement.
- N : Effort normal.
- f_y : Limite d'élasticité de l'acier
- f : Fleche d'une poutre.
- γ : Coefficient partiel de sécurité.
- λ : Elancement.
- λ : Elancement réduit.
- ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.
- χ : Coefficient de réduction du flambement.
- σ : Contrainte.
- \bar{h} : Hauteur de la poutre (solive) en acier.
- t : épaisseur de la dalle en béton.
- b : Largeur de la dalle collaborant.
- v_s : Distance de l'axe neutre a la fibre supérieure de la dalle.
- v_i : Distance de l'axe neutre a la fibre inferieur de la poutre
- d : Distance de l'axe neutre au centre de gravité de la poutre en acier.
- A : Aire de la section de la poutre en acier.
- B : Aire de la section du béton seul.
- S : Aire de la section totale rendue homogène.
- I_A : Moment d'inertie de la poutre en acier, par rapport a un axe perpendiculaire au plan de flexion, passant par son centre de gravité.
- W_y : Module d'inertie de la poutre en acier, par rapport a l'axe y .
- γ_{m0} : Coefficient de sécurité partiel (=1.1).
- I : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène

Liste Des Figures

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et hypothèse de calcul

Figure I.1 : Vue de la structure en 3D.....	3
Figure I. 2 : Planchers mixtes à dalle collaborant.....	4
Figure I. 3 : Présentation des escaliers.....	5
Figure I .4 : Type d'acrotère.....	5
Figure I.5 : Diagramme effort /Déformation de l'acier.....	8

CHAPITRE II : Evaluation des charges et surcharges

Figure II.1 : Direction de vent.....	14
FigureII.2 : Légende pour les parois verticale	16
FigureII. 3: Valeurs de Cpe Pour rles parois verticale	17
FigureII. 4: Légende pour La terrasse.....	18
FigureII. 5: Valeurs de Cpe Pour La terrasse.....	18
FigureII. 6 : Pression sur le szones D, E, F, G, HenN/m2	19
FigureII. 7: Légende pour les parois verticale.....	20
FigureII. 8: Valeurs de Cpe Pour les parois verticale	21
FigureII. 9 . Valeurs de Cpe Pour La terrasse	22
FigureII. 10 : Pression sur les zones D, E, F, G, H	23

CHAPITRE III : Choix des profils

Figure. III. 1: Planchant collaborant.....	26
Figure. III. 2: Vue en plan (plancher collaborant).....	27
Figure. III. 3: Schéma statique (solive).....	28
Figure. III. 4: Section mixte (solive+dalle).....	30
Figure. III. 5: Inertie du montage poutre/dalle	31
Figure. III. 6: Diagramme des contraintes.....	32
Figure. III. 7: Diagramme de contrainte déformation à cause au retrait du béton	3
Figure. III. 8: Diagramme des contraintes.....	34
Figure. III. 9: Schéma statique (Poutre maitresse).....	35
Figure. III. 10: Console.....	37
Figure. III. 11: Schémastatique(Console).....	37
Figure. III. 12: Surface de chargement(Console).....	38
Figure. III. 13: Le poteau le plus sollicité.....	41
Figure. III. 14: Surface d'influence revenant au poteau	41
Figure. III. 15: Schéma des connecteurs soudés.....	45
Figure. III. 16: Caractéristiques de connecteurs.....	46
Figure. III. 17: Escalier.....	47
Figure. III. 18: Vue en plan de la cage d'escalier.....	48
Figure. III. 19: Coupe1 – 1.....	48

Figure. III. 21: Centre de gravité (Les supports des marches).....	49
Figure. III. 22: Schéma statique (Les supports des marches).....	50
Figure. III. 23: Schéma statique(Limon).....	51
Figure. III. 24: Schéma statique (Poutre porteuse).....	53

CHAPITRE IV : Etude sismique

Figure IV. 1: Disposition des paliers de contreventement.....	56
Figure IV. 2: Formes modales (mode1).....	56
Figure IV. 3: Formes modales (mode2).....	57
Figure IV. 4: Formes modales (mode3).....	57
Figure IV. 5: Spectre d'accélération sismique.....	5
8	
Figure IV. 6: Diagramme des efforts tranchants	61
Figure IV. 7: Diagramme des moments de renversement	6
2	

CHAPITRE V : Vérification Des profils

Figure V. 1: La structure en charpente métallique.....	68
Figure V. 2: Les solives.....	75
Figure V. 3: Les poutres maitresses.....	77
Figure V. 4: Les consoles.....	80
FigureV. 5: Les poteaux.....	82
FigureV. 6: Les paliers de contreventements.....	8
5	

CHAPITRE VI : Les assemblages

Figure VI. 1: Assemblage poutre (solive) (IPE180) poutre (IPE450).....	90
Figure VI. 2: Distribution des boulons	9
1	
Figure VI. 3: Assemblage Poteau (HEA300) poutre (IPE400).....	94
Figure VI. 3: Assemblage console (IPE 180) – Poteau(HEA 240).....	100
Figure VI. 4: Le pied de poteau.....	108
Figure VI. 5: Dimension du pied de poteau.....	109

CHAPITRE VII : Etude de l'infrastructure

Figure VII. 1: Présentation des semelles isolées.....	117
Figure VII. 2: Schéma de coffrage des semelles isolées.....	119
Figure VII. 3: Semelle isolé.....	120
Figure VII. 4: Dimensions de la semelle.....	121
Figure VII. 5: Poinçonnement semelle isolée.....	123
Figure VII. 6: Schéma de ferrailage de la semelle.....	125
Figure VII. 7: Coupe1 – 1.....	125

Figure VII. 8: Schéma de ferrailage du fût.....127
Figure VII. 9: Schéma deferrailag et de longrine.....129

INTRODUCTION GENERALE

Dans l'idéologie constructive de la fin de ce siècle l'acier reste encore loin d'occuper dans la construction la place qui, au regard de ses vertus, doit être la sienne. Actuellement l'Algérie reste parmi les pays qui se basent essentiellement sur le matériau béton dans leurs constructions, par ailleurs l'utilisation de la charpente métallique est limitée, malgré que les constructions en charpente métallique présente de nombreux avantages :

- L'industrialisation totale c'est-à-dire la possibilité de pré fabriquer intégralement des bâtiments en atelier, avec une grande précision et une grande rapidité. Le montage sur site par boulonnage, est une grande simplicité.
- La possibilité du transport. En raison de sa légèreté. Qui permet de transporter loin, en particulier à l'exportation.
- La grande résistance de l'acier à la traction permet de franchir de grandes portées.
- La tenue au séisme est bonne, du fait de la ductilité de l'acier.
- Les transformations, adaptations, répétition, surélévations ultérieures d'un ouvrage sont aisément réalisables.
- possibilité architecturales, plus étendue qu'en béton.

Par contre, les principaux inconvénients de l'acier sont : sa corrodabilité et sa faible résistance au feu. En effet, on reproche à l'acier d'avoir un mauvais comportement et de s'écrouler rapidement sous l'action du feu. A cet effet, des protections sont nécessaires.

Dans ce projet de conception et de dimensionnement d'un immeuble R+4 en charpente métallique, une répartition des différents éléments avec leur section en acier est proposée afin que la structure puisse résister de façon efficace aux sollicitations et transmettre les charges au sol de fondation.

Des principes de calculs propres à l'acier ont été élaborés, ainsi que les différentes théories de calcul des ouvrages en acier.

L'informatique constitue à notre époque un outil très précieux vis à vis de l'élaboration d'un travail de routine et de recherche, notamment dans le calcul des ouvrages de génie civil. C'est ainsi que nous avons choisi le logiciel ROBOT STRUCTURAL pour effectuer la conception et le dimensionnement de l'immeuble.

Ce présent travail s'articule sur les points suivants :

- La présentation du projet et du logiciel de calcul utilisé ;
- La conception structurale du projet ;
- Le dimensionnement des éléments de la structure.

RÉSUMÉ

Ce mémoire présente une étude détaillée d'un bâtiment en R+4 de forme régulière en charpente métallique, implanté à Medjana wilaya de Bordj Bou Arreridj, classé comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Cette étude est réalisée :

En premier par la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment. Ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente de charge.

Par l'étude des éléments secondaires (les escaliers, dalles et l'acrotère).

Par l'étude dynamique de bâtiment par le logiciel ROBOT STRUCTURAL afin de déterminer les différentes sollicitations due aux chargements. Plus une étude au vent.

Ensuite le calcul des assemblages plus le dimensionnement des profilés.

A la fin l'étude de fondation.

Ceci, en tenant compte des recommandations des différents règlements.

Mots clés : ROBOT, charpente métallique, étude dynamique.

ABSTRACT

This thesis presents a detailed study of a R + 4 building of regular steel structural form, located in Medjana wilaya of Bordj Bou Arreridj, classified as a zone of medium seismicity (IIa).

This study is carried out:

First by the general description of the project with a presentation of the architectural aspect of the elements of the building. Then the structuring and finally the load descent.

By studying secondary elements (stairs, slabs and acroterium).

By the dynamic building study by the ROBOT STRUCTURAL software to determine the different loads due to loads. More a study in the wind.

Then calculates the assemblies plus the dimensioning of the profiles.

At the end, the foundation study.

This, taking into account the recommendations of the various regulations.

Keywords: ROBOT, metal frame, dynamic study

ملخص

هذه المذكرة تقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية ذات شكل منظم في إطار معدني تتألف من طابق ارضي + 4 طوابق بلدية مجانية ولاية برج بو عريريج المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية IIa .

أجريت هذه الدراسة:

أولاً، الوصف العام للمشروع مع عرض الجوانب المعمارية لعناصر المبنى. ثم الهيكلية وأخيراً نزول الحمل من خلال دراسة العناصر الثانوية (السلام، ألواح وأكروتر).
من خلال دراسة ديناميكية للبناء من قبل روبوت من أجل تحديد الأحمال المختلفة بسبب الأحمال مع دراسة للرياح. ثم حساب الجمعيات بالإضافة إلى الأبعاد من التشكيلات الجانبية.
في النهاية دراسة الأسس.
هذا، مع الأخذ بعين الاعتبار التوصيات الصادرة عن مختلف اللوائح.

الكلمات المفتاحية: روبوت، إطار من الصلب، دراسة ديناميكية.

Chapitre I
Présentation De
L'ouvrage
Et
Hypothèse De
Calcul

I.1. Introduction :

Peu importe le projet de construction, il existe divers procédés de conception et de réalisation selon les besoins et les capacités : construction en béton armé, en précontrainte, charpente en bois ou charpente métallique.

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment en charpente métallique à usage d'habitation. Il est situé à **Medjana à Bordj Bou Arreridj**. Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel.

L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans le cours de charpente métallique, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme de master.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Ce travail consiste à l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation. Il est constitué d'un rez-de-chaussée et de quatre (4) étages.

- Hypothèse climatique : zone **A** pour la neige (selon le RNV2013).
- **Zone I** pour le vent (selon le RNV2013).
- Zone sismique : **Ila** (selon le RPA99 V2003).
- **Catégorie I** : bâtiment à usage d'habitation (selon le RNV2013).
- Altitude du site : **H=900 m**

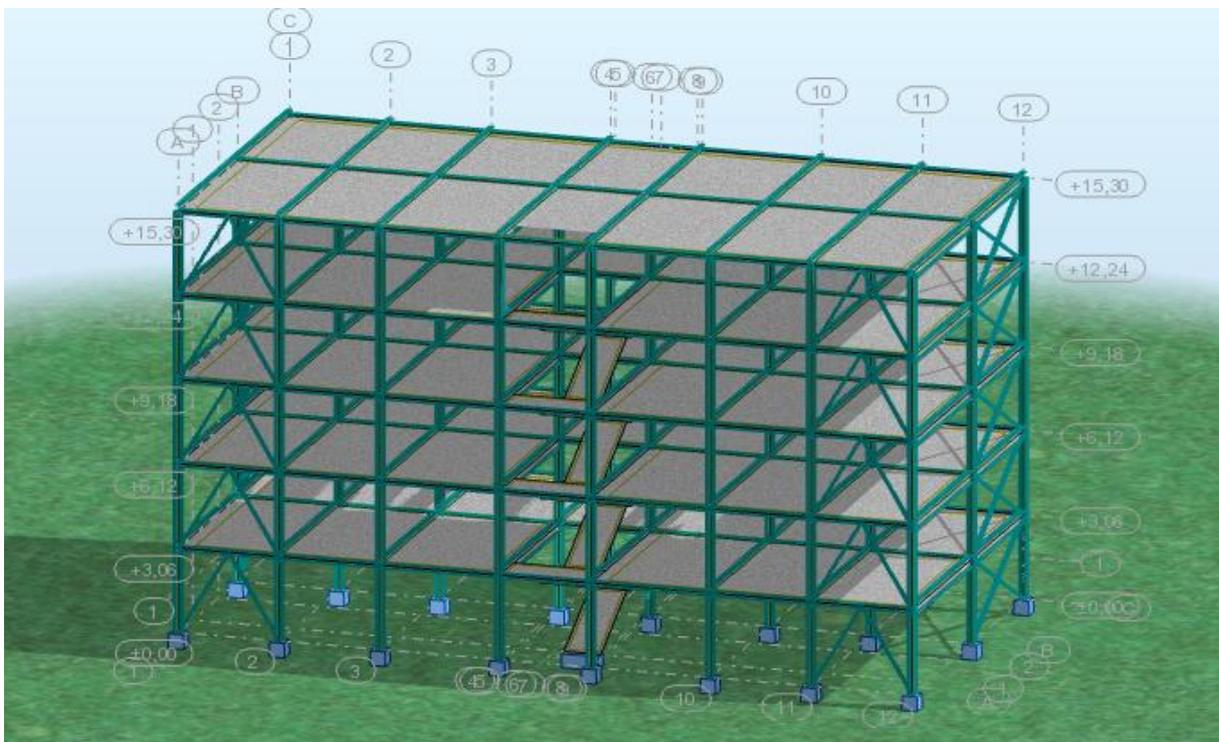


Figure I.1 : vue de la structure en 3D

I.2.1. Caractéristiques de l'ouvrage :

I.2.1.1. Caractéristiques géométriques :

- Longueur totale du bâtiment : 24.30m.
- Largeur totale du bâtiment : 12m.
- Hauteur de chaque niveau : 3.06m.
- Hauteur de l'acrotère : 0.5m
- Hauteur totale y compris l'acrotère : 15.80m.

I.2.1.2. Caractéristiques structurales :

- Ossature de la structure :

Notre structure est composée de portiques métalliques, avec des contreventements triangulaires qui assurent la stabilité de la structure vis-à-vis les efforts horizontaux (vent et efforts sismiques) et les efforts verticaux (poids propre et neige). Pour des raisons conceptuelles et économiques, nous allons adopter des poteaux en HEA, et des poutres en IPE.

- Plancher :

Concernant les planchers courants, on va choisir des planchers mixtes à dalle collaborant. Sa composition est illustrée sur la figure (2)

- Dalle de compression en béton armé d'épaisseur : $e=12$ cm.
- Une tôle nervurée de type TN40.
- Poutres secondaires (solives).
- Connexion (goujons).

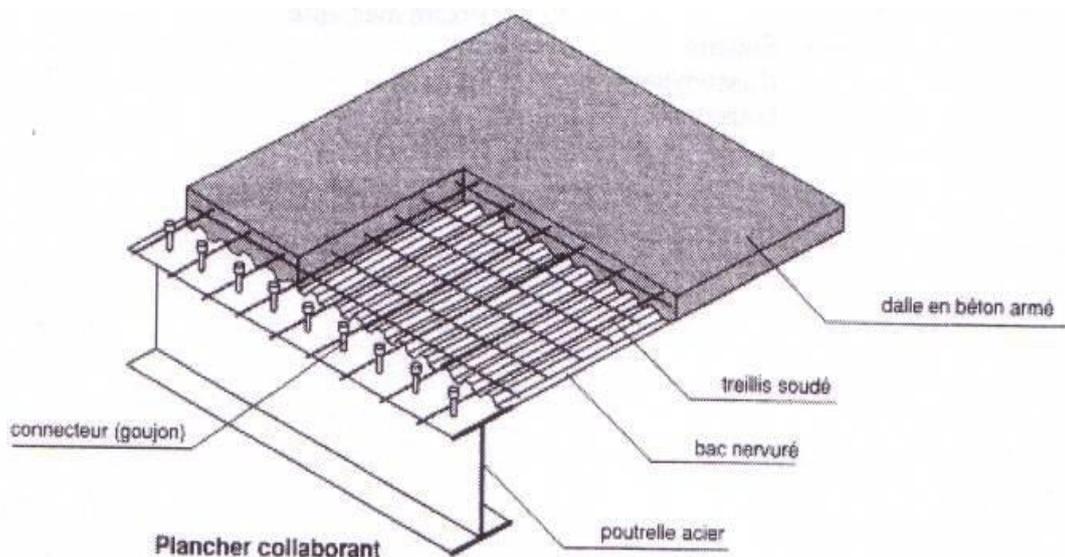


Figure I. 2 : Planchers mixtes à dalle collaborant

➤ Escalier :

Les escaliers sont des éléments qui permettent l'accès aux différents niveaux d'une construction. Pour notre bâtiment, on va utiliser un seul type d'escalier en construction métallique constitué d'un palier de repos et de deux volée (figure 3), les marches sont en tôle, revêtues avec du béton et carrelage.

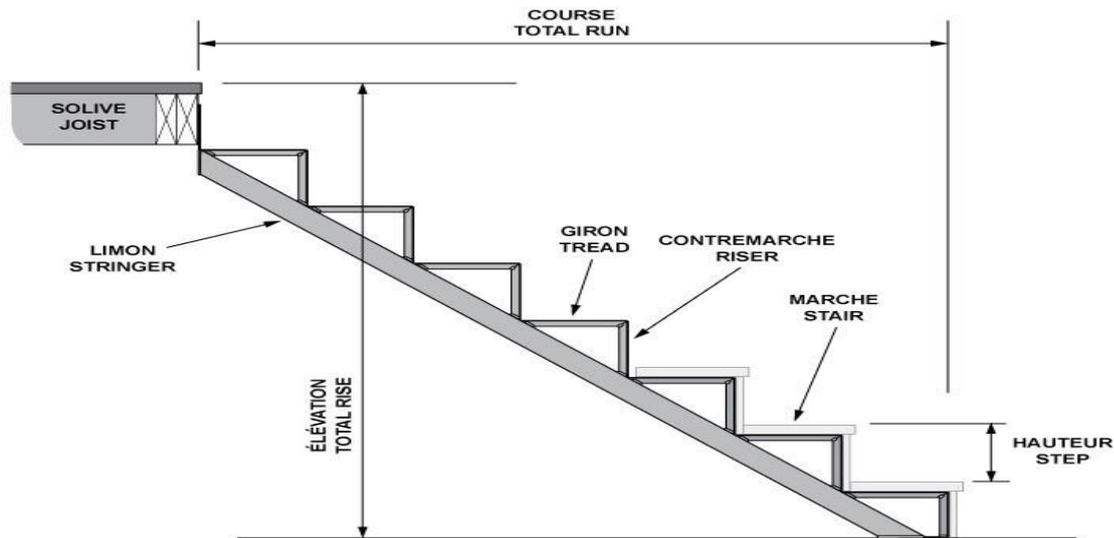


Figure I.3 : Présentation des escaliers

➤ L'acrotère :

C'est un muret encastré en bordure de toitures terrasses pour permettre le relevé d'étanchéité.

- Types d'acrotère :

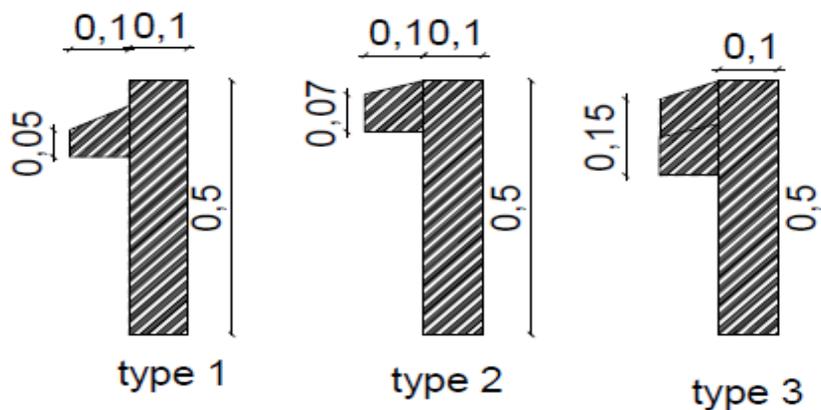


Figure I.4 : Type d'acrotère

➤ Maçonnerie :

Ce sont des éléments secondaires qui n'ont aucun rôle dans la résistance de la structure.

Murs extérieurs : en double cloisons, en briques creuses (15+10) cm avec une lame d'air de 5cm

Murs intérieurs : en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

➤ Revêtement :

Horizontal : mortier de pose et carrelage pour toutes les pièces (4+2) cm.

Plâtre pour les plafonds 2 cm d'épaisseur

Vertical : revêtement des murs intérieurs en plâtre 2 cm d'épaisseur.

Revêtement des murs extérieurs par mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur.

➤ Assemblage :

La caractéristique essentielle des ossatures métalliques est d'être composée d'éléments élaborés en des lieux et des instants différents qui sont ensuite assemblés sur le site de construction. Les liaisons ont ainsi un double rôle ; permettre la construction d'une structure spatiale et assuré la fiabilité et la stabilité de cette structure. On distingue deux types d'assemblage.

• Assemblages boulonnés :

Les assemblages boulonnés servent à réunir ensemble deux ou plusieurs pièces en assurant la bonne transmission des efforts. Sans entrer dans les calculs de vérification de la résistance des assemblages, le respect de quelques règles simples et le choix de bonnes dispositions constructives donneront des résultats satisfaisants.

Les valeurs nominales de la limite d'élasticité F_{yb} et de résistance ultime à la traction F_{ub}

Pour les boulons sont illustrées sur le tableau (1).

Tableau I.1: valeurs nominales de la limite d'élasticité F_{yb} et de la résistance ultime à la traction F_{ub}

Classes	4.6	4.8	5.6	6.6	8.8	10.9
F_{yb}	240	302	300	360	480	900
F_{ub}	400	400	500	600	800	1000

• Assemblage soudé :

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler.

I.3. Hypothèses de calculs

I.3.1. Règlements utilisés :

RPA99/2003 (règles parasismique Algériennes).

EUROCODE 3 (règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM 97»).

EUROCODE4 (conception et dimensionnement des structures mixtes acier béton).

D.T.R.B.C.2.2 (charges permanentes et charges d'exploitations).

D.T.R.C 2-4.7 (règlement neige et vent « RNV2013 »)

BAEL 91-CBA93 (béton armé aux états limites).

I.3.2. Actions et combinaisons d'actions :

I.3.2.1. Les combinaisons d'actions :

À l'ELU: 1.35G+1.5Q

À l'ELS : G+Q

I.3.2.2. Les actions :

➤ **Actions permanentes :**

- Poids propre des éléments de la construction;
- Poids propre des équipements fixes.
- Action de précontrainte
- Déplacement différentiel des appuis

➤ **Actions variables :**

- Charges d'exploitation ;
- Charges appliquées en cours d'exécution
- Action des gradients thermique
- Action de vent W
- Action de la neige S

➤ **Actions accidentel :**

- Seism E
- Explosions

I.3.3. Matériaux utilisés :

a) Acier :

L'acier est constitué d'au moins deux éléments, le fer ; très majoritaire, et le Carbone dans les proportions comprises entre 0.1% pour l'acier doux a 0.85% pour l'acier dur.

Outre le fer et le Carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui lui sont

Associés soit :

➤ Involontairement comme le phosphore et le soufre qui sont les impuretés qui altèrent les propriétés des aciers.

➤ Volontairement comme le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome...etc. ces derniers ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (Résistance à la rupture, dureté, ductilité, résistance vis-à-vis de la corrosion...).

• Propriétés de l'acier :

1. Résistance :

Les nuances d'aciers et leurs résistances limites sont citées dans les **Eurocode 03 et 04** ainsi que le **DTR CCM97** et ce, conformément à la norme **EN 10 025**. Pour notre ouvrage ; notre choix s'est porté sur la **nuance S235** qui présente les meilleures propriétés de ductilité.

2. Ductilité :

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

- Le rapport $f_u / f_y > 1.2$
- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ($\epsilon_u \geq 20 \epsilon_y$)
- A la rupture, l'allongement relatif ultime ϵ_u doit être supérieur ou égal à 15%.

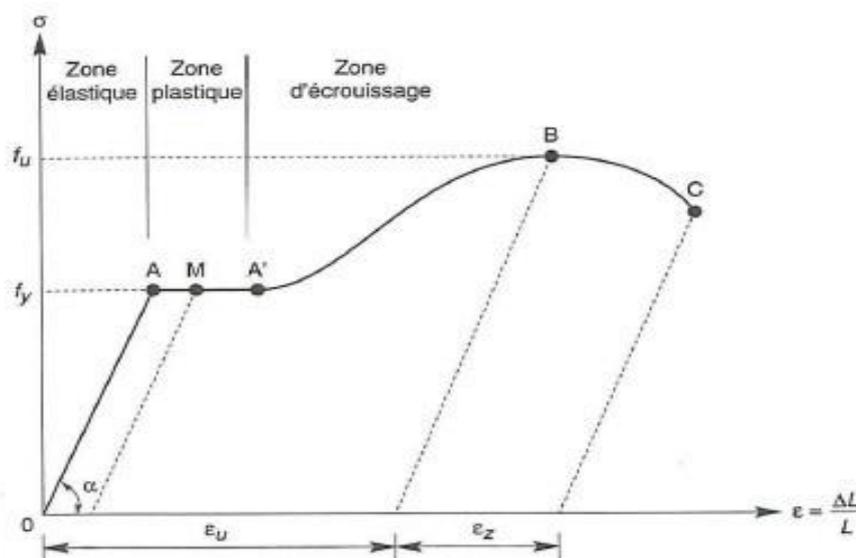


Figure I.5 : Diagramme effort /déformation de l'acier.

3. Propriétés mécaniques :

- Masse volumique : $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$
- Module d'élasticité longitudinal : $E = 210000 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité transversale : $G = E/2(1+\nu)$
- Coefficient de Poisson : $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 10^{-6}/^\circ\text{C}$

b) Le béton :

Le béton est un mélange de matériaux « granulats » (sable, graviers), liants hydrauliques (ciment) ; de l'eau et éventuellement des adjuvants. Le mélange ainsi obtenu est appelé « Béton frais » celui-ci commence à durcir après quelques heures et à atteindre progressivement sa résistance caractéristique.

• Propriétés du béton :

Le béton utilisé sera de classe C25 avec:

- Une résistance à la compression à 28 jours : $F_{c28}=25\text{MPa}$.
- La résistance à la traction à 28 jours : $F_{t28}=2.1\text{MPa}$.
- Le poids spécifique:
- Coefficient de retrait : $\epsilon=2.10^{-4}$
- Module d'élasticité transversal : $G = E/2(1+\nu)$
- Module d'élasticité longitudinal : $E = 32154\text{MPa}$.
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha=10^{-6}/^{\circ}\text{C}$

Chapitre II
Evaluations
Des Charges
Et
Surcharges

II.1. Introduction

Dans ce chapitre, notre objectif consiste à déterminer les différentes actions auxquelles notre structure sera exposée. Ces différentes actions sont les suivantes :

- Actions permanentes en utilisant (Le D.T.R-C2.47).
- Actions variables en utilisant (Le D.T.R-C2.47).
- Action de la neige en utilisant (Le RNV2013).
- Action du vent en utilisant (Le RNV2013).
- Efforts sismiques en utilisant (Le RPA 2003).

II.2. Charges permanentes**Plancher courant :**

- Cloisons de séparation (y compris l'enduit en plâtre)..... 1.20kN/m²
- Mortier de pose (e= 4cm) 22×0.04=0.88kN/m²
- Revêtement en carrelage (e=2cm) 20×0.02=0.40kN/m²
- Plafond en plâtre (e=2cm) 10×0.02=0.20kN/m²
- Dalle en béton armé (e=12cm) 25.×0.12=3.00kN/m²
- Tôle de type TN40 (e=1mm) 0.09kN/m²

G =5.77 KN/m²

Plancher terrasse :

- Gravillon de protection (e=4cm)17×0.04=0.68kN/m²
- Etanchéité multicouche.....0.12kN/m²
- Béton de pente (e=7cm)22×0.07=1.54kN/m²
- Isolation en polystyrène (e=4cm).....0.4×.04=0.016kN/m²
- Dalle en béton armé (e=12cm)25×.0.12=3.00kN/m²
- Tôle de type TN40 (e=1mm) 0.09kN/m²
- Plafond en plâtre (e=2cm)10×0.02=0.20kN/m²

G=5.65 KN/m²

Murs extérieurs :

- Enduit intérieur en plâtre (e=1cm).....0.1KN/m²
- Briques creuses (e=10+15cm)2.2KN/m²
- Enduit extérieur en ciment (e=2cm)18×0.02=0.36KN/m²
- Lame d'aire (e=5cm)0.00KN/m²

G=2.66KN/m²

Murs intérieurs :

- o Enduit en plâtre (e=1cm).....0.1KN/m2
- o Briques creuses (e=10cm).....0.9 KN/m2
- o Enduit en plâtre (e=1cm).....0.1KN/m2

G=1.1KN/m2

II.3. Charges d'exploitations

- o Plancher terrasse inaccessible1KN/m2
- o Plancher courant1.5KN/m2
- o Balcon5 KN/m2
- o Escalier2,5 KN/m2

II.4. Charges climatiques**II.4.1. Action de la neige****a. Introduction**

L'accumulation de la neige sur le plancher terrasse du bâtiment produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments du bâtiment en Algérie situé à une altitude inférieure à 2000 mètre.

Notre projet se trouve à une altitude de 900m.

b. Calcul des charges de la neige

Le RNV2013 définit les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface. Située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures. Il s'applique à l'ensemble des constructions situées à une altitude inférieure à 2000 mètres. La charge de la neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture est donnée selon le RNV2013 par la formule suivante :

$$S = S_k \cdot \mu. \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

Avec:

S_k : Charge de neige sur le sol, elle est en fonction de l'altitude et de la zone de neige.
 μ : Coefficient d'ajustement des charges, il est en fonction de la forme de la toiture plate.

La zone de notre projet comme indique au premier chapitre zone(A) pour la neige

$$s_k = \frac{0.07 \times H + 15}{100}$$

H: L'altitude par rapport au niveau de la mer en (m)=900m.

$$S_k = \frac{0.07 \times 900 + 15}{100} = 0,78 \text{ KN/m}^2.$$

La pente de notre construction est très faible ($0 < \alpha < 15$)

Selon le tableau 6.1 du RNVA99 en prend la valeur de $\mu = 0,8$

La charge S est donc : $S = 0,8 \times 0,78 = 0,624 \text{ KN/m}^2$

II.4.2. Action 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. Ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

- La forme géométrique et les ouvertures qui sont continue dans la structure

Les estimations de l'effet de vent se feront en appliquant le règlement Neige et Vent « RNV 99 ».

Remarque :

Dans notre cas nous avons besoin de calculé just la force globale du vent puisque notre structure est lourde à cause des planchers mixtes et des murs en maçonnerie.

- **Données relative au site :**
 - Catégorie de site S3 (selon RPA99/2003)
 - Zone de vent I (selon RNV2013)
 - $Q_{ref} = 37,5 \text{ daN/m}^2$ (tableau 2.2 RNV 2013)
 - $Q_{temp} = 27,0 \text{ daN/m}^2$ (tableau A1 RNV 2013)
- **Catégorie du terrain :**
 - Le site est plat : $C_t = 1$ (Tableau 2.5. RNV99)
 - L'ouvrage situé dans une ville urbaine implique que la zone de vent est IV (Tableau 2.4. RNV99)

Catégorie de terrain	K_t	Z_0	Z_{min}	ϵ
Zones urbaines dont au moins de 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne ou supérieure a 15 m	0.24	1	16	0.46

Tableau II.1: catégorie du terrain

Avec :

Kt: Facteur de terrain,

Z₀: paramètre de rugosité,

Z_{min} : hauteur minimale

ϵ : coefficient utilisé pour le calcul du coefficient Cd.

