

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



UNIVERSITE SAAD DAHLEB BLIDA -1-
جامعة البليدة -1-



Faculté de Technologie
كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil
دائرة الهندسة المدنية

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التخرج

Pour l'Obtention du diplôme
DE MASTER EN GENIE CIVIL
Option : **Constructions métalliques et mixtes**

THÈME

ETUDE D'UN BATIMENT ADMINISTRATIF
R+7+1 SOUS.SOL EN CHARPENTE
METALLIQUE

Présentée par :

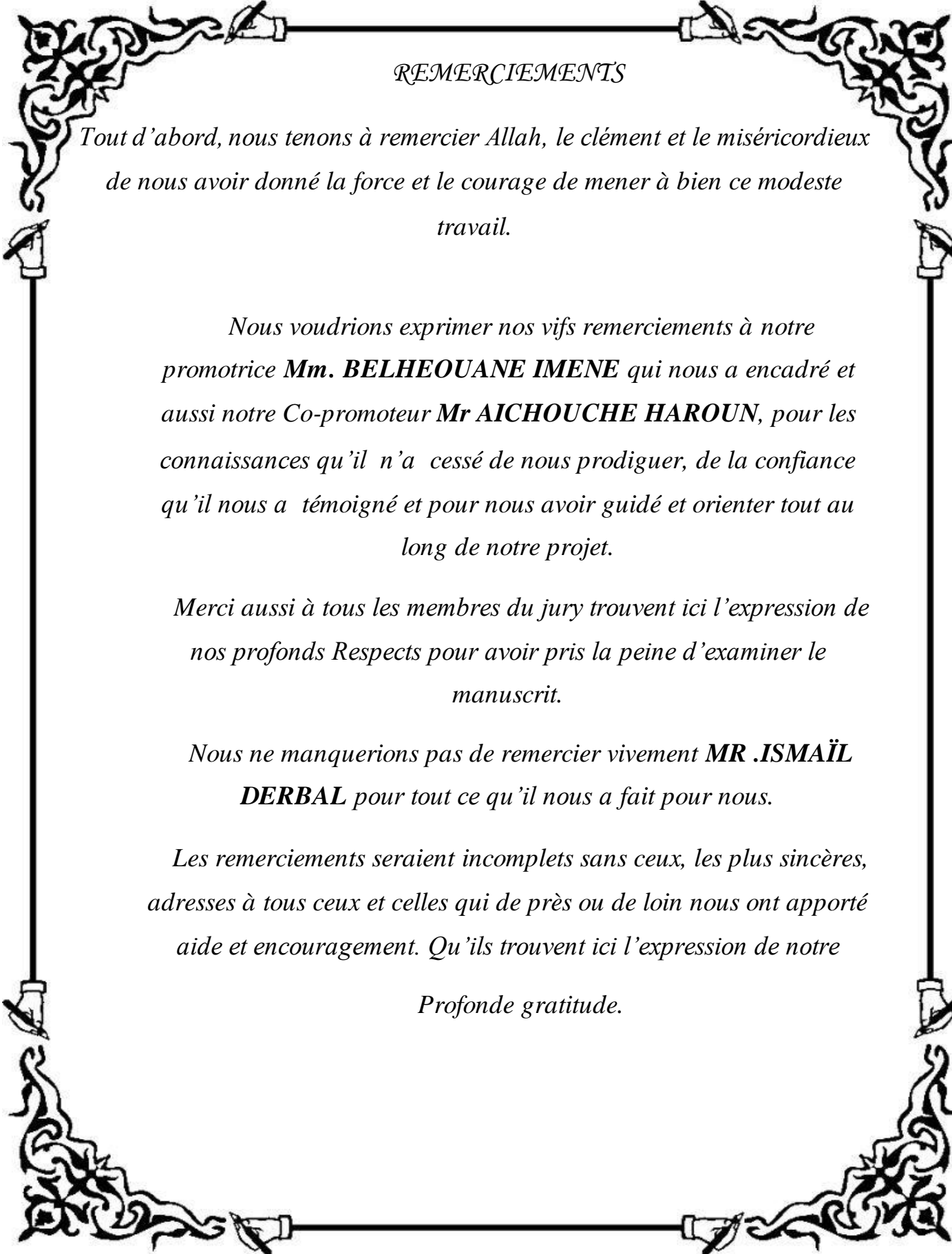
Encadreur : Mm BELHEOUANE IMENE

M^{elle}. SELLES FATIMA ZOHRA

Co-encadreur : Mr. AICHOUCHE HAROUN

M^{elle}. BOULARRAS FATIHA

2018-2019



REMERCIEMENTS

Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

*Nous voudrions exprimer nos vifs remerciements à notre promotrice **Mm. BELHEOUANE IMENE** qui nous a encadré et aussi notre Co-promoteur **Mr AICHOUCHE HAROUN**, pour les connaissances qu'il n'a cessé de nous prodiguer, de la confiance qu'il nous a témoigné et pour nous avoir guidé et orienter tout au long de notre projet.*

Merci aussi à tous les membres du jury trouvent ici l'expression de nos profonds Respects pour avoir pris la peine d'examiner le manuscrit.

*Nous ne manquerions pas de remercier vivement **MR .ISMAÏL DERBAL** pour tout ce qu'il nous a fait pour nous.*

Les remerciements seraient incomplets sans ceux, les plus sincères, adresses à tous ceux et celles qui de près ou de loin nous ont apporté aide et encouragement. Qu'ils trouvent ici l'expression de notre

Profonde gratitude.

Dédicaces

On dit souvent que le trajet est aussi important que la destination, après cinq ans d'étude et d'assiduité et en fin de ce cycle et le commencement d'un nouveau départ, ce parcours, en effet, ne s'est pas réalisé sans défis et sans soulever de nombreuses questions pour lesquelles les réponses nécessitent de longues heures de travail.

Je dédie ce modeste travail

A mes parents :

Ma très chère et douce maman, aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour elle.

Mon très cher papa, Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être.

Ce travail est le fruit de leurs sacrifices qu'ils ont consentis pour mon éducation et ma formation.

Mes chers frères : Salah el dine et Mohamed Amine

Ma petite sœur : Sara

Que dieu les protège.

A toute mes cousines et cousins et toute la famille SELLES.

La famille de Mon binôme FATIHA à qui je souhaite tous le bonheur du monde ; une belle vie et beaucoup de réussite dans sa vie professionnel.

Mes chères copines Ahlem, Chorouk et Chafika avec qui j'ai partagé les bons et les mauvais moments merci d'être toujours à mes côtés.

Toutes mes très chères amies avec lesquelles j'ai partagé mes moments de

Joie et de bonheur :

Roumaissa ; Khadidja ; Abdelnour ; roufaida ; Karima ; Khauola ;

Warda ; Fatima ; Sohaib et Amine.

Sans oublier toute la promotion 2019 et tous ceux qui me connaissent.

Que toute personne m'ayant aidé de près ou de loin, trouve ici l'expression de ma Reconnnaissance.

SELLES FATIMA ZAHRA.

Dédicace

Je tiens à dédier cet humble travail à :

*Mes très chers parents qui veillent sans cesse sur moi leurs prières et leurs
recommandation. Que dieu les protège.*

Mes chers frères.

toute ma famille BOULARRAS ET HIDACHE.

*A mon binôme ZOLA avec laquelle j'ai partagé les haines et joies tout au long
de mon cursus.*

Toute la promotion 2019.

*Mes meilleurs amis AHLEM, CHOROUK, CHAFIKA, AMIRA, HAROUNE
NOUR EDDINE, YUCEF, CHAKIB, HICHEM, SLIMANE ainsi que mes chers collègues
Et à tous ceux qui sont proches de mon cœur.*

BOULARRAS FATIHA.

ملخص

مشروعنا النهائي هو دراسة هيكل معدني للاستخدام الإداري، وهو يتألف من طابق سفلي و7 طوابق و طابق أرضي. يتكون التصميم الهيكلي لهذا المبنى من الإطار المعدني، مع الأعمدة والعارضات الأفقية والمائلة. الهيكل المعني في منطقة الجزائر العاصمة؛ أي يكون صنف كمنطقة ذات نشاط زلزالي قوي وفقا لنظام .RPA 99 2003

اختيار مختلف العناصر المشكلة للبنية الحديدية للبناءية صمم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها حاليا :

RPA 99 2003, CCM97, EC3, EC4 و BAEL99

Résumé

Notre projet de fin d'études, consiste à étudier une structure métallique à usage administratif, elle est constituée, d'un RDC et de 7 étages et 1 sous sol. La conception structurelle de ce bâtiment est en charpente métallique, avec portiques poteaux poutre et des palées triangulaire (X) et (Y) .

L'ouvrage en question est implanté dans la wilaya d'Alger; qui est classée en zone sismique III selon le RPA99 version 2003.

Le dimensionnement des éléments résistants a été effectué conformément aux règlements en vigueur dans notre pays tel que: **RPA 99 2003, CCM97, EC3, EC4et BAEL 91.**

Summary

Our final project is to study a metal structure for administrative use, it consists of a DRC and 7 floors and 1 basement. The structural design of this building is made of metal frame, with porticoes pole beam and triangular pallets (X) and (Y) . The structure in question is located in the Algiers area; which is classified as Seismic Zone III according to the RPA99 version 2003. The sizing of the resistant elements was carried out in accordance with the regulations in force in our country such as: **RPA 99 2003, CCM97, EC3 and BAEL 91.**

Liste des figures

Figure II.1 :	Vue générale de bâtiment.....	6
Figure II.2 :	Vue éclatée d'un plancher mixte.....	7
Figure II.3 :	Le bac d'acier HI-BOND 55.....	8
Figure II.4 :	Les caractéristiques des connecteurs.....	9
Figure II.1 :	Données Géométriques.....	13
Figure II.2 :	Hauteur de référence z_e et profile correspondant de la pression dynamique	14
Figure II.3 :	Légende pour les parois verticales.....	15
Figure II.4 :	valeur de C_{pe} pour chaque paroi verticale.....	16
Figure II.5 :	Légende pour la paroi verticale la toiture (V_1).....	18
Figure II.6 :	Légende pour les toitures plates.....	18
Figure II.7 :	Légende pour la paroi verticale la toiture (V_1).....	19
Figure II.8 :	Légende pour les toitures plates.....	20
Figure II.9 :	Hauteur de référence (z_e) et profile correspondant de la pression dynamique	21
Figure II.10 :	Légende pour les parois verticales.....	22
Figure II.11 :	Valeur de C_{pe} pour chaque paroi verticale.....	22
Figure II.12 :	Légende pour les toitures plates.....	24
Figure II.13 :	Légende pour les toitures plates V_2	25
Figure IV.1 :	Schéma des composants de plancher mixte.....	25
Figure IV.2 :	Schéma statique de la solive.....	27
Figure IV.3 :	Le type d'escalier.....	31
Figure IV.4 :	Schéma des positions des connecteurs.....	37
Figure IV.5 :	Schéma statique de la poutre.....	41
Figure IV.6 :	Schéma statique de la poutre IPE360.....	46
Figure IV.7 :	Le poteau central.....	49
Figure IV.8 :	Longueur de flambement.....	60
Figure IV.9 :	largeur effective de la zone comprimée.....	63
Figure IV.10 :	Schéma de la volée et du palier.....	65
Figure IV.11 :	Les composantes de l'escalier.....	67
Figure V.1 :	Spectre de réponse.....	72
Figure V.2 :	Structure auto stable.....	75
Figure V.3 :	Structure avec palées triangulées en X et en V.....	77
Figure VI.1 :	Phénomène du déversement.....	84
Figure VI.2 :	Phénomène du flambement.....	85
Figure VI.3 :	Vérification de poteau 2HEA 650.....	86
Figure VI.4 :	Contreventement en K dans le sens X.....	96
Figure VI.5 :	Contreventement en X dans le sens Y.....	98
Figure VII.1 :	Assemblage poteau – poutre.....	103

Figure VII.2 :	Distribution des boulons sur la platine d'extrémité.....	103
Figure VII.3 :	Contreventement en X.....	108
Figure VII.4 :	Assemblage solive-poutre.....	109
Figure VII.5 :	Contreventement en K.....	111
Figure VII.6 :	Assemblage poteau poteau (PRS).....	113
Figure VII.7 :	Contrainte contrainte dans les composants à la base.....	115
Figure VII.8 :	assemblage poteau PRS avec contreventement.....	118
Figure VII.9 :	Contrainte contrainte dans les composants à la base	120
Figure VIII.1 :	Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.....	126
Figure VIII.2 :	Ferraillage du voile périphérique.....	127
Figure VIII.3 :	Les dimensions de poteau mixte entièrement enrobée.....	133
Figure IX.1 :	Semelle isolé sous poteau.....	135
Figure IX.2 :	Semelle filante.....	137
Figure IX.3 :	Répartition des charges pour les poteaux centraux.....	138
Figure IX.4 :	Répartition des charges pour les poteaux de rives.....	138
Figure IX.5 :	Répartition des charges pour les poteaux d'angles.....	139
Figure IX.6 :	Schéma de la semelle filante croisée.....	139
Figure IX.7 :	Dispositions des nervures par rapport au radier et au poteau.....	144
Figure IX.8 :	Diagramme des contraintes.....	146
Figure IX.9 :	Ferraillage (poteau-nervure).....	156

Liste des tableaux

Tableau I.1 :	valeurs nominales de f_y et f_u pour les profilés.....	3
Tableau I.2 :	valeurs nominales de f_y pour le ferrailage.....	3
Tableau II.1 :	La fiche technique du HI-BOND 55.....	8
Tableau III.1 :	Valeurs des pressions dynamiques.....	14
Tableau III.2 :	Valeur des coefficients de C_{pe} sens V_1	16
Tableau III.3 :	Valeurs des pressions W sur la zone D.....	17
Tableau III.4 :	Valeurs des pressions W sur la zone A.....	17
Tableau III.5 :	Valeurs des pressions W sur la zone B.....	17
Tableau III.6 :	Valeurs des pressions W sur la zone C.....	17
Tableau III.7 :	Valeurs des pressions W sur la zone E.....	17
Tableau III.8 :	Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse (V_1)	18
Tableau III.9 :	Valeurs des pressions W sur terrasse (V_1).....	19
Tableau III.10 :	Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse(V_1)	20
Tableau III.11 :	Valeurs des pressions W sur terrasse (V_1).....	21
Tableau III.12 :	Valeurs des pressions dynamiques.....	22
Tableau III.13 :	Valeur des coefficients de C_{pe}	23
Tableau III.14 :	Valeurs des pressions dues au vent (V_2).....	23
Tableau III.15 :	Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse sous V_2	24
Tableau III.16 :	Valeurs des pressions W sur terrasse.....	25
Tableau III.17 :	Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse sous V_2	25
Tableau III.18 :	Valeurs des pressions W sur terrasse.....	26
Tableau IV.1 :	Charge permanente de la terrasse inaccessible.....	28
Tableau IV.2 :	Charge permanente de la terrasse accessible.....	29
Tableau IV.3 :	Charge permanente de plancher courant.....	30
Tableau IV.4 :	Caractéristiques du profilé IPE 180.....	32
Tableau IV.5 :	Caractéristiques du profilé IPE 180.....	42
Tableau IV.6 :	Tableau récapitulatif pour les solives de chaque étage.....	45
Tableau IV.7 :	Caractéristiques du profil IPE 360.....	45
Tableau IV.8 :	Réaction des solives sur la poutre en phase de construction	47
Tableau IV.9 :	Réaction des solives sur la poutre en phase de final.....	50
Tableau IV.10 :	Caractéristiques du profilé IPE 360.....	55

Tableau IV.11 :	Réaction des solives sur la poutre en phase de final.....	55
Tableau IV.12 :	Choix final des poutres.....	59
Tableau IV.13 :	La charge permanent.....	60
Tableau IV.14 :	La charge d'exploitation.....	61
Tableau IV.15 :	Caractéristiques du profilé HEA 340.....	62
Tableau IV.16 :	Les vérifications du flambement (poteaux central).....	64
Tableau V.1 :	Valeurs des modes propres.....	75
Tableau V.2 :	Déplacement inter-étage dans le sens x-x et y-y.....	76
Tableau V.3 :	Les périodes et les facteurs de participation massique.....	78
Tableau V.4 :	facteur de qualité.....	80
Tableau V.5 :	Déplacement inter-étage dans le sens x-x.....	81
Tableau V.6 :	Déplacement inter-étage dans le sens y-y.....	82
Tableau V.7 :	Vérification de l'effet P- Δ	83
Tableau VI.1 :	Caractéristiques du profilé HEA650.....	86
Tableau VI.2 :	Résistance des poteaux.....	90
Tableau VI.3 :	Déversement des poteaux.....	91
Tableau VI.4 :	Résistance des poteaux.....	92
Tableau VI.5 :	Déversement des poteaux.....	92
Tableau VI.6 :	Résistance des poteaux.....	93
Tableau VI.7 :	Déversement des poteaux.....	93
Tableau VI.8 :	Les profilés finaux.....	94
Tableau VIII.1 :	Ferraillage du voile périphérique.....	127
Tableau VIII.2 :	Vérification des contraintes à l'ELS.....	130
Tableau VIII.3 :	Vérification de l'applicabilité de la méthode simplifiée.....	132
Tableau IX.1 :	Vérification des sections de semelle isolé.....	136
Tableau IX.2 :	La répartition des charges qui reviennent pour les poteaux centraux	140
Tableau IX.3 :	La répartition qui reviennent pour les poteaux rives.....	141
Tableau IX.4 :	La répartition qui reviennent pour les poteaux d'angles.....	142
Tableau IX.5 :	Sections des semelles filantes sens X.....	142
Tableau IX.6 :	Sections des semelles filantes sens Y.....	143
Tableau IX.7 :	Calcul des charges sens x.....	152
Tableau IX.8 :	Calcul des charges sens y.....	153
Tableau IX.9 :	Calcul des charges sens x.....	154
Tableau IX.10 :	Calcul des charges sens y.....	154