- **Zone I** : $q_{ref} = 37,5 \text{ daN/m}^2$, $q_{tem} = 27,0 \text{ daN/m}^2$ (Tableau 2.3. RNV99)

Avec :

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

Calcul v_1

a- Détermination du coefficient dynamique Cd

b- Cd : est donné en fonction des dimensions :

c- b : (en m) qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.

d- h : (en m) qui désigne la hauteur total de la construction



Figure II.1 : Direction de vent

On utilise l'**abaque (fig3.1)** DTR C.2-4.7 P51 pour déterminer le coefficient dynamique **Cd** pour les structures métalliques

- **Direction v1** : la lecture pour $h=15.90 \text{ m}$ et $b=12 \text{ m}$ et par itération

Donc $Cd = 0.97' 1.2$

- **Direction v2** : la lecture pour $h=15.90 \text{ m}$ et $b=24.30 \text{ m}$ et par itération

Donc $Cd = 0.93' 1.2$

e- Détermination de la pression dynamique q_{dyn}

Pour la vérification de la stabilité d'ensemble et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître -couple en éléments de surface j horizontaux,

Les constructions sans plancher intermédiaire dont la hauteur est supérieure à 10m doivent être considérées comme étant constituées de n élément de surface de hauteur égale h_i , est donnée par la formule suivante :

$$n = E [H^3] \Rightarrow n = E [12.84^3] = 4.28 \quad (\S 3.1.1) ; h_i = E [n^3] \Rightarrow h_i = E [12.84^4] = 3.21$$

Structure permanente : $q_{dyn} = q_{ref} * C_e(z)$ (§3.2 RNV99)

- **C_e** : c'est le coefficient d'exposition au vent donné par la formule suivante : C'est le cas où la structure est peu sensible aux excitations dynamiques

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_t}{C_t(z) \times C_r(z)} \right] \quad (\S 3.3.2 \text{ RNV99})$$

- **C_r** : coefficient de rugosité donné par la formule suivante : (§4.2 RNV99) Il est défini par la loi logarithmique :

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \times \text{Ln}(z/z_0) & \text{pour } Z_{\min} \leq z \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = K_T \times \text{Ln}(Z_{\min}/z_0) & \text{pour } z \leq Z_{\min} \end{cases}$$

Niv	H(m)	Z _j (m)	C _r	C _e	Q _{dyn} daN/m ²
RDC	3.06	3.21	0.665	1.558	584.7
1	3.06	6.42	0.665	1.558	584.7
2	3.06	9.63	0.665	1.558	584.7
3	3.06	12.84	0.665	1.558	584.7
4	3.06	15.90	0.665	1.558	584.7

Tableau II.2 : Pression dynamique $q_{dyn}/V1$

II.4.2.1. Vent perpendiculaire au long-pan (sens V1 du vent) :

II.4.2.1.1 : Détermination du coefficient de pression extérieure C_{pe} :

a) Parois verticales

Dans notre cas $b=24.30$ m, $h=15.90$ m

$$e = \text{MIN} [b ; 2h] = \text{MIN} [24.30 ; 2 \times 15.90] = 24.30 \text{ m}$$

$$d = 12\text{m} < e = 24.30 \text{ m}$$

$$\text{On a } S \geq 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe.10}$$

Pour le calcul des valeurs de C_{pe} on se réfère au dont il convient de diviser les parois comme l'indique la figure II.2

Le **Tableau II.3** donne les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales :

ZONE	A	B	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	+0.8	-0.3

Tableau II.3 les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales

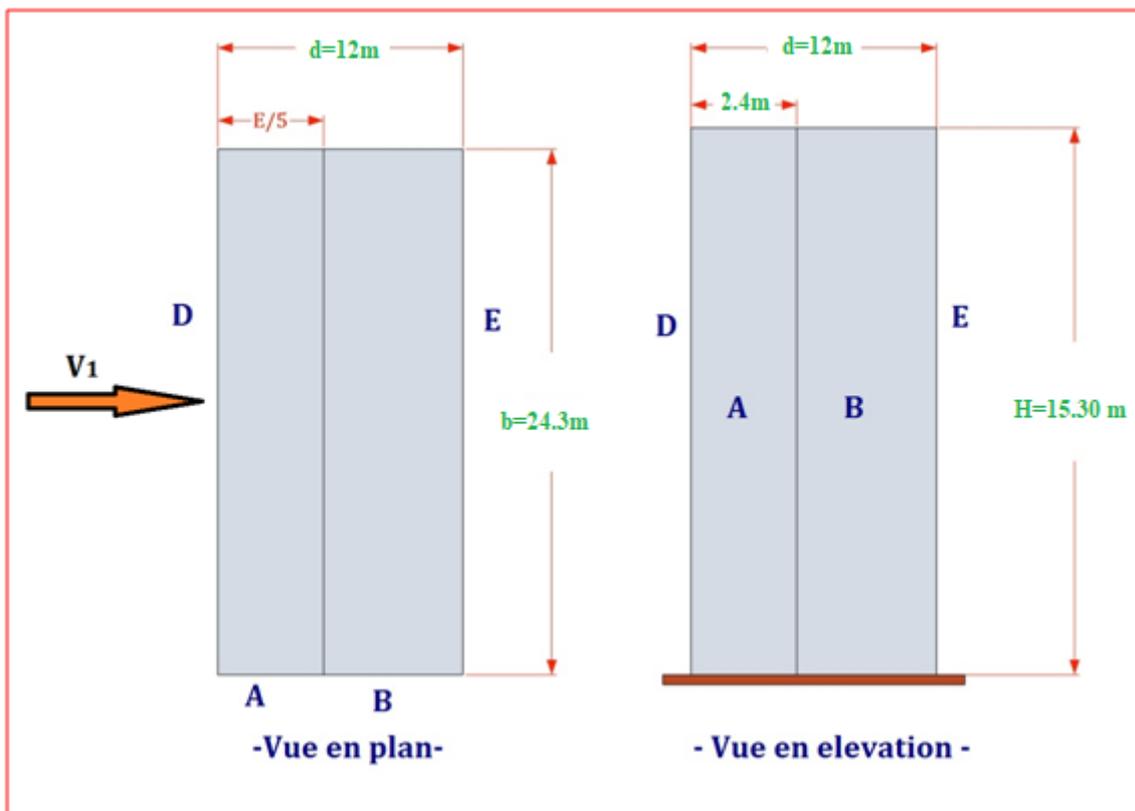


Figure II.2 : Légende pour les parois verticale

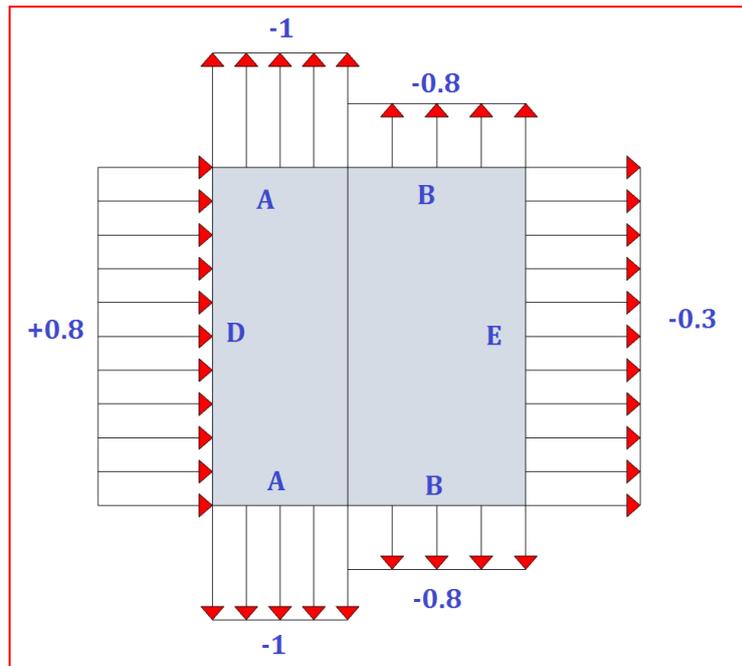


Figure II. 3: Valeurs de C_{pe} Pour rles parois verticale

b) Terrasse

La hauteur de l'acrotère $h_p = 0.6m$ nous avant une toiture plate Selon RNV. Chap5 P65

$$e = \min(b, 2h) = 24.3 \text{ m}$$

D'après on a

$$h_p / h = 0,03$$

Le **Tableau. II. 4** donne les valeurs de C_{pe} pour la terrasse

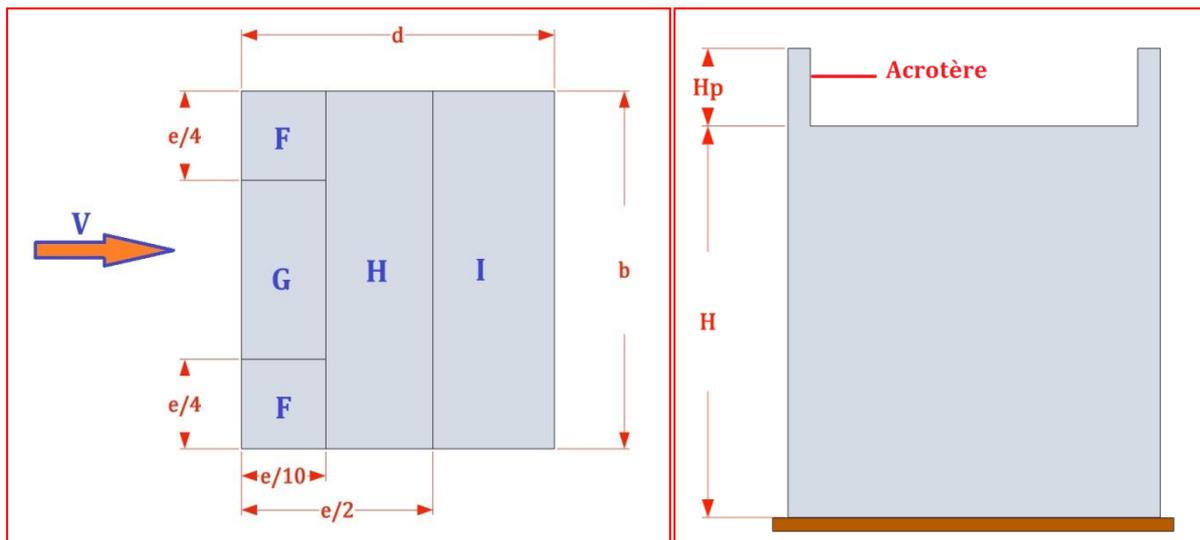
Utilisant la formule de Taylor-Young au premier ordre par interpolation linéaire entre les valeurs $h_p/h = 0.025(a)$ et $h_p/h = 0.05(b)$ donné par le tableau (5.2 Chap5 p66 de NV99) pour déterminer C_{pe}

$$f(x) = y_a + (x - x_a) \frac{(y_b - y_a)}{(x_b - x_a)}$$

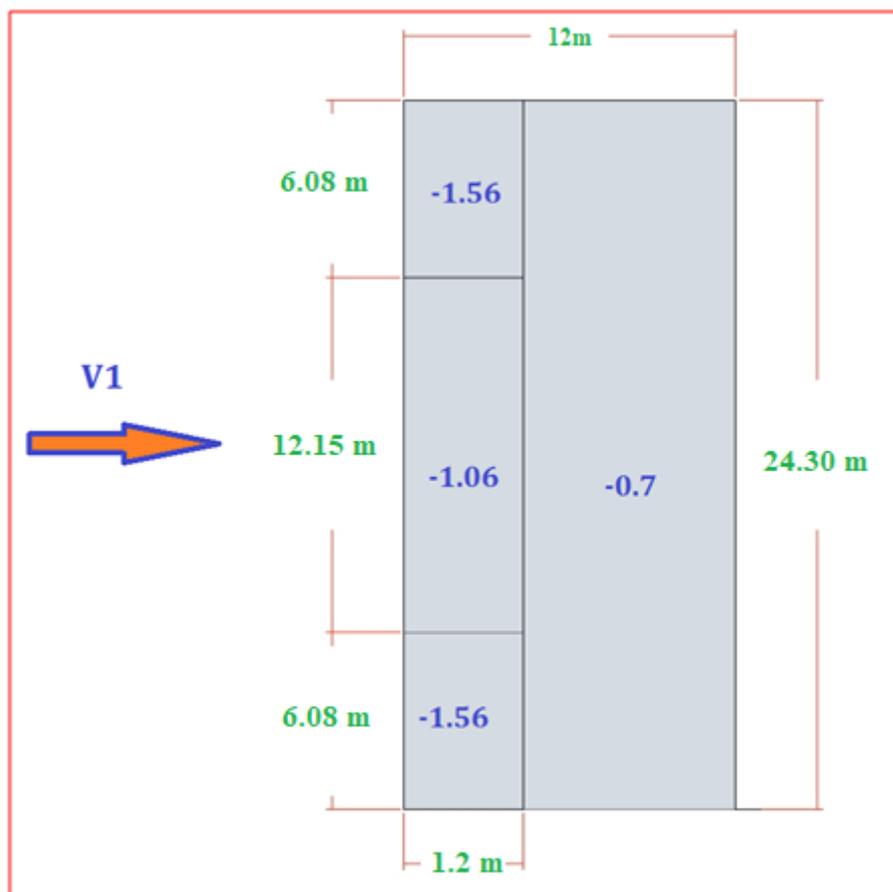
$$f(0.03) = 0.2y_b + 0.8y_a$$

ZONE	F	G	H	I
C_{pe}	-1.56	-1.06	-0.7	± 0.2

Tableau. II. 4 : les valeurs de C_{pe} pour la terrasse



FigureII. 4: Légende pour La terrasse



FigureII. 5: Valeurs de Cpe Pour La terrasse

II.4.2.1.2. Détermination du coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Dans notre cas, on a bâtiment avec cloison intérieure pour, les valeurs suivant peuvent être utilisées : $C_{pi} = +0.8$ et $C_{pi} = -0.5$

II.4.2.1.3 .Calcul de la pression du au vent : ;

-Notre structure est de catégorie I (ChapII. RNV99), donc la pression due au vent sera calculée par la formule :

$$q_j = C_d \times W(z_j) \quad (\text{chap. 2 ; 2.1})$$

$$W(z_j) = q_{dyn}(z_j) \times (c_{pe} - c_{pi})$$

-Les résultats sont donnés dans les tableaux (II. 5, II. 6) ci- dessous

➤ Parois verticales :

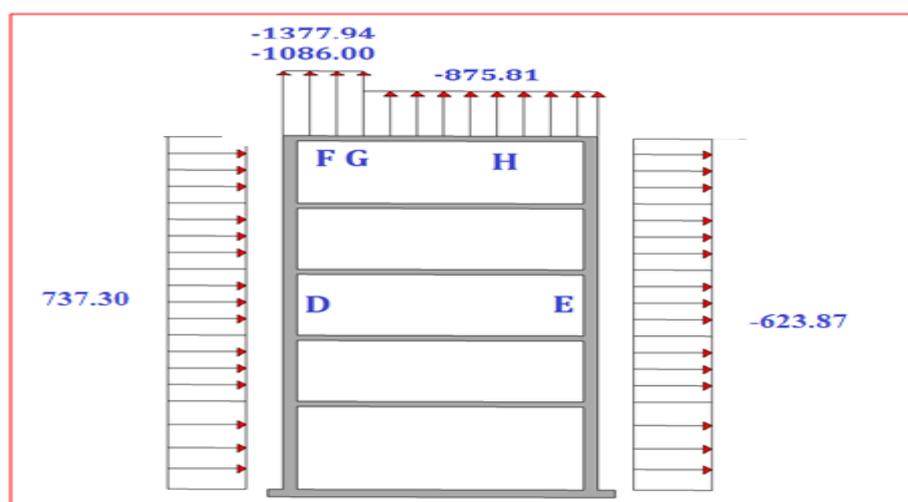
Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(z_{j1})$	$W(z_{j2})$	$q_{j1}(N/m^2)$	$q_{j2}(N/m^2)$
A	0.97	584.7	-1.00	-0.50	0.80	-292.35	-1052.46	-283.57	-1020.88
B	0.97	584.7	-0.80	-0.50	0.80	-175.41	-934.44	-170.14	-906.40
D	0.97	584.7	0.80	-0.50	0.80	760.11	0	737.30	0
E	0.97	584.7	-0.30	-0.50	0.80	116.94	-643.17	113.43	-623.87

Tableau. II. 5

➤ Pour la toiture

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(z_{j1})$	$W(z_{j2})$	$q_{j1}(N/m^2)$	$q_{j2}(N/m^2)$
F	0.97	584.7	-1.56	-0.50	0.80	-658.41	-1465.89	-618.90	-1377.94
G	0.97	584.7	-1.06	-0.50	0.80	-347.84	-1155.32	-326.97	-1086.00
H	0.97	584.7	-0.7	-0.50	0.80	-124.23	-931.71	-116.77	-875.81

Tableau. II. 6



FigureII. 6 : Pression sur le szones D, E, F, G, HenN/m2

II.4.2.1.4 Les forces de frottement :

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculé, sont celles pour lesquelles le rapport $d/b \geq 3$, soit le rapport $d/h \geq 3$.

Où :

- b (enm): est la dimension de la construction perpendiculaire au vent.
- h (enm): est la hauteur de la construction.
- d (enm) : est la dimension de la construction parallèle au vent .

On a $d = 12 \text{ m}$, $b = 24.30 \text{ m}$

$$\frac{d}{b} = 0,49 < 3 \quad \text{la condition n'est pas vérifiée}$$

Donc le calcul des forces de frottement n'est pas nécessaire

II.4.2.2 : Vent perpendiculaire au pignon (sens V2 du vent) :**II.4.2.2 1. Détermination du coefficient de pression extérieure C_{pe} :****a) Parois verticales**

Dans notre cas $b = 12 \text{ m}$, $h = 15.90 \text{ m}$

$$e = \text{MIN} [b ; 2h] = \text{MIN} [12 ; 2 \times 15.90] = 12 \text{ m}$$

$$d = 24.30 \text{ m} > e = 12 \text{ m}$$

$$0.04 S \geq 10 \text{ m}^2 C_{pe} = C_{pe} \cdot 10$$

Pour le calcul des valeurs de C_{pe} on se réfère au dont il convient de diviser les parois comme l'indique la figure ci-dessous **Figure II. 6**

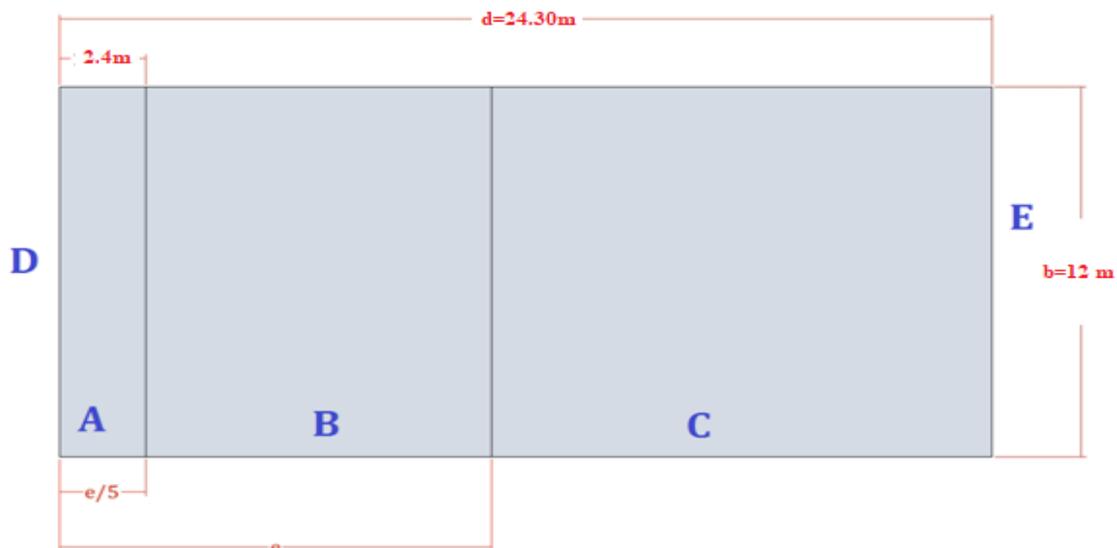


Figure II. 7: Légende pour les parois verticales

Le **Tableau. II. 9** : donne les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales

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

Tableau. II. 9 : les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales

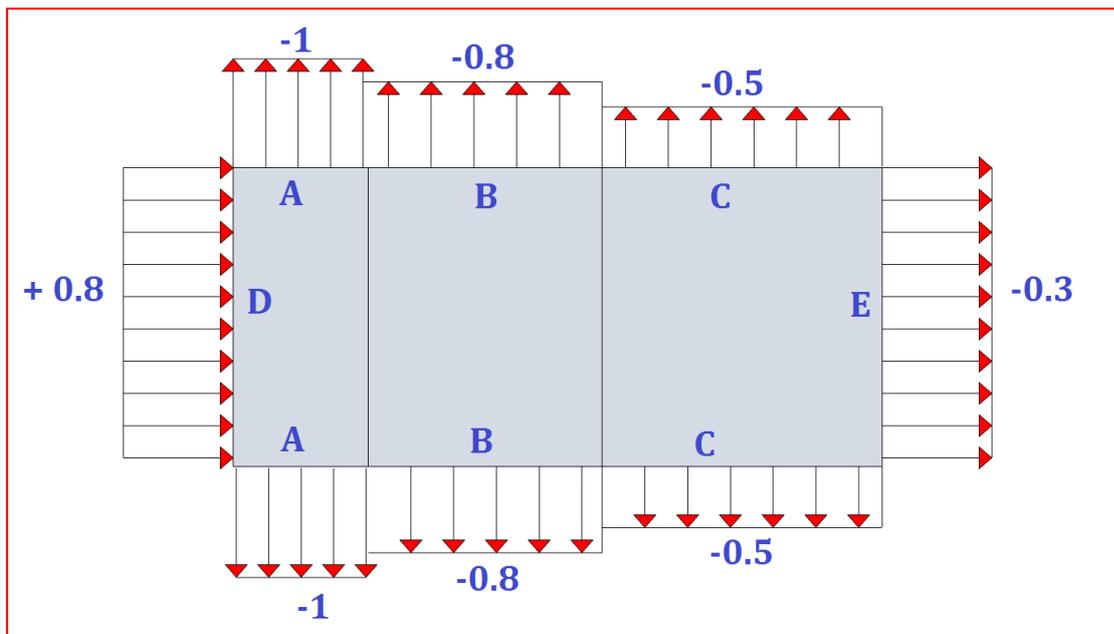


Figure II. 8: Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales

b) Terrasse

La hauteur de l'acrotère $h_p=0.6$ m nous avons une toiture plate Selon RNV. Chap5 P65

$$e = \min(b, 2h) = 12m$$

D'après le tableau (5.2 ; chap5 RNV) on a

$$h_p / h = 0,013$$

Le **Tableau. II. 10** : donne les valeurs de C_{pe} pour la terrasse :

ZONE	F	G	H	I
C_{pe}	-1.56	-1.06	-0.7	± 0.2

Tableau. II. 10 : les valeurs de C_{pe} pour la terrasse :

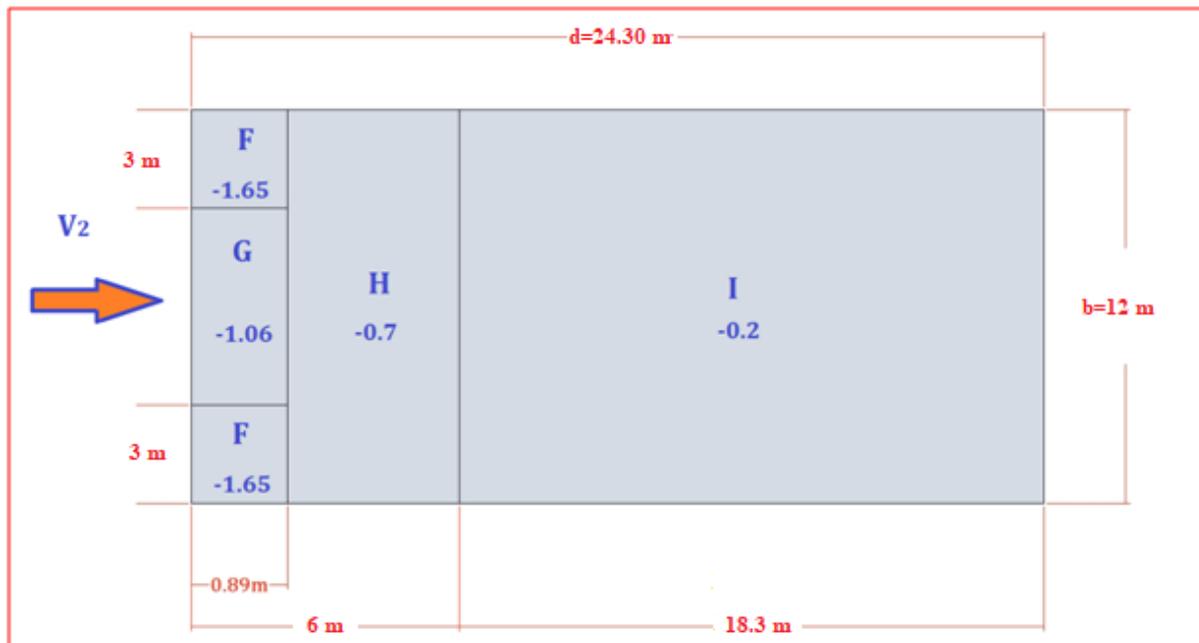


Figure II. 9 . Valeurs de Cpe Pour La terrasse

II.4.2.2 .2. Calcul de la pression du au vent :

-Notre structure est de catégorie I (chap2 RNV), donc la pression due au vent sera calculée par la formule :

$$q_j = C_d \times W(z_j) \quad (\text{chap. 2 ; 2.1})$$

$$W(z_j) = q_{dyn}(z_j) \times (c_{pe} - c_{pi})$$

-Les résultats sont donnés dans les tableaux (II. 11, II. 12) ci- dessous

➤ **Parois verticales :**

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(z_{j1})$	$W(z_{j2})$	$q_{j1}(N/m^2)$	$q_{j2}(N/m^2)$
A	0.93	584.7	-1.00	-0.50	0.80	-292.35	-1052.46	-234.68	-978.78
B	0.93	584.7	-0.80	-0.50	0.80	-175.41	-934.44	-163.13	-869.02
C	0.93	584.7	-0.50	-0.50	0.80	0	-760.11	0	-706.90
D	0.93	584.7	0.80	-0.50	0.80	760.11	0	706.90	0
E	0.93	584.7	-0.30	-0.50	0.80	116.94	-643.17	108.75	-598.14

Tableau II. 11

➤ Pour la toiture

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(z_{j1})$	$W(z_{j2})$	$q_{j1}(N/m^2)$	$q_{j2}(N/m^2)$
F	0.93	584.7	-1.56	-0.50	0.80	-658.41	-1465.89	-658.41	-1465.89
G	0.93	584.7	-1.06	-0.50	0.80	-347.84	-1155.32	-347.84	-1155.32
H	0.93	584.7	-0.7	-0.50	0.80	-124.23	-931.71	-124.23	-931.71
I	0.93	584.7	-0.20	-0.50	0.80	186.34	-621.14	186.34	-621.14

Tableau II. 12

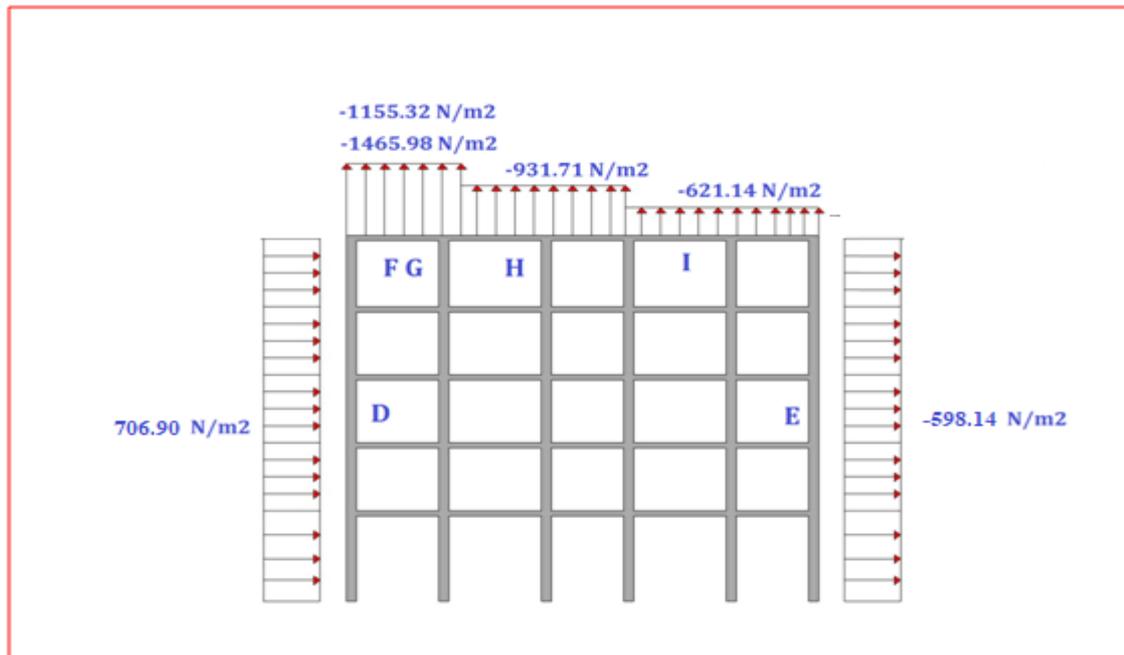


Figure II. 10 : Pression sur les zones D, E, F, G, H

II.4.2.2 3. Les force de frottement :

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculé, sont celles pour lesquelles le rapport $d/b \geq 3$, soit le rapport $d/h \geq 3$.

Où :

b (enm): est la dimension de la construction perpendiculaire au vent

h (enm): est la hauteur de la construction

d (enm): Est la dimension de la construction parallèle au vent

On a :

$$D = 24.30 m , b = 12 m$$

$$d/b = 2.02 < 3$$

La condition n'est pas vérifiée

Donc le calcul des forces de frottement n'est pas nécessaire

II.5. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons déterminé les différentes charges qui seront appliquées à la structure qu'on appliquera dans le chapitre suivant qui est le dimensionnement des éléments de la structure.

Chapitre III

Choix

Des

Profiles

III.1. Etude de plancher

Les planchers mixtes collaborant sont constitués de poutres solives, supportant des bacs acier utilisés comme coffrages perdus, comportant un léger treillis d'armature destiné à limiter la fissuration du béton du au retrait et aux effets de la température. Dans ce type de plancher, les bacs acier sert de plate-forme de travail lors du montage, de coffrage pour le béton et d'armature inférieure pour la dalle après durcissement du béton. Elle peut également servir de

Contreventement horizontal provisoire lors du montage.

Pour cela, il faut prévoir des dispositifs de liaison (connecteurs), à l'interface acier/béton, qui solidarissent dalle et poutre entre elle et s'opposent à leur glissement mutuel.

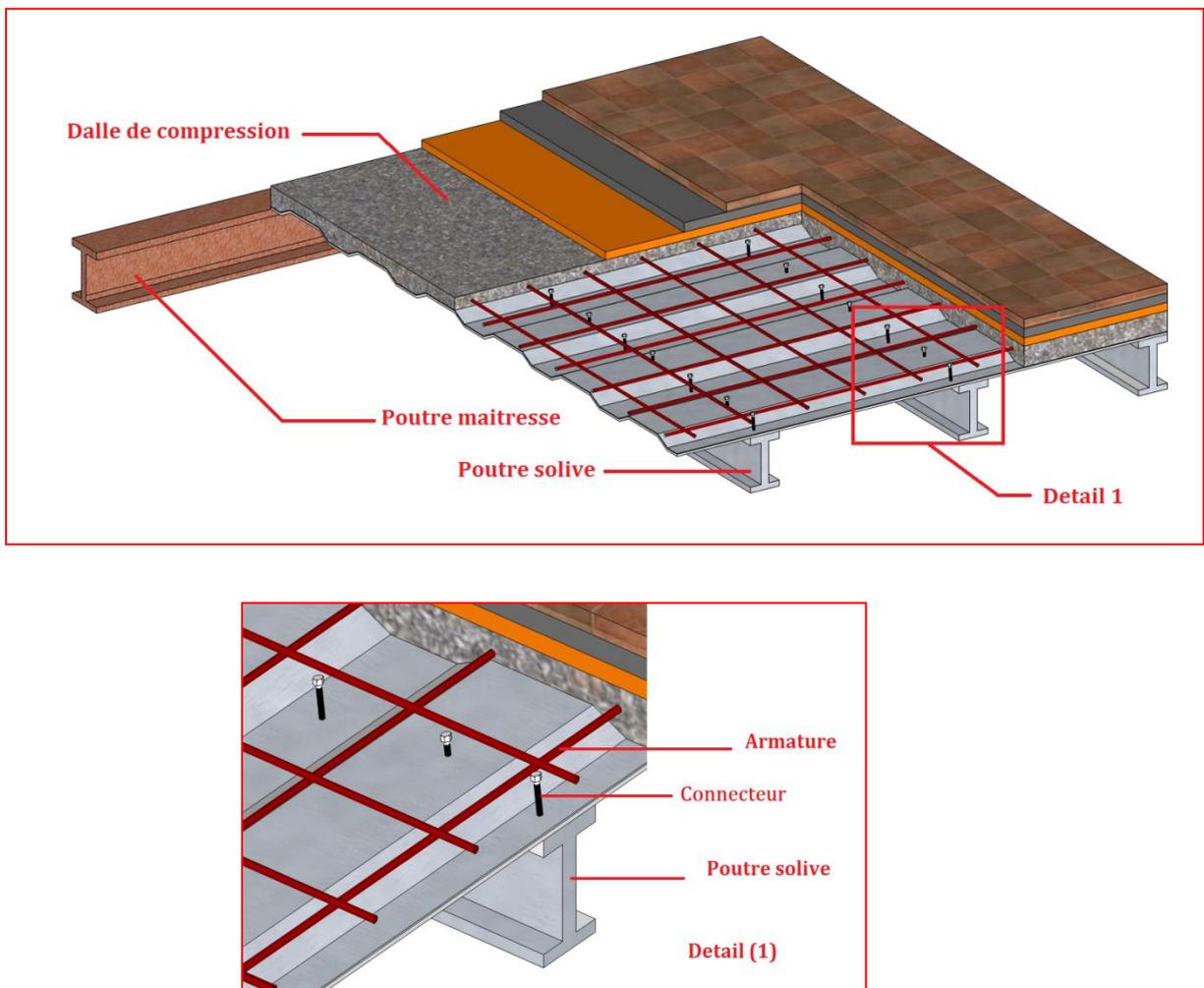


Figure. III. 1: Planchant collaborant

Pour le cas des plancher on va étudier le plancher de dernier niveau puis on généralise les résultats sur les autres niveaux.

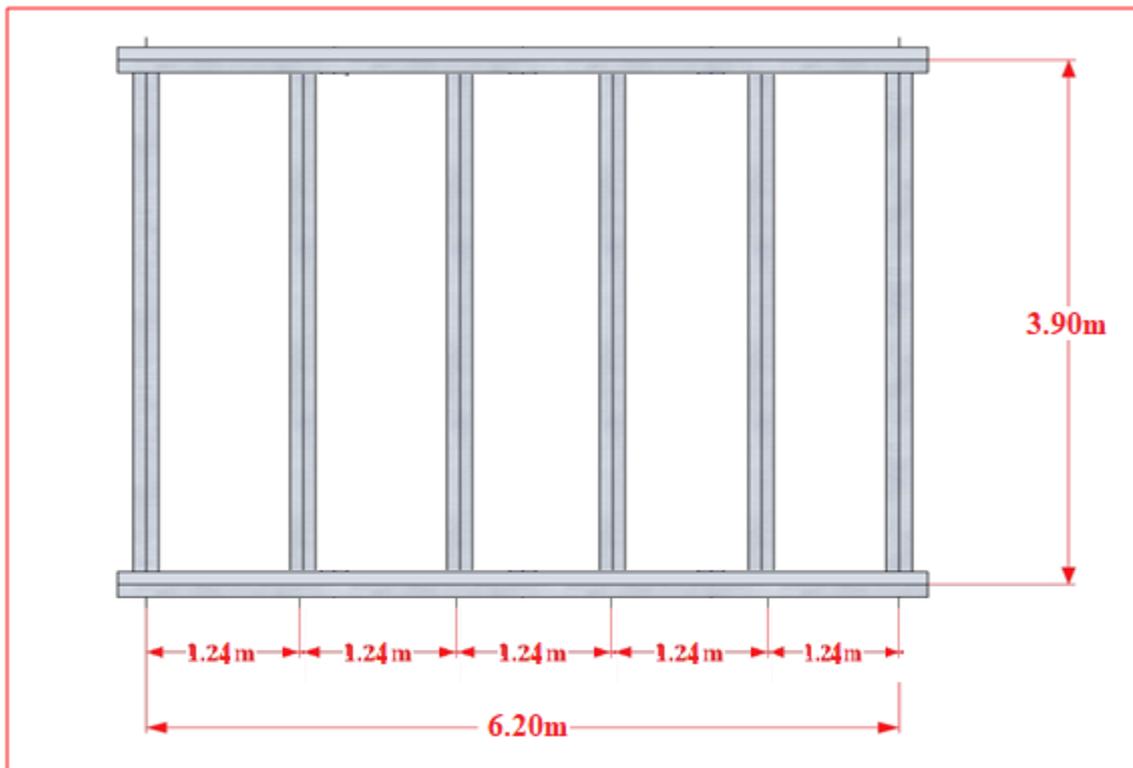


Figure. III. 2: Vue en plan (plancher collaborant)

Ce plancher présente les caractéristiques suivantes :

- Trame de $6.20m \times 3.90m$.
- dalle B.A coulée sur bacs acier, d'épaisseur moyenne $t = 10cm$
- Entraxe des solives : $1,24m$.

Pour des mesures constructives on utilise un treillis soudé $200 \times 200 \text{ } \varnothing 6$

III.2. Dimensionnement des solives selon EC3 :

III.2.1. Vérification au stade de montage

Evaluation des charges :

$$G = 6.19 \text{ KN/m}^2$$

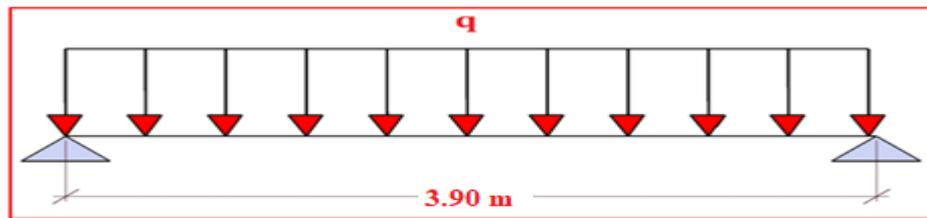
$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

Charge non pondérée :

$$q_s = G + Q = (6.19 + 1.00) \times 1.24 = 8.91 \text{ KN/m}^2$$

Charge pondérée :

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q = (1.35 \times 6.19 + 1.5 \times 1.00) \times 1.24 = 12.22 \text{ KN/m}^2$$

III.2.2 : Dimensionnement a l'état limite de service (ELS):**Figure. III. 3:** Schéma statique (solive)

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \bar{f} = \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{1250 \times q_s \times l^3}{384 \times E} = 819.27 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un profilé IPE180

a) Dimensionnement a l'état limite ultime (ELU):

$$W_{ply} = \frac{M_{y_{max}}}{f_y} = \frac{q_u \times l^2}{8 \times f_y} = 98.86 \text{ cm}^3$$

$$W_{ply}(IPE180) = 166.4 \text{ cm}^3 \text{ condition verifier}$$

b) Vérification de la solive à l'état limite de service (ELS):

La condition satisfaisable pour vérifier la sécurité:

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \bar{f} = \frac{l}{250}$$

$$q_s = 8.91 + 0.18 = 9.09 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_{max} = 0.99 \text{ cm} \leq \bar{f} = 1.56 \text{ cm} \text{ condition verifier}$$

c) Vérification de la solive à l'état limite ultime (ELU):

$$q_u = 12.22 + 1.35 \times 0.18 = 12.46 \text{ KN/m}^2$$

La condition à satisfaire pour vérifier la sécurité:

$$M_{Sd} \leq M_{PL,Rd} \text{ si } V_{Sd} \leq 0.5V_{PL,Rd}$$

- Classification de la section transversale:

$$A = 23.95 \text{ cm}^2 \quad b = 91 \text{ mm} \quad d = 146 \text{ mm} \quad r = 9 \text{ mm} \quad t_f = 8 \text{ mm} \quad t_w = 5.3 \text{ mm}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

Semelle :

$$c = \frac{b}{2} = 45.5 \rightarrow \frac{c}{t_f} = 5.68 < 10\varepsilon \rightarrow \text{classe 1}$$

L'âme :

$$\frac{d}{t_w} = 27.54 < 72\varepsilon \rightarrow \text{classe 1}$$

$$V_{Sd} = \frac{q_u \times l}{2} = 24.29 \text{ KN}$$

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 11.25 \text{ cm}^2$$

$$V_{Pl.Rd} = A_v \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) / \gamma_{Mo} = 138.76 \text{ KN}$$

$$0.5V_{Pl.Rd} = 0.5 \times 138.76 \text{ KN} > V_{Sd} = 24.29 \text{ KN} \text{ condition vérifier}$$

donc on doit vérifier $M_{Sd} \leq M_{PL.Rd}$

$$M_{Sdy} = \frac{q_u \times l^2}{2} = 24.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{PL.Rdy} = W_{PL.Rd} \times (f_y) / \gamma_{Mo} = 39.10 \text{ KN.m}$$

condition vérifier

d. Vérification au stade finale:

Evaluation des charges :

Les charges permanentes : $G = G_{\text{plancher}} + G_{\text{IPE180}}$

$$G = 6.19 \times 1.24 + 0.18 = 7.85 \text{ KN/m}$$

Les charges variables : $Q = Q_{\text{exploitation}} + Q_{\text{neige}}$

$$Q = (1.00 + 0.79) \times 1.24 = 2.21 \text{ KN/m}$$

Charge non pondérée :

$$q_s = G + Q = (7.85 + 2.21) = 10.06 \text{ KN/m}$$

Charge non pondérée :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 7.85 + 1.5 \times 2.21) = 13.91 \text{ KN/m}$$

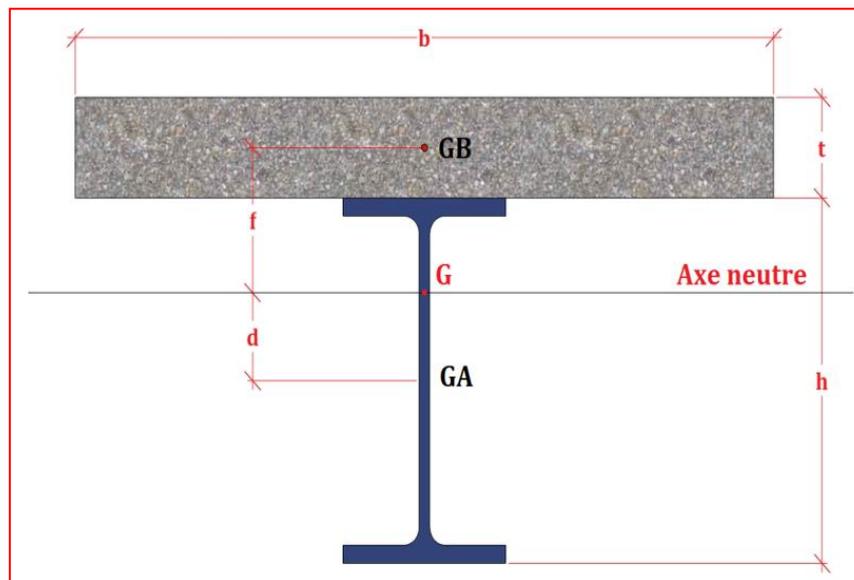


Figure. III. 4: Section mixte (solive+dalle)

- Notation:

h : Hauteur de la poutre en acier

t : Hauteur de la dalle en béton au l'épaisseur

b : Largeur de la dalle collaborant

d : Distance de l'axe neutre à l'axe de la poutre en acier

f : Distance de l'axe neutre à l'axe de dalle en béton

III.2.3 : Calcul de largeur efficace du béton :

La largeur efficace du béton qui participe à l'inertie équivalente I, de la section mixte notée par b_{effe} est donnée par:

$L_0 = L$ (Cas d'une poutre sur deux appuis)

$$b_{effe} = \min\left(2 \frac{L_0}{8}; b\right) = \min\left(2 \times \frac{390}{8}; 124\right)$$

$$b_{effe} = 0.975m$$

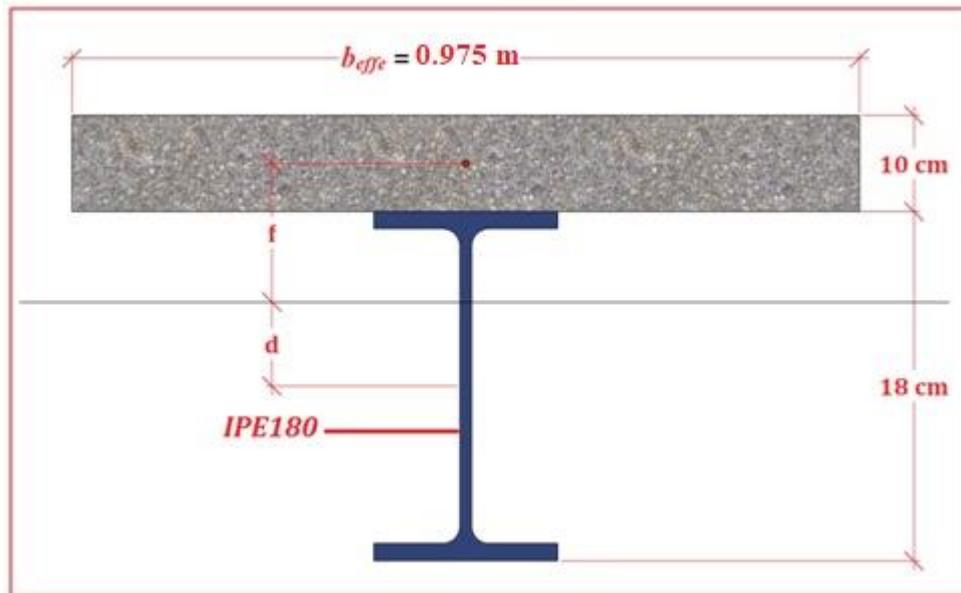


Figure. III. 5: Inertie du montage poutre/dalle

Section mixte :

$$S = A_a + \frac{B}{n} \text{ Avec (calcul des structures métalliques selon EC3 P316)}$$

$$A_a = 23.95 \text{ cm}^2 \text{ Section d'acier IPE180}$$

$$B = b \times t = \text{Section de béton}$$

$$n = 15 : \text{Le coefficient d'équivalence acier/ béton}$$

$$b = 124 \text{ cm.}$$

$$t = 10 \text{ cm.}$$

$$h = 18 \text{ cm}$$

$$S = 23.95 + \frac{124 \times 10}{15} = 106.61 \text{ cm}^2$$

La position de l'axe neutre

La position de l'axe neutre de la section mixte par rapport à l'axe neutre de solive est donnée par la formule suivante :

$$d = \frac{b \cdot t}{n} \cdot \frac{t + h}{2 \cdot S} = \frac{124 \times 10}{15} \times \frac{10 + 18}{2 \times 106.61} \Rightarrow d = 10,85 \text{ cm}$$

Remarque : $d > \frac{h}{2}$ donc l'axe neutre est situé dans la section de béton.

Moment d'inertie de la section mixte :

(Calcul des structures métalliques selon EC3 P317)

$$I = I_A + Ad^2 + \frac{bt^3}{12n} + \frac{bt}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

$$I = 4215.26 \text{ cm}^4$$

Contrainte de flexion simple.

III.2.4. Calcul du moment fléchissant maximal dans la section mixte :

$$M_{sd} = M_{max} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{13.91 \times 3.9^2}{8} = 26.44 \text{ KN.m}$$

$$V_i = \frac{h}{2} + d = 9 + 10.85 = 19.85 \text{ cm}$$

$$V_s = \square + t - V_i = 18 + 10 - 19.85 = 8.15 \text{ cm}$$

III.2.5. Contraintes dans la poutre en acier :

- **Traction :**

$$\sigma_{ai} = \frac{M}{I} V_i = \frac{26.44}{4215.26 \times 10^{-8}} \times -19.85 \times 10^{-2} = -124.5 \text{ MPa}$$

- **Traction :**

$$\sigma_{as} = \frac{M}{I} (V_s - t) = \frac{26.44}{4215.26 \times 10^{-8}} \times (8.15 - 10) \times 10^{-2} = -11.60 \text{ MPa}$$

III.2.6. Contraintes dans la dalle en béton :

- **Compression dans la fibre supérieure :**

$$\sigma_{bs} = \frac{M}{n \times I} V_s = \frac{26.44}{15 \times 4215.26 \times 10^{-8}} \times (8.15) \times 10^{-2} = 3.40 \text{ MPa}$$

- **Traction dans la fibre inférieure :**

$$\sigma_{bi} = \frac{M}{n \times I} (V_s - t) = \frac{26.44}{15 \times 4215.26 \times 10^{-8}} \times (8.15 - 10) \times 10^{-2} = -0.77 \text{ MPa}$$

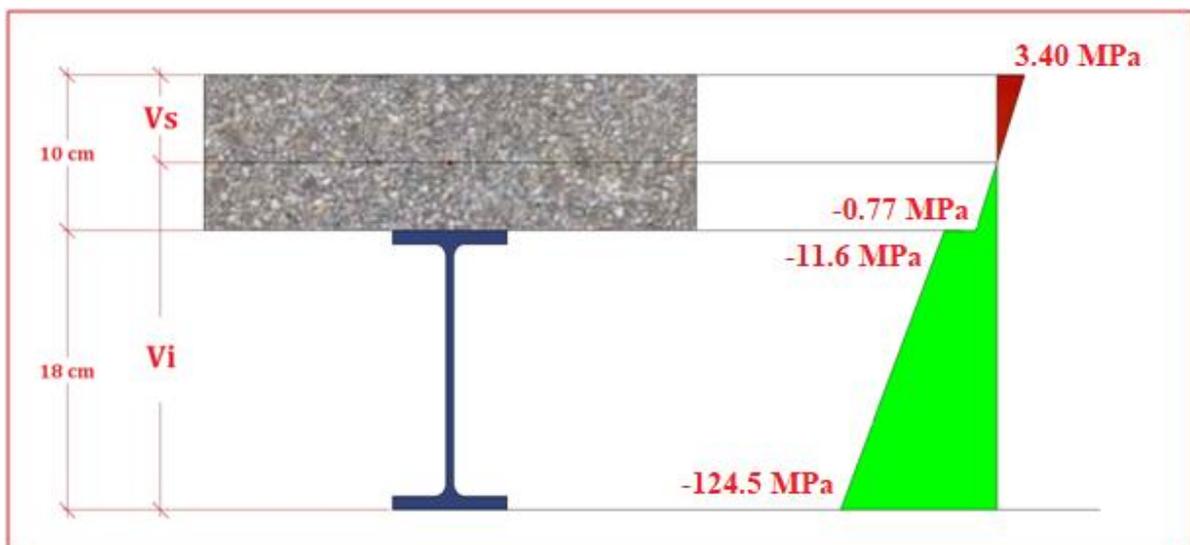


Figure. III. 6: Diagramme des contraintes

a) Vérification à l'effort tranchant :

$$V_{Sd} = \frac{q_u \times l}{2} = 27.12 \text{ KN}$$

$$V_{Pl,Rd} = A_v \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) / \gamma_{Mo} = 146.53 \text{ KN}$$

$$A_v = t_w \times h = 0.00108 \text{ m}^2$$

$$V_{Pl,Rd} = 146.53 \text{ KN} > V_{Sd} = 27.12 \text{ KN} \text{ condition vérifier}$$

b) Vérification de la condition de la flèche:

$$f_{max} \leq f = \frac{L}{250}$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} \times L^4}{E \times I} = 0,34 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 0,34 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{L}{250} = 1,56 \text{ cm}$$

condition vérifier

c) Contraintes additionnelles dues au retrait du béton :

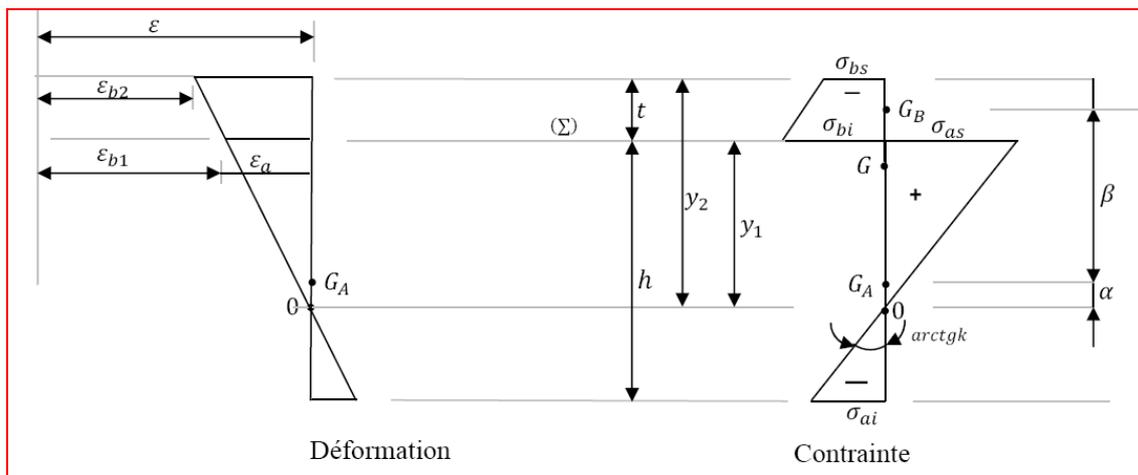


Figure. III. 7: Diagramme de contrainte déformation à cause au retrait du béton

$$\beta = \frac{h + t}{2} = \frac{18 + 10}{2} = 14 \text{ cm.}$$

$$\alpha = \frac{I_A}{A \cdot \beta} = \frac{1317}{23.95 \times 14} = 3.93 \text{ cm.}$$

$$K = \frac{B \cdot E_a \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot A}{n \cdot I_A \cdot A + B \cdot I_A + B \cdot A \cdot \beta^2} = 180 \times 10^{-3} \text{ N/m}^3$$

$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{18}{2} + 3.93 = 12,93\text{cm.}$$

$$y_2 = y_1 + t = 17,86 + 10 = 27,86\text{cm.}$$

$$E_a \cdot \varepsilon = 2.1 \times 10^8 \times 2 \times 10^{-4} = 42 \times 10^3 \text{KN/m}^2$$

D'où les valeurs des contraintes:

$$\sigma_{as} = K \cdot y_1 = 180 \times 0.13 = 23,4\text{Mpa}$$

$$\sigma_{ai} = K \cdot (h - y_1) = 180 \times 0.05 = -9\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{1}{n} (E_a \cdot \varepsilon - K \cdot y_1) = \frac{1}{15} (42 - 23) = -1.26\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{1}{n} \cdot (E_a \cdot \varepsilon - K \cdot y_2) = \frac{1}{15} (42 - 50.14) = -0.54\text{Mpa}$$

d) Contraintes finales :

$$\begin{cases} \sigma_{as} = -8.95 + 23,4 = 14.45\text{Mpa} \\ \sigma_{ai} = -100.04 - 9 = -109,04\text{Mpa} < f_y = 235\text{MPa} \\ \sigma_{bi} = -0.60 - 1.26 = -1.86\text{Mpa} \\ \sigma_{bs} = 2.77 - 0.54 = 2.23\text{Mpa} < 0.6f_{C28} = 15\text{MPa} \end{cases}$$

condition vérifier

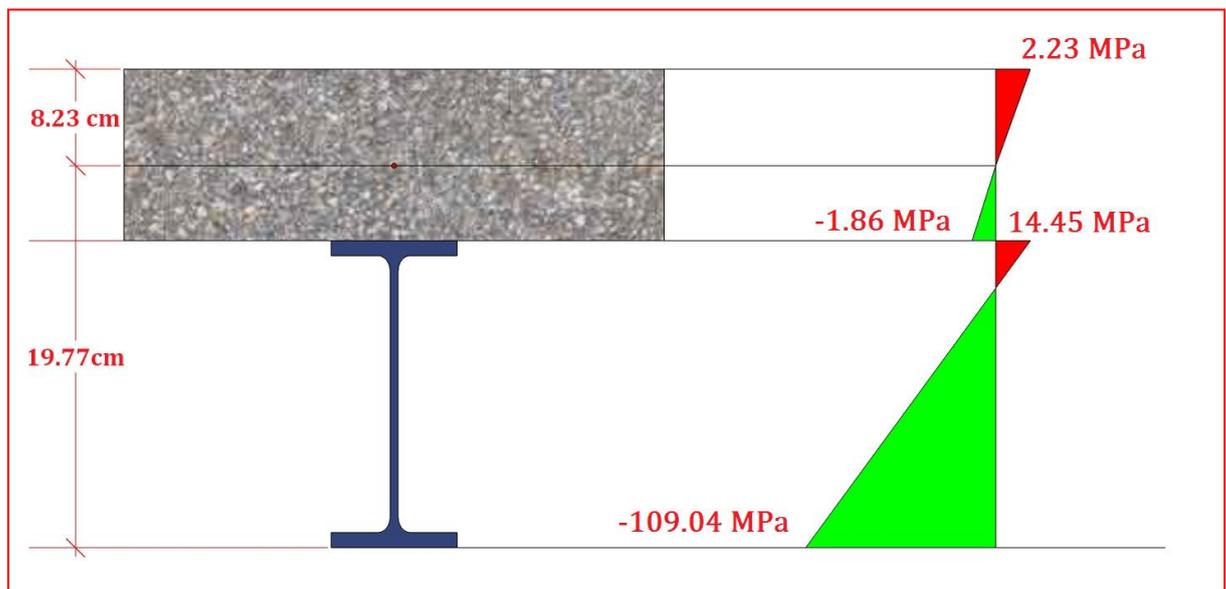


Figure. III. 8: Diagramme des contraintes

Conclusion : l'**IPE180** convient parfaitement comme solive.

III .3.Pré dimensionnement de la poutre maitresse

III .3.1.Evaluation des charges :

Les charges permanentes : $G = G_{plancher} + G_{IPE180}$

$$G_{plancher} = 6.19 \times 3.9 = 24.14 \text{ KN/m}$$

$$G_{IPE180} = \frac{0.18 \times 3.9}{1.24} = 0.56 \text{ KN/m}$$

$$G = 24.14 + 0.56 = 24.7 \text{ KN/ml}$$

Les charges variables : $Q = Q_{exploitation} + Q_{neige}$

$$Q = (1.00 + 0.79) \times 3.9 = 6.98 \text{ KN/m}$$

Charge non pondérée :

$$q_s = G + Q = (24.7 + 6.98) = 31.68 \text{ KN/m}$$

Charge non pondérée :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 24.7 + 1.5 \times 6.98) = 43.81 \text{ KN/m}$$

III .3.2.Dimensionnement a l'état limite de service (ELS):

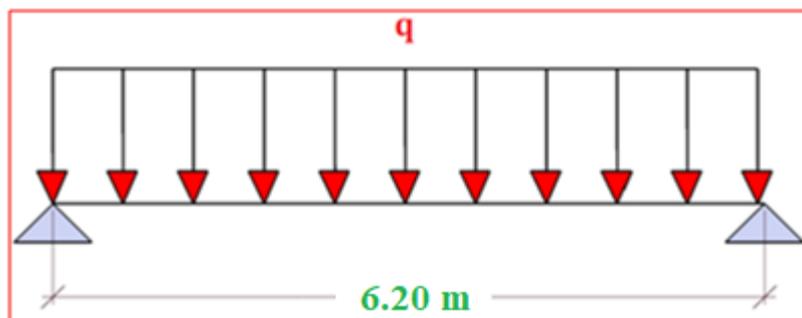


Figure. III. 9: Schémastatique (Poutre maitresse)

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \bar{f} = \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{1250 \times q_s \times l^3}{384 \times E} = 11703.60 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un profilé IPE 330

III .3.3.Dimensionnement a l'état limite ultime (ELU):

$$W_{ply} = \frac{M_{y_{max}}}{f_y} = \frac{q_u \times l^2}{8 \times f_y} = 1423.91 \text{ cm}^3$$

$$W_{ply}(IPE450) = 1702 \text{ cm}^3 \text{ condition verifier}$$

III .3.4.Vérification de la solive à l'état limite de service (ELS):

La condition satisfaisable pour vérifier la sécurité:

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \bar{f} = \frac{l}{250}$$

$$q_s = 31.68 + 0.77 = 32.45 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_{max} = 0.88 \text{ cm} \leq \bar{f} = 2.48 \text{ cm} \text{ condition verifier}$$

III .3.5.Vérification de la solive à l'état limite ultime (ELU):

$$q_u = 31.68 + 1.35 \times 0.77 = 32.71 \text{ KN/m}^2$$

La condition à satisfaire pour vérifier la sécurité:

$$M_{Sd} \leq M_{PL,Rd} \text{ si } V_{Sd} \leq 0.5 V_{PL,Rd}$$

- Classification de la section transversale:

$$A = 98.82 \text{ cm}^2 \quad b = 190 \text{ mm} \quad d = 378.8 \text{ mm} \quad r = 21 \text{ mm} \quad t_f = 14.6 \text{ mm}$$

$$t_w = 9.4 \text{ mm} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

Semelle :

$$c = \frac{b}{2} = 95 \rightarrow \frac{c}{t_f} = 6.50 < 10\varepsilon \rightarrow \text{classe 1}$$

L'âme :

$$\frac{d}{t_w} = 40.29 < 72\varepsilon \rightarrow \text{classe 1}$$

$$V_{Sd} = \frac{q_u \times l}{2} = 101.40 \text{ KN}$$

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 50.84 \text{ cm}^2$$

$$V_{PL,Rd} = A_v \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) / \gamma_{Mo} = 689.78 \text{ KN}$$

$$V_{PL,Rd} = 0.5 \times 689.78 \text{ KN} > V_{Sd} = 101.40 \text{ KN}$$

condition verifier

donc on doit verifier $M_{Sd} \leq M_{PL,Rd}$

$$M_{Sdy} = \frac{q_u \times l^2}{8} = 157.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{PL.Rdy} = W_{PL.Rd} \times (fy) / \gamma_{Mo} = 113.74 \text{ KN.m}$$

condition vérifier

On adopte **IPE450** comme poutre maîtres pour l'ensemble de notre bâtiment pour faciliter l'assemblage avec les solives.

III .4. Les consoles (poutre en porte-à-faux) :

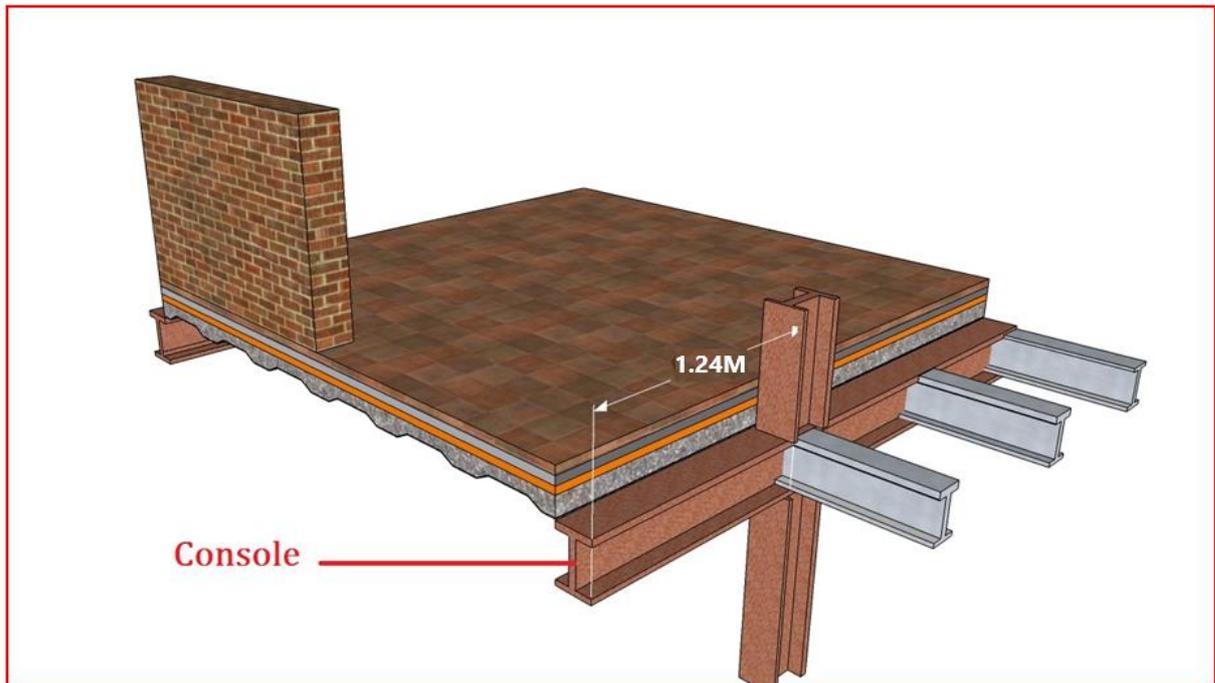


Figure. III. 10: Console

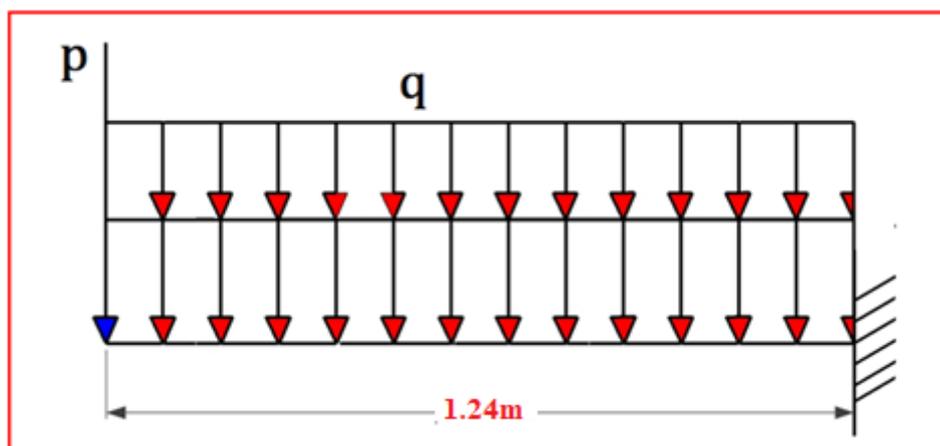


Figure. III. 11: Schémastatique(Console)

III .4.1. Evaluation des charges :

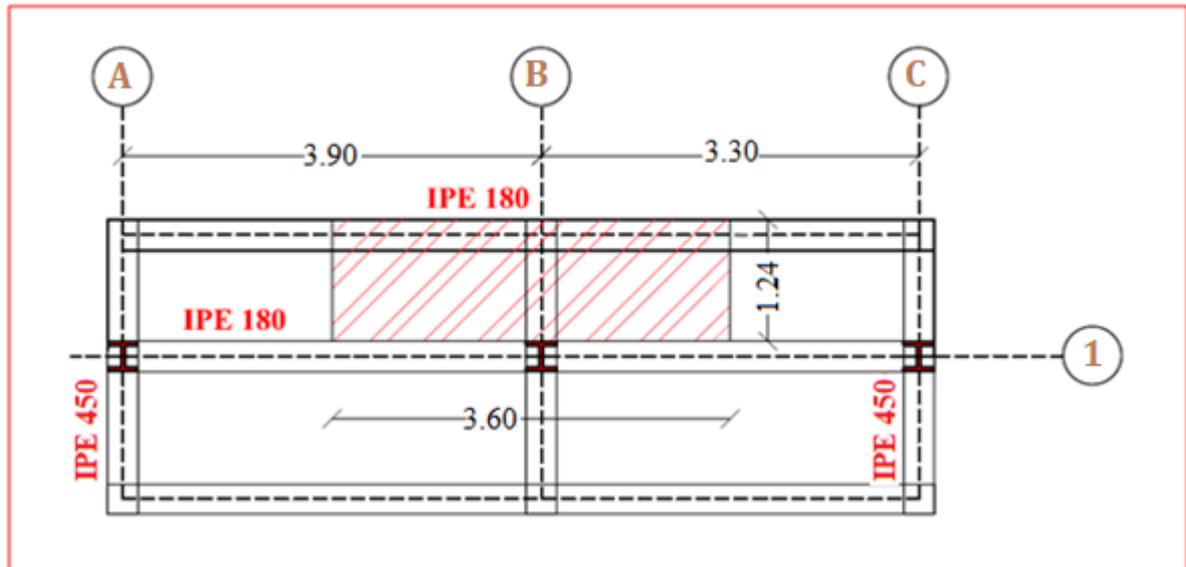


Figure. III. 12: Surface de chargement(Console)

$$G_{\text{plancher}} = 6.19 \times 3.60 = 22.28 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{IPE180}} = 0.19 \times 3.60 = 0.68 \text{ KN/m}$$

$$Q = 1.79 \times 3.60 = 6.44 \text{ KN/m}$$

$$P = 4.47 \text{ KN}$$

- Charges pondérée:

$$qu = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 22,28) + (1,5 \times 6,44) = 39,73 \text{ KN}$$

$$Pu = 1,35P = (1,35 \times 4,47) = 6,03 \text{ KN}$$

- Charges non pondérée:

$$qs = G + Q = (22,28) + (6,44) = 28,72 \text{ KN/m}$$

$$Ps = P = 4,47 \text{ KN}$$

III .4.2. Dimensionnement a l'état limite de service :

$$f_{\text{max}} = f_1 + f_2 \leq \bar{f} = \frac{l}{250}$$

$$f_{\text{max}} = \frac{q_s \times l^4}{8 \times E \times I_y} + \frac{P_s \times l^3}{3 \times E \times I_y} \leq \bar{f} = \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{250(3 \times q_s \times l + 8 \times P_s \times l^2)}{24 \times E} = 802,69 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un profilé IPE160 $I_y = 869,3 \text{ cm}^4$

III .4.3. Dimensionnement a l'état limite ultime (ELU):

$$W_{ply} = \frac{M_{y_{max}}}{f_y} = \frac{(q_u \times l^2/2) + (P_u \times l)}{f_y} = 160.07 \text{ cm}^3$$

Ce qui correspond à un profilé IPE180 $W_{ply}(IPE180) = 166.4 \text{ cm}^3$

III .4.4. Vérification de la solive à l'état limite de service (ELS):

La condition satisfaisable pour vérifier la sécurité:

$$f_{max} = \frac{q_s \times l^2}{8 \times E \times I_y} + \frac{P_s \times l^3}{3 \times E \times I_y} \leq \bar{f} = \frac{l}{250}$$

$$q_s = 28.72 + 0.18 = 28.9 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_{max} = 0.40 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0.49 \text{ cm} \text{ condition verifier}$$

III .4.5. Vérification de la solive à l'état limite ultime (ELU):

$$q_u = 44.05 + 1.35 \times 0.18 = 44.29 \text{ KN/m}$$

La condition à satisfaire pour vérifier la sécurité:

$$M_{Sd} \leq M_{PL.Rd} \text{ si } V_{Sd} \leq 0.5V_{PL.Rd}$$

- Classification de la section transversale:

$$A = 23.95 \text{ cm}^2 \quad b = 91\text{mm} \quad d = 146\text{mm} \quad r = 9\text{mm} \quad t_f = 9\text{mm} \quad t_w = 6\text{mm}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\text{Semelle : } c = \frac{b}{2} = 45.5 \rightarrow \frac{c}{t_f} = 5.05 < 10\varepsilon \rightarrow \text{classe 1}$$

L'âme :

$$\frac{d}{t_w} = 24.33 < 72\varepsilon \rightarrow \text{classe 1}$$

$$V_{Sd} = R_a = 59.17 \text{ KN}$$

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 9.73 \text{ cm}^2$$

$$V_{PL.Rd} = A_v \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right) / \gamma_{M0} = 132.01 \text{ KN}$$

$$0.5 \times V_{PL.Rd} = 0.5 \times 132.01 \text{ KN} > V_{Sd} = 59.17 \text{ KN} \text{ condition verifier}$$

donc on doit verifier $M_{Sd} \leq M_{PL.Rd}$

$$M_{Sdy} = \frac{q_u \times l^2}{2} + P_u \times l = 39.05 \text{ KN.m}$$

$$M_{PL.Rdy} = W_{PL.Rd} \times (f_y) / \gamma_{M0} = 39.10 \text{ KN.m}$$

$$M_{Sd} \leq M_{PL.Rd} \text{ condition verifier}$$

Le profil **IPE180** convient comme une console. Pour les connecteurs de ce plancher on garde les mêmes connecteurs que le plancher précédent.

III .5. Pré dimensionnement des poteaux :

Dans les constructions métalliques les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre les efforts de compression, de flexion et les transmettre aux fondations puis au sol. Leurs sections doivent présenter une bonne résistance à la compression dans toutes les directions.