SOMMAIRE

Dédicaces	
Remerciement	
Résumé	
Notations et symboles	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Plans	
Introduction générale.....	1
CHAPITRE I : Généralités	
I.1: Présentation du projet.....	2
I.2: Règlements techniques.....	2
I.3: Logiciel utilisé	2
I.4: Propriété des matériaux utilisés.....	3
I.5: Les assemblages	5
CHAPITRE II : Conception de l'ouvrage	
II.1: Introduction.....	6
II.2: Conception architecturale.....	6
II.3: Conception structurale.....	7
II.4: Les Assemblages.....	9
II.5: Les fondations.....	10
II.6: Conclusion.....	10
CHAPITRE III : Etude climatique	
III.1: Effet de la neige.....	11
III.2: Etude du vent.....	12
III.3: Direction du vent V1.....	14
III.4: Direction du vent V2.....	21
III.5: Conclusion.....	26
CHAPITRE IV : Pré-dimensionnement	
IV.1: Introduction.....	27
IV.2: Pré dimensionnement des éléments principaux.....	31
IV.3: Pré dimensionnement des éléments secondaire.....	65
CHAPITRE V : Etude dynamique	
V.1: Introduction.....	70
V.2: Modélisation de la structure.....	70
V.3: Choix de la méthode de calcul.....	71
V.4: Résultats de l'analyse dynamique.....	74

V.5:	Estimation de la période fondamentale de la structure (T).....	78
V.6:	Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente.....	79
V.7:	Vérification des déplacements inter étages	81
V.8:	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre).....	82
V.9:	Conclusion.....	83

CHAPITRE VI : Vérification des éléments de l'ossature

VI.1:	Introduction.....	84
VI.2:	Vérification des poteaux.....	85
VI.3:	Vérification des poutres.....	94
VI.4:	Vérification des contreventements.....	95

CHAPITRE VII : Etude d'assemblages

VII.1:	Introduction.....	100
VII.2:	Assemblage poteau HEA650-poutre HEA500.....	100
VII.3:	Assemblage poutre HEA500-solive IPE240.....	107
VII.4:	Assemblage des éléments de contreventement.....	109
VII.5:	Assemblage poteau-poteau (PRS).....	113
VII.6:	Assemblage pied de poteau(PRS).....	118

CHAPITRE VIII : Etude des éléments du sous-sol

VIII.1:	Introduction.....	125
VIII.2:	Etude du voile périphérique.....	125
VIII.3:	Poteaux mixtes.....	130

CHAPITRE IX : Etude des fondations

IX.1:	Introduction.....	134
IX.2:	Choix du type des fondations.....	134
IX.3:	Calcul des fondations.....	134
IX.4:	Semelle isolée sous poteaux.....	135
IX.5:	Semelles filantes croisées.....	137
IX.6:	Radier général.....	144

Conclusion générale	157
----------------------------	-----

Références bibliographiques

Annexe

LISTE DES NOTATIONS

A : Section brute d'une pièce ;
 A_{net} : Section nette d'une pièce ;
 A_w : Section de l'âme ;
 A_v : Aire de cisaillement ;
 C_t : Coefficient de topographie ;
 C_r : Coefficient de rugosité ;
 $C_{p,net}$: Coefficient de pression nette ;
 C_e : Coefficient d'exposition ;
 C_d : Coefficient dynamique ;
E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ;
F : Force en générale ;
G : Module d'élasticité transversale de l'acier ;
G : Charge permanente ;
 G_c : L'effort appliqué sur le connecteur ;
I : Moment d'inertie ;
K : Coefficient d'encastrement ou de rigidité Poteaux/ Poutre ;
 K_0 : Coefficient de flambement ;
K : Facteur de déformée modale ;
 K_t : Facteur de terrain ;
L : Longueur ;
 M_{sd} : Moment sollicitant en générale ;
M : Moment fléchissant ;
 M_{rd} : Moment résistant ;
 M_{pl} : Moment plastique ;
 M_{cr} : Moment critique ;
 $M_{b,rd}$: Valeur de calcul de la résistance au déversement ;
 $N_{pl,rd}$: Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute ;
 $N_{b,rd}$: Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement ;
 N_{sd} : Effort normal sollicitant ;
 $N_{t,sd}$: Effort normal de traction ;
 $N_{c,sd}$: Effort normal de compression ;
 N_{pl} : Effort normal plastique ;
 $N_{c,rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression ;
 P_k : Poids total de la structure ;
Q : Charge d'exploitation ;
R : Coefficient de comportement de la structure ;
S : Surface ;
 S_n : Charge de la neige ;
 S_k : Charge de la neige sur le sol ;
 V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant ;
 $V_{pl,rd}$: Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement ;
 V_{ref} : Vitesse de référence du vent ;
W : Pression aérodynamique ;
 W_{pl} : Module de résistance plastique ;
 W_{el} : Module de résistance élastique ;
 f : Flèche ;
 f_y : Limite d'élasticité ;

f_u : Résistance à la traction ;
 H : Hauteur d'une pièce ;
 l : Longueur d'une pièce ;
 l_f : Longueur de flambement ;
 r : Rayon d'une section circulaire ;
 t : Épaisseur d'une pièce ;
 t_f : Épaisseur de la semelle (poutre, solive, poteau) ;
 t_w : Épaisseur de l'âme (poutre, solive, poteau) ;
 z : Hauteur au-dessus du sol ;
 z_0 : Paramètre de rugosité ;
 z_{eq} : Hauteur équivalente ;
 z_{min} : Hauteur minimale ;
 χ : Coefficient de réduction pour le mode de flambement ou déversement approprié ;
 β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge
D'exploitation ;
 β_w : Facteur de corrélation ;
 β_M : Facteur de moment uniforme équivalent ;
 β_j : Coefficient relatif a la liaison ;
 γ_M : Coefficient de sécurité ;
 λ : Élançement ;
 λ_{LT} : Élançement de déversement ;
 α : Facteur d'imperfection ;
 \varnothing : Rotation ;
 \varnothing_{LT} : Rotation de déversement ;
 η : Contrainte limite de cisaillement en élasticité ;
 ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier ;
 ζ_a : Contrainte de l'acier ;
 ζ_b : Contrainte du béton ;
 ξ : Pourcentage d'amortissement critique ;
 η : Facteur de correction d'amortissement ;
 δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismique F_i ;
 Δ_k : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » ;
 μ : Coefficient de forme de la charge de neige ;

INTRODUCTION GENERALE

Notre étude consiste à étudier un bâtiment (R+7+1sous-sol), en charpente métallique à usage administratif.

La satisfaction des normes et des exigences en matière de sécurité dans la conception des structures et ouvrages de Génie Civil doit prendre en considération:

- ✚ Le dimensionnement parasismique du bâtiment selon les règles Algériennes RPA99/v2003.
- ✚ L'utilisation des matériaux de construction de bonne qualité et d'une résistance fiable.

Pour cela, le projet est subdivisé en plusieurs chapitres présentant chacun une partie spécifique; en premier lieu nous donnons la présentation et la conception de la structure ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux qui sont destinés à sa réalisation.

En seconde lieu, ce chapitre traite l'évaluation des charges et surcharges et la détermination des actions sous l'effet de vent et neige, susceptible d'être subies par l'ouvrage afin de pouvoir procéder au pré dimensionnement des différents éléments structuraux et non structuraux.

Ensuite, on a entamé l'étude dynamique qui contient le comportement de la structure vis-à-vis du séisme qui a été analysé par la méthode modale spectrale sur le logiciel de calcul ROBOT.

A partir des efforts calculés par le logiciel ROBOT nous avons vérifié l'ossature en charpente métallique vis-à-vis au flambement et au déversement. Après nous avons traité les différents assemblages des éléments de la structure, et aussi l'étude des éléments de sous-sol et les fondations du bâtiment.

Enfin nous terminons notre travail par une conclusion générale qui résume l'essentiel de notre travail.

I.1. Présentation

Notre projet de fin d'étude consiste à dimensionner et étudier un bâtiment « R+7+1 sous-sol » à usage administratif, dont la structure est en charpente métallique. Le bâtiment est implanté à la wilaya d'Alger qui est classé comme zone de forte sismicité « Zone III » selon RPA 99/V2003.