III .5.1.Descente de charges

III .5.1.1.Evaluation des charges

- **Terrasse inaccessible**

$$G_{\text{plancher}} = 6.19 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.79 \text{ KN/m}^2$$

- **Etage courant**

$$G_{\text{plancher}} = 5.15 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$$

- **Poutres**

$$G_{\text{IPE450}} = 0.77 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{IPE180}} = 0.19 \text{ KN/m}$$

III .5.1.2.Dégression des Surcharges d'Exploitation

	Valeur non cumulée des charges	valeur cumulée des charges sur charges
	$Q(\text{kN/m}^2)$	$Q(\text{kN/m}^2)$
La terrasse	1.79	1.79
3^{ème} étage	1.5	3.29
2^{ème} étage	1.5	4.79
1^{er} étage	1.5	6.29
RDC	1.5	7.79

Tableau. III. 1

III .5.1.3. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteau

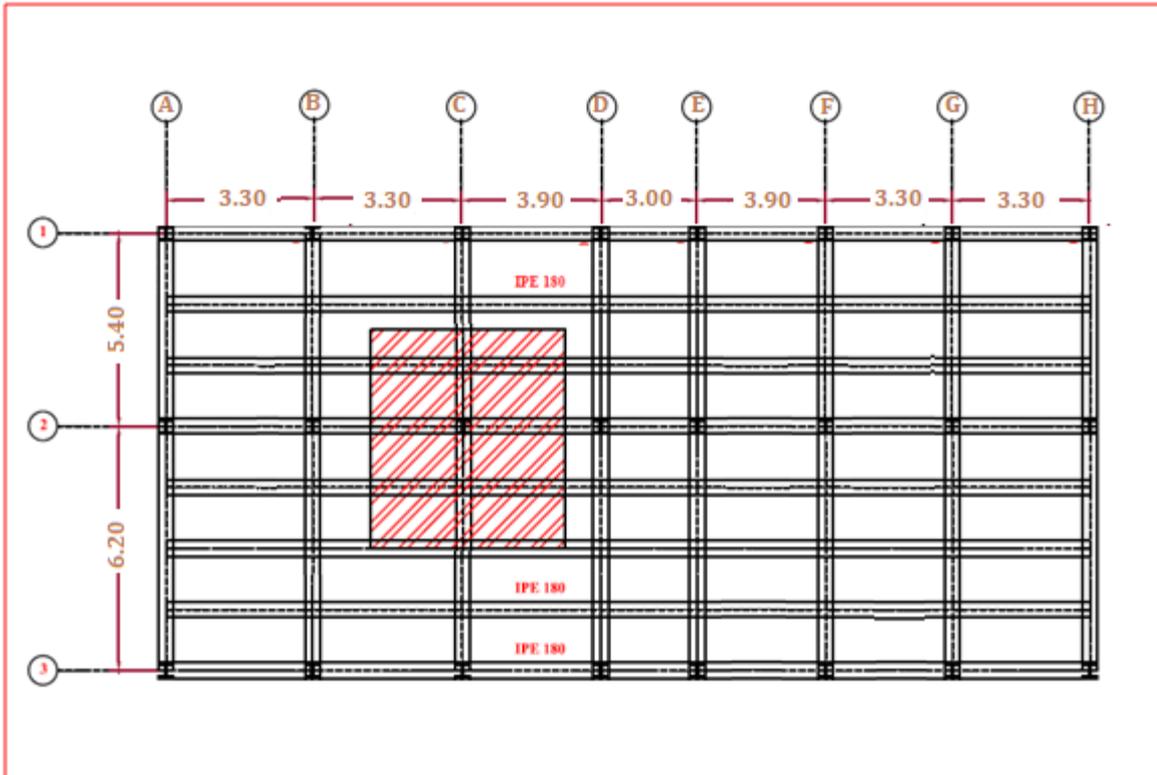


Figure. III. 13: : Le poteau le plus sollicité

Comme il est indiqué dans la figure (III.15) Le poteau le plus sollicité dans le bloc est le poteau (C-2) sa surface de chargement est schématisée dans la figure (III.16)

Surface d'influence revenant au poteau : $S = 5.8 \times 3.6 = 20.88 \text{ m}^2$

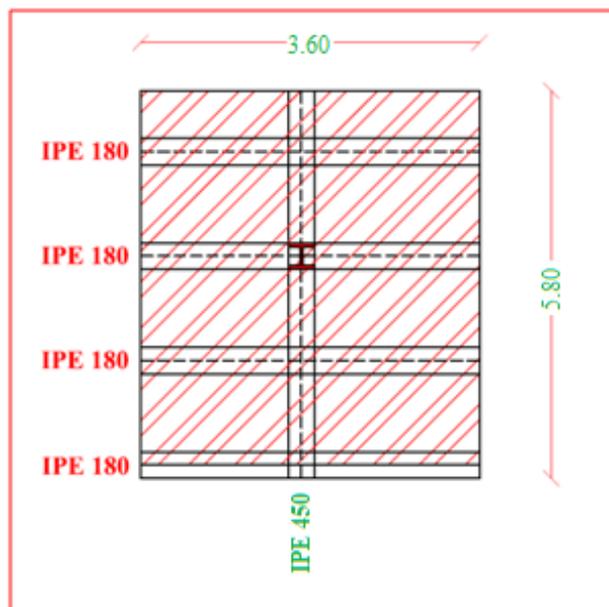


Figure. III. 14: Surface d'influence revenant au poteau

- Poids des poutres revenant au poteau

$$G_{IPE450} = 0.77 \times 5.8 = 4.46 \text{ KN}$$

$$G_{IPE180} = 0.19 \times 3.6 \times 5 = 3.42 \text{ KN}$$

Le tableau suivant présente la descente de charges du poteau (C2)

Plancher (niveau)	Surface (m ²)	Charge d'exploitation		Charge permanente			
		Q (KN/m)	Q (KN)	Elément s	surface	Densité KN/m ²	G (KN)
Terrasse	20.88	1.79	37.37	plancher	20.88	6.19	129.24
				IPE 450	-	-	4.46
				IPE 180	-	-	3.42
3	20.88	3.29	68.69	plancher	20.88	5.15	107.53
				IPE 450	-	-	4.46
				IPE 180	-	-	3.42
2	20.88	4.79	100.01	plancher	20.88	5.15	107.53
				IPE 450	-	-	4.46
				IPE 180	-	-	3.42
1	20.88	6.29	134.33	plancher	20.88	5.15	107.53
				IPE 450	-	-	4.46
				IPE 180	-	-	3.42
RDC	20.88	7.79	162.65	plancher	20.88	5.15	107.53
				IPE 270	-	-	4.46
				IPE 180	-	-	3.42
Total			162.6				598.76

Tableau.III.2

Calcul des sollicitations

$$N_{sd} = 1,35G + 1,5Q = (1.35 \times 598.76) + (1.5 \times 162.25) = 1051.70 \text{ KN}$$

III .5.2.Dimensionnement à la compression

$$N_{sRd} < \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow A > \frac{N_{sRd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A > \frac{1051.7 \times 1}{235000} = 44.75 \text{ cm}^2$$

On adopte : **HEB 160** $\Rightarrow A = 54.25 \text{ cm}^2$; qu'est de **classe I**

Le profilé en compression est de classe 1 $\beta_A = 1$

$h = 160 \text{ mm}$; $b = 160 \text{ mm}$; $t_f = 13 \text{ mm}$; $I_y = 2492$; $i_y = 6.78 \text{ cm}$

$I_z = 8892$; $i_z = 4.05 \text{ cm}$; ; $A = 54.25 \text{ cm}^2$

Longueur de flambement $L_f = 0,7L = 0,7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$

Elancement maximal :

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{214}{4.05} = 52.83$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{214}{6.78} = 31.56$$

$\lambda_z > \lambda_y$. Plan de flambement xoy Axe de flambement z-z

Elancement réduit :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{52.83}{93.9} = 0,56 > 0,2 \quad \text{IL faut vérifier le flambement}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{160}{160} = 1 < 1,2 \\ t_f = 13 \leq 100 \text{ mm} \end{array} \right\} \text{axe zz} \rightarrow \text{courbe c} \Rightarrow \alpha = 0,49$$

III .5.3.Vérification du flambement :

Il faut vérifier que :

$$N \leq \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$\beta_A = 1$ Classe 1

$$\chi = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \lambda^2]^{0,5}} \text{ et } \chi \leq 1$$

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

$$\varphi = 0,5[1 + 0,49(0,56 - 0,2) + 0,56^2] = 0,75$$

$$\chi = \frac{1}{0.75 + (0.75^2 - 0.5^2)^{0.5}} = 0.76$$

$$N_{brd} = 0.76 \frac{1 \times 235 \times 10^3 \times 54.25 \times 10^{-4}}{1.1} = 880.82 \text{ KN}$$

$$N = 1051.70 \text{ KN} > N_{brd} = 880.82 \text{ KN}$$

donc le flambement n'est pas vérifié pour HEB160

On adopte : **HEA 240** $\Rightarrow A = 76.84 \text{ cm}^2$;

Elongement maximal :

$$\lambda_z = 35.66 \qquad \lambda_y = 21.29$$

$\lambda_z > \lambda_y$. Plan de flambement xoy Axe de flambement z-z

Elongement réduit :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{35.66}{93.9} = 0.37 > 0.2 \quad \text{IL faut vérifier le flambement}$$

l (m)	λ_y	λ_z	λ	α	φ	χ	N_{brd} (KN)	N_u (KN)
3.06	21.29	35.66	0.37	0.49	0.61	0.95	1559.5	1051.7

Tableau.III.3

Donc le flambement est vérifié pour HEA 240

h	b	tw	tf	r	d	P	A
mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg / m	cm ²
230	240	7.5	12	21	164	60.3	76.84

I _y	W _{el.y}	i _y	W _{pl.y}
cm ⁴	cm ³	cm	cm ³
7763	6751	10.05	744.6

Avz	I _z	W _{el.z}	i _z	W _{pl.z}
cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³
25.18	2769	230.7	6.00	351.7

Tableau.III.4

On adopte **HEA 240** comme poteaux pour notre variante.

III .6.Les connecteurs

Les Connecteurs répartis le long de l’interface acier –béton d’une poutre mixte doivent être capables de transmettre les efforts de cisaillement longitudinal entre la dalle et le profilé métallique, en laissant de côté toute contribution éventuelle qui viendrait de l’adhérence naturelle entre les deux matériaux.

Dans les pays industriels, le goujon soudé est le plus usuel des connecteurs de cisaillements Il peut être soudé sur la semelle supérieure de manière semi-automatique soit directement à l’atelier, soit au travers des tôles profilées en acier sur le chantier.

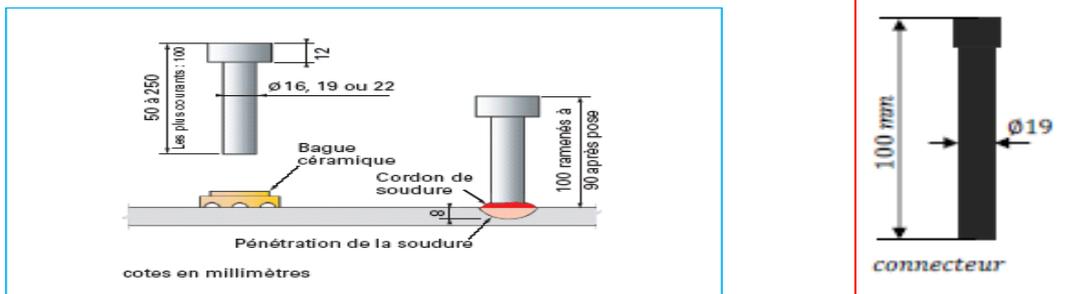


Figure. III. 15: schéma des connecteur ssoudés

Le rôle des connecteurs dans le plancher est transmission les actions aux solives et travaillent comme un obstacle de glissement et de soulèvement de la dalle. Donc on calcule la résistance de connecteurs et le cisaillement en cas de charge accidentelle.

On choisit le goujon comme un connecteur de dimensions:

$$d = 19 \text{ mm}, h = 100 \text{ mm}$$

Le nombre des connecteurs est déterminé par la formule suivante

$$N = \frac{V_l}{P_{Rd}}$$

V_l : est l'effort de cisaillement longitudinale
 P_{Rd} : est la résistance de calcul des connecteurs

a- L’effort de cisaillement longitudinal :

Selon l’EC4 section 6.2.1.1 V_l est donnée par :

$$V_l = \min \left\{ \begin{array}{l} F_{cf} = \frac{A_a f_y}{\gamma_a} \\ F_{cf} = \frac{0.85 A_c f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_{se} f_{sk}}{\gamma_s} \end{array} \right.$$

A_a : l’aire de l’élément structural en acier ($A_a = 23.95 \text{ cm}^2$ pour IPE180)

A_c : l’aire de la section efficace de béton ($A_c = 1.025 \times 0.1 \text{ m}^2$)

A_{se} : l’aire de toute armatureur longitudinale comprimé equité incluse dans le calcul de la résistance en flexion

$$V_L = \min(511.56KN; 1904.20KN) = 511.56KN$$

b- La résistance de calcul des connecteurs:

Selon L'EC4 section 6.3.2.1 P_{Rd} est donnée par :

$$P_{rd} = \text{Inf} \begin{cases} K_t 0,29. \alpha. d^2 \frac{\sqrt{F_{CK} E_C}}{\gamma_v} & \dots \text{Résistencedanslebéton} \\ \text{quienteurlegoujon.} & \\ K_t 0,8. f_u. \frac{\pi. d^2}{4. \gamma_v} & \dots \text{Laforcedanslegoujon} \end{cases}$$

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

E_c : Module de Young de béton.....30.5×10³ KN /m²

f_u : Résistance caractéristique des connecteurs....430 N/mm²

$$\gamma_v = 1,25.$$

c-Coefficient de réductions :

Pour les bacs d'acier dont les nervures sont perpendiculaire à la poutre d'appui, le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calcul à partir de :

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \frac{b_o}{h_p} \left[\frac{h}{h_p} - 1 \right]. \text{aveck}_t \leq 1.0 \text{ si } N_r = 1$$

Ou :

$N_r = 1$: Nombre de goujon pour une nervure.

$$h_p = 58mm b_{o1} = 81,50mmd = 19mmh = 100 mm$$

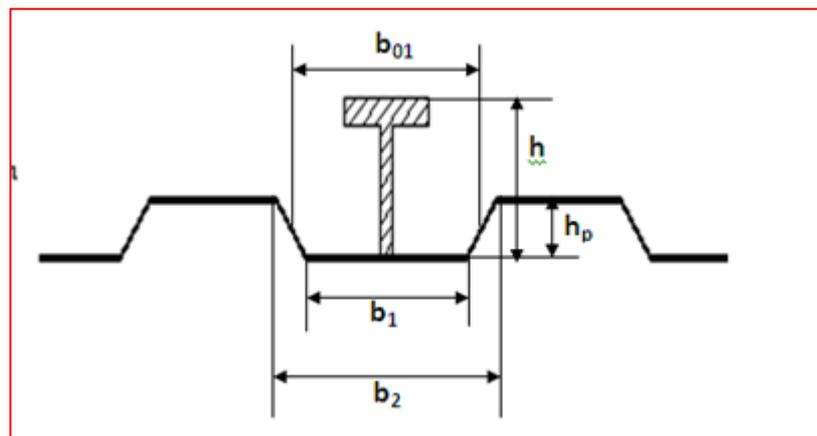


Figure. III. 16: Caractéristiques de connecteurs

$$k_t = \frac{0.7 \cdot 81,5}{\sqrt{1} \cdot 58} \left[\frac{100}{58} - 1 \right] = 0,71 \leq 1.$$

$$\alpha = \begin{cases} 1 & \text{pour } \frac{h}{d} > 4 \\ 0.2 \left[\left(\frac{h}{d} \right) + 1 \right] & \text{pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4. \end{cases}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{100}{19} = 5.26 > 4 \rightarrow \alpha = 1$$

$$P_{rd} = \min(51.92; 55.37) = \mathbf{51.92KN}$$

d-Le nombre et l'espacement des connecteurs

$$N = \frac{511.56}{51.92} = 9.85 \cong \mathbf{10 \text{ connecteurs}}$$

Soit 10 goujons sur la demi-longueur de la poutre, c'est-à-dire 20 goujons sur la Longueur totale de la poutre.

L'espacement des goujons :

Il est permis d'espacer les goujons sur la longueur d'interface, car ici toutes les sections

Critique considérées sont de classe I. La distance entre goujons est de :

$$S = \frac{L_{cr}}{N} = \frac{l/2}{N} = \frac{2.05}{10} = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

III .7.Etude des escaliers

Pour cette variante, les escaliers sont réalisés par deux volées avec un palier intermédiaire. Sauf l'RDC les hauteurs des étages du bâtiment sont égales, pour cela nous avons étudiés l'escalier d'un seul niveau puis généralise sur les autres niveaux.

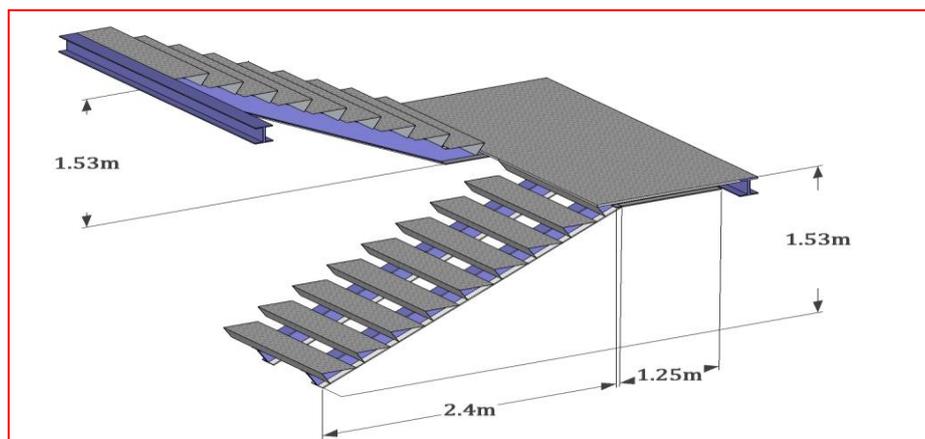


Figure. III. 17: Escalier

Pour le dimensionnement de la marche (g) et la contre marche (h) on utilise la dimension trouvée dans le chapitre II

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

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

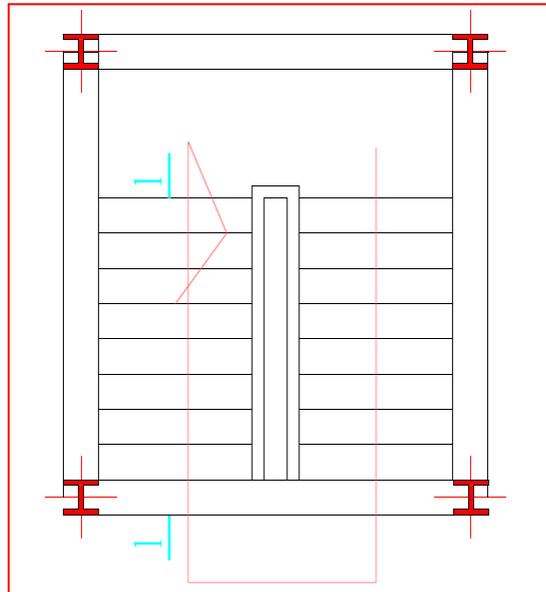


Figure. III. 18: Vue en plan de la cage d'escalier

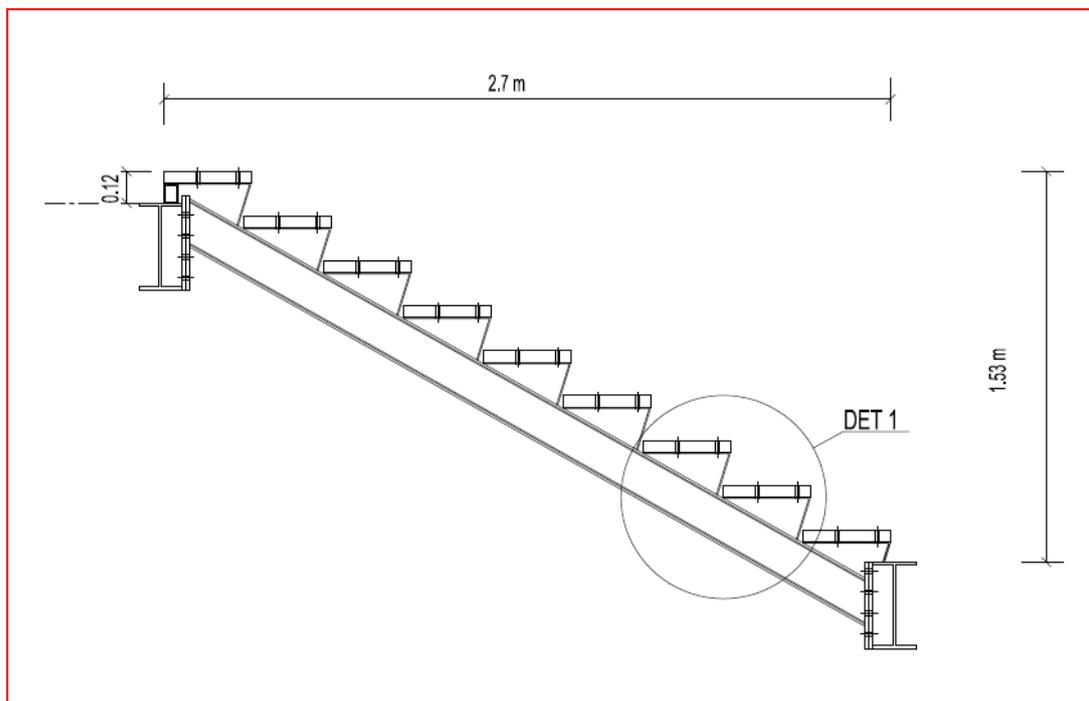
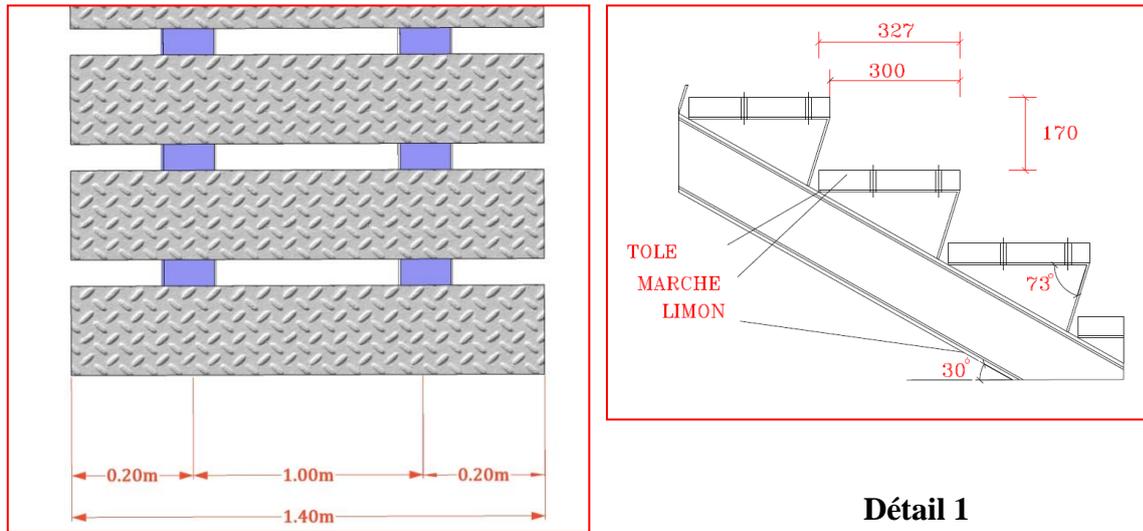


Figure. III. 19: Coupe1 – 1

III .7.1. Les supports des marches :

Tôle pliée sous forme de cornières à ailes inégales + 317, 170, 5



Vue en plan

Détail 1

Figure. III. 20: Les supports des marches

III .7.1.1. Evaluation des charges

$$G = 2.00 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

- Charges pondérée:

$$qu = 1,35G + 1,5Q = (1.35 \times 2.00) + (1.5 \times 2.50) = 6.45 \text{ KN/m}^2$$

- Charges non pondérée:

$$qs = G + Q = (2.00) + (2.50) = 4.59 \text{ KN/m}^2$$

III .7.1.2. Condition flèches :

Centre de gravité : On décompose la surface A en surface dont on connaît la position du centre de gravité.

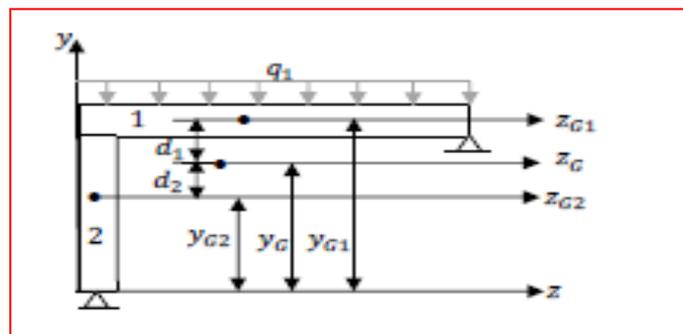


Figure. III. 21: Centre de gravité (Les supports des marches)

$$y_{G1} = 167 \text{ mm}$$

$$y_{G2} = 82.50 \text{ mm}$$

$$y_G = \frac{\sum A_i \times y_{Gi}}{A} = 139 \text{ mm}$$

Moment d'inertie : Le moment d'inertie d'une aire par rapport à un axe est la somme de son moment d'inertie par rapport à l'axe parallèle passant par le centre de gravité, et du produit de l'aire par le carré de la distance du centre de gravité à l'axe :

$$I_Z = I_{Z1} + I_{Z2} \quad \text{Avec } I_Z = I_{Gi} + I_i \times d_i^2$$

$$I_Z = 584 \text{ cm}^4$$

La tôle pliée considérée comme une cornière posée sur deux appuis avec 2 porte-à-faux, chargée uniformément répartie.

Réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{1}{2} q_s (L + 2c) = 0.5 \times 4.59 \times 1.40 = 3.21 \text{ KN}$$

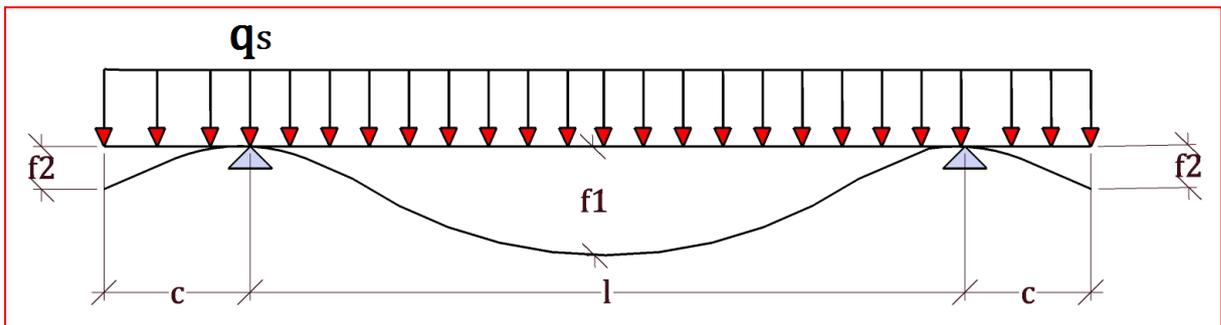


Figure. III. 22: Schémastatique (Les supports des marches)

$$f1 = \frac{q_s \times l^4}{16EI_Z} \times \left(\frac{5}{24} - \frac{c^2}{l^2} \right) < \frac{l}{250} \rightarrow f1 = 0.04 \text{ mm} < \frac{1000}{250} = 4 \text{ mm}$$

$$f1 = \frac{q_s \times l^4}{24EI_Z} \times \left(3 \frac{c^4}{l^4} - 6 \frac{c^3}{l^3} - \frac{c}{l} \right) < \frac{c}{250} \rightarrow f1 = 0.02 \text{ mm} < \frac{200}{250} = 0.8 \text{ mm}$$

On ne constate que la flèche étant trop faible

III .7.2. Limon:

Une volée contient deux limons. Tel que chaque limon doit être supporté la moitié des charges exercées sur la volée. La figure suivante représente la distribution des charges sur un limon :

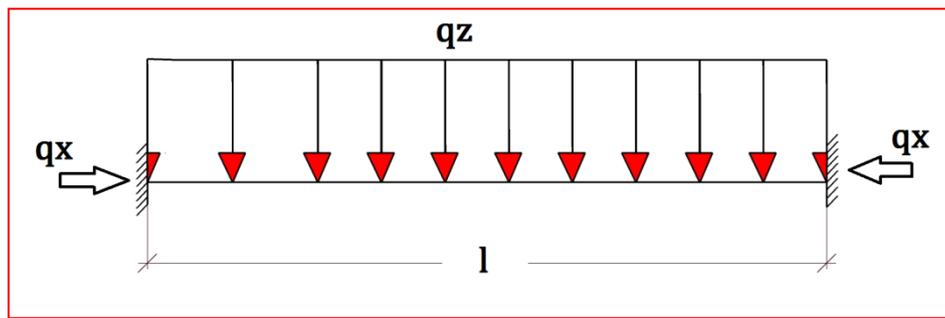


Figure. III. 23: Schémastatique(Limon)

III .7.2.1. Evaluation des charges:

La longueur de limon

$$l = \frac{2.4}{\cos\alpha} + 1.20 \cong 4.00 \text{ m}$$

- Les charges permanentes :

$$G_{MARCHE} = (2.00 \times 0.327 \times 0.7 \times 9) / 2.8 = 1.47 \text{ KN/m}$$

$$G_{CONTREMARCHE} = (0.40 \times 0.17 \times 0.7 \times 9) / 2.8 = 0.15 \text{ KN/m}$$

$$G_{PALIER} = 4.00 \times 0.7 = 2.80 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids delimon estimé} = 0.25 \text{ KN/m}$$

$$G = \frac{(G_{MARCHE} + G_{CONTREMARCHE} + G_{PALIER})}{2} + \text{Poids delimon} = 2.46 \text{ KN/m}$$

$$Q = (2.50 \times 0.327 \times 0.7 \times 9) / 2.8 = 1.83 \text{ KN/m}$$

- Charges pondérée:

$$qu = 1,35G + 1,5Q = (1.35 \times 2.46) + (1.5 \times 1.83) = 6.06 \text{ KN/m}^2$$

- Charges non pondérée:

$$qs = G + Q = (2.46) + (1.83) = 4.29 \text{ KN/m}^2$$

III .7.2.2. Dimensionnement a l'état limite de service (ELS):

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \bar{f} = \frac{l}{300}$$

$$I_y \geq \frac{1500 \times q_s \times \cos\alpha \times l^3}{384 \times E} = 430.68 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un profilé IPE 140A

III .7.2.3. Dimensionnement a l'état limite ultime (ELU):

$$W_{ply} = \frac{M_{y_{max}}}{f_y} = \frac{q_u \times \cos\alpha \times l^2}{12 \times f_y} = 20.52 \text{ cm}^3$$

$$W_{ply}(IPE100A) = 71.60 \text{ cm}^3 \text{ condition verifier}$$

III .7.1.4. Vérification à l'état limite ultime (ELU):

La condition à satisfaire pour vérifier la sécurité:

$$M_{Sd} \leq M_{PL,Rd} \text{ si } V_{Sd} \leq 0.5 V_{PL,Rd}$$

- Classification de la section transversale:

$$A = 13.39 \text{ cm}^2 \quad b = 73 \text{ mm} \quad d = 112.2 \text{ mm} \quad r = 7 \text{ mm} \quad t_f = 5.6 \text{ mm}$$

$$tw = 3.8 \text{ mm} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

Semelle :

$$c = \frac{b}{2} = 36.5 \rightarrow \frac{c}{t_f} = 6.51 < 10\varepsilon \rightarrow \text{classe 1}$$

L'âme :

$$\frac{d}{tw} = 29.52 < 72\varepsilon \rightarrow \text{classe 1}$$

$$V_{Sd} = \frac{q_u \times \cos\alpha \times l}{2} = 10.49 \text{ KN}$$

$$A_v = 6.21 \text{ cm}^2$$

$$V_{PL,Rd} = A_v \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right) / \gamma_{Mo} = 84.25 \text{ KN}$$

$$V_{PL,Rd} = 84.25 \text{ KN} > V_{Sd} = 12.12 \text{ KN}$$

condition verifier

donc on doit verifier $M_{Sd} \leq M_{PL,Rd}$

$$M_{Sdy} = \frac{q_u \times \cos\alpha \times l^2}{12} = 6.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{PL,Rdy} = W_{PL,Rd} \times (f_y) / \gamma_{Mo} = 16.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{Sd} \leq 0.5 M_{PL,Rd} \text{ condition verifier}$$

III .7.2.5. Vérification de résistance à la compression

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{C,Rd}$

$$N_{CRd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = 314.66 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = qu \times \sin \alpha \times L = 12.48 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{C.Rd} \text{ condition vérifier}$$

Conclusion : Le choix de limon IPE140A convient comme limon.