Le bâtiment est composé de :

- 1 sous-sol utilisé comme parking.
- Un RDC + 7 étages à usage administratif.
- Salle de conférence.

I.1.1. Données géométriques du projet**+ Dimensions en élévation**

- Hauteur totale du bâtiment.....32,64 m
- Hauteur de sous-sol3,5 m
- Hauteur des étages4,08 m

+ Dimensions en plan

- Longueur totale.....43,2 m
- Largeur totale30,3 m

I.1.2. Classification selon RPA 99 Ver.03

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne car sa hauteur ne dépasse pas 48 m, c'est le groupe 2.

I.2. Règlement technique

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- DTR BC2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation.
- RNV2013 : Règlement neige et vent 2013.
- CCM97 : Règles de construction et de calcul des structures en acier
- EC3 : Calcul des structures en acier.
- EC4 : Calcul des structures mixtes acier-béton.
- RPA99 : Règlement Parasismique Algériennes version 2003
- BAEL91: Béton armé aux états limites 91, modifié 99.

I.3. Logiciel utilisé

- Robot version 2016.
- Autocad version 2014.
- Excel.
- Socotec.
- Idea-statica

I.4. Propriété des matériaux utilisés

I.4.1. Acier

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

- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210\,000$ MPa.
- Module de cisaillement : $G = E / [2(1+\nu)]$
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation : $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ par °C
- Masse volumique $\rho = 7850$ kg/m³

Nuance d'acier (EN10025)	Epaisseur t en mm			
	$t \leq 40$ mm		$40 < t \leq 100$	
	f_y MPa	f_u MPa	f_y MPa	f_u MPa
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

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

	Nuances	F_y (MPa)
Ronds lisses	Fe 220	215
	Fe 240	235
Barres HA	Fe 400	400
	Fe 500	500

Tableau I.2 : valeurs nominales de f_y pour le ferrailage

I.4.2. Béton

a/Résistance à la compression

La résistance à la compression est obtenue par écrasement en compression axiale d'éprouvettes normalisés (16×32) cm² ; pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 j de 25 MPa $\rightarrow f_{c28} = 25$ MPa.

b/Résistance à la traction

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

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

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}(\text{MPa})$$

pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; on trouve $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

c/Coefficient de Poisson

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

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

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

d/Deformations longitudinale du beton

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

➤ Module d'élasticité instantanée

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

$$E_{iv} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}}$$

Pour un $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{i28} = 32164.19 \text{ MPa}$

➤ Module d'élasticité différée

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

$$E_{iv} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}}$$

Pour un $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{v28} = 10818.86 \text{ MPa}$

I.5. Les assemblages

Les principaux modes d'assemblages sont :

Le boulonnage

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour notre cas on a utilisé les boulons de haute résistance (**HR**) classe **10.9** pour les assemblages rigides des portiques auto stable Les boulons HR comprennent une tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance.

Le soudage

Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de soudure constitué d'un métal d'apport, ce dernier sert de liant entre les deux pièces à assembler.

II.1. Introduction

La conception d'une structure est la phase la plus importante dans un projet.

Le but de la conception est de permettre de créer un système répondant aux besoins en tenant compte des contraintes.

II.2. Conception architecturale

Notre bâtiment est de forme irrégulière, constitué d'un RDC+7ème étages et 1 sous sol et deux terrasses accessibles et une inaccessible.



Figure II.1 Vue générale de bâtiment

II.3. Conception structurale

On a deux types de structure :

II.3.1. Structure horizontale

On désigne par structure horizontale les planchers courants et le plancher terrasse.

A/Plancher courant

La structure comporte un plancher mixte en acier-béton, connu sous le nom de plancher collaborant dont la composition est illustrée sur la figure II.2. Le profilé métallique est connecté mécaniquement à la dalle de béton qu'il porte. Il est constitué de :

- Dalle en béton armé collaborant (béton+ treillis soudé).
- Solives.
- Connecteurs soudés.
- Tôle profilée en HI BOND 55.

1: dalle en béton.

2 : bac d'acier (HI BOND 55).

3 : poutre porteuse.

4 : connecteur.

5 : treillis d'armature.

6 : solive.

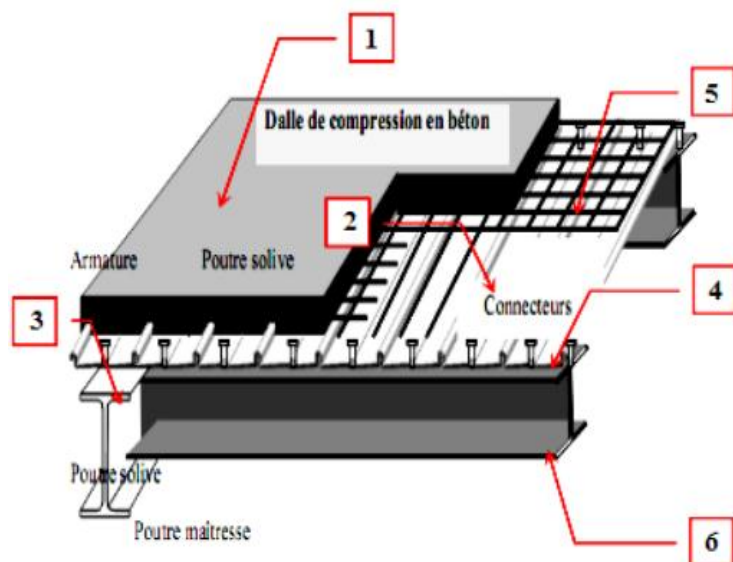


Figure II. 2:Vue éclatée d'un plancher mixte.

La composition des dalles collaborant sont :

✚ Bac d'acier

Le bac d'acier utilisé est le **Hi-Bond 55**, cet élément forme un coffrage pour la dalle en béton. Il permet :

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

Le **Hi-Bond** utilisé dans notre calcul a les caractéristiques géométriques montrées dans la figure ci-après :

HI-BOND 55

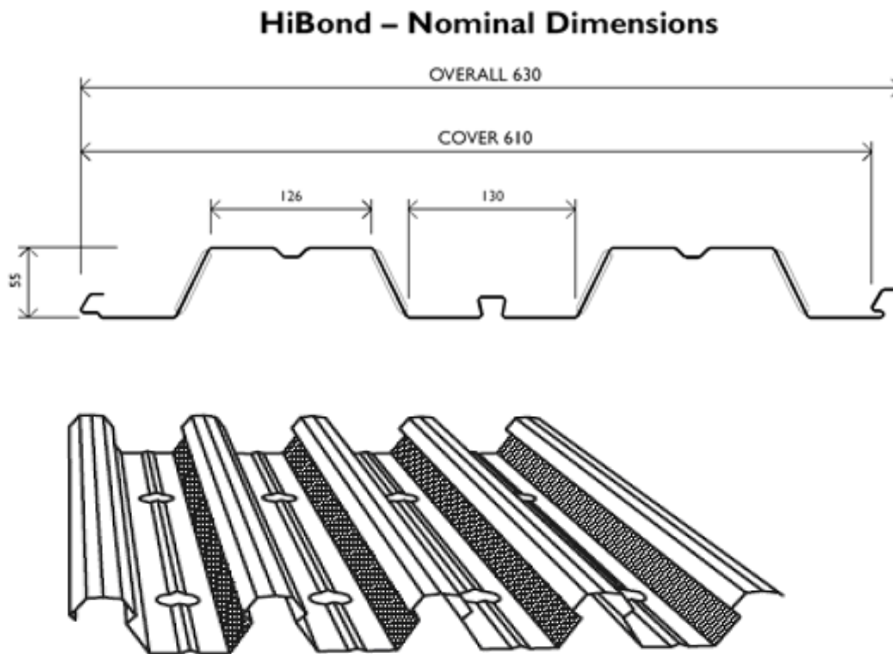


Figure II.3 : Le bac d'acier HI-BOND 55

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

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

Tableau II.1 : La fiche technique du HI-BOND 55

 Les connecteurs

La liaison acier - béton est réalisée par des connecteurs. Ils permettent de développer le comportement mixte entre la poutre en acier et le béton. La connexion est essentiellement prévue pour résister au cisaillement horizontal.

Deux types de connecteurs principaux sont disponibles :

- Les goujons soudés.
- Les connecteurs cloués.

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



Figure II. 4: Les caractéristiques des connecteurs.

B/ Plancher terrasse

Il est identique aux planchers courants sauf pour la partie supérieure qui comprend des couches supplémentaires (étanchéité, gravillon,)

II.3.2 Structure verticale

II.3.2.1. Système de stabilité

La structure est une ossature 'poteaux – poutres' en charpente métallique avec des contreventements (Palées triangulées en K suivant le sens X et des palées triangulées en X suivant le sens Y).

II.3.2.2. Escaliers

Notre bâtiment comporte trois types d'escaliers assurent le mouvement vertical.

Dans notre cas nous avons étudié un seul type.

II.4. Les Assemblages

Les assemblages a pour but de transmettre les efforts aux poteaux et les poutres. Dont note étude on utilise deux types d'assemblage.

- Les assemblages boulonnés par des boulons de hautes résistances (HR)
- L'assemblage par soudure dont les caractéristiques mécaniques est au moins équivalent à celle de nuance d'acier.

II.5. Les fondations

Les fondations reprenant les charges et surcharges supporter par la superstructure et les transmettent au sol dans les bonnes conditions afin assurer la stabilité de l'ouvrages. Le choix de types de fondation se faire par un géotechnicien selon le rapport de bon sol.

II.6. Conclusion

Ce chapitre parle sur la conception de notre ouvrage comme une première étape de l'étude de ce dans le bâtiment. Nous avons présente le type de plancher, le contreventement et la fondation. Prochain chapitre nous présentons l'étude climatique concernant ce bâtiment.

III.1. L'effet de la neige**III .1.1. Introduction**

la neige est charge climatique qui s'accumule sur la toiture de la structure et produit une surcharge qu'il faut la prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure.

Pour cela on a le règlement **RNV2013** [1] s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

Notre projet se trouve à une altitude de 229 m.

III.1.2. Calcul des charges de la neige

$$S = \mu \cdot S_k \quad [\text{kN/m}^2] \quad (\S 3.1.1.[1])$$

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

Le bâtiment étudié est situé à **Alger**, qui correspond à la zone B Selon la classification de [1].

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

$$S_k = \frac{0.04 \cdot H + 10}{100} \quad (\S 4.2.[1])$$

Application: $S_k = 0,192 \text{ kN/m}^2$, $\mu = 0,8$
 $\Rightarrow S = 0,153 \text{ kN/m}^2$

Conclusion

La charge de la neige $S_n = 0.153 \text{ kN/m}^2$.

III.2 Etude du vent**III.2.1 Introduction**

Le vent est par nature turbulent; c'est-à-dire imprévisible en vitesse et en direction. Ses effets le sont également en terme de pressions ou de forces aérodynamiques et donc de sollicitations ou de réponse de structures.

Le calcul sera mené conformément au Règlement **Neige et Vent 2013**. L'action du vent est représentée par un ensemble de pressions ou de forces statiques dont les effets sur la construction étudiée sont équivalents aux effets extrêmes du vent.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

III.2.2 Données relatives au site

On a un terrain de catégorie IV (zone urbaine dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15m).

- Site plat : $CT = 1$ (Tableau 2.5. RNV2013)[1]
- Zone du vent
- $q_{réf} = 375 \text{ daN/m}^2$ (Tableau 2.3. RNV2013)
- $K_T = 0,234$
- $Z_0 = 1$
- $Z_{min} = 10$
- $\xi = 0,67$.
- $C_d = 1$ [1](§3.2)

III.2.3 Principes de calcul

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires Aux différentes parois de la construction.

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur le bâtiment en structure métallique présenté à la figure III.1.

Pour un vent perpendiculaire :

- Au pignon (sens V1 du vent).
- Au long-pan (sens V2 du vent).

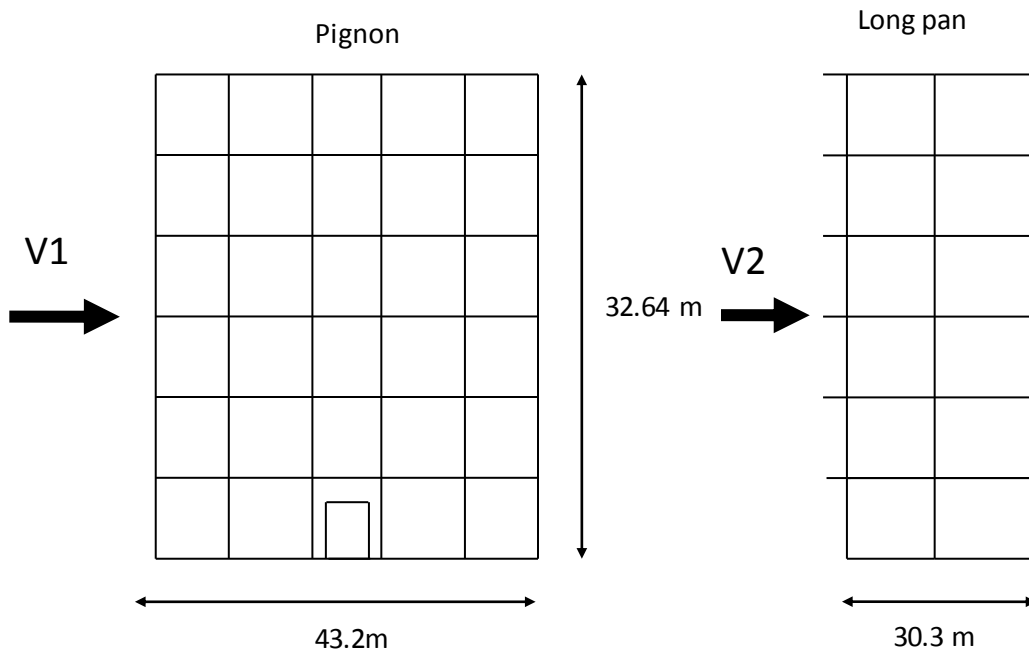


Figure III.1 : Données Géométriques.

III.2.4 Pression dynamique de pointe

La pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$ à la hauteur de référence z_e est donnée par :

$$q_p(z_e) = q_{ref} \times C_e(z_e) \text{ [N/m}^2\text{]}$$

- $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$.

- C_e : coefficient d'exposition au vent.

III.2.5 Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z_e)$

Dans le cas où la structure est peu sensible aux excitations dynamiques, le coefficient d'exposition est donné par la formule ci-dessous.

$$C_e(z_e) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7 I_v(z)] \quad (\text{\S}2.4.2.[1])$$

C_r : Coefficient de rugosité (Cf. § 2.4.4. [1])

C_t : Coefficient de topographie (Cf. §2.4.5.[1])

$I_v(z)$: Intensité de la turbulence (Cf. §2.4.6.[1])

Z (en m) : hauteur considéré

$C_T = 1$ pour $\phi < 0.05$ (site plat) (§2.4.5. [1])

$C_r(z) = k_t \times \ln(Z/Z_0)$ Pour $Z_{min} < Z < 200$ m (§2.4.4.[1])

$I_v(z) = 1/ C_t \times \ln(Z/Z_0)$ pour $Z > Z_{min}$ (§2.4.6.[1])

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tronçon	Z_e (m)	C_t	C_r	I_v	C_e	$q_{réf}$	q_p (N/m ²)
de 0 à 30.3	30.3	1	0.80	0.29	1.93	375	723.5
de 30.3 à 32.64	32.64		0.81	0.286	1.96	375	735

Tableau III.1 : Valeurs des pressions dynamiques

III.3 Direction du vent V1

➤ Calcul de la pression due au vent

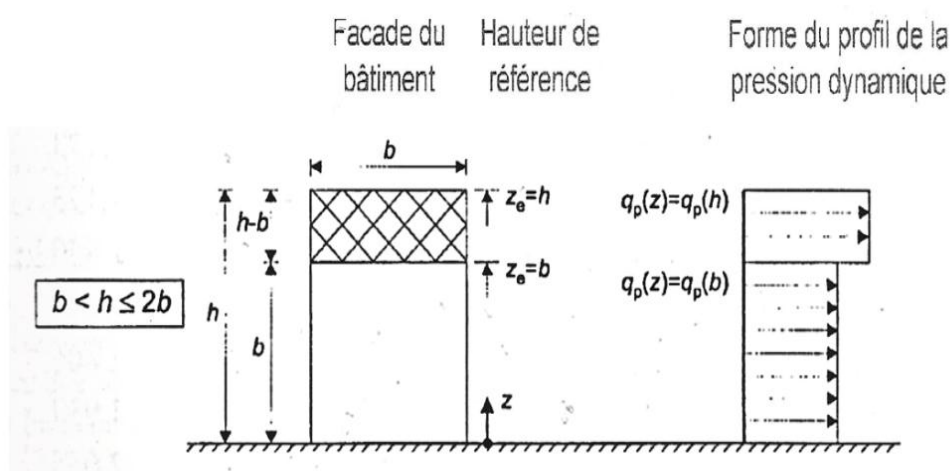


Figure III.2 : hauteur de référence z_e et profile correspondant de la pression dynamique

III.3.1 Détermination de la pression aérodynamique

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

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

III.3.2 Détermination des coefficients des pressions

III.3.2.1 Coefficient de pression extérieure C_{pe}

Le bâtiment de base rectangulaire donc le coefficient de pression extérieur dépend de la dimension de la surface chargée.