III .7.3. La poutre porteuse

La poutre porteuse sont sollicité par les charges des limons qui concéder concentré sur la poutre

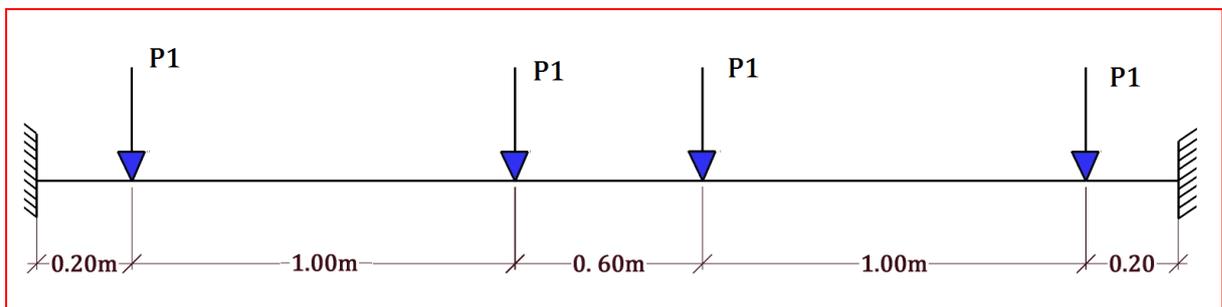


Figure. III. 24: Schémastatique (Poutre porteuse)

$$P_{1U} = 6.06 \times 4.00 / 2 = 12.12 \text{ KN}$$

$$P_{1S} = 4.29 \times 4.00 / 2 = 8.58 \text{ KN}$$

$$M_{Umax} = 2P \times 1.5 - P \times (1.30 + 0.3) = 1.4P = 1.4 \times 12.12 = 16.96 \text{ KNm}$$

$$M_{CRd} = Wply \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} > M_{sd} = M_{Umax}$$

$$\rightarrow Wply \geq \gamma_{m0} \times \frac{M_{max}}{f_y} = 72.17 \text{ cm}^3$$

Ce qui correspond à un profilé **IPE 140**

III .7.3.2 Vérification de la résistance au cisaillement

La condition à satisfaire pour vérifier la sécurité:

$$M_{Sd} \leq M_{PL.Rd} \text{ si } V_{Sd} \leq 0.5V_{PL.Rd}$$

- Classification de la section transversale:

$$A = 16.43 \text{ cm}^2 \quad b = 73 \text{ mm} \quad d = 112.2 \text{ mm} \quad r = 7 \text{ mm} \quad tf = 6.9 \text{ mm}$$

$$tw = 4.7 \text{ mm} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = 1$$

Semelle :

$$c = \frac{b}{2} = 36.5 \rightarrow \frac{c}{t_f} = 5.29 < 10\varepsilon \rightarrow \text{classe 1}$$

L'âme :

$$\frac{d}{tw} = 29.52 < 72\varepsilon \rightarrow \text{classe 1}$$

$$V_{Sd} = 24.24 \text{ KN}$$

$$A_v = 7.64 \text{ cm}^2$$

$$V_{PL.Rd} = A_v \times \left(\frac{fy}{\sqrt{3}}\right) / \gamma_{Mo} = 84.25 \text{ KN}$$

$$0.5V_{PL.Rd} > V_{Sd} \text{ condition vérifier}$$

donc on doit vérifier $M_{Sd} \leq M_{PL.Rd}$

$$M_{Sdy} = 16.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{PL.Rdy} = W_{PL.Rd} \times (fy) / \gamma_{Mo} = 18.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{Sd} \leq M_{PL.Rd} \text{ condition vérifier}$$

III .7.3.3. Vérification de la poutre à l'état limite de service (ELS):

Condition à satisfaire pour vérifier la sécurité à l'état limite de service :

$$\sum fi \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

- Cas des charges concentrées

$$f = \frac{P_s \times a \times (l - x) \times (x^2 + a^2 - 2 \times x \times l)}{6EIL}$$

Avec :

$$P_s = 8.58 \text{ daN}$$

$$X = 1.5\text{m} \quad a_1 = 0.20\text{m} \quad a_2 = 1.20\text{m} \quad a_3 = 1.80\text{m} \quad a_4 = 2.80\text{m}$$

$$f_1 = 0.19\text{cm}; f_2 = 0.39\text{cm}; f_3 = 0.39\text{cm}; f_4 = 0.19\text{cm}$$

$$\sum fi = 1.16\text{cm} \leq f_{max} = \frac{300}{250} = 1.20\text{cm} \quad \text{OK}$$

Conclusion : Le choix de limon IPE140 convient comme poutre porteuse pour l'escalier

Chapitre IV
Étude
Sismique

IV.1. Disposition des paliers de contreventement :

Pour améliorer le comportement de la structure et après l'étude de plusieurs variantes de disposition des contreventements, on a changé les sections des poteaux HEA 240 par des HEA 300 et on a aboutie à la disposition schématisée dans la figure :

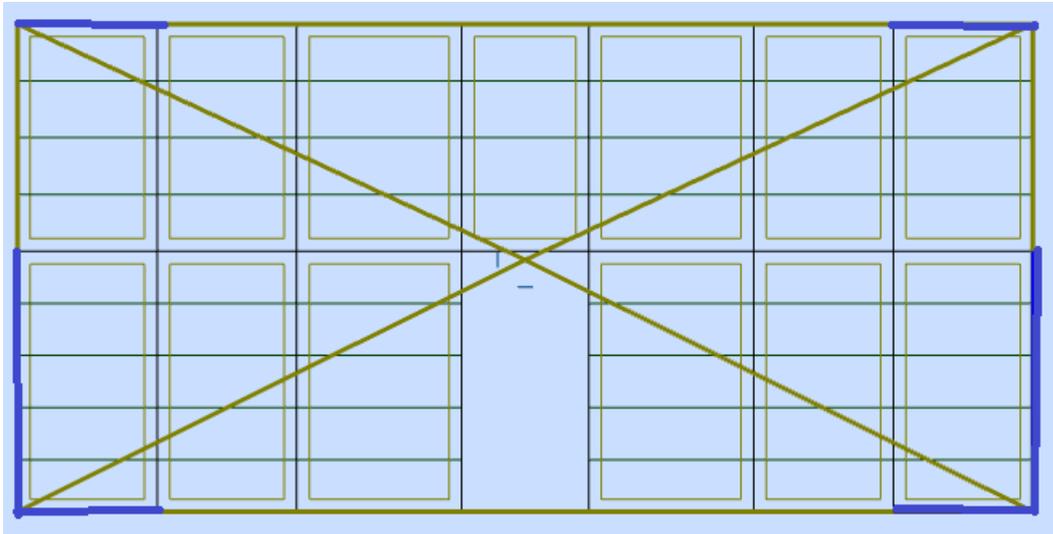


Figure IV.1: Disposition des paliers de contreventement

IV.2. Les formes modales

Les formes modales qui découlent de l'analyse modale de la structure avec cette disposition:

Mode (1) :

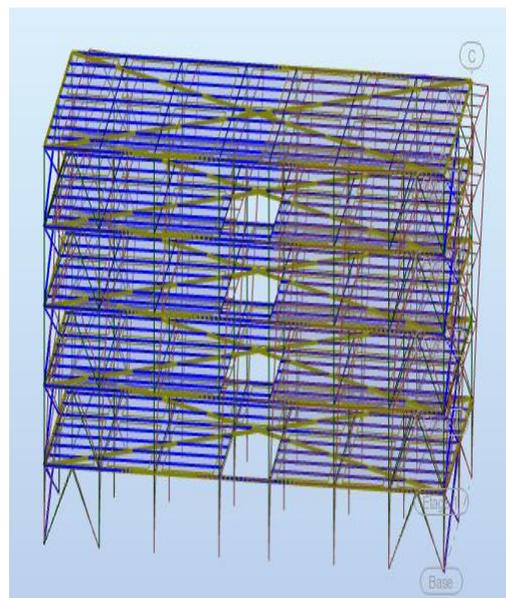
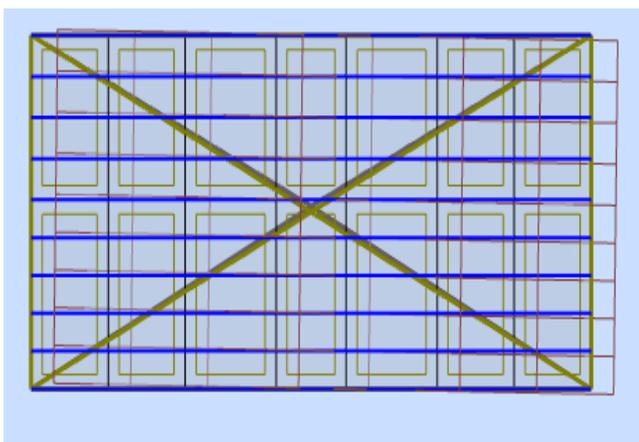


Figure IV.2

Mode (2) :

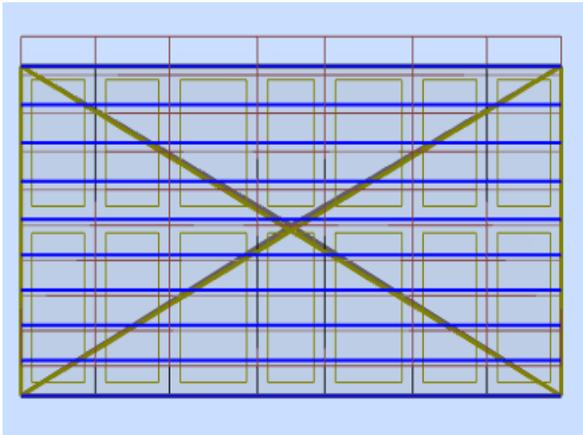
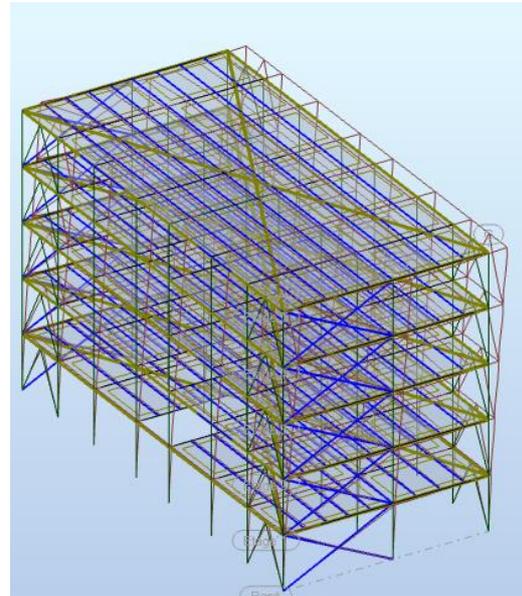


Figure IV.3



Mode (3) :

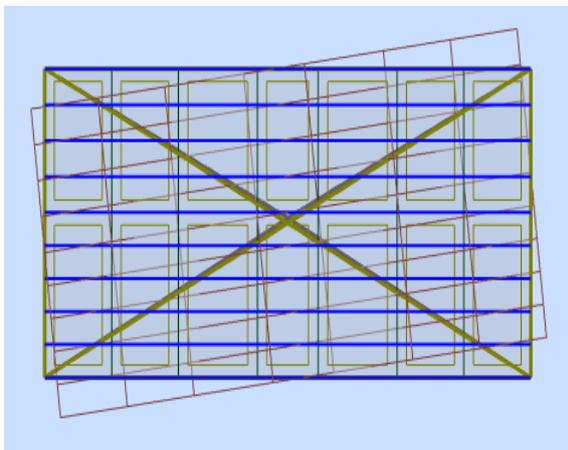
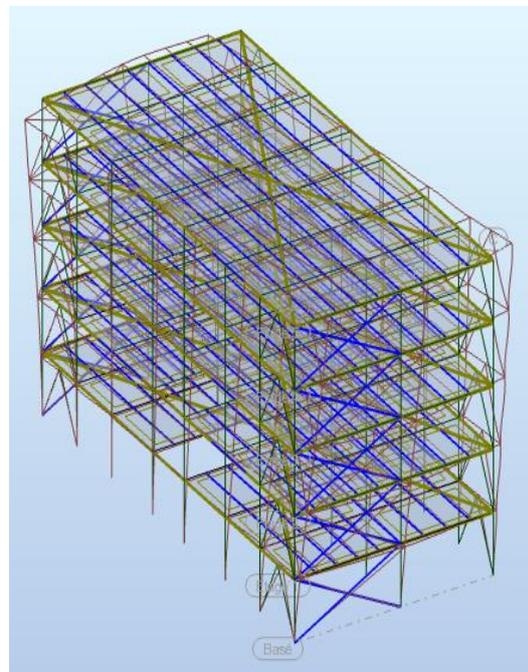


Figure IV.4



IV.3. L'analyse sismique :

IV.3.1. Définition du spectre :

Selon le rapport géotechnique, le sol est classé par le laboratoire de sol comme **sol meuble**. Il peut être classé dans la catégorie de site "ferme", **type S₃**.

a) Le coefficient de comportement **R** :

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 de RPA v2003 en fonction du système de contreventement. Pour le cas des structures contreventées par un système Mixte portiques/palées triangulées en X et V, on a : **R = 4.5**

b) Le facteur de qualité **Q** :

Q : facteur de qualité, il est déterminé par la forme : $Q = 1 + \sum_1^b P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** soit satisfait ou non. Sa valeur est donnée par le **tableau IV.1** des règles RPA99 v2003.

Critère « q »	Observation	P _q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Non observe	0.05
2. Redondance en plan	observé	0
3. Régularité en plan	Non observé	0.05
4. Régularité en élévation	Non observé	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Non observé	0.05
6. contrôle de la qualité de l'exécution	Non observé	0.1
Total		0.25

Tableau IV. 1

Donc : **Q = 1 + 0.25 = 1.3**

c) Le pourcentage d'amortissement critique ξ (%) :

Fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages structure $\Rightarrow \xi = 5\%$ RPA99v2003.

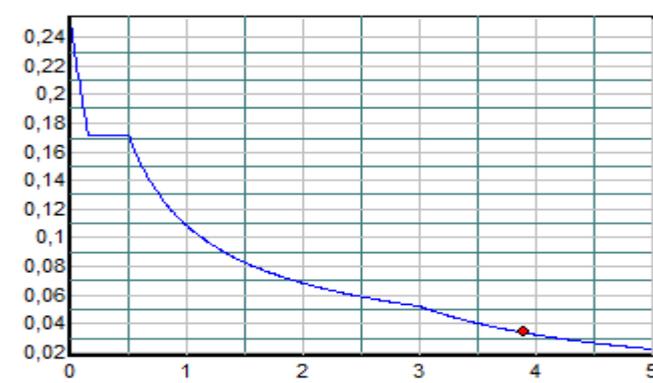


Figure IV. 5: Spectre d'accélération sismique

Concernant le nombre de modes à considérer dans l'analyse modale spectrale, il est calculé par la formule de l'article **4.3.4 b** des règles RPA suivante :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{avec : } T_K \leq 0.20s$$

Où :

N : est le nombre de niveaux au-dessus du sol,

TK : la période de mode **K** (le dernier mode à considérer).

Donc : $K \geq 3\sqrt{5} = 6.70$ on adopte : $K = 7$ modes

$T = 0.17s < 0.20s$ condition vérifiée

IV.4. Présentations des résultats de l'analyse spectrale :

IV.4.1. Les résultats dynamiques :

Les tableaux **IV.2, 3** suivant représente des résultats dynamiques obtenus après analyse de la structure :

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Valeur propre	Pulsation [1/sec]
1	2,09	0,48	173,11	13,16
2	2,94	0,34	340,53	18,45
3	3,72	0,27	547,29	23,39
4	6,52	0,15	1679,04	40,98
5	8,91	0,11	3131,83	55,96
6	11,22	0,09	4969,66	70,50
7	11,47	0,09	5194,66	72,07

Tableau IV. 2

Mode	Masses modales [Kg]		Masses modales participantes		Masses modales participantes Cumulées	
	UX [kg]	UY [kg]	UX [%]	UY [%]	UX [%]	UY [%]
1	3,34	456388,23	72,85	0,00	72,85	0,00
2	330507,82	9656,61	0,00	76,02	72,85	76,02
3	48603,44	166339,45	1,98	0,00	74,83	76,02
4	31,03	530746,27	18,97	0,00	93,80	76,02
5	439216,32	5463,26	0,00	18,69	93,80	94,71
6	50673,05	191004,82	4,37	0,00	98,18	94,71
7	106,75	241338,89	0,02	0,00	98,19	94,71

Tableau IV. 3

Remarque :

Lors de la lecture des données du **tableau IV.3**, on remarque que le taux de participation des masses modales dans les deux directions dépasse les **90%** dès le **5eme** mode de vibration, ce qui signifie que les **5** premiers modes sont suffisants pour donner une réponse combinée proche du comportement réel de la structure des deux blocs.

IV.4.2. Les résultats statiques de niveau :

Elles sont représentées dans les **tableaux IV (4 et 5)** suivants :

Etage	Masse [kg]	Ix [kgm2]	Iy [kgm2]	Iz [kgm2]
RDC	158120,37	2588562,88	10282570,27	12818185,58
1	158120,37	2588562,88	10282570,27	12818185,58
2	158120,37	2588562,88	10282570,27	12818185,58
3	158120,37	2588562,88	10282570,27	12818185,58
4	173133,72	2591583,35	10160730,63	12700903,88

Tableau IV. 4

Etage	Centre	Centre	ex0 [m]	ey0 [m]
	de	de		
	gravité	rigidité		
	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]		
RDC	12,01 5,72 2,24	12,23 3,22 2,23	0,00	2,50
1	12,01 5,72 5,30	12,23 3,22 5,29	0,00	2,50
2	12,01 5,72 8,36	12,23 3,22 8,35	0,00	2,50
3	12,01 5,72 11,42	12,23 3,22 11,41	0,00	2,50
4	12,01 5,65 14,45	12,23 3,30 14,44	0,00	2,35

Tableau IV. 5

IV.4.3. Les efforts tranchants sismiques d'étage :

Les efforts sismiques d'étage, suivant les deux directions de calcul longitudinal (x) et transversal (y), sont donnés par le **tableau. IV.7** suivant :

Etage	Efforts tranchants sismiques de l'étage	
	Sens longitudinal FX (TOTAL) [kN]	Sens transversal FY (TOTAL) [kN]
RDC	705,69	732,23
1	664,70	685,23
2	581,53	595,89
3	454,23	462,53
4	267,74	271,73
Effort tranchant à la base V_{base}	705,69	732,23

Tableau IV. 6

Le diagramme des efforts tranchant de niveau est schématisé dans la figure suivante:

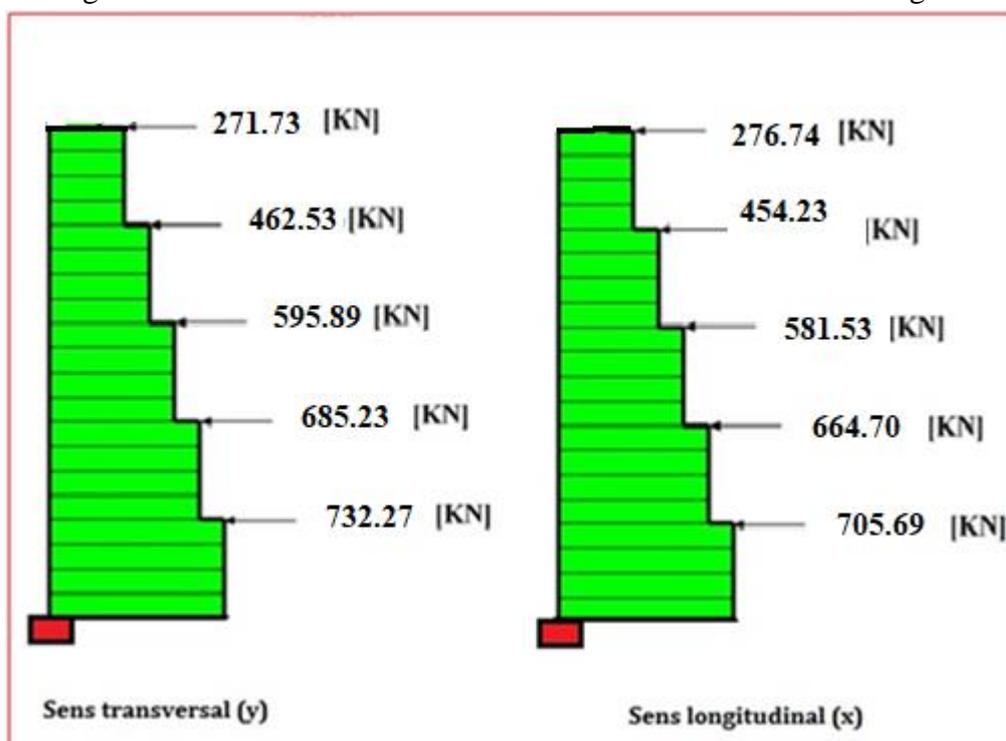


Figure IV. 6: Diagramme des efforts tranchants

IV.4.4. Calcul des moments de renversement d'étages:

Ils se calculent par la formule suivante :

$$M_K = M_{K+1} + V_{K+1} \times h$$

M_K : Moment fléchissant de l'étage K,

h: Hauteur d'étage, pour notre cas

Après l'application numérique on a abouti aux résultats représentés dans le **tableau IV.8** suivant :

NIV	K	Efforts tranchant (KN)		Moment de renversement [KNm]	
		Sens longitudinal (x)	Sens transversal (Y)		
15.30	5	267,74	271,73	0	0
12.24	4	454,23	462,53	992.86	1560.03
9.18	3	581,53	595,89	1823.22	2893.89
6.12	2	664,70	685,23	2894.07	4617.34
3.06	1	705,69	732,23	4127.92	6650.16
0	0	705,69	732,23	5934.12	8404.36

Tableau IV. 7

Le diagramme des moments de renversement de niveau est schématisé dans la **figure** suivante :

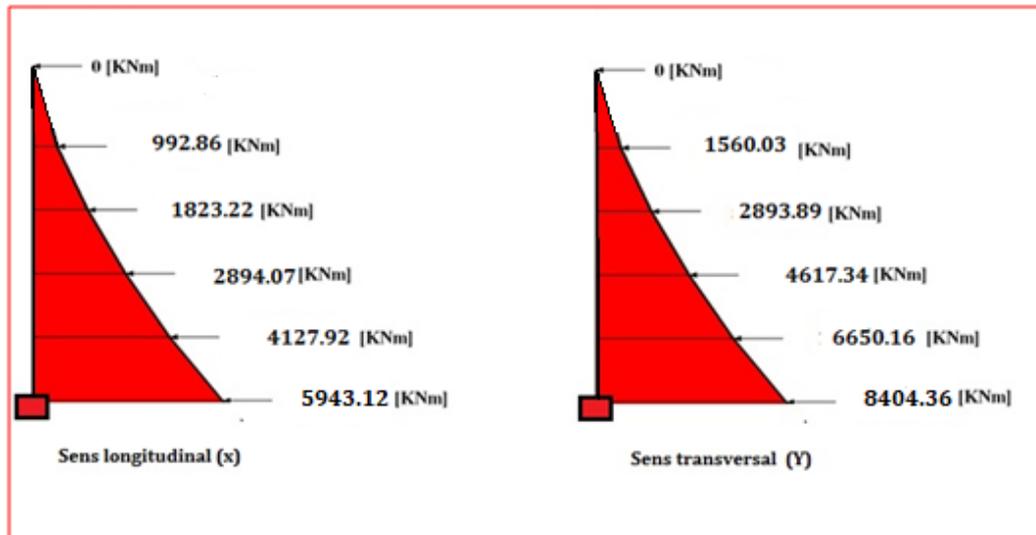


Figure IV. 7: Diagramme des moments de renversement

IV.5. Vérifications divers :

IV.5.1. Vérification de la résultante des forces sismique à la base :

Selon l'article **4.3.6** des règles RPA99v2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales lors de l'analyse modale spectrale, ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques à la base V_{stat} déterminée par la méthode statique équivalente.

Malgré que la méthode statique équivalente soit inapplicable pour la structure, on doit faire cette vérification seulement pour la détermination d'un **seuil minimal** de la force sismique appliquée à la base de la structure.

IV.5.2. Calcul de la résultante des forces sismique à la base par la méthode statique équivalente :

La force sismique totale appliquée à la base de la structure pour chaque direction, se calcul par la formule prescrite dans l'article **4.2.3** des règles RPA :

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

Avec :

W : poids de la structure, comprend la totalité des charges permanentes, en plus **20%** des charges d'exploitation RPA99-V2003

On a: $W = 7956.13\text{KN}$

A : est le coefficient d'accélération de la zone, donné par le tableau **4.1** des mêmes règles. Pour la zone sismique **II-a** et le groupe d'usage **2** on a : **A = 0.15**

R : coefficient de comportement (**R = 4.5**),

Q : facteur de qualité (**Q = 1.25**)

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

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta (T_2/3.0)^{2/3} \times (3.0/T)^{5/3} & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

– **T₂** : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau **4.7** des règles RPA. Pour la catégorie de site **S3** on a : **T₂ = 0.50s**

– **η**: Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

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

Où : $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages structure

$$\xi = 5 \% \dots \text{RPA99-V2003(TAB.4.2)}$$

Donc :

$$\eta = \sqrt{5 / (2 + 5)} = 0.88$$

T : La période fondamentale de la structure :

Suivant l'article (4.2.4) des règles (RPA), et pour le cas des structures renforcés par un contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est estimée par la formule empirique suivante : $T = C_T h_N^{3/4}$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). $h_N = 15.30\text{m}$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 des mêmes règles, on à :

$$C_T = 0.05$$

Par conséquent on n'aura : $T = 0.05 \times 15.30^{3/4} = 0.386\text{s}$

Donc on calcule le facteur d'amplification dynamique moyen (**D**)

On a :

$$T_2 \geq T = 0.386 \text{ s} \leq T_2 \rightarrow D = 2.5\eta = 2.5 \times 0.88 \rightarrow D = 2.2$$

W : poids de la structure, comprend la totalité des charges permanentes, en plus 20% des charges d'exploitation RPA99-V2003

On a : $W = 7956.13\text{KN}$

$$V_{\text{stat}} = \frac{0.15 \times 2.2 \times 1.25}{4.5} \times 7956.13 = 729.31 \text{ KN}$$

Donc :

$$\begin{cases} \text{Sens(x): } V_{\text{dyn}} = 705,69\text{KN} < 0.8 \times 729.31 = 583.44\text{KN} \text{CNV} \\ \text{Sens(y): } V_{\text{dyn}} = 732,23\text{KN} > 0.8 \times 729.31 = 583.44\text{KN} \text{CV} \end{cases}$$

Conclusion :

-La condition de l'article 4.3.6 des règles RPA99v2003 est non vérifiée pour le **bloc (A)** dans le sens transversal (**X**), donc on doit multiplier tous les paramètres de la réponse sismique (forces, déplacements, ...) dans cette direction par le facteur suivant :

$$\frac{V_{\text{stat}}}{V_{\text{dyn}}} \times 0.8 = 1.40$$

IV.5.3. Vérification des déformations :

Selon l'article **5.10** des règles RPA99v2003, les déplacements relatifs latéraux entre étages (Δ_k), ne doit pas dépassés dans les deux directions longitudinale et transversale, **1%** de la hauteur d'étages.

Suivant les valeurs trouvées dans le **tableau (IV.6)** on doit vérifier que :

$$\Delta_{\max} \leq 1\% h_e$$

Donc :

$$\Delta_{\max} = 15.30 \text{ mm} < 1\% \times 3.06 = 30.6\text{mm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Par conséquent les déplacements relatifs d'étages sont confortables et non gênantes.

IV.5.4. Vérification de période :

RPA99/Versions 2003 préconise (Art 4.2.4.4), qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique (ETABS), ne dépasse pas la valeur T_e estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30 %

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir la valeur de la période fondamentale $T_{\text{dyn}} = 0.48 \text{ sec}$

$$1.3 \times T_x = 1.3 \times 0.386 = 0.50 > T_{\text{dyn}} = 0.48 \text{ sec}$$

IV.5.5. Vérification de l'effet (P-Δ) de second ordre :

Cette vérification sera menée suivant l'article **5.9** des règles RPA99v2003, on examinant d'abord la condition **(5-6)** pour qu'on puisse juger si on peut négliger ou pas l'effet du second ordre (P-Δ).

Donc on doit vérifier pour tous les niveaux et pour la structure, selon les deux directions de calcul (x) et (y) la condition suivante :

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

Où :

– **P_k** : Le poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au dessus du niveau **k**, c'est-à-dire :

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

- **V_k** : effort tranchant d'étage au niveau « k »
- **Δ_k** : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »
- **h_k** : hauteur de l'étage « k »

Le **tableau IV.9** suivant résume les valeurs de θ_k comme suit :

Etage	Pk	Vk(x) (KN)	Vk(y) (KN)	Δk (x) [mm]	Δk (y) [mm]	h_k	θ_x	θ_y
4	173,133	267.74	271.73	10	5	3.06	1.52	0.74
3	158,120	454,23	462.53	10	5	3.06	2.66	0.42
2	158,120	581,53	595,89	11	5	3.06	0.74	0.33
1	158,120	664.70	685,23	8	5	3.06	0.47	0.28
RDC	158,120	705,69	732,23	0	0	3.06	0	0

Tableau IV. 8

Donc $\theta < 0.10$ h dans tous les niveaux, donc l'effet P- Δ est négligé.

IV.5.6. Stabilité au renversement :

Pour que le notre bâtiment soit stable au renversement il faut vérifier la relation suivant: $M_s/M_r \geq 1.5$

M_s : Moment stabilisant $M_s = W \times L/2$

Ou

W : Poids du bâtiment.

L : la dimension en plan du bloc dans la direction considérée.

M_r : Moment déstabilisant de renversement, engendré par l'action sismique horizontale, ses valeurs à la base pour les deux bloques sont calculés dans le **tableau** :

Sens	W (KN)	L_x (m)	M_s (kN.m)	M_r (kN.m)	M_s/ M_r
Longitudinal(X)	7956.13	24.30	96666.97	5934.12	16.29 CV
Transversal(Y)	7956.13	12	47736.78	8404.36	5.68 CV

Tableau IV. 9

Ces résultats nous permettent d'affirmer que le bâtiment est stable vis-à-vis du renversement.

Chapitre V

Vérification

Des profiles

V.1. Introduction

Tout élément de structure lors de son service rester doit dans le domaine élastique. Pour ce faire, nous devons limiter les contraintes et les déformations. D'où apparition de notion de contraintes et déformations admissibles, pour le choix final des éléments de l'ossature métallique une vérification est nécessaire pour les profilés trouvés lors du pré-dimensionnement. Pour cette étude nous prendrons les combinaisons d'actions qui donnent les efforts les plus défavorables

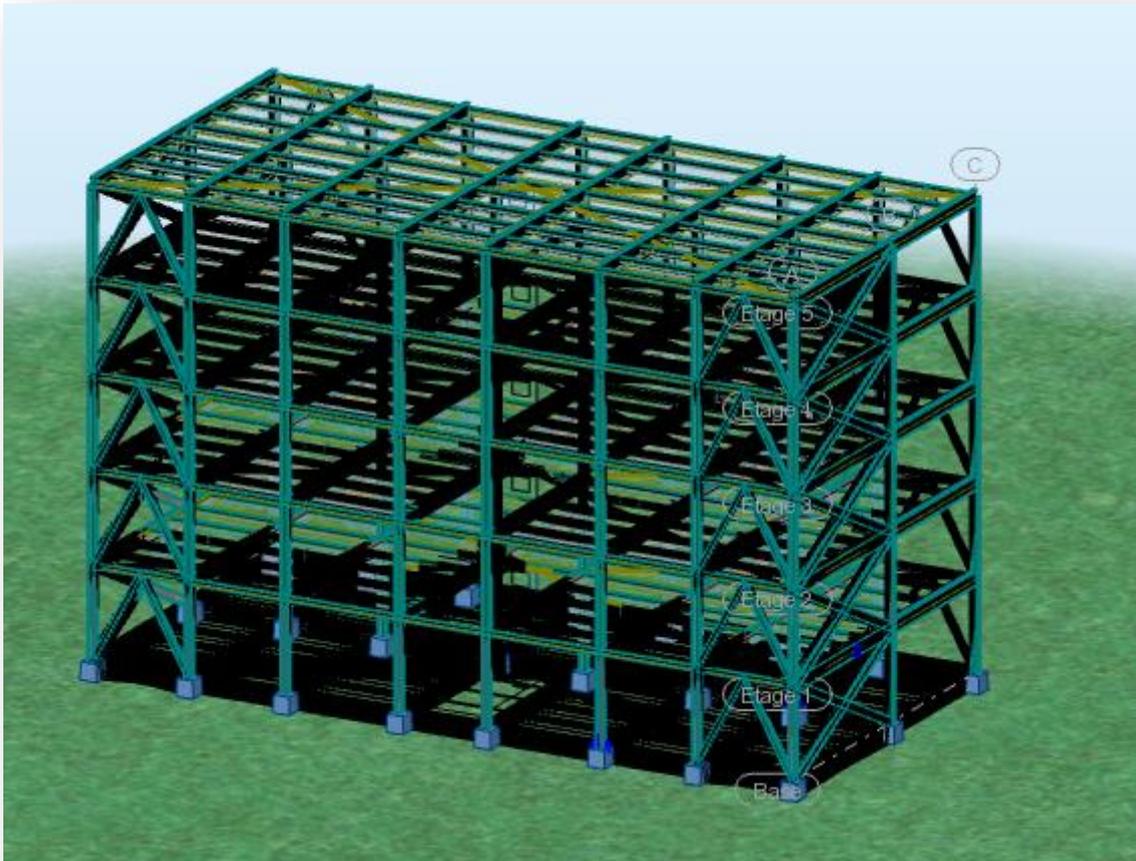


Figure V. 1: La structure en charpente métallique

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, traverses) ; elles servent également au calcul des assemblages. Ainsi qu'à celui de l'infrastructure.

Le calcul est effectué par le logiciel **AUTODESK RSA 2018**, les notes de calcul sont données par familles, en s'intéressant, pour chaque famille, à l'élément le plus sollicité.

V.2. Données**V.2.1. Données - Caractéristiques – Barres:**

Nom de la section	Liste des barres	AX [cm ²]	AY [cm ²]	AZ [cm ²]	IX [cm ⁴]	IY [cm ⁴]	IZ [cm ⁴]
2UPN 160	171 172A712P135 308A713P135 776A785	48.00	27.30	24.00	14.78	1850.00	2416.31
CONSOLE IPE 270	57A59 64A77 134A164 246A248 251A253 376A378 371A373 491A493 641A643 636A638 516A518 521A523	45.95	27.54	17.82	16.02	5789.78	419.87
POTEAU HEA 300	1A24 195A218 330A353 465A488 600A623 786	112.53	84.00	24.65	85.57	18263.50	6309.56
POUTRE MAITRESSE IPE400	25A60P5 26A61P5 219A254P5 220A255P5 354A389P5 355A390P5 489A524P5 490A525P5 624A659P5 625A660P5	84.46	48.60	34.40	51.33	23128.40	1317.82

POUTRE	27A29	23.95	14.56	9.54	4.81	1316.96	100.85
SOLIVE	32A34 37A39						
IPE 180	42A44 47A49						
	52A54						
	221A223						
	226A228						
	231A233						
	236A238						
	241A243						
	256A300						
	356A358						
	361A363						
	366A368						
	381A383						
	386A388						
	391A435						
	496A498						
	501A503						
	506A508						
	511A513						
	526A570						
	626A628						
	631A633						
	646A648						
	651A653						
	656A658						
	661A709						

Tableau V.1

V.2.2. Données – Appuis

Nœud	X [m]	Y [m]	Z [m]	Appui
1	0,0	0,0	0,0	Encastrement
3	3,30	0,0	0,0	Encastrement
5	6,60	0,0	0,0	Encastrement
7	10,50	0,0	0,0	Encastrement
9	13,50	0,0	0,0	Encastrement
11	17,40	0,0	0,0	Encastrement
13	20,70	0,0	0,0	Encastrement
15	24,00	0,0	0,0	Encastrement
17	0,0	6,20	0,0	Encastrement
19	3,30	6,20	0,0	Encastrement
21	6,60	6,20	0,0	Encastrement
23	10,50	6,20	0,0	Encastrement
25	13,50	6,20	0,0	Encastrement
27	17,40	6,20	0,0	Encastrement
29	20,70	6,20	0,0	Encastrement
31	24,00	6,20	0,0	Encastrement
33	0,0	11,60	0,0	Encastrement
35	3,30	11,60	0,0	Encastrement
37	6,60	11,60	0,0	Encastrement
39	10,50	11,60	0,0	Encastrement
41	13,50	11,60	0,0	Encastrement
43	17,40	11,60	0,0	Encastrement
45	20,70	11,60	0,0	Encastrement
47	24,00	11,60	0,0	Encastrement

Tableau V.2

V.2.3. Chargements – Valeurs

Cas de chargement	Type de charge	Liste des éléments	Valeur de chargement (KN)	coordonnes
1:G	poids propre	1A6573A96 114A137 145A156 175A186 223A275 277A280 282A285 287A321 323A326 328A331 333A367 369A372 374A377 379A413 415A418 420A423 425A526 529A590 651A656 661A684	Coef=1.00	
1:G	surfaccique uniforme	529A533 535A554	PZ=-5.14	
2:Q	surfaccique uniforme	529A533 535A554	PZ=-3.00	
1:G	surfaccique uniforme	534	PZ=-6.19	
2:Q	surfaccique uniforme	534	PZ=-1.00	
1:G	charge uniforme	3A6 9A426P139 50 51 53 54 75A84 116 118 122 124 146 152 154 225A234 249A253 284A422P46 285A423P46 288	PZ=-5.13	

		295A299 333 334 341A345 379 380 387A391 425		
1:G	charge uniforme	73 74 223 224 433A437 468A472	PZ=-2.23	AL=0.0
1:G	force sur barre	27 271 317 363 651A656	FZ=-8.58	X=0.35
1:G	force sur barre	27 271 317 363 651A656	FZ=-8.58	X=1.35
1:G	force sur barre	27 271 317 363 651A656	FZ=-8.58	X=1.95
1:G	force sur barre	27 271 317 363 651A656	FZ=-8.58	X=2.95
7:N	surfacique uniforme	534	PZ=-0.79	PY=0.0

Tableau V.3

V.2.4. Combinaisons

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Nature	Nature du cas	Définition
7 (C)	1.35G+1.5Q	Combinaison quadratique	ELU_QUAD	permanente	$\text{SQRT}((1;2)*1.35;3*1.50)$
8 (C)	G+Q	Combinaison quadratique	ELS_QUAD	permanente	$\text{SQRT}((1;2;3)*1.00)$
9 (C) (CQC)	G+Q+EX	Combinaison quadratique	ACC_QUAD	sismique	$\text{SQRT}((1;2;3;5)*1.00)$
10 (C)(CQC)	G+Q-EX	Combinaison quadratique	ACC_QUAD	sismique	$\text{SQRT}((1;2;3)*1.00;5*-1.00)$
11 (C)(CQC)	G+Q+EY	Combinaison quadratique	ACC_QUAD	sismique	$\text{SQRT}((1;2;3;6)*1.00)$
12 (C) (CQC)	G+Q-EY	Combinaison quadratique	ACC_QUAD	sismique	$\text{SQRT}((1;2;3)*1.00;6*-1.0)$
13 (C) (CQC)	0.8G+EX	Combinaison quadratique	ACC_QUAD	sismique	$\text{SQRT}((1;2)*0.80;5*1.00)$
14 (C) (CQC)	0.8G-EX	Combinaison quadratique	ACC_QUAD	sismique	$\text{SQRT}((1;2)*0.80;5*-1.00)$
15 (C) (CQC)	0.8G+EY	Combinaison quadratique	ACC_QUAD	sismique	$\text{SQRT}((1;2)*0.80;6*1.00)$
16 (C) (CQC)	0.8G-EY	Combinaison quadratique	ACC_QUAD	sismique	$\text{SQRT}((1;2)*0.80;6*-1.00)$
17 (C) (CQC)	G+Q+1.2EX	Combinaison quadratique	ACC_QUAD	sismique	$\text{SQRT}((1;2;3)*1.00;5*1.20)$
18 (C) (CQC)	G+Q-1.2EX	Combinaison quadratique	ACC_QUAD	sismique	$\text{SQRT}((1;2;3)*1.00;5*-1.20)$
19 (C) (CQC)	G+Q+1.2EY	Combinaison quadratique	ACC_QUAD	sismique	$\text{SQRT}((1;2;3)*1.00;6*1.20)$
20 (C) (CQC)	G+Q-1.2EY	Combinaison quadratique	ACC_QUAD	sismique	$\text{SQRT}((1;2;3)*1.00;6*-1.20)$
21 (C)	pp+g	Combinaison linéaire	ELU	poids propre	$(1+2)*1.00$

Tableau V.4

V.3. Vérification des poutres solives

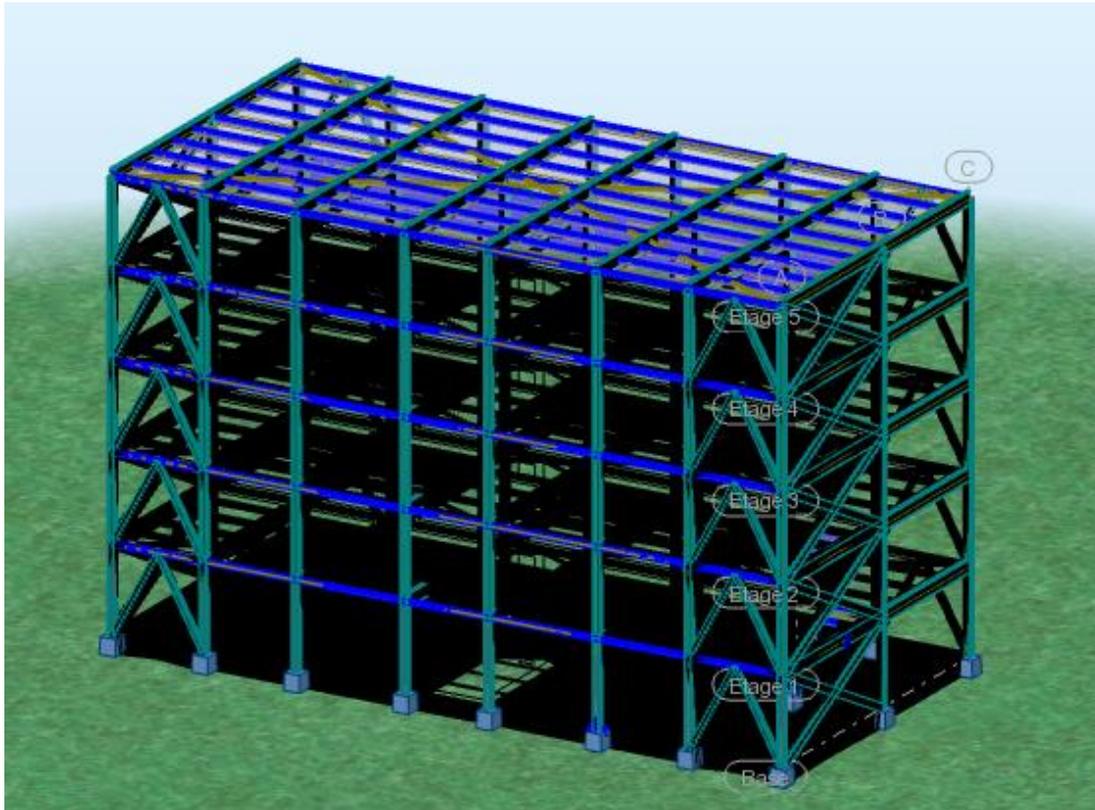


Figure V. 2: Les solives

V.3.1. Tableau efforts

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	10.25	4.38	44.25	0.01	9.76	3.23
Barre	652	656	379	474	363	656
Point	orig.(392)	auto x=2.95 (+)	orig.(46)	orig.(374)	auto x=1.35 (+)	autox=1.35 (+)
Cas	9 (C)	14(C)(CQC)	9 (C)	9 (C)	9 (C)	14 (C) (CQC)
MIN	-0.65	0	-44.25	-0.01	-32.85	0
Barre	656	435	377	476	388	435
Point	orig.(400)	orig. (53)	extr.(62)	orig. (378)	extr. (59)	extr. (37)
Cas	1	9 (C)	9 (C)	9 (C)	13 (C) (CQC)	XI (C)

Tableau V.5

V.3.2. Note de calcul

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: CM66

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 57
1.65 m

POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.50 L =$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 19 G+Q+1.2EY SQRT(1;2;3)*1.00;6*1.20)

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 180

ht=18.0 cm

bf=9.1 cm

ea=0.5 cm

es=0.8 cm

$A_y = 14.56$ cm²

$I_y = 1316.96$ cm⁴

$W_{ely} = 146.33$ cm³

$A_z = 9.54$ cm²

$I_z = 100.85$ cm⁴

$W_{elz} = 22.16$ cm³

$A_x = 23.95$ cm²

$I_x = 4.81$ cm⁴

CONTRAINTES: SigN = 0.00/23.95 = 0.00 MPa

SigFy = 3.43/146.33 = 23.44 MPa

SigFz = 0.00/22.16 = 0.00 MPa



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z=1.00

B=1.00

D=1.87

Sig D=79.05 MPa

ID_inf=3.30 m

C=1.00

kD=1.74

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

$SigN + kD * kFy * SigFy + kFz * SigFz = 0.00 + 1.74 * 1.00 * 23.44 + 1.00 * 0.00 = 40.87 < 275.00$ MPa (3.731)

$1.54 * Tau_y = 1.54 * 0.00 = 0.00 < 275.00$ MPa (1.313)

$1.54 * Tau_z = 1.54 * 4.98 = 7.67 < 275.00$ MPa (1.313)

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPÈRE LOCAL):

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_y \text{ max} = L/200.00 = 1.6 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 6 EY

$$u_z = 0.2 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/200.00 = 1.6 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 5 EX**Déplacements (REPERE GLOBAL):** Non analysé

Profil correct !!!