$S=1049.092\text{m}^2 \Rightarrow$ La surface des parois chargée, $S \geq 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe10}$

- Vent perpendiculaire au pignon (sens v_1 du vent)

🚧 Paroi verticales

On se réfère au paragraphe 5.1.2 et 5.1.3 du chapitre 5 de DTR(NV2013) pour déterminer les différentes zones de pression et pour tirer les valeurs du coefficient C_{pe1} ou C_{pe10}

Pour cette direction du vent $b=30.3\text{m}$, $d=43.2\text{m}$ et $h=32.64\text{m}$

$e = \min [b ; 2h] = \min [30.3 ; 65.28] e = 30.3 \text{ m}$

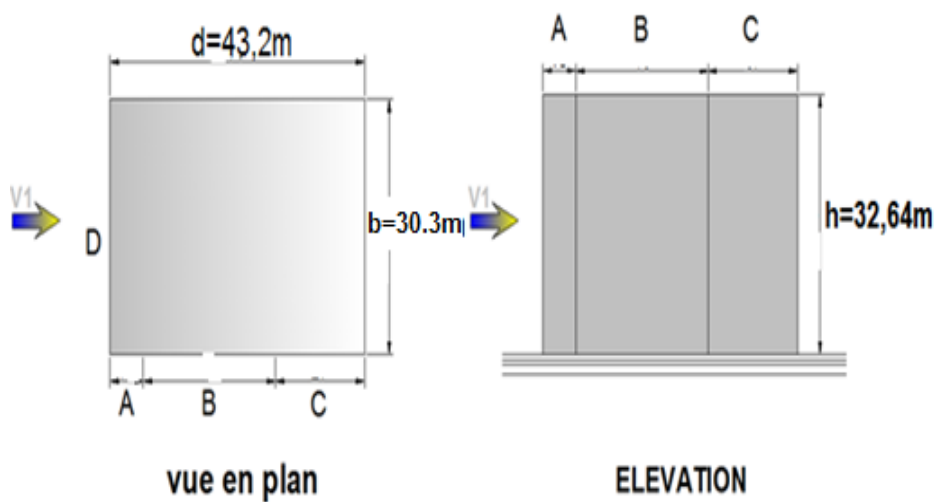


Figure III.3 : Légende pour les parois verticales.

- calcul l'aire des parois verticales :

*Aire de la zone : $A_A=194.688 \text{ m}^2$

*Aire de la zone : $A_B=778.752\text{m}^2$

* Aire de la zone : $A_C=384.4\text{m}^2$

*Aire de la zone : $A_D=1049.092\text{m}^2$

Les coefficients de pression extérieure dans chaque zone sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Zone	Aire [m ²]	Cpe.10
A	194.688	-1.0
B	778.752	-0.8
C	384.4	-0.5
D	1049.092	+0.8
E	1049.092	-0.3

Tableau III.2: Valeur des coefficients de Cpe sens V₁

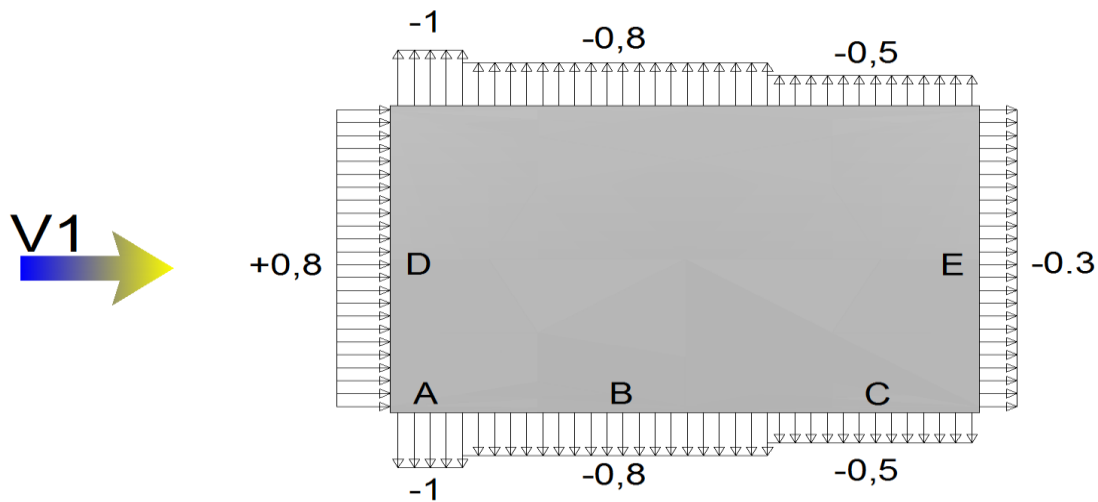


Figure III.4 : valeur de Cpe pour chaque paroi verticale

III.3.2 .2 Détermination des coefficients de pressions intérieure (Cpi)

Lorsqu'il se révèle impossible, ou lorsqu'il n'est pas considéré justifié d'évaluer μ pour un cas particulier, il convient alors de donner à Cpi la valeur la plus sévère

de + 0,2 et - 0,3.(EC1 ; P42).

⇒ Valeurs des pressions dues au vent (V_1)

*Pression sur les parois au vent (Zone D)

Tronçon	$q_p(z_e)$ [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}		$W(z_e)$ [N/m ²]	
de 0 à 30.3	723.5	+0.8	0.2	-0.3	434.1	795.85
de 30.3 à 32.64	735	+0.8	0.2	-0.3	441	808.5

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

*Pression sur les parois au vent (Zone A)

Tronçon	$q_p(z_e)$ [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}		$W(z_e)$ [N/m ²]	
de 0 à 30.3	723.5	-1	0.2	-0.3	-868.5	-506.62
de 30.3 à 32.64	735	-1	0.2	-0.3	-882	-514.5

Tableau III.4 : Valeurs des pressions W sur la zone A

*Pression sur les parois au vent (Zone B)

Tronçon	$q_p(z_e)$ [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}		$W(z_e)$ [N/m ²]	
de 0 à 30.3	723.5	-0.8	0.2	-0.3	-735	-361.87
de 30.3 à 32.64	735	-0.8	0.2	-0.3	-723.75	-367.5

Tableau III.5 : Valeurs des pressions W sur la zone B

*Pression sur les parois au vent (Zone C)

Tronçon	$q_p(z_e)$ [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}		$W(z_e)$ [N/m ²]	
de 0 à 30.3	723.5	-0.5	0.2	-0.3	-506.62	-144.75
de 30.3 à 32.64	735	-0.5	0.2	-0.3	-514.5	-147

Tableau 1 : Valeurs des pressions W sur la zone C

*Pression sur les parois au vent (Zone E)

Tronçon	$q_p(z_e)$ [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}		$W(z_e)$ [N/m ²]	
de 0 à 30.3	723.5	-0.3	0.2	-0.3	-361.75	/
de 30.3 à 32.64	735	-0.3	0.2	-0.3	-367.5	/

Tableau III.7 : Valeurs des pressions W sur la zone E

III.3.3 Toiture

A/ Terrasse inaccessible

La hauteur de l'acrotère $h_p=0.6m$ nous avant une toiture plate Selon RNV 2013 art.5.1.3

$e = \min (b, 2h) = 30.3 m$

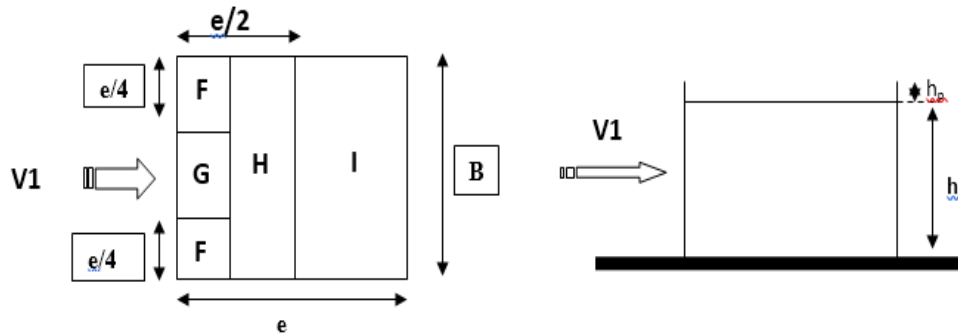


Figure. III.5 : Légende pour la paroi verticale la toiture (V1)

D'après le tableau (5.2) RNV 2013 on a : $h_p / h = 0,018$

➤ coefficients de pressions extérieures C_{pe}

Les coefficients de pression extérieure dans chaque zone sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Zone	$S > 10m^2$	C_{pe}
F	24.336	-1.6
G	48.672	-1.1
H	389.376	-0.7
I	861.12	-0.2

Tableau III.8 : Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse (V1)