V.4. Vérification des poutres maitresses

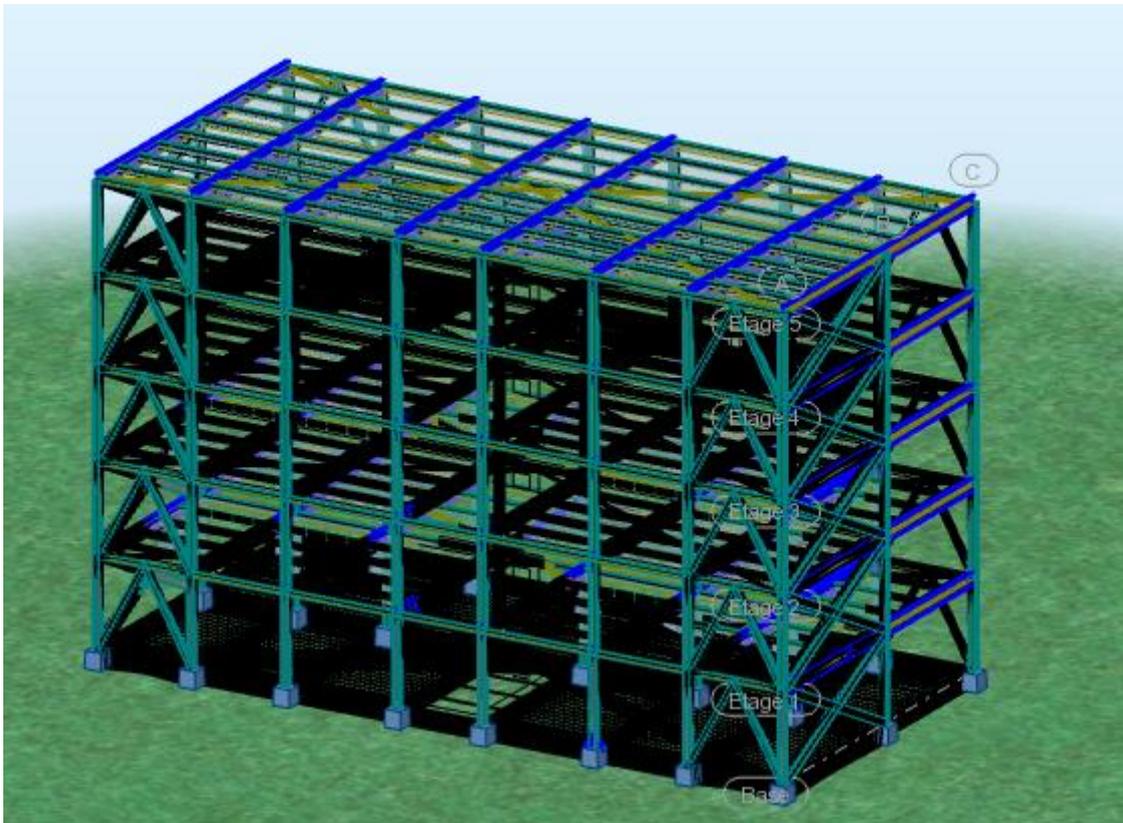


Figure V. 3: Les poutres maitresses

V.4.1. Tableau efforts

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	495,65	7,22	44,6 5	0,12	29,03	11,19
Barre	16	602	50	509	525	602
Point	31	386	28	388	399	470
Cas	19 (C) (CQC)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	20 (C) (CQC)	7 (C)
MIN	- 449,79	-6,37	- 33,22	- 0,09	-52,08	-10,11
Barre	16	623	50	509	50	623
Point	32	407	28	388	28	491
Cas	20 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)	2	2	7 (C)	20 (C) (CQC)

Tableau V.6

V.4.2. Note de calcul

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *CM66*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: 60

POINT: 3

COORDONNEE: $x = 1.00 L =$

6.20 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 7 1.35G+1.5Q SQRT(1;2)*1.35;3*1.50

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.00$ MPa

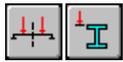


PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400

ht=40.0 cm

bf=18.0 cm	Ay=48.60 cm ²	Az=34.40 cm ²	Ax=84.46 cm ²
ea=0.9 cm	Iy=23128.40 cm ⁴	Iz=1317.82 cm ⁴	Ix=51.33 cm ⁴
es=1.4 cm	Wely=1156.42 cm ³	Welz=146.42 cm ³	

CONTRAINTES: SigN = 0.00/84.46 = 0.00 MPa
 SigFy = 28.60/1156.42 = 24.73 MPa
 SigFz = 0.00/146.42 = 0.00 MPa

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z=1.00	B=1.00	D=1.57	Sig D=53.69 MPa
ID_inf=6.20 m	C=1.00	kD=2.01	

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

$\text{SigN} + kD \cdot kFy \cdot \text{SigFy} + kFz \cdot \text{SigFz} = 0.00 + 2.01 \cdot 1.00 \cdot 24.73 + 1.00 \cdot 0.00 = 49.74 < 275.00 \text{ MPa (3.731)}$

$1.54 \cdot \text{Tauy} = 1.54 \cdot 0.00 = 0.00 < 275.00 \text{ MPa (1.313)}$

$1.54 \cdot \text{Tauz} = 1.54 \cdot 6.94 = 10.69 < 275.00 \text{ MPa (1.313)}$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPERE LOCAL):**

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 3.1 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 5 EX

uz = 0.2 cm < uz max = L/200.00 = 3.1 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 6 EY

**Déplacements (REPERE GLOBAL):** Non analysé

Profil correct !!!

V.5. Verification des consoles :

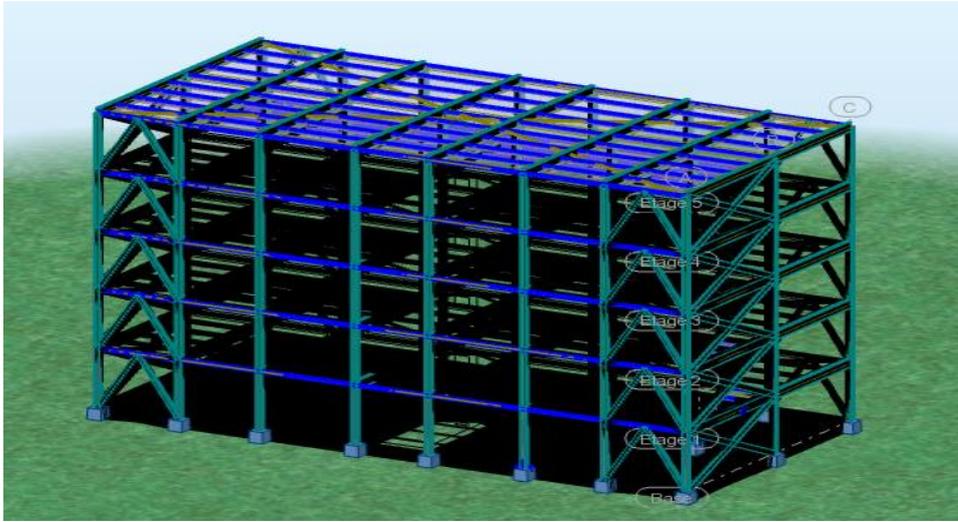


Figure V. 4: Les consoles

V.5.1. Tableau efforts

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	0.00	0.00	14.94	0.04	0.01	0.00
Barre	246	507	243	514	238	512
Point	orig. (35)	orig. (335)	orig. (83)	orig. (59)	orig. (174)	extr. (92)
Cas	9 (C)	13 (C) (CQC)	9 (C)	13 (C) (CQC)	9 (C)	13 (C) (CQC)
MIN	-0.00	-0.00	-34.15	-0.03	-40.76	-0.00
Barre	526	512	241	243	241	507
Point	orig. (21)	orig. (338)	extr. (84)	orig. (83)	extr. (84)	extr. (8)
Cas	9 (C)	9 (C)	9 (C)	9 (C)	9 (C)	9(C)

Tableau V.7

V.5.2.Note de calcul

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: **CM66**TYPE D'ANALYSE: **Vérification des pièces**

FAMILLE:

PIECE: **47**POINT: **1** COORDONNEE: **x = 0.00 L = 0.00 m**

CHARGEMENTS:

*Cas de charge décisif: 17 G+Q+1.2EX SQRT(1;2;3)*1.00;5*1.20)*

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.00$ MPaPARAMETRES DE LA SECTION: **IPE 270**

ht=27.0 cm

bf=13.5 cm

ea=0.7 cm

es=1.0 cm

Ay=27.54 cm²Iy=5789.78 cm⁴Wely=428.87 cm³Az=17.82 cm²Iz=419.87 cm⁴Welz=62.20 cm³Ax=45.95 cm²Ix=16.02 cm⁴

CONTRAINTES: SigN = 0.00/45.95 = 0.00 MPa

SigFy = 10.79/428.87 = 25.16 MPa

SigFz = 0.00/62.20 = 0.00 MPa



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z=1.00

B=1.00

D=1.50

Sig D=68.85 MPa

ID_inf=3.90 m

C=1.00

kD=1.54

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

$$\text{SigN} + kD * kFy * \text{SigFy} + kFz * \text{SigFz} = 0.00 + 1.54 * 1.00 * 25.16 + 1.00 * 0.00 = 38.75 < 275.00 \text{ MPa (3.731)}$$

$$1.54 * \text{Tauy} = 1.54 * 0.00 = 0.00 < 275.00 \text{ MPa (1.313)}$$

$$1.54 * \tau_{auz} = 1.54 * 4.42 = 6.80 < 275.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPERE LOCAL):**

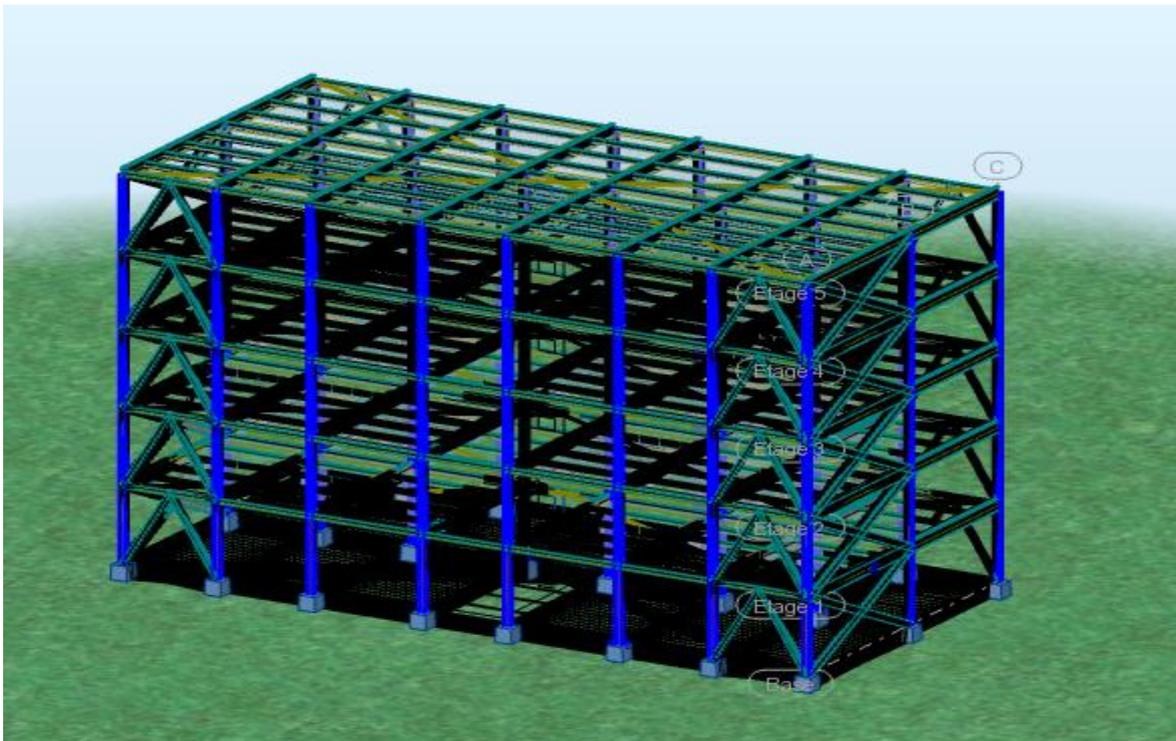
$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_y \text{ max} = L/200.00 = 2.0 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 5 EX

$$u_z = 0.0 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/200.00 = 2.0 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 5 EX**Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé**

Profil correct !!!

V.6. Vérification des poteaux

FigureV. 5: les poteaux

V.6.1. Tableau efforts

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MA X	431,93	6,02	27,32	0,09	3,92	9,55
Barre	16	623	36	504	615	623
Point	31	407	22	387	483	491
Cas	6	6	2	2	2	6
MIN	0	-28.05	-12.24	0	-28.59	-48.13
Barre	199	159	190	562	195	159
Point	orig. (121)	orig. (21)	orig. (65)	orig. (60)	orig. (69)	orig. (21)
Cas	6	9 (C)	9 (C)	9 (C)	13 (C) (CQC)	9 (C)

Tableau V.8

V.6.2. Note de calcul

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *CM66*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: 1 *Poteau_1* **POINT:** 1 **COORDONNEE:** *x = 0.00 L = 0.00 m*

CHARGEMENTS:

*Cas de charge décisif: 19 G+Q+1.2EY SQRT(1;2;3)*1.00;6*1.20)*

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 300

ht=29.0 cm

bf=30.0 cm

ea=0.9 cm

es=1.4 cm

Ay=84.00 cm²

Iy=18263.50 cm⁴

Wely=1259.55 cm³

Az=24.65 cm²

Iz=6309.56 cm⁴

Welz=420.64 cm³

Ax=112.53 cm²

Ix=85.57 cm⁴

CONTRAINTES: $\text{SigN} = 596.21/112.53 = 52.98$ MPa

$\text{SigFy} = 2.73/1259.55 = 2.17$ MPa

$$\text{SigFz} = 18.68/420.64 = 44.41 \text{ MPa}$$

 **PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly=3.06 m Muy=67.80
 Lfy=3.06 m k1y=1.00
 Lambda y=24.02 kFy=1.02



en z:

Lz=3.06 m Muz=23.42
 Lfz=3.06 m k1z=1.01
 Lambda z=40.87 kFz=1.07

FORMULES DE VERIFICATION:

$$k1*\text{SigN} + kFy*\text{SigFy} + kFz*\text{SigFz} = 1.01*52.98 + 1.02*2.17 + 1.07*44.41 = 103.44 < 275.00 \text{ MPa} \quad (3.731)$$

$$1.54*\text{Tauy} = 1.54*1.20 = 1.84 < 275.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

$$1.54*\text{Tauz} = 1.54*1.08 = 1.66 < 275.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$v_x = 0.3 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 2.0 \text{ cm}$ Vérifié

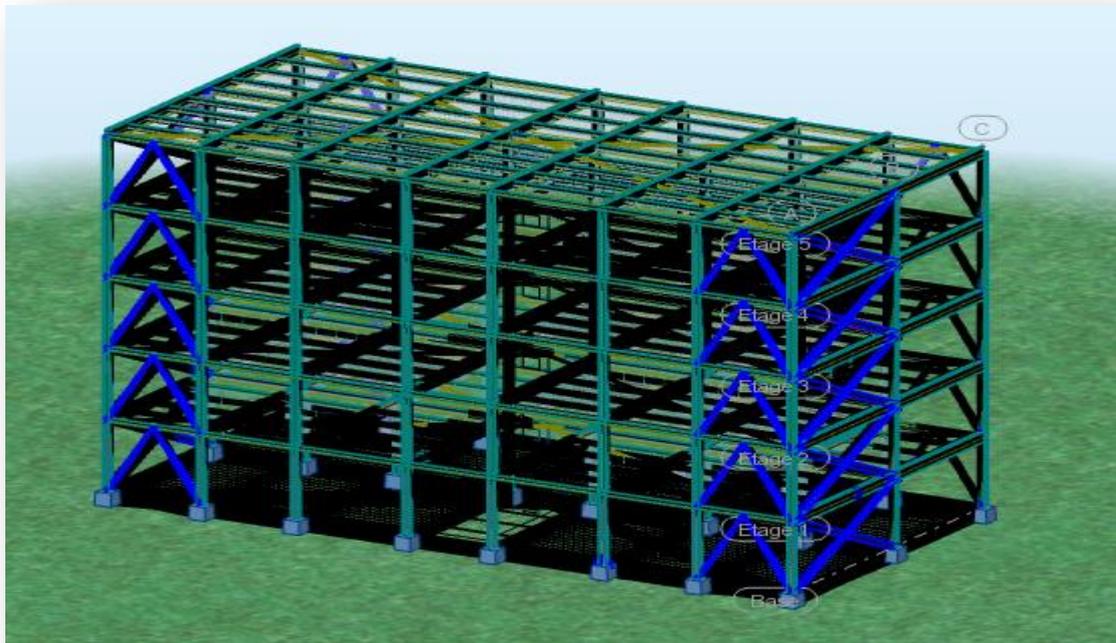
Cas de charge décisif: 5 EX

$v_y = 0.8 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 2.0 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 6 EY

Profil correct!!!

V.7. Vérification des paliers de contreventement



FigureV. 6: les paliers de contreventements

V.7.1. Tableau efforts

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	538.8	0	1.07	0	0	0
Barre	673	681	669	671	135	681
Point	orig. (4)	orig. (12)	orig. (123)	orig. (122)	extr. (61)	extr. (314)
Cas	14 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	9 (C)	13 (C) (CQC)	9 (C)	13 (C) (CQC)
MIN	-66.05	0	-1.07	0	0	0
Barre	43	671	663	661	136	683
Point	orig. (160)	extr. (349)	extr. (189)	orig. (88)	extr. (386)	extr. (354)
Cas	9 (C)	9 (C)	9 (C)	9 (C)	13 (C) (CQC)	9 (C)

Tableau V.9

V.7.2.Note de calcul

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *CM66*TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: *174 Poutre_174* POINT: *3*
3.48 mCOORDONNEE: *x = 1.00 L =*

CHARGEMENTS:

*Cas de charge décisif: 17 G+Q+1.2EX SQRT(1;2;3)*1.00;5*1.20)*

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.00$ MPaPARAMETRES DE LA SECTION: **2 UPN 160**

ht=16.0 cm

bf=23.0 cm

ea=0.8 cm

es=1.1 cm

Ay=27.30 cm²Iy=1850.00 cm⁴Wely=231.25 cm³Az=24.00 cm²Iz=2416.31 cm⁴Welz=210.11 cm³Ax=48.00 cm²Ix=14.78 cm⁴

CONTRAINTES: SigN = 160.88/48.00 = 33.52 MPa

SigFy = 1.79/231.25 = 7.74 MPa

SigFz = 0.49/210.11 = 2.33 MPa



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

$$\text{SigN} + kD \cdot kFy \cdot \text{SigFy} + kFz \cdot \text{SigFz} = 33.52 + 1.00 \cdot 1.00 \cdot 7.74 + 1.00 \cdot 2.33 = 43.59 < 275.00 \text{ MPa (3.731)}$$

$$1.54 \cdot \text{Tauy} = 1.54 \cdot 0.06 = 0.09 < 275.00 \text{ MPa (1.313)}$$

$$1.54 \cdot \text{Tauz} = 1.54 \cdot 0.43 = 0.67 < 275.00 \text{ MPa (1.313)}$$

DEPLACEMENTS LIMITES

Flèches (*REPERE LOCAL*):

uy = 0.1 cm < uy max = L/200.00 = 1.7 cm

Vérifié

Cas de charge décisif: 6 EY

$uz = 0.0 \text{ cm} < uz \text{ max} = L/200.00 = 1.7 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 5 EX



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct!!!

Chapitre VI
Les
Assemblages

VI.1.Introduction

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces.

La résistance d'un assemblage doit être déterminée sur la base des résistances individuelles des éléments d'attache ou des soudures.

Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout a bout (éclissage, rabotages).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés)

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux , il y a lieu de distinguer ,parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés : qui transmettent uniquement les efforts normaux et les tranchants.

- Les assemblages rigides : qui transmettent en outre les divers moments.

Les principaux modes d'assemblage sont :

- Le rivetage (pas trop utilisé dans nos jours) ;
- Le boulonnage ;
- Le soudage ;
- Le collage ;

-Les divers formes d'assemblage que l'on rencontre; sont les assemblages:

- Poteau poutre
- Poutre solive
- Diagonale de contreventement
- Ancrages des poteaux

Les assemblages principaux des systèmes structuraux sont assurés par des boulons à haute résistance .Puisque le site est en zone sismique, seul les assemblages rigides sont autorisé (les assemblages semi rigides ne sont pas admis). (**Voir RPA 8.1.1**).

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en oeuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour le cas le choix à été porté sur le boulon de haute résistance (HR) il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haut résistance.

Les platines d'extrémité sont utilisées pour les assemblages poutre –poteau et

Poutre -poutre

VI.2. Assemblage poutre (solive) (IPE180) poutre (IPE450) :

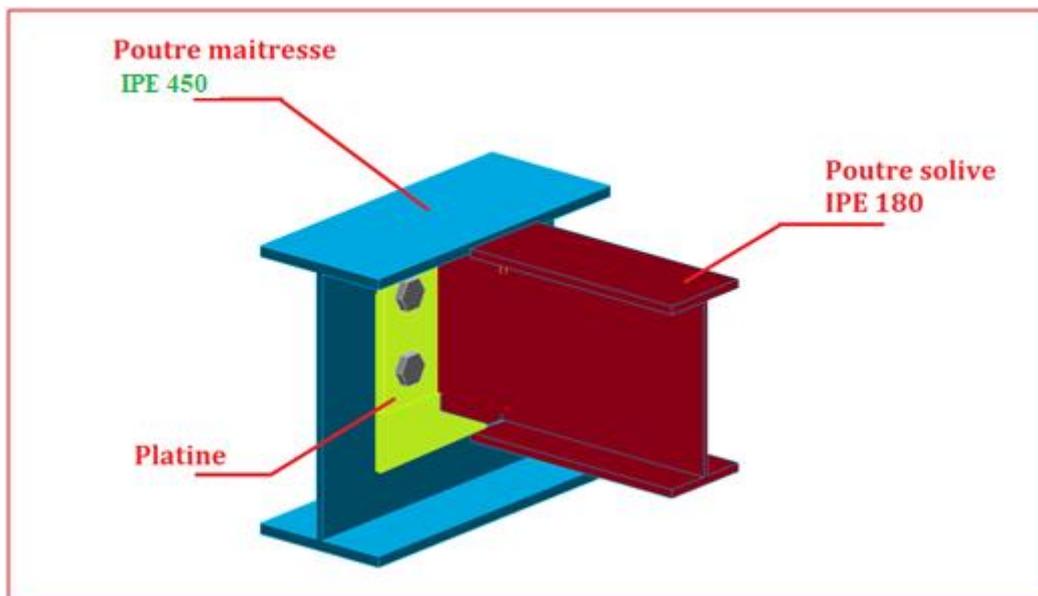


Figure VI. 1: Assemblage poutre (solive) (IPE180) poutre (IPE450)

Les boulons sont habituellement entièrement filetés et les dimensions couramment utilisées sont les suivant :

Diamètre du boulon 16 mm

$$\left\{ \begin{array}{l} d = 16\text{mm} \\ d_0 = 18\text{mm} \\ A = 201\text{mm}^2 \end{array} \right. \quad \text{M8.8} \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{yb} = 640\text{MPa} \\ f_{ub} = 800\text{MPa} \\ A_s = 157\text{mm}^2 \end{array} \right.$$

L'assemblage est sollicité par :

$$M_{Sd} = 27.03\text{KN.m}; V_{Sd} = 36.40\text{KN};$$

VI.2.1. Distribution des boulons :

Résistance au glissement d'un boulon :

La résistance de calcul au glissement d'un boulon précontrainte à haute résistance doit être prise égale à :

$$F_S = K_S \times \mu \times m \times F_p / \gamma_{MS} \quad \text{avec} \quad F_p = 0.7 \times f_U \times A_S$$

F_p : force de précontrainte

$$K_S = 1 \quad \text{Pour les trous de tolérances normales.}$$

$m = 2$ Nombre d'interfaces de frottement.

Surface de class B; soit $\mu = 0.4$.

$$F_p = 0.7 \times 800 \times 157 = 87.92 \text{ K}$$

$$F_S = 1 \times 0.4 \times 2 \times 87.92 / 1.25 = 56.26 \text{ KN}$$

$$V_{sd} \leq n \times F_S \Rightarrow n \geq \frac{V_{sd}}{F_S} = \frac{36.40}{56.26} = 0.64 \quad \text{donc prend } n = 2 \text{ parrangé}$$

n : nombre des boulons

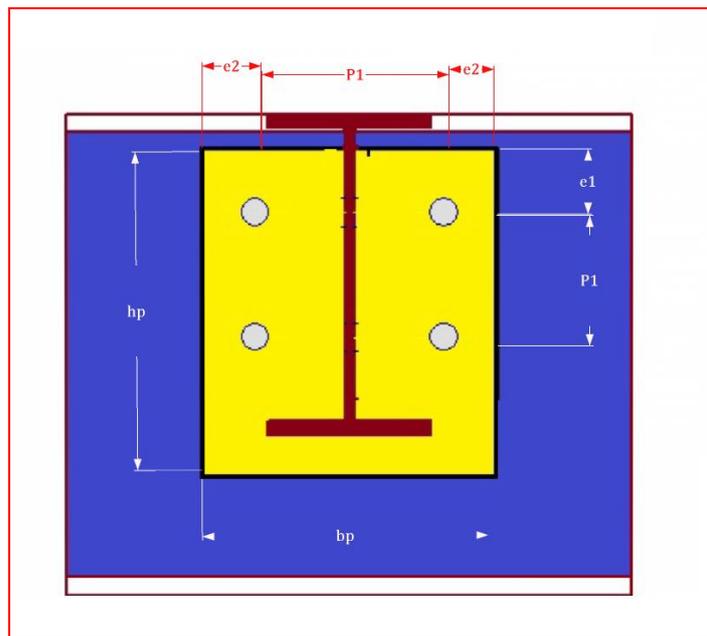


Figure VI. 2: Distribution des boulons

VI.2.2. Les valeurs des pinces longitudinale et transversale :

$$d_0 = 18 \text{ mm}; t = 8 \text{ mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_1 \leq \max[12t; 150] \Rightarrow 27 \leq e_1 \leq 150 \quad \text{on adopte } e_1 = 33 \text{ mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max[12t; 150] \Rightarrow 27 \leq e_2 \leq 150 \quad \text{on adopte } e_2 = 30 \text{ mm}$$

$$P_1 \geq 2.2d_0 \Rightarrow P_1 \geq 39.6 \text{ mm on adopte } P_1 = 43 \text{ mm}$$

$$P_2 \geq 3d_0 \Rightarrow P_2 \geq 54 \text{ mm on adopte } P_2 = 54 \text{ mm}$$

Poutre IPE 400Hauteur $h = 400 \text{ mm}$ Largeur $b = 180 \text{ mm}$ Epaisseur de l'âme $t_{wc} = 8.6$ Epaisseur de la semelle $t_{fc} = 13.5 \text{ mm}$ Limite d'élasticité $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ Résistance ultime en traction $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$ **Poutre IPE 180**Hauteur $h = 180 \text{ mm}$ Largeur $b = 91 \text{ mm}$ Epaisseur de l'âme $t_{wb} = 5.3 \text{ mm}$ Epaisseur de la semelle $t_{fb} = 8 \text{ mm}$ **Platine d'extrémité 180 × 91 × 8 ; S235**Hauteur $h_p = 180 \text{ mm}$ Largeur $b_p = 114 \text{ mm}$ Epaisseur platine $t_p = 8 \text{ mm}$ Limite d'élasticité $f_{yp} = 235 \text{ N/mm}^2$ Résistance ultime en traction $f_{up} = 360 \text{ N/mm}^2$ **Dimension de la soudure :(Poutre –platine)**

$$a \geq \beta_w \times \gamma_{Mw} \frac{t_{wb}}{2}$$

a: cordons de la soudure

$$\beta_w \times \gamma_{Mw} = 1 \text{ (S235)}$$

$$a \geq \frac{5.3}{2} = 2.65 \text{ mm donc en prendra } = 4 \text{ mm}$$

VI.2.3.Vérification de moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_R = \frac{N_1 \times \sum d_i^2}{d_1}$$

Avec :

$$N_1 = F_p = 0.7 \times 0.8 \times 157 = 87.92 \text{ KN}$$

Pour les deux rangé $N_1 = 175.84 \text{ KN}$

Position de l'axe neutre (limite de la zone comprimé)

$$x = t_{fb} \times \sqrt{\frac{b}{t_{wb}}} = 8 \times \sqrt{\frac{162}{5.3}} = 44.22 \text{ mm}$$

$$d_2 = 43.00 \text{ mm}$$

$$d_1 = 129 \text{ mm}$$

$$M_R = \frac{87.92((0.043)^2 + (0.129)^2)}{0.129} = 12.60 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} > M_R \text{ condition vérifier}$$

VI.2.4. Résistance au cisaillement des boulons :

$$V_{Rd.1} = 0.8 \times n \times V_{F.Rd}$$

La résistance au cisaillement d'un boulon $V_{F.Rd}$ est donnée par :

$$V_{F.Rd} = \frac{0.6 \times f_{Ub} \times A}{\gamma_{M2}} \text{ POUR LES BOULONS SH. R8.8}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

$$A = A_s = 157 \text{ mm}^2$$

$$V_{F.Rd} = \frac{0.6 \times 0.8 \times 157}{1.25} = 60.28 \text{ KN}$$

$$V_{Rd.1} = 0.8 \times 4 \times 60.28 = 192.89 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 36.40 \text{ KN} < V_{Rd.1} = 192.89 \text{ KN} \quad \text{condition vérifier}$$

VI.2.5. Résistance de la pression diamétrale de la platine d'extrémité :

$$V_{Rd} = n \times F_{b.Rd}$$

La résistance à la pression diamétrale d'un boulon, $F_{b.Rd}$, est donné par :

$$F_{b.Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_{Up} \times d \times t_p}{\gamma_{Mb}}$$

$$\text{Ou : } \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{Ub}}{f_{Up}}; 1\right)$$

$$\frac{e_1}{3d_0} = \frac{33}{3 \times 18} = 0.6 \quad \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{43}{3 \times 18} - \frac{1}{4} = 0.54$$

$$\frac{f_{Ub}}{f_{Up}} = \frac{800}{360} = 2.22$$

$$\alpha = \min(0.61; 0.54; 2.22; 1) = 0.54$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2.5 \times 0.54 \times 360 \times 18 \times 8}{1.25} \times 10^{-3} = 55.98 \text{KN}$$

$$V_{Rd} = 4 \times 55.98 = 223.92 \text{KN}$$

$$V_{Sd} = 36.40 \text{KN} < V_{Rd} = 223.92 \text{KN} \text{ condition vérifiée}$$

VI.2.6. Résistance à la pression diamétrale de l'élément d'appui :

$$F_{b.Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_{UP} \times d \times t_{wc}}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{Ub}}{f_{Up}}; 1\right) = 0.54$$

Epaisseur de la semelle de poteau : $t_{wc} = 23 \text{mm}$

$$F_{b.Rd} = \frac{2.5 \times 0.88 \times 360 \times 18 \times 8.5}{1.25} \times 10^{-3} = 96.94 \text{KN}$$

$$V_{Rd} = 4 \times 96.94 = 387.76 \text{KN}$$

$$V_{Sd} = 36.40 \text{KN} < V_{Rd} = 387.76 \text{KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

VI.3. Assemblage Poteau (HEA 300) poutre (IPE400)

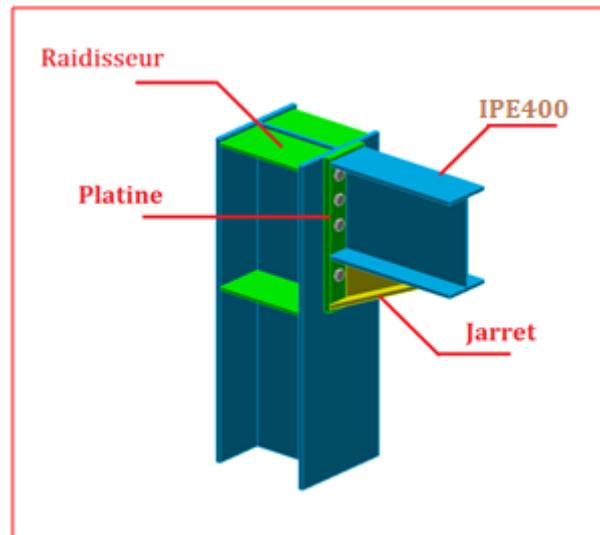
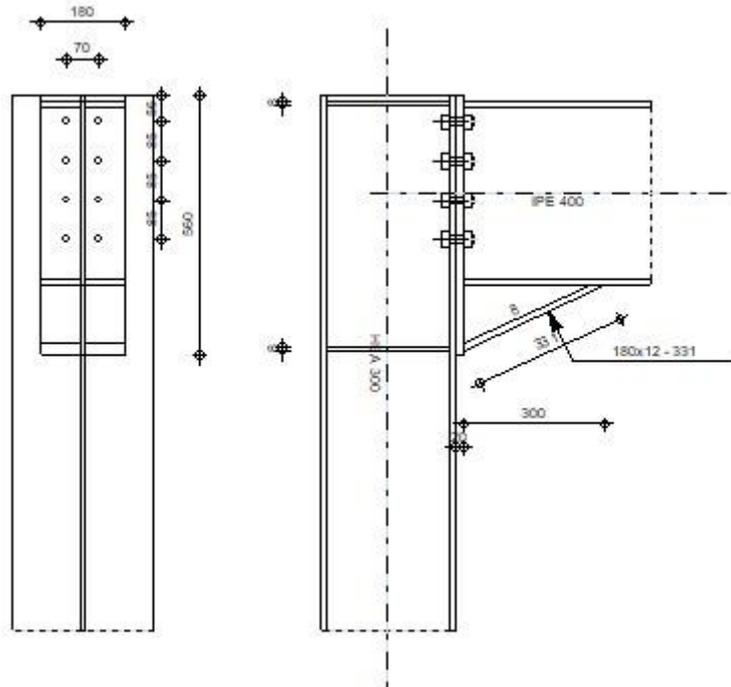


Figure VI. 3: Assemblage Poteau (HEA300) poutre (IPE400)

Note de calcul

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018	
	Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau NF P 22-430	



Général

Assemblage N°:2

Nom de l'assemblage : Angle de portique

Noeud de la structure: 14

Barres de la structure: 7, 52

Géométrie

Poteau

Profilé: HEA 300

Barre N°: 7

- $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
- $h_c = 290$ [mm] Hauteur de la section du poteau
- $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
- $t_{wc} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

Profilé: HEA 300

$t_{fc} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

$r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau

$A_c = 112,53$ [cm²] Aire de la section du poteau

$I_{xc} = 18263,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E28

$\sigma_{ec} = 275,00$ [MPa] Résistance

Poutre

Profilé: IPE 400

Barre N°: 52

$\alpha = -0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b = 400$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_f = 180$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$r_b = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b = 84,46$ [cm²] Aire de la section de la poutre

$I_{xb} = 23128,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E28

$\sigma_{eb} = 275,00$ [MPa] Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon

$F_b = 69,08$ [kN] Résistance du boulon à la rupture

$n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 4$ Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 56$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement $e_i = 70$ [mm]

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

Entraxe $p_i = 85; 85; 85$ [mm]

Platine

$h_p = 560$ [mm] Hauteur de la platine

$b_p = 180$ [mm] Largeur de la platine

$t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER

$\sigma_{ep} = 235,00$ [MPa] Résistance

Jarret inférieur

$w_d = 180$ [mm] Largeur de la platine

$t_{fd} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile

$h_d = 140$ [mm] Hauteur de la platine

$t_{wd} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme

$l_d = 300$ [mm] Longueur de la platine

$\alpha = 25,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER

$\sigma_{ebu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Raidisseur poteau Supérieur

$h_{su} = 262$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{su} = 146$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$\sigma_{esu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 262$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{sd} = 146$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$\sigma_{esu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Soudures d'angle

$a_w =$	7	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	10	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	7	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

Efforts

Cas: 18: $G+Q-1.2EX \text{ SQRT}(1;2;3) * 1.00; 5*-1.20$

$M_y =$ -20,25 [kN*m] Moment fléchissant

$F_z =$ 15,34 [kN] Effort tranchant

$F_x =$ 0,02 [kN] Effort axial

Résultats

Distances de calcul

Bo ulon N°	Type	a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	a_6	a'_1	a'_2	a'_3	a'_4	a'_5	a'_6	a'_7	s	s_1	s_2
1	Intérieurs							21	31							85	
2	Centraux	21	31					4	31								85
3	Centraux	21	31					4	31								85

$x =$ 62 [mm] Zone comprimée $x = e_s * \sqrt{(b/e_a)}$

Efforts par boulon - Efforts par boulon - méthode plastique

Bo ulon N°	d_i	F_t	F_a	F_s	F_p	F_b	F_i	p_i [%]
1	294	81,32	0,00	650,03	81,22	69,08	20,49	100,00
2	209	81,32	99,34	141,24	316,13	69,08	14,56	100,00
3	124	81,32	99,34	141,24	316,13	69,08	8,63	100,00

d_i – position du boulon

F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F_s – effort transféré par la soudure

F_p – effort transféré par l'aile du porteur

F_b – effort transféré par le boulon

F_i – effort sollicitant réel

$$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi}) \quad 20,49 < 69,08 \quad \text{vérifié} \quad (0,30)$$

Traction des boulons

$$1.25 \cdot F_{\text{imax}} / A_s \leq \sigma_{\text{red}} \quad |163,11| < 550,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,30)$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$$\sqrt{[F_{\text{imax}}^2 + 2.36 \cdot T_1^2]} / A \leq \sigma_{\text{red}} \quad |102,94| < 550,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,19)$$

$$T_1 = 1,92 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant dans le boulon}$$

$$T_b = 71,81 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement}$$

Effort tranchant [9.2.2.1]

$$T_1 \leq T_b \quad 1,92 < 71,81 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

Vérification de la poutre

$$F_{\text{res}} = 87,33 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort de compression} \quad F_{\text{res}} = 2 \cdot \sum F_i - 2 \cdot N$$

Compression réduite de la semelle [9.2.2.2.2]

$$N_{\text{c adm}} = 814,32 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de la section de la poutre} \quad N_{\text{c adm}} = A_{bc} \cdot \sigma_e + N \cdot A_{bc} / A_b$$

$$F_{\text{res}} \leq N_{\text{c adm}} \quad 87,33 < 814,32 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

Vérification du poteau

Compression de l'âme du poteau [9.2.2.2.2]

$$F_{\text{res}} \leq F_{\text{pot}} \quad 87,33 < 1000,24 \quad \text{vérifié} \quad (0,09)$$

Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)

$$V_R = 481,84 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant dans l'âme} \quad V_R = 0.47 \cdot A_v \cdot \sigma_e$$

$$|F_{\text{res}}| \leq V_R \quad |87,33| < 481,84 \quad \text{vérifié} \quad (0,18)$$

Remarques

Épaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre 8 [mm] < 9 [mm]

Épaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre 12 [mm] < 14 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,30

VI.4. Assemblage console (IPE 2700) – Poteau(HEA300)

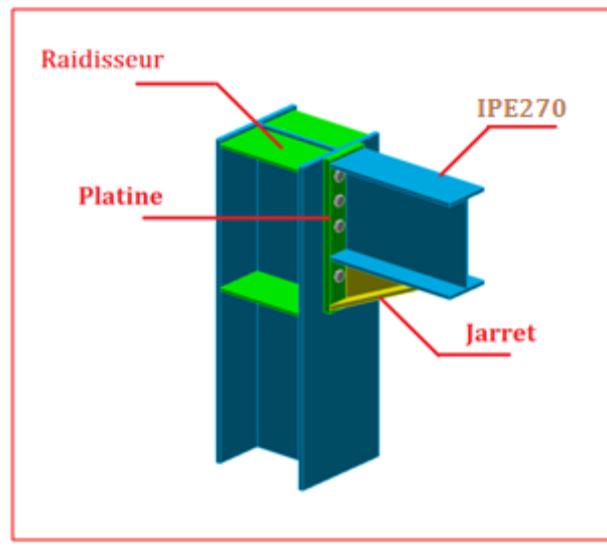
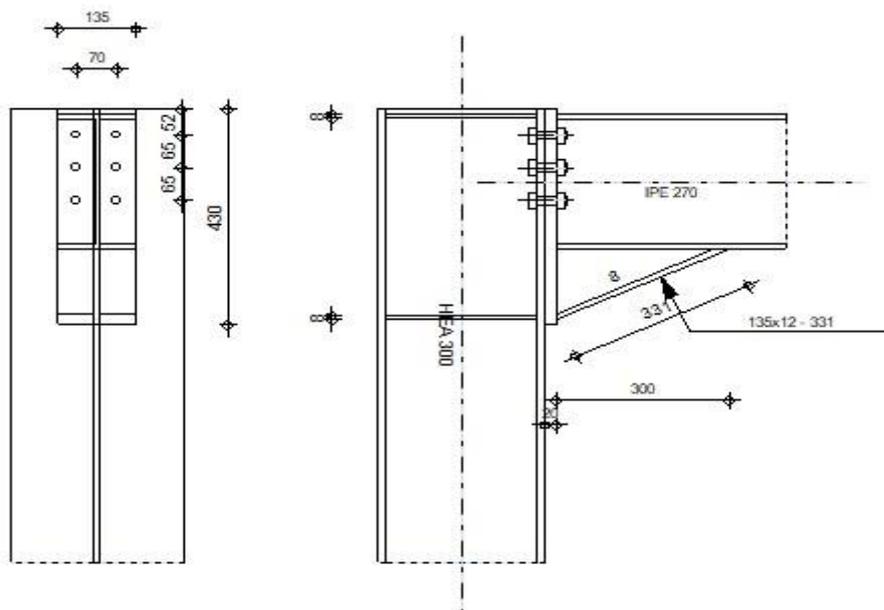


Figure VI. 3: Assemblage console (IPE 180) – Poteau(HEA 240)

Note de calcul

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018	
	Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau NF P 22-430	



Général

Assemblage N°: 3

Nom de l'assemblage : Angle de portique

Noeud de la structure: 16

Barres de la structure: 8, 57

Géométrie

Poteau

Profilé: HEA 300

Barre N°: 8

$\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 230$ [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{fc} = 240$ [mm] Largeur de la section du poteau

$t_{wc} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$t_{fc} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

$r_c = 21$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau

$A_c = 76,84$ [cm²] Aire de la section du poteau

$I_{xc} = 7763,18$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E28

$\sigma_{ec} = 275,00$ [MPa] Résistance

Poutre

Profilé: IPE 270

Barre N°: 57

$\alpha = -0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b = 180$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_f = 91$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 5$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 8$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 9$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$r_b = 9$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b = 23,95$ [cm²] Aire de la section de la poutre

$\alpha = -0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$I_{xb} = 1316,96$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E28

$\sigma_{eb} = 275,00$ [MPa] Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon

$F_b = 69,08$ [kN] Résistance du boulon à la rupture

$n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 3$ Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 50$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement $e_i = 40$ [mm]

Entraxe $p_i = 45; 45$ [mm]

Platine

$h_p = 340$ [mm] Hauteur de la platine

$b_p = 91$ [mm] Largeur de la platine

$t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER

$\sigma_{ep} = 235,00$ [MPa] Résistance

Jarret inférieur

$w_d = 91$ [mm] Largeur de la platine

$t_{fd} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile

$h_d = 140$ [mm] Hauteur de la platine

$t_{wd} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme

$l_d = 300$ [mm] Longueur de la platine

$\alpha = 25,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER

$\sigma_{ebu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Raidisseur poteau Supérieur

$h_{su} = 206$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 116$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$\sigma_{esu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 206$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 116$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$\sigma_{esu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Soudures d'angle

$a_w = 4$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 6$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 4$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

Efforts

Cas: 20: $G+Q-1.2EY \sqrt{(1;2;3)} * 1.00; 6*-1.20$

$M_y = -3,22$ [kN*m] Moment fléchissant

$F_z = 3,87$ [kN] Effort tranchant

$F_x = 0,00$ [kN] Effort axial

Résultats

Distances de calcul

Bo ulon N°	Type	a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	a_6	a' 1	a' 2	a' 3	a' 4	a' 5	a' 6	s	s_1	s_2
1	Intérieur s							11	16						45	
2	Centraux	12	17					-5	16							45
3	Centraux	12	17					-5	16							45

$x = 33$ [mm] Zone comprimée

$x = e_s * \sqrt{(b/e_a)}$

Efforts par boulon - Efforts par boulon - méthode plastique

Boulon N°	d_i	F_t	F_a	F_s	F_p	F_b	F_i	p_i [%]
1	126	80,32	0,00	250,24	84,53	69,08	8,55	100,00
2	81	80,32	32,79	42,73	113,10	69,08	5,50	100,00
3	36	80,32	32,79	42,73	113,10	69,08	2,44	100,00

d_i – position du boulon

F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F_s – effort transféré par la soudure

F_p – effort transféré par l'aile du porteur

F_b – effort transféré par le boulon

F_i – effort sollicitant réel

$$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{ai}, F_{si}, F_{bi}) \quad 5,50 < 32,79 \quad \text{vérifié} \quad (0,17)$$

Traction des boulons

$$1.25 \cdot F_{i\max} / A_s \leq \sigma_{red} \quad |68,07| < 550,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,12)$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$$\sqrt{[F_{i\max}^2 + 2.36 \cdot T_1^2]} / A \leq \sigma_{red} \quad |42,81| < 550,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

$T_1 = 0,65$ [kN] Effort tranchant dans le boulon

$T_b = 71,81$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement

Effort tranchant [9.2.2.1]

$$T_1 \leq T_b \quad 0,65 < 71,81 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

Vérification de la poutre

$F_{res} = 32,98$ [kN] Effort de compression $F_{res} = 2 \cdot \sum F_i - 2 \cdot N$

Compression réduite de la semelle [9.2.2.2]

$N_{c\ adm} = 248,52$ [kN] Résistance de la section de la poutre $N_{c\ adm} = A_{bc} \cdot \sigma_e + N \cdot A_{bc} / A_b$

$$F_{res} \leq N_{c\ adm} \quad 32,98 < 248,52 \quad \text{vérifié} \quad (0,13)$$

Vérification du poteau

Compression de l'âme du poteau [9.2.2.2]

$$F_{res} \leq F_{pot} \quad 32,98 < 639,51 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)

$V_R = 325,45$ [kN]

Effort tranchant dans l'âme

$V_R = 0.47 \cdot A_v \cdot \sigma_e$

$ F_{res} \leq V_R$	$ 32,98 < 325,45$	vérifié	(0,10)
----------------------	--------------------	----------------	--------

Remarques

Pince du boulon à l'âme du profil trop faible. 17 [mm] < 27 [mm]

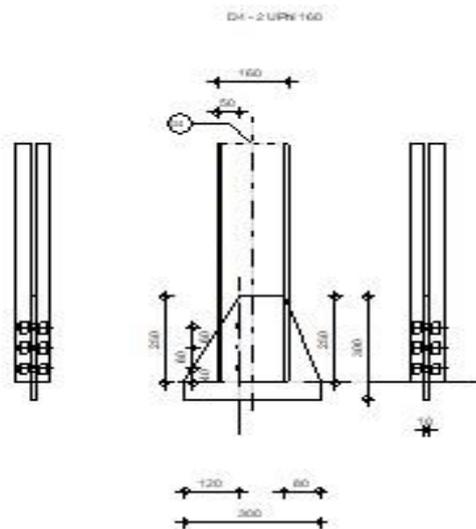
Pince du boulon trop faible. 26 [mm] < 27 [mm]

Entraxe des boulons trop faible. 45 [mm] < 54 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,17
--	-------	------

VI.5. Assemblage des diagonales : Gousset-Contreventement (2UPN160)

	Autodesk	Robot	Structural	Analysis	Professional	2018	
	Calcul de l'assemblage au gousset	CM 66					



Général

Assemblage N°: 4

Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement

Géométrie**Barres**

		Barre 4				
Profilé:		2 UPN 160				
	h	160				mm
	b _F	65				mm
	t _w	8				mm
	t _F	11				mm
	r	11				mm
	A	48,00				cm ²
Matériau:		ACIER				
	σ _e	235,00				MPa
	f _u	365,00				MPa
Angle	α	90,0				Deg

Boulons**Barre 4**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8		Classe du boulon
d = 16	[mm]	Diamètre du boulon
d ₀ = 18	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s = 1,57	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v = 2,01	[cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{yb} = 280,00	[MPa]	Limite de plasticité
f _{ub} = 400,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8

Classe du boulon

$n = 3$

Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons

60 ; 60 [mm]

$e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

$e_2 = 50$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

$e_c = 0$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Soudures

Soudures d'angle du gousset

$b = 5$ [mm] Bord b

Gousset

$l_p = 300$ [mm] Longueur de la platine

$h_p = 300$ [mm] Hauteur de la platine

$t_p = 10$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 120$ [mm] Grugeage

$v_1 = 250$ [mm] Grugeage

$h_2 = 80$ [mm] Grugeage

$v_2 = 250$ [mm] Grugeage

$h_3 = 0$ [mm] Grugeage

$v_3 = 0$ [mm] Grugeage

$h_4 = 0$ [mm] Grugeage

$v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres

(156;124)

$e_v = 50$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_H = 151$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: ACIER

$\sigma = 235,00$ [MPa] Résistance

Efforts

Cas: Calculs manuels

$N_4 = 200,00$ [kN] Effort axial

Résultats

Platine

Section gousset

$N_4 < N_{res}$	$ 200,00 < 361,90$	vérifié	(0,55)
-----------------	---------------------	----------------	--------

Attache gousset

$N_4 < N_{res}$	$ 200,00 < 712,16$	vérifié	(0,28)
-----------------	---------------------	----------------	--------

Barres

$T_4 = 219,34$ [kN] Résistance des boulons au cisaillement

$M_4 = 670,51$ [kN] Résistance de la barre

$ N_4 < \min(T_4; M_4)$	$ 200,00 < 219,34$	vérifié	(0,91)
--------------------------	---------------------	----------------	--------

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,91

VI.6. Etude de pied de poteau

VI.6.1. Introduction :

La base du poteau a le rôle de transmettre au massif de fondation, les efforts développés dans le poteau. Elle est constituée d'une platine en acier soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé constituant le poteau. Son épaisseur ne peut pas excéder de beaucoup l'épaisseur de l'âme et des semelles du poteau. Elle peut être renforcée par de raidisseurs.

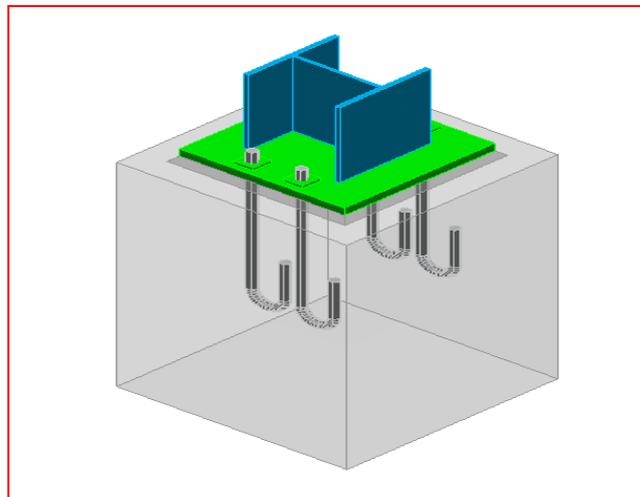


Figure VI. 4: Le pied de poteau

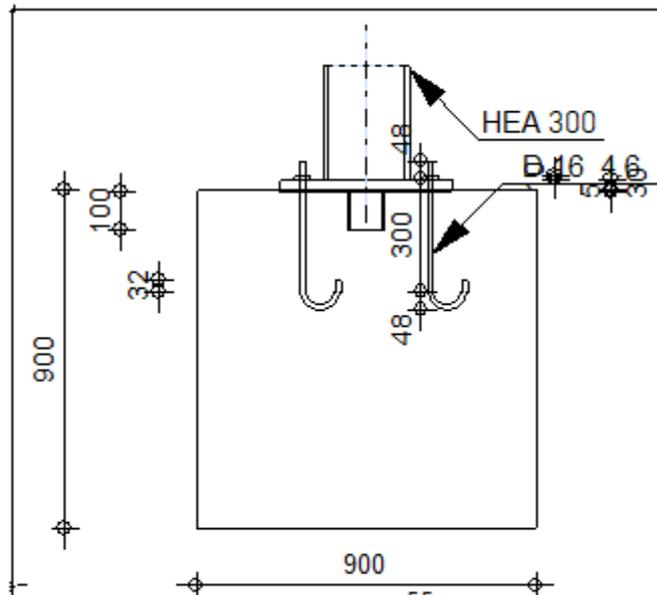
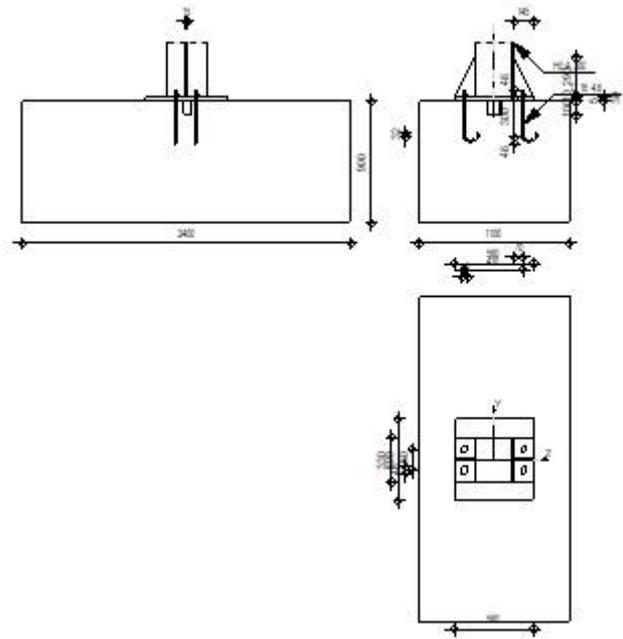


Figure VI. 5 Dimension du pied de poteau

Note de calcul

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018	
	<p>Calcul du Pied de Poteau encastré</p> <p>'Les pieds de poteaux encastrés' de Y.Lescouarc'h (Ed. CTICM)</p>	



Général

Assemblage N°: 9

Assemblage N°: 9

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

Noeud de la structure: 29

Barres de la structure: 15

Géométrie**Poteau**

Profilé: HEA 300

Barre
N°: 15

$\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 290$ [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau

$t_{wc} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$t_{fc} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

$r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau

$A_c = 112,53$ [cm²] Aire de la section du poteau

$I_{yc} = 18263,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E28

 $\sigma_{ec} = 275,00$ [MPa] Résistance**Plaque principale du pied de poteau** $l_{pd} = 580$ [mm] Longueur $b_{pd} = 600$ [mm] Largeur $t_{pd} = 30$ [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER

 $\sigma_e = 235,00$ [MPa] Résistance**Platine de prescellement** $l_{pp} = 580$ [mm] Longueur $b_{pp} = 330$ [mm] Largeur $t_{pp} = 5$ [mm] Epaisseur**Ancrage**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.6 Classe de tiges d'ancrage

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.6	Classe de tiges d'ancrage
$d = 16$ [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 = 16$ [mm]	Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage
$n_H = 2$	Nombre de colonnes des boulons
$n_V = 2$	Nombre de rangées des boulons

Ecartement $e_{Hi} = 430$ [mm]

Entraxe $e_{Vi} = 150$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 48$	[mm]
$L_2 = 300$	[mm]
$L_3 = 96$	[mm]
$L_4 = 32$	[mm]

Platine

$l_{wd} = 40$	[mm]	Longueur
$b_{wd} = 48$	[mm]	Largeur
$t_{wd} = 10$	[mm]	Epaisseur

Bêche

Profilé: IPE 100

$h_w = 100$ [mm] Hauteur

Matériau: ACIER

$\sigma_e = 235,00$ [MPa] Résistance

Raidisseur

$l_r = 145$	[mm]	Longueur
$h_s = 290$	[mm]	Hauteur
$t_s = 15$	[mm]	Epaisseur

Semelle isolée

$L = 1100$	[mm]	Longueur de la semelle
$B = 2400$	[mm]	Largeur de la semelle
$H = 900$	[mm]	Hauteur de la semelle

Béton

$f_{c28} = 20,00$	[MPa]	Résistance
$\sigma_{bc} = 11,33$	[MPa]	Résistance
$n = 7,00$		ratio Acier/Béton

Soudures

$a_p = 10$	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_w = 4$	[mm]	Bêche
$a_s = 15$	[mm]	Raidisseurs

Efforts

Cas: 1: PP

$N = -53,47$	[kN]	Effort axial
$Q_y = 0,40$	[kN]	Effort tranchant
$Q_z = 0,04$	[kN]	Effort tranchant
$M_y = -0,05$	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_z = 0,59$	[kN*m]	Moment fléchissant

Résultats**Béton****PLAN XZ**

$d_{tz} = 215$	[mm]	Distance de la colonne des boulons d'ancrage de l'axe Y	
$z_0 = 580$	[mm]	Zone comprimée	$z_0 = l_{pd}$
$\rho_{my} = 0,16$	[MPa]	Contrainte due à l'effort axial et au moment M_y	$\rho_{my} = (6 * M_y + N * l_{pd}) / (b_{pd} * l_{pd}^2)$
$F_{ty} = 0,00$	[kN]	Effort de traction total dans la ligne des boulons d'ancrage	

PLAN XY

$d_{ty} = 75$	[mm]	Distance de la rangée extrême des boulons d'ancrage de l'axe Z	
$y_0 = 600$	[mm]	Zone comprimée	$y_0 = b_{pd}$
$\rho_{mz} = 0,17$	[MPa]	Contrainte due à l'effort axial et au moment M_y	$\rho_{mz} = (6 * M_z + N * b_{pd}) / (l_{pd} * b_{pd}^2)$
$F_{tz} = 0,00$	[kN]	Effort de traction total dans la ligne des boulons d'ancrage	

VERIFICATION DU BETON POUR LA PRESSION DIAMETRALE

$\rho_m = 0,17$	[MPa]	Contrainte maxi dans le béton	$\rho_m = \rho_{my} + \rho_{mz} - N / (l_{pd} * b_{pd})$
-----------------	-------	-------------------------------	--

La valeur du coefficient K est calculée automatiquement

$$h_b = 1100 \text{ [mm]}$$

$$h_b = 2 * [(b/2 - 0.5 * (n_v - 1) * a_v) + a_h]$$

$$b_b = 820 \text{ [mm]}$$

$$b_b = \max(2 * (b/2 - 0.5 * (n_v - 1) * a_v) + a_v, b_{pd})$$

$$K = \max(1.1; 1 + (3 - b_{pd}/b_b - l_{pd}/h_b) * \sqrt{[(1 - b_{pd}/b_b) * (1 - l_{pd}/h_b)]}) \quad \text{[Lescouarc'h (1.c)]}$$

$$K = 1,62 \quad \text{Coefficient de zone de pression diamétrale}$$

$p_m \leq K * \sigma_{bc}$	$0,17 < 18,36$	vérifié	(0,01)
----------------------------	----------------	---------	--------

Transfert des efforts tranchants

$ t_z \leq (A * \sigma_e) / 1.54$	$ 0,00 < 31,33$	vérifié	(0,00)
$ t_y \leq (A * \sigma_e) / 1.54$	$ 0,00 < 31,33$	vérifié	(0,00)

Bêche

Béton

$ T_z \leq (l - 30) * \sigma_{bc} * B$	$ 0,04 < 43,63$	vérifié	(0,00)
$ T_y \leq (l - 30) * \sigma_{bc} * H$	$ 0,40 < 79,33$	vérifié	(0,00)

Ame

$ T_z \leq f * t * h / \sqrt{3}$	$ 0,04 < 49,29$	vérifié	(0,00)
$ T_y \leq f * t * h / \sqrt{3}$	$ 0,40 < 85,07$	vérifié	(0,00)

Semelle

$ T_z \leq 3 * b * t * f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ 0,04 < 164,35$	vérifié	(0,00)
$ T_y \leq 3 * b * t * f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ 0,40 < 67,17$	vérifié	(0,01)

Soudure âme

$ T_z \leq 2/k * f * t * h / \sqrt{3}$	$ 0,04 < 137,38$	vérifié	(0,00)
$ T_y \leq 3 * b * t * f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ 0,40 < 132,40$	vérifié	(0,00)

Semelle

$ T_z \leq 2 * 3 * b * t * f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ 0,04 < 233,00$	vérifié	(0,00)
$ T_y \leq (l - 30) * \sigma_{bc} * B$	$ 0,40 < 157,85$	vérifié	(0,00)

Ame poteau

$ T_z \leq 3 * b * t * f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ 0,04 < 592,64$	vérifié	(0,00)
$ T_y \leq 3 * b * t * f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ 0,40 < 321,29$	vérifié	(0,00)

Platine

Zone comprimée

$$M_{22} = 1,00 \text{ [kN*m]}$$

Moment fléchissant

$$M_{22} = b_{pd} / 24 * (l_{pd} - h_c)^2 * (p + 2 * p_m)$$

$M_{22'} \leq \sigma_e * W$	$1,00 < 104,28$	vérifié	(0,01)
-----------------------------	-----------------	----------------	--------

Cisaillement

$V_{22'} = 13,17$ [kN] Effort tranchant

$V_{22'} \leq \sigma_e / \sqrt{3} * h_r * t_r * n_r / 1.5$	$13,17 < 393,46$	vérifié	(0,03)
--	------------------	----------------	--------

$t_{pmin} = 0$ [mm] $t_{pmin} = V_{22'} * 1.5 * \sqrt{3} / (\sigma_e * b_{pd})$

$t_{pd} \geq t_{pmin}$	$30 > 0$	vérifié	(0,01)
------------------------	----------	----------------	--------

Section oblique dans la zone de la dalle comprimée

$l_1 = 298$ [mm] Distance horizontale (section 55' ou 66')

$l_2 = 293$ [mm] Distance verticale (section 55' ou 66')

$l_3 = 417$ [mm] Longueur de la section 55' $l_3 = \sqrt{l_1^2 + l_2^2}$

$M_{55'} = 0,52$ [kN*m] Moment fléchissant $M_{55'} = p_m * (l_1 * l_2)^2 / (6 * l_3)$

$M_{55'} \leq \sigma_e * (l_3 * t_{pd}^2) / 6$	$0,52 < 14,71$	vérifié	(0,04)
--	----------------	----------------	--------

Cisaillement

$V_{55'} = 2,50$ [kN] Effort tranchant $V_{55'} = p_m * l_3 * t_{pd}$

$V_{55'} \leq \sigma_e / \sqrt{3} * l_3 * t_{pd} / 1.5$	$2,50 < 1132,37$	vérifié	(0,00)
---	------------------	----------------	--------

Pression diamétrale

$|t_z| = 0,00$ [kN] Effort tranchant $t_z = (Q_z - 0.3 * N) / n_v$

$ t_z \leq 3 * d * t_{pd} * \sigma_e$	$ 0,00 < 338,40$	vérifié	(0,00)
--	-------------------	----------------	--------

$|t_y| = 0,00$ [kN] Effort tranchant $t_y = (Q_y - 0.3 * N) / n_v$

$ t_y \leq 3 * d * t_{pd} * \sigma_e$	$ 0,00 < 338,40$	vérifié	(0,00)
--	-------------------	----------------	--------

Raidisseur

$V_1 = 0,00$ [kN] Effort tranchant $V_1 = \max(1.25 * N_j, 2 * N_j / [1 + (a_4 / a_2)^2])$

$M_1 = 0,00$ [kN*m] Moment fléchissant $M_1 = V_1 * a_2$

$V_m = 13,17$ [kN] Effort tranchant du raidisseur $V_m = \max(V_1, V_{22'})$

$M_m = 1,00$ [kN*m] Moment fléchissant du raidisseur $M_m = \max(M_1, M_{22'})$

Epaisseur

$t_{r1} =$ [mm] Epaisseur minimale du raidisseur $t_{r1} = 2.6 * V_m / (\sigma_e * h_r)$

$t_{r2} =$ [mm] Epaisseur minimale du raidisseur $t_{r2} = \sqrt{[h_r^2 * V_m^2 + 6.75 * M_m^2] / (\sigma_e * h_r * l_r)}$

$t_{r3} = 3$ [mm] Epaisseur minimale du raidisseur $t_{r3} = 0.04 * \sqrt{[l_r^2 + h_r^2]}$

$t_r \geq \max(t_{r1}, t_{r2}, t_{r3})$	15 > 13	vérifié	(0,86)
---	---------	---------	--------

Soudures

$a'_r =$ [mm] Epaisseur min de la soudure du raidisseur avec la plaque principale	$a'_r = k \cdot \sqrt{[(0.7 \cdot V_m)^2 + (1.3 \cdot M_m / h_r)^2]} / (l_r \cdot \sigma_e)$
---	--

$a''_r =$ [mm] Epaisseur min de la soudure du raidisseur avec le poteau	$a''_r = k \cdot \max(1.3 \cdot V_m, 2.1 \cdot M_m / h_r) / (h_r \cdot \sigma_e)$
---	---

$a_r \geq \max(a'_r, a''_r)$	15 > 0	vérifié	(0,01)
------------------------------	--------	---------	--------

Poteau

Ame

$t_w \geq 3 \cdot M_m / (\sigma_{ec} \cdot h_r^2)$	9 > 0	vérifié	(0,02)
--	-------	---------	--------

Platine de prescellement

Pression diamétrale

$ t_z' \leq 3 \cdot d \cdot t_{pp} \cdot \sigma_e$	0,00 < 56,40	vérifié	(0,00)
---	---------------	---------	--------

$ t_y' \leq 3 \cdot d \cdot t_{pp} \cdot \sigma_e$	0,00 < 56,40	vérifié	(0,00)
---	---------------	---------	--------

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,86

Chapitre VII

Etude De

L'Infra-

structure

VII.1. Introduction

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

Données de site :

- Le terrain est plat
- La contrainte admissible recommandée est de : 2 bars
- le laboratoire conseille de projeter les fondations dans sol à partir de 1.5 m de profondeur.

Pour le choix de type de semelle, nous supposons en premier lieu, que les semelles de notre projet sont des semelles isolées. Le dimensionnement du coffrage de ces semelles s'effectuera à l'état limite de service sous l'effort normal maximal dans les éléments les plus chargés statiquement.