Légende pour les toitures plates sont représentées dans la figure ci-dessous :

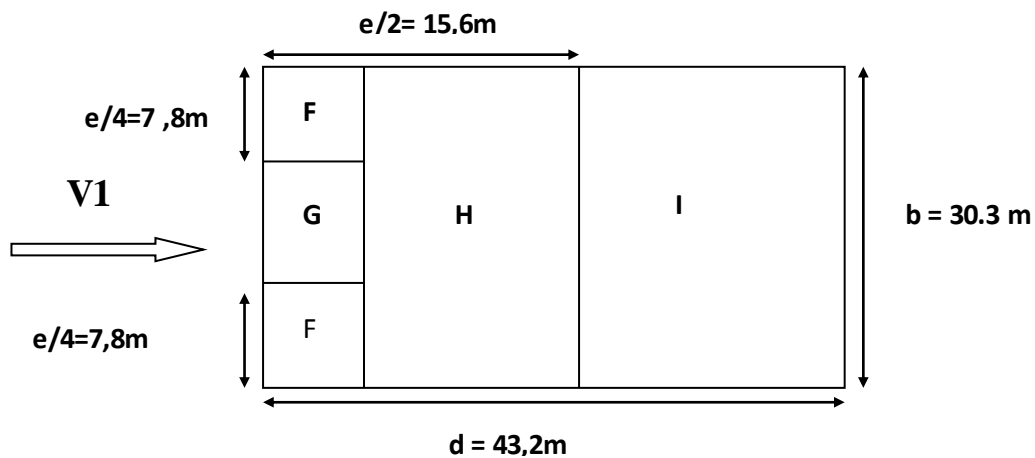


Figure.III.6 : Légende pour les toitures plates.

➤ Coefficient de pression intérieur C_{pi}

Lorsqu'il se révèle impossible, ou lorsqu'il n'est pas considéré justifié d'évaluer μ pour un cas particulier, il convient alors de donner à C_{pi} la valeur la plus sévère

de + 0,2 et - 0,3 (EC1 ; P42).

$$\text{Donc } \Rightarrow \begin{cases} C_{pi} = +0.2 \\ C_{pi} = -0.3 \end{cases}$$

La pression aérodynamique :

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

Les résultants de W(Z_j) [N/m²] sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Zone	Z(m)	qp(ze)	C _{pe}	C _{pi}		W (z _j) [N/m ²]	
F	28.56	723.5	-1,6	0,2	-0.3	-1302.3	-940.55
	32.64	735	-1,6	0,2	-0.3	-1323	-955.5
G	28.56	723.5	-1,1	0,2	-0.3	-940.55	-578.8
	32.64	735	-1,1	0,2	-0.3	-955.5	-588
H	28.56	723.5	-0,7	0,2	-0.3	-651.15	-289.4
	32.64	735	-0,7	0,2	-0.3	-661.5	-294
I	28.56	723.5	-0,2	0,2	-0.3	-289.4	72.35
	32.64	735	-0,2	0,2	-0.3	-294	73.5

Tableau III.9 : Valeurs des pressions W sur terrasse (V₁)

B/ Terrasse accessible

La hauteur de l'acrotère h_p=1.4m nous avant une toiture plate Selon RNV 2013 art.5.1.3

$$e = \min(b, 2h) = 30.3 \text{ m}$$

Légende pour les toitures plates sont représentées dans la figure ci-dessous :

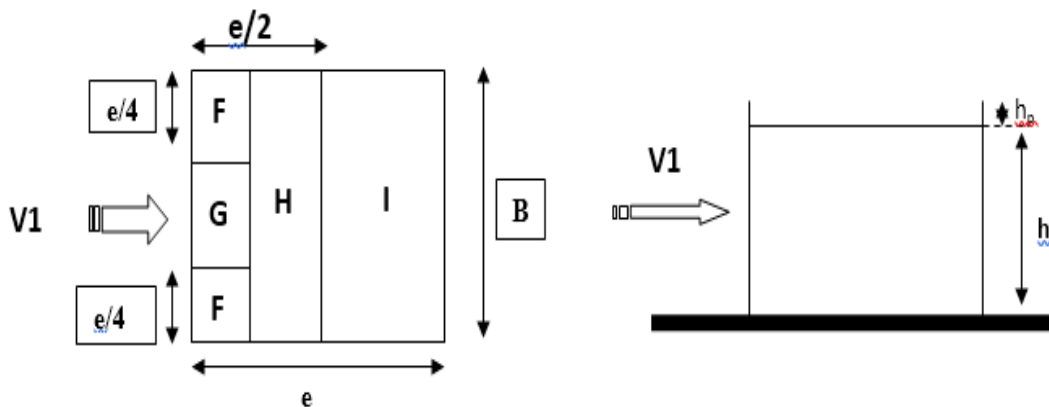


Figure.III.7 : Légende pour la paroi verticale la toiture (V₁)

D'après le tableau (5.2) RNV 2013 on a : $h_p / h = 0,043$

➤ coefficients de pressions extérieures C_{pe}

Les coefficients de pression extérieure dans chaque zone sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Zone	$S > 10m^2$	C_{pe}
F	24.336	-1.4
G	48.672	-0.9
H	389.376	-0.7
I	861.12	-0.2

Tableau III.10 : Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse (V_1)

Légende pour les toitures plates sont représentées dans la figure ci-dessous :

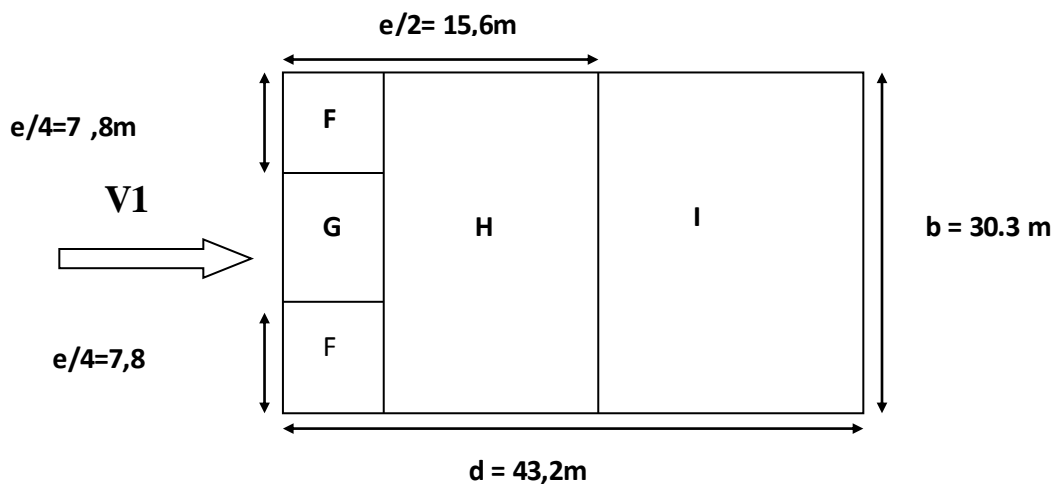


Figure.III.8 : Légende pour les toitures plates.

➤ Coefficient de pression intérieure C_{pi}

Lorsqu'il se révèle impossible, ou lorsqu'il n'est pas considéré justifié d'évaluer μ pour un cas particulier, il convient alors de donner à C_{pi} la valeur la plus sévère de + 0,2 et - 0,3 (EC1 ; P42).

$$\text{Donc : } \Rightarrow \begin{cases} C_{pi} = +0.2 \\ C_{pi} = -0.3 \end{cases}$$

La pression aérodynamique :

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

Les résultants de $W(z_j)$ [N/m²] sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Zone	Z(m)	qp(ze)	C _{pe}	C _{pi}		W (zj) [N/m ²]	
F	28.56	723.5	-1,4	0,2	-0.3	-1157.6	-798.85
	32.64	735	-1,4	0,2	-0.3	-1157.6	-808.5
G	28.56	723.5	-0,9	0,2	-0.3	-795.85	-434.1
	32.64	735	-0,9	0,2	-0.3	-808.5	-441
H	28.56	723.5	-0,7	0,2	-0.3	-651.15	-289.4
	32.64	735	-0,7	0,2	-0.3	-661.5	-294
I	28.56	723.5	-0,2	0,2	-0.3	-289.4	72.35
	32.64	735	-0,2	0,2	-0.3	-294	73.5

Tableau III.11 : Valeurs des pressions W sur terrasse (V1)