La surface de semelle se calculera comme suit :

$$\text{semelle isolée sous poteau } (A \times B) \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

A, et B sont les dimensions des semelles, voir figures suivante :

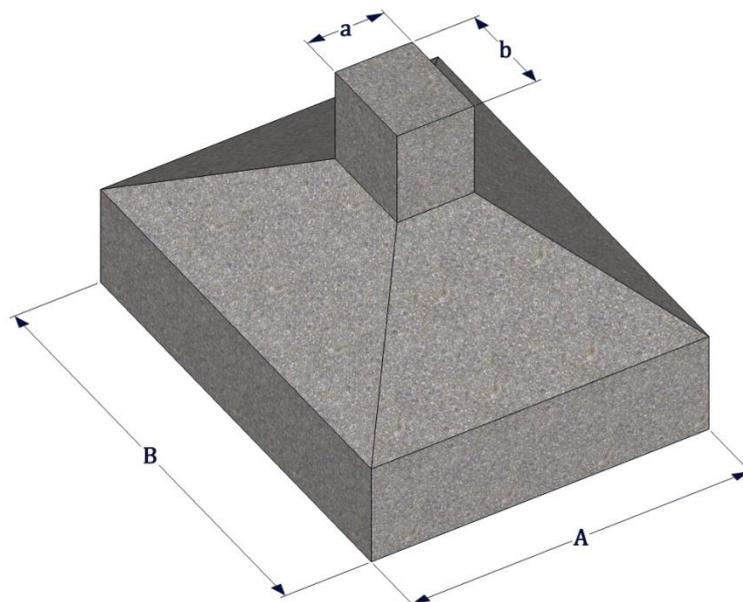


Figure VII. 1: Présentation des semelles isolées

VII.2. Calcul de la surface des semelles isolées sous poteaux :

La surface de la semelle isolée se calculera en utilisant l'effort normal de service maximal N_{ser}^{max} à la base des poteaux les plus sollicités, On sait que Les dimensions des semelles isolées sont homothétiques aux dimensions du poteau supporté, c'est-à-dire :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = K \text{ dans notre cas } K = \frac{50}{50} = 1 \rightarrow A = B$$

Les semelles seront carrées, donc la dimension de la semelle : $A \geq \sqrt{N_{ser}/\sigma_{sol}}$

Le tableau suivant récapitule la somme des efforts revenant normaux maximaux dans les éléments les plus sollicités et les dimensions en plan des semelles :

Nœud	N_{ser} [KN]	S calculé [m ²]	A calculé [m]	A adopté [m]	S adopté [m ²]
33	171.25	0.85	0.92	1.20	1.44
47	173.01	0.86	0.93	1.20	1.44
35	234.53	1.17	1.08	1.20	1.44
45	234.60	1.73	1.08	1.20	1.44
1	230.18	1.15	1.08	1.20	1.44
15	231.84	1.15	1.08	1.20	1.44
37	249.17	1.32	1.15	1.20	1.44
43	247.53	1.33	1.15	1.20	1.44
17	269.54	1.35	1.16	1.20	1.44
31	269.81	1.35	1.16	1.20	1.44
7	283.48	1.42	1.19	1.50	2.25
9	283.86	1.42	1.19	1.50	2.25
3	284.46	1.42	1.19	1.50	2.25
13	284.02	1.42	1.19	1.50	2.25
41	286.83	1.43	1.20	1.50	2.25
39	267.72	1.42	1.19	1.50	2.25
5	305.15	1.52	1.23	1.50	2.25
11	302.01	1.51	1.23	1.50	2.25
23	450.27	2.25	1.50	2.00	4.00
25	447.33	2.25	1.50	2.00	4.00
19	635.96	3.17	1.78	2.00	4.00
29	635.94	3.17	1.78	2.00	4.00
21	699.51	3.49	1.87	2.00	4.00
27	698.62	3.49	1.87	2.00	4.00

Tableau VII.1

Ces résultats nous permettent de tracer le plan de coffrage des semelles des deux blocs, et évaluer le taux de surface des fondations :

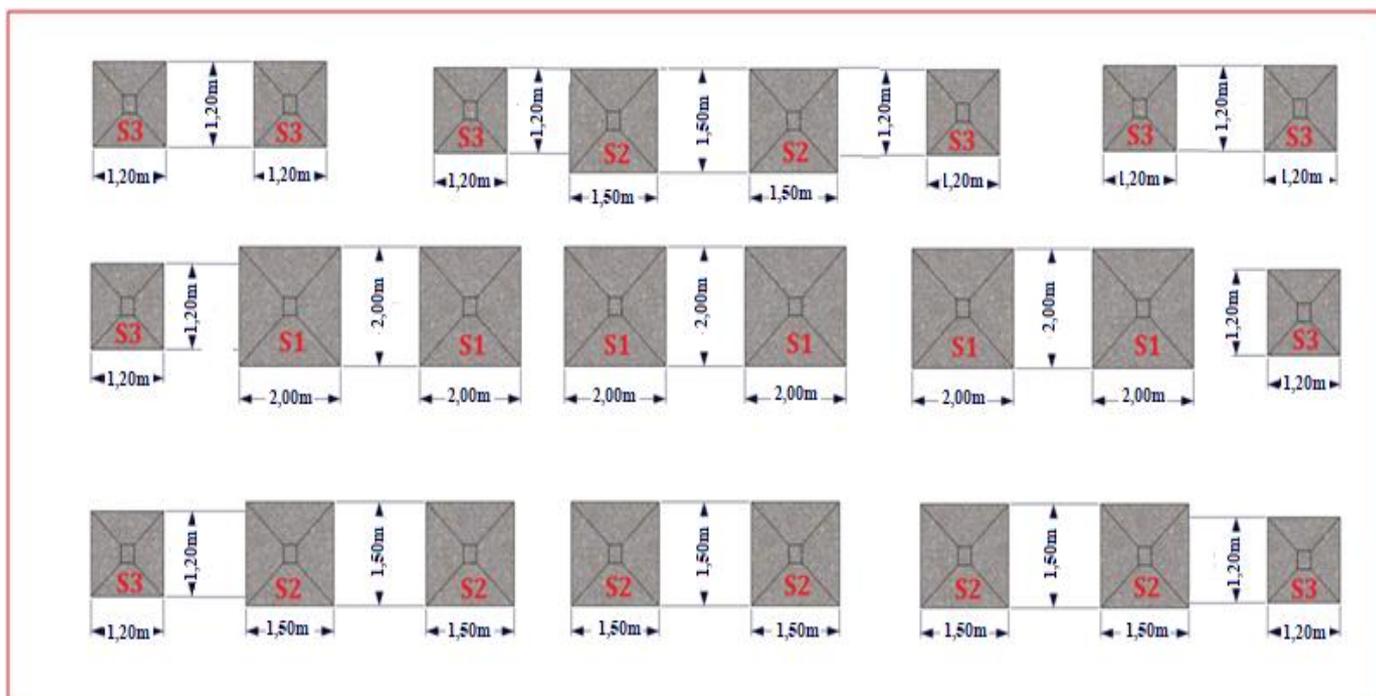


Figure VII. 2: schéma de coffrage des semelles isolées

On adopte les types des semelles suivant :

$$s_1 = 2.00 \times 2.00m^2 \quad s_2 = 1.50 \times 1.50m^2 \quad s_3 = 1.20 \times 1.20 m^2$$

- la somme des surfaces des semelles sous différents éléments = 54.78 m².
- Surface de la structure = $B \times L = 24.30 \times 12 = 291.6 m^2$

$$\frac{\sum \text{surfaces des semelles}}{\text{surface totale du bloc}} \times 100 = \frac{54.78}{291.6} = 0.18 \%$$

On observant les taux d'occupation de surface des semelles sont inférieurs à la moitié de la surface totale, ainsi les semelles sont suffisamment espacées se qui éloigne la possibilité de chevauchement. Par conséquent la solution de semelles isolées sous poteaux plus adéquate et la plus économique, ainsi la cohérence entre les points d'appuis désiré par l'RPA sera assurée par un réseau de longrines dimensionnés à cet effet.

VII.3.Exemples de calcul :

VII.3.1.Ferraillage de la semelle

Il s'agit du calcul de ferraillage dans les deux directions de la semelle $s_1 = 2.30 \times 2.30m^2$, sous les sollicitations maximales à l'ELU.

Après la détermination des dimensions en plan de la semelle par la condition de portance du sol, on passe à l'évaluation des dimensions en élévation, ces dimensions doivent vérifier la condition de rigidité suivante qui nous assure, si elle est vérifiée, que la répartition des réactions du sol, sur la sous face de la semelle, est linéaire :

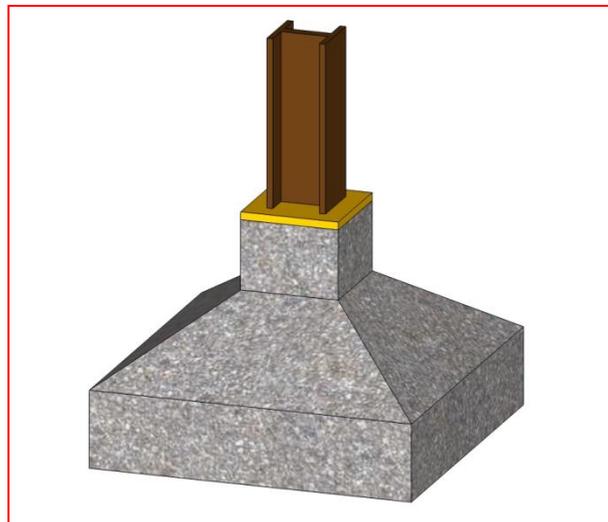


Figure VII. 3: Semelle isolé

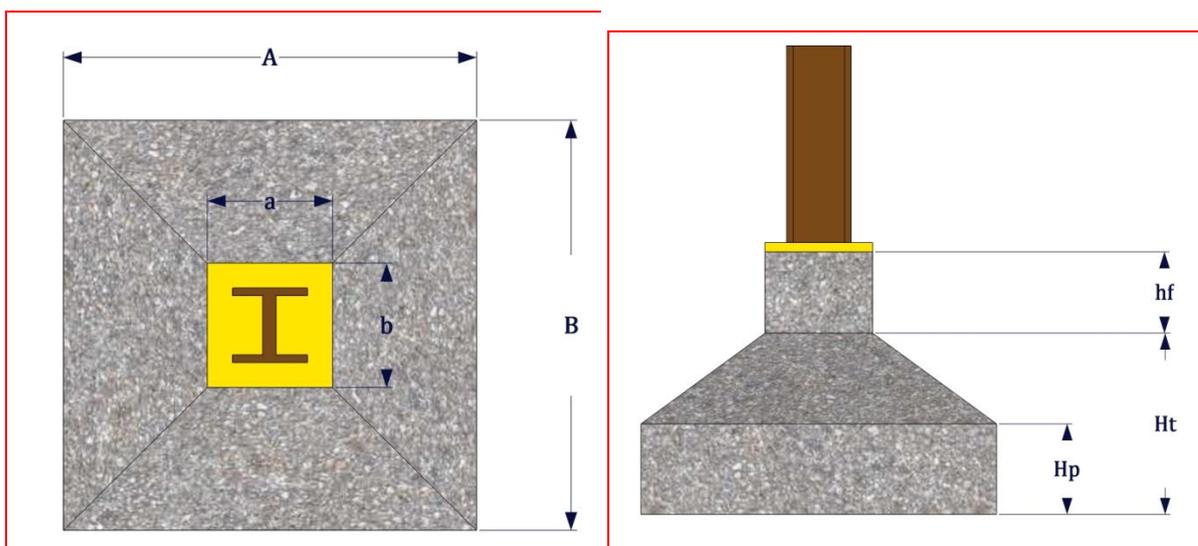


Figure VII. 4: Dimensions de la semelle

$$\begin{aligned}
 & \mathbf{h \geq \text{Max}\{h_1, h_2\}} \\
 & \left\{ \begin{aligned} \square_1 &= \frac{A - a}{4} + 5\text{cm} \\ \square_2 &= \frac{B - b}{4} + 5\text{cm} \end{aligned} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{aligned} \square_1 &= \frac{200 - 50}{4} + 5\text{cm} \\ \square_2 &= \frac{200 - 50}{4} + 5\text{cm} \end{aligned} \right. \\
 & \left\{ \begin{aligned} \square_1 &= 42.5 \text{ cm} \\ \square_2 &= 42.5 \text{ cm} \end{aligned} \right.
 \end{aligned}$$

$$\mathbf{h \geq 42.5\text{cm}}$$

on adopte $\mathbf{h = 50\text{cm}}$

$$\mathbf{hp \geq \frac{\square}{2} = 25 \text{ cm} \text{ on adopte } hp = 30\text{cm}}$$

$$\mathbf{A_a = A_b = \frac{P_u(A - a)}{8d\sigma_s} = \frac{P_u(B - b)}{8d\sigma_s}}$$

Ou :

$$P_u = 704.84 \text{ KN}; \quad d = 45 \text{ cm}; \quad A = B = 2.00 \text{ m}; \quad a = b = 0.50 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_a = A_b = \frac{704.84 \times 10^{-3} (2.00 - 0.50)}{8 \times 0.45 \times 348} = 8.43 \text{ cm}^2$$

$A_a = A_b = 8.43$ Donc on adopte **10T12** avec $\mathbf{A = 11.3\text{cm}^2}$

L'espace des barres sera de **20 cm**.

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats de ferrailage pour les différents types de semelle :

Semelle	A= B [m]	a= b [m]	Nu [KN]	d [m]	As calculé [cm ²]	As adopté [cm ²]	description
1	2	0.5	704.84	0.45	8.43	11.3	10T12
2	1.50	0.5	380.69	0.40	3.05	9.04	8T12
3	1.20	0.5	340.05	0.35	2.44	6.78	6T12

Tableau VII.2

VII.3.2. Vérifications divers :

VII.3.2.1. Vérification de la capacité portante sous les combinaisons sismiques :

L'article 10.1.4 de l'RPA99v2003 recommande la justification de la capacité portante du système de fondations sous la combinaison $G + Q + E$ en appliquant un coefficient de sécurité de 2 à la résistance ultime du sol.

On doit vérifier pour chaque direction l'une des deux conditions suivantes, à savoir l'intensité de l'excentricité e_p :

$$\begin{cases} e_p \leq \frac{A}{6} \rightarrow \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{3e_p}{A}\right) \leq 2\bar{\sigma} \\ \frac{A}{6} \leq e_p \leq \frac{A}{4} \rightarrow \frac{2N}{3B \left(\frac{A}{2} - e_p\right)} \leq 2\bar{\sigma} \end{cases}$$

Sous la combinaison $G + Q + E$ on a les sollicitations suivantes :

$$N = 768.15 \text{ KN} = 24.46 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{24.46}{768.15} = 0.031 \text{ m} \leq \frac{2}{6} = 0.33$$

Donc on vérifie la condition suivante:

$$\frac{N}{AB} \left(1 + \frac{3e_p}{A}\right) \leq 2\bar{\sigma}$$

$$\text{Avec } A = B = 2.00 \text{ m}, e = 0.031 \text{ m}, N = 768.15 \text{ KN}$$

$$\frac{768.15}{2.00^2} \left(1 + \frac{3 \times 0.031}{2.00}\right) = 0.200 \text{ MPa} \leq 2\bar{\sigma} = 0.40 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

VII.3.2.2. Vérification de la stabilité au renversement :

L'article 10.1.5 des règles RPA99 v2003 préconise de vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement, c'est-à-dire que:

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{A}{4}$$

Avec :

A: est la petite dimension de la semelle,

M, N: sont les sollicitations maximales, obtenues sous la combinaison $0.8 G + E$.

Donc

$$e = \frac{36.79}{754.81} = 0.048m \leq \frac{2.00}{4} = 0.5m \text{ condition verifier}$$

VII.3.2.3. Vérification au poinçonnement :

Pour limiter le risque de poinçonnement de la semelle plate par le poteau fortement chargé, on doit vérifier la condition suivante :

$$1.2\sigma_b \geq 1.5 \frac{P - P_1}{P_c}$$

La notation utilisée dans l'inégalité ci-dessus est montrée dans la figure suivante :

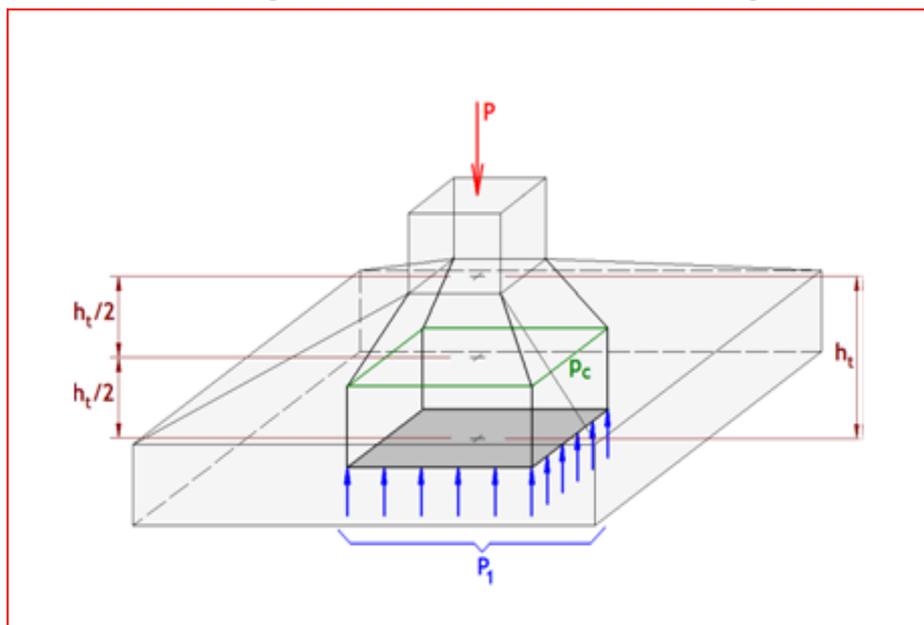


Figure VII. 5: Poinçonnement semelle isolée

P_c : Est le périmètre d'un contour homothétique de celui du poteau, situé à mi-épaisseur de la semelle et à une distance $h_t/2$, de ce dernier. Il se calcul comme suit :

$$\begin{aligned} P_c &= 4(a + \square_t) \\ P_c &= 4(0.50 + 0.50) \\ P_c &= 4.00m \end{aligned}$$

P_1 La valeur de la réaction du sol, appliquée sur l'aire délimitée par, et qui doit être soustraite de la charge, dont :

$$P_1 = \frac{P}{A \times B} (a + \square_t)(b + \square_t)$$

$$P_1 = \frac{704.84 \cdot 10^{-3}}{2^2} (0.50 + 0.50)^2$$

$$P_1 = 0.01 \text{ MN}$$

σ_b Est la contrainte admissible pour le béton en traction, dont : $\sigma_b = 7 \text{ bars}$

Donc, on aura :

$$1.2 \times 0.7 = 0.84 \geq 1.5 \times \frac{0.7048 - 0.01}{4.00} = 0.26 \text{ condition verifier}$$

VII.3.3. Schéma de ferrailage :

D'abord on doit définir la nature d'arrêt et l'ancrage des armatures qui dépend du rapport entre la longueur du scellement droit et la petite dimension en plan de la semelle. On distingue trois cas :

si $L_{sa,b} \geq \frac{A,b}{4}$: Il faut prévoir des crochets d'ancrage,

si $\frac{A,b}{8} \leq L_{sa,b} \leq \frac{A,b}{4}$: Un ancrage droit des barres est suffisant,

si $L_{sa,b} \leq \frac{A,b}{8}$: Les barres peuvent être arrêtées en tiroir comme il est indiqué sur la figure suivante



$$l_s = 35.3\emptyset = 0.42m$$

$$\frac{A}{4} = \frac{B}{4} = \frac{2.00}{4} = 0.5$$

$$\frac{A}{8} = \frac{B}{8} = \frac{2.00}{8} = 0.25$$

$\frac{A,b}{8} \leq L_{sa,b} \leq \frac{A,b}{4}$ donc un ancrage droit des barres est suffisant

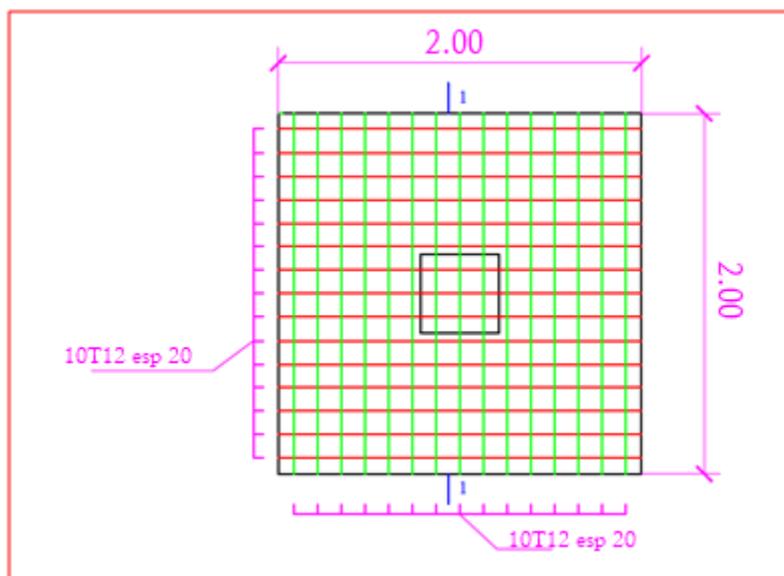


Figure VII. 6: Schéma de ferrailage de la semelle

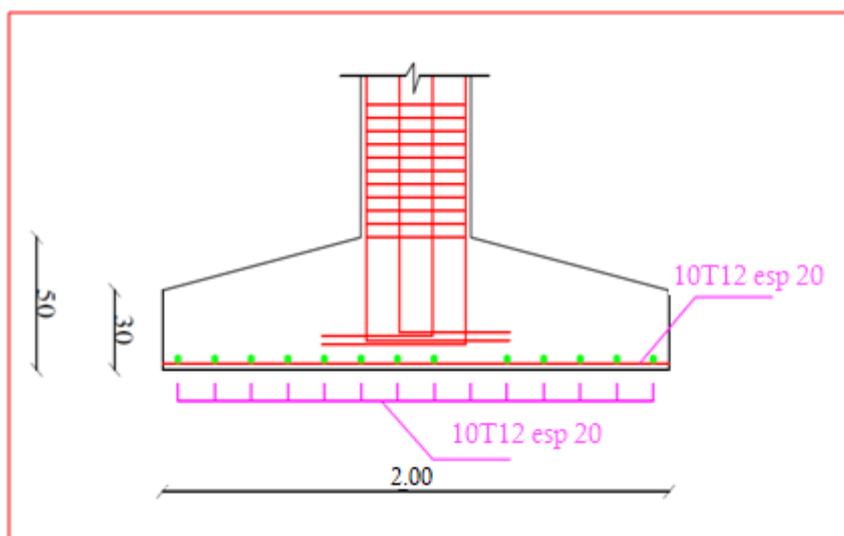


Figure VII. 7: Coupe1 – 1

VII.4. Ferrailage de fût :

Puisque les fondations sont ancrées et l'assemblage plaque d'assise massive doit être au dessus du sol donc il est nécessaire de prévoir un fût en béton armé de dimensions déjà choisies le fût est sollicité en flexion composé.

On calculera uniquement le fût le plus sollicité ; par les efforts (M. N . T)

-Dimension de coffrage : $50 \times 50 \text{ cm}^2$

Sollicitation :

$$\begin{cases} M_{sd} = 34.61 \text{ KN.m} \\ N_{sd} = 832.25 \text{ KN} \\ V_{sd} = 186.84 \text{ KN} \end{cases}$$

a) Calcul des excentricités :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{34.61}{832.25} = 0.04m$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2cm; \frac{L}{250} \right\} = \text{Max} \left\{ 2cm; \frac{620}{250} \right\} = 2.48cm = 0.02$$

$$e = e_0 + e_a = 0.06m$$

b) Répartition des contraintes dans la section :

$$\text{On à : } \psi_1 = \frac{N_u}{bhf_{bc}} = \frac{0.832}{0.50 \times 0.50 \times 14.2} = 0.23 \leq \frac{2}{3}$$

$$\text{Donc : } \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0.23}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times 0.23})} = 0.158$$

$$\psi_1 < 0.81 \rightarrow e_{NC} = \zeta h = 0.158 \times 0.50 = 0.079 m > e = 0.02 m$$

section entièrement comprimée

Section entièrement comprimée ELU non atteint

$$A_s = 4cm^2 \times \text{périmètre}$$

$$0.2\% \leq A_s/B \leq 5\%$$

$$A_s = 4 \times 2 \times (0.50 + 0.50) = 8.00cm^2$$

$$A_s/B = 8/2000 = 0.004 > 0.002$$

$$A_{smin}^{RPA} = 0.008 \times (50 \times 50) = 20.00cm^2 \text{ zone II RPA 2003}$$

$$\max(A_{smin}^{RPA}; A_s^{BAEL}) = 20.00 cm^2$$

On adopte **12T16** $A_s = 24.13cm^2$

Le fut est considéré comme un poteau court $\lambda_g = h/a < 5$

Donc on calcul la section des armatures transversal comme suit :

$$A_t \geq \frac{t\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

Avec :

- $\rho_a = 3.75$

- L'espacement entre les armatures transversales t sera pris égal à **5cm** dans les zones nodales (critiques).

- L'effort tranchant de calcul V_u maximal dans les poteaux courts est tiré à partir des résultats de calcul par le logiciel Robot, et il est égal à **186.84KN**

Donc :

$$A_t \geq \frac{t\rho_a V_u}{h_1 f_e} = \frac{5 \times 3.75 \times 0.187}{50 \times 235} = 2.98cm^2$$

On adopte **4 brins de 10 mm**, ce qui donne une section d'acier transversale égale à :

$$A_t = 3.14cm^2$$

➤ *Ferraillage minimal :*

$$\lambda_g < 3 \rightarrow A_t \geq 0.8\% tb_1$$

$$A_t = 3.14\text{cm}^2 > 0.008 \times 50 \times 50 = 2.00\text{cm}^2 \text{Condition vérifiée}$$

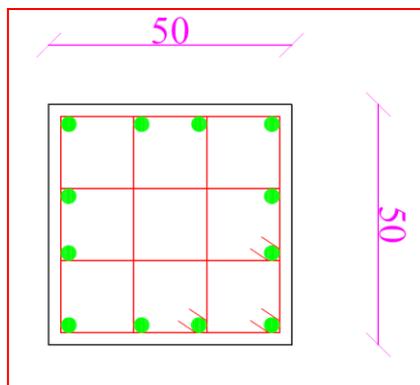


Figure VII. 8: Schéma de ferraillage du fût

VII.5. Etude des longrines :

VII.5.1 Introduction :

Les longrines sont des éléments en béton armé tributaires au système de fondations, ils ont comme rôle principal l'assurance d'une liaison solide entre les différents points d'appuis d'un même bloc, formant ainsi un réseau bidirectionnel cohérent qui empêche toutes déformations relatives, horizontales ou verticales, entre les points d'appui du bloc.

VII.5.2 Dimensions du coffrage :

On va adopter comme dimensions de la section transversale des longrines les valeurs minimales prescrites par l'**RPA99v2003** dans l'article **10.1.1** :

$$\begin{cases} 25\text{cm} \times 30\text{cm} : \text{Sites catégorie } S_2 \text{ et } S_3 \\ 30\text{cm} \times 30\text{cm} : \text{Sites catégorie } S_4 \end{cases}$$

Pour notre cas, on a un sol meuble, donc longrine aura comme section transversale :

$$25\text{cm} \times 30\text{cm}$$

VII.5.3. Sollicitations :

Les longrines doivent être calculés pour résister à la **traction** sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20\text{KN}$$

Avec :

N: égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés,

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, sa valeur est obtenue à partir du tableau **10.1** des règles **RPA**. Pour la zone **II-a** et le site de catégorie **S3** il prend la valeur de **1**.

Combinaison	N_{\max} (KN)	α	F(KN)
ACC	832.25	12	69.35
ELS	604.20	12	50.35

Tableau VII.3

VII.5.4. Ferrailage longitudinal:

Puisque longrine est supposée soumise uniquement à la traction simple centré, la totalité de l'effort de traction est repris par les armatures qui subissent toutes la même contrainte à cause de la symétrie, on peut donc assimiler longrine à un tirant qui est dimensionné en respectant les conditions suivantes :

- **Condition de résistance à l'ELU :**

$$A_s = \frac{N_u}{f_{su}} = \frac{0.135}{348} = 3.87 \text{ cm}^2$$

- **Condition de résistance à l'ELS :**

$$A_s = \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}}$$

Pour une fissuration **préjudiciable**, la contrainte admissible de l'acier vauux :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2 \times 400}{3}; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_s = \frac{0.062}{201.63} = 3.74 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non-fragilité :**

La quantité minimale d'acier recommandée par le règlement **BAEL91v99**, pour une section de béton donnée **B**, doit être telle que :

$$A_s \geq \frac{B f_{tj}}{f_e} = \frac{25 \times 30 \times 2.1}{400} = 3.94 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage minimal de l'RPA99v2003 :**

Le ferrailage minimum doit être de **0.6%** de la section du béton, soit :

$$A_s = 0.006 \times 25 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

Finalement, l'acers adopté doit vérifier les quatre conditions simultanément, c'est-à-dire :

$$A_s \geq \max\{A_{su} A_{s.ser} A_{s.min}^{BAEL} A_{s.min}^{RPA}\} = 4.50 \text{ cm}^2$$

Par conséquent, on adopte : **4T12** avec : $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$

VII.5.5.ferrailage transversal :

Pour l'acier transversal, on va adopter des cadres de **8 mm**, avec un espacement de :

$$S_t \leq \min(20\text{cm}; 15\phi_l) = \min(20\text{cm}; 15 \times 1.4) = 20\text{cm}$$

Donc, on prend : $S_t = 20\text{cm}$

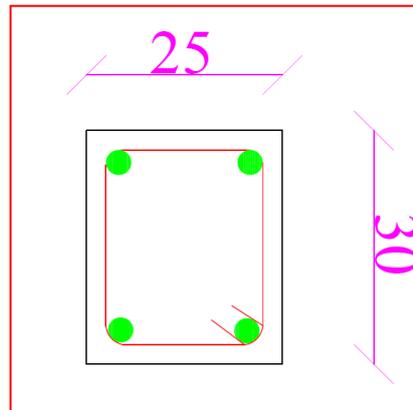


Figure VII. 9: . Schéma de ferrailage et de longrine

CONCLUSION GENERALE

Le travail d'analyse réalisé lors de ce projet de fin d'étude a porté sur un bâtiment R+4, l'ensemble de l'ossature porteuse est réalisé en charpente métallique.

L'étude des éléments secondaires et principaux (ferraillage, pré dimensionnement, étude des assemblages...), nous a permis de bien comprendre son comportement et maîtriser les méthodes de calcul utilisées en respectant les règlements (RPA 99, RNV99, CCM97, Eurocode 03...).

L'analyse dynamique a permis de montrer l'impact de séisme sur la structure, et la distribution de la force sismique et son effet sur leur stabilité à l'aide d'un logiciel de calcul structurel ROBOT.

L'étude au vent de la structure en charpente métallique a permis de conclure que les effets engendrés par l'action de vent sont faibles par rapport à ceux engendrés par le séisme. Donc on peut les négliger.

Afin, cette étude nous a permis de conclure que la structure métallique présente certains avantages par rapport à la structure en béton armé, tel que la flexibilité, la bonne résistance à l'effort sismique (réduction des efforts à la base de la structure).

Bibliographie

➤ Document technique règlements :

D.T.R.-B.C.-2.2 « Charges permanentes et sur charges d'exploitations » [1]

Éditions : CGS, Alger, 1989

D.T.R.-B.C.-2.48 « Règle parasismiques algériennes R.P.A.99
version 2003» [2]

D.T.R. C 2-47 « Règlement Neige et vent R.N.V99 » [3]

Éditions : CNERIB, Alger, 1999

D.T.R.-B.C.-2.44 : Règles de conception et de calcul des structures en acier
« CCM97 » [4]

Éditions : CGS, Alger, 1997

EUROCODE 3 partie 1-1 : « Calcul des structures en acier- Règles générales
et règles pour les bâtiments » [5]

Éditions : EYROLLES, Paris, Juillet 1996

BAEL91 : « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et
Constructions en béton armé suivant la méthode des états limites » [6]

Éditions : EYROLLES, Paris, 2000

➤ Logiciel :

AUTOCAD2018 Dessin

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 Calcul

WORD2016

EXCEL 2016

Annexe

Protection de la structure en charpente métallique :

L'acier présente quelques inconvénients parmi lesquels on cite la corrosion et le feu, chaque élément doit subir un traitement spécifique contre ces deux facteurs. Les types de protections diffèrent selon l'usage et l'implantation de l'édifice.

1. La corrosion :

Comme tous les matériaux de construction, l'acier tend à se dégrader superficiellement lorsqu'il est soumis à des milieux corrosifs comme le sol, l'air et plus particulièrement le milieu marin. Les techniques de prévention de la corrosion sont diverses : la protection par peinture ou autre revêtement de surface ou la protection cathodique. Le choix de l'une ou de plusieurs de ces techniques dépend de divers paramètres comme l'agressivité du milieu ambiant, la durée de protection envisagée, les possibilités de mise en œuvre et d'entretien.

- **Protection par peinture :**

Le traitement de surface par une peinture anticorrosive est une méthode très courante en termes de prévention des ouvrages métalliques (85% des surfaces protégées), et plus particulièrement en milieu marin. Cette technique présente l'avantage de pouvoir traiter la plupart du temps les éléments en usine avant de les amener sur chantier. On a donc une facilité de mise en œuvre et de ce fait un avantage économique. C'est en grande majorité sur les pieux que ce type de protection est effectué.

- **Mise en œuvre :**

Les surfaces à peindre doivent être propres, débarrassées de la rouille et de la calamine (ton bleu noir). Les éléments en acier arrivant à l'atelier ou sur site déjà oxydés, on a recours à différentes techniques de décapage : brossage, piquage, martelage ou projection d'abrasifs (grenailage). Le grenailage par sable est la technique la plus couramment utilisée. Les ateliers sont souvent équipés de cabines de grenailage, qui récupèrent le sable en circuit fermé. Sur chantier, cette récupération est une contrainte environnementale assez lourde.

Les travaux de peinture doivent se dérouler à l'abri des poussières et des intempéries, en dehors des périodes de gel et par un ensoleillement modéré en respectant la fiche technique du produit.

2. Le feu :

L'incendie étant très défavorable, car l'acier ne résiste pas aux températures élevées, qui causent la déformation de l'acier et ainsi la ruine de la structure, nous devons protéger la structure et le personnels.

Pour remédier aux problèmes, ils existent plusieurs techniques parmi lesquelles, la peinture intumescente, le flochage (fibreuse et pâteux)...etc.

Pour notre structure la protection choisit et la peinture intumescente plus un dispositif d'alerte anti incendie.

- **La peinture intumescente :**

La peinture intumescente est une solution esthétique puisqu'elle propose une finition avec un vaste choix de couleurs et simple à mettre en œuvre. Elle permet d'améliorer la réaction au feu des matériaux employés dans des ouvrages neufs comme sur les chantiers de rénovation. C'est une peinture qui gonfle sous l'action de la chaleur pour former une mousse microporeuse isolante appelée « meringue ». Elle protège les supports des flammes, limite la propagation de l'incendie et retarde l'élévation de la température des matériaux. Elle permet à la construction de supporter ses charges durant toute la période de résistance au feu exigée.

Les peintures intumescentes sont en phase aqueuse ou à base solvant et peuvent être appliquées par projection, à la brosse ou au rouleau. Les peintures intumescentes réagissent aux températures de 270 °C à 300 °C en gonflant d'environ 20 fois leur épaisseur appliquée.

Elle peut se composer de trois couches : une couche anticorrosion, une couche de produit chimique intumescent et une couche de protection externe et de finition. La mise en œuvre d'un produit améliorant le comportement au feu d'un matériau constitue un acte de sécurité.

L'application du complexe doit être réalisée avec le plus grand soin, soit au pistolet qui est préférable pour des questions esthétiques, soit au rouleau. La peinture intumescente garantit de 30 à 120 minutes de stabilité au feu.

- **L'alarme anti-incendie :**

Afin qu'un incendie ne puisse pas se propager rapidement et pour la sécurité des occupants, l'installation d'une alarme anti-incendie reliée à des détecteurs de fumée est très importante. Cette alarme permet d'évacuer rapidement et d'intervenir le plus tôt possible.

Annexe 1 : Organigramme pour les principales étapes du ferrailage en flexion simple.