III.4 Direction du vent V2

➤ Calcul de la pression due au vent

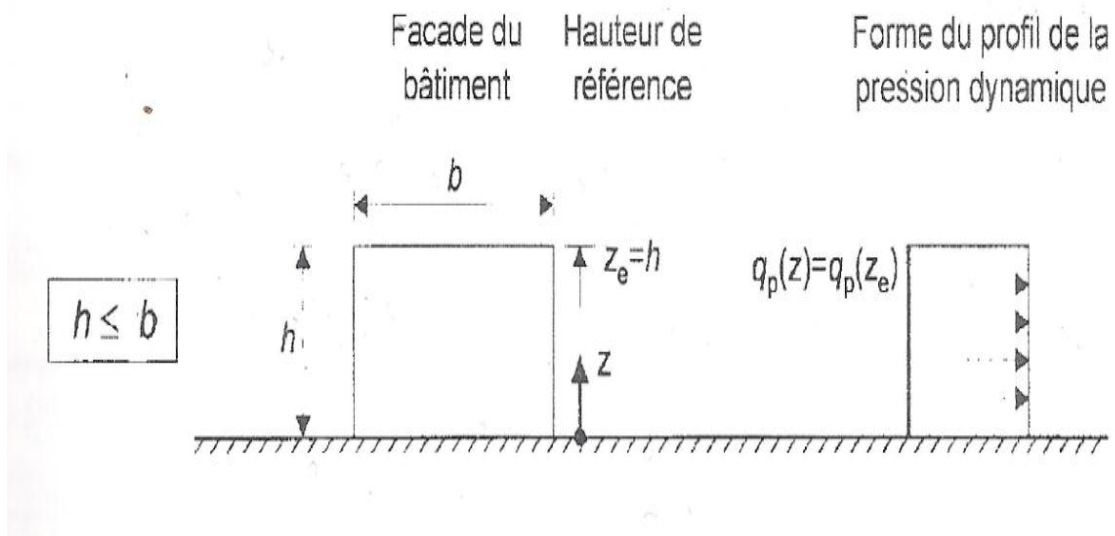


Figure III.9: hauteur de référence (ze) et profile correspondant de la pression dynamique

✚ Vent perpendiculaire long pan (sens v2 du vent)

✚ Paroi verticale

Pour cette direction du vent $b=43.2m$, $d=30.3 m$ et $h=32.64m$

$$e = \min [b ; 2h] = \min [43.2 ; 86.4] e = 43.2m$$

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tronçon	Ze (m)	Ct	Cr	Iv	Ce	Qréf
De 0 à 32.64	32.64	1	0.82	0.286	2.02	756.95

Tableau III.12 : Valeurs des pressions dynamiques

III.4.1 coefficients de pressions extérieures C_{pe}

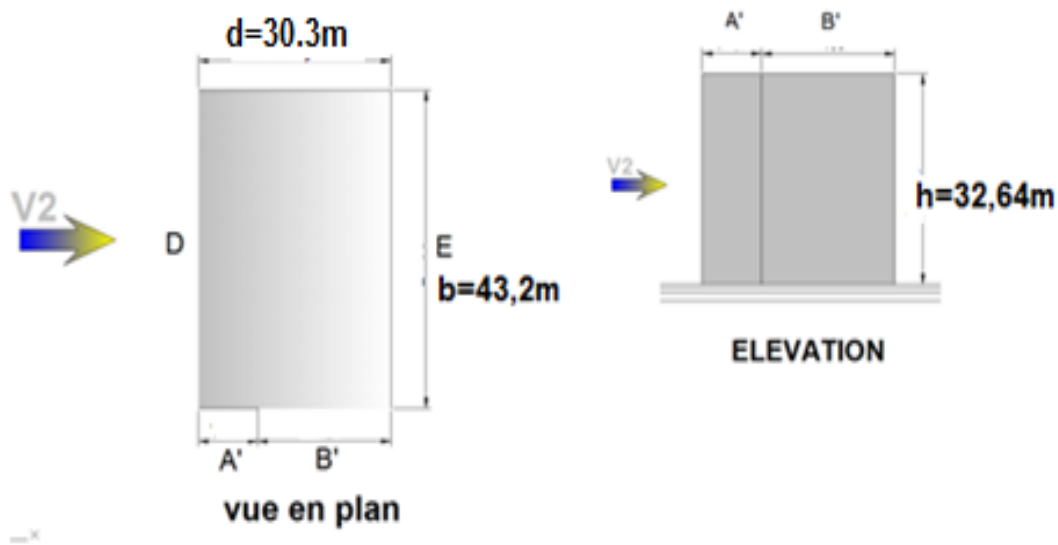


Figure III.10 : Légende pour les parois verticales.

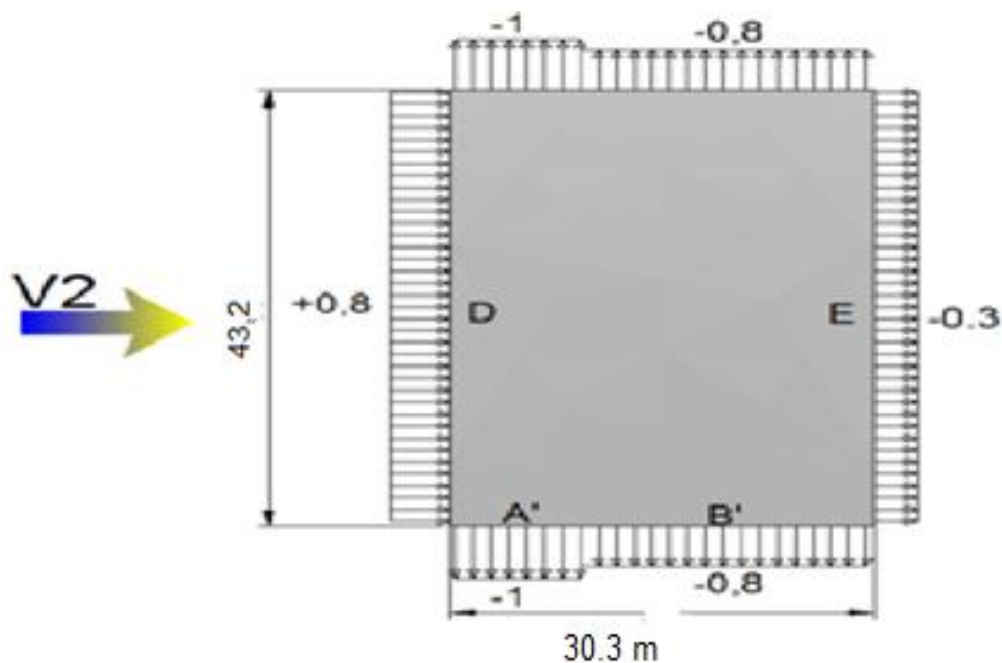


Figure III.11 : valeur de C_{pe} pour chaque paroi verticale

- calcul l'aire des parois verticales :

*Aire de la zone : $A_{A'}=282\text{m}^2$

*Aire de la zone : $A_{B'}=1128.038\text{m}^2$

*Aire de la zone : $A_D=A_E=1347.84\text{m}^2$

Les coefficients de pression extérieure dans chaque zone sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Zone	Aire [m ²]	C _{pe.10}
A'	282	-1.0
B'	1128.038	-0.8
D	1347.84	+0.8
E	1347.84	-0.3

Tableau III.13: Valeur des coefficients de C_{pe}

III.4.2 Détermination des coefficients de pressions intérieure (C_{pi})

Lorsqu'il se révèle impossible, ou lorsqu'il n'est pas considéré justifié d'évaluer μ pour un cas particulier, il convient alors de donner à C_{pi} la valeur la plus sévère de + 0,2 et - 0,3 (EC1 ; P42).

$$\text{Donc } \Rightarrow \begin{cases} C_{pi} = +0.2 \\ C_{pi} = -0.3 \end{cases}$$

⇒ Valeurs des pressions dues au vent (V₂)

Les résultants de W(Z_j) [N/m²] sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Z(m)	q _p (z _e) [N/m ²]	Zone	A _{réf} (m ²)	C _{pe}	C _{pi}		W [N/m ²]	
32.64	756.95	A'	282	-1.0	0.2	-0.3	-908.34	-529.90
		B'	1128.018	-0.8	0.2	-0.3	-755.95	-378.475
		D	1347.84	+0.8	0.2	-0.3	454.17	832.645
		E	1347.84	-0.3	0.2	-0.3	-378.47	-

Tableau III.14: Valeurs des pressions dues au vent (V₂)

III.4.3 Toiture

A/Terrasse inaccessible

La hauteur de l'acrotère $h_p=0.6m$ nous avant une toiture plate Selon RNV 2013 art.5.1.3

$$e=\min (b, 2h) =43,2m$$

D'après le tableau (5.2) RNV 2013 on a : $h_p / h =0,018$

➤ Coefficients de pressions extérieures C_{pe}

Les coefficients de pression extérieure dans chaque zone sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Zone	$S>10m^2$	C_{pe}
F	46.656	-1.6
G	93.312	-1.1
H	746.496	-0.7
I	414.72	-0.2

Tableau III .15 : Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse sous V_2

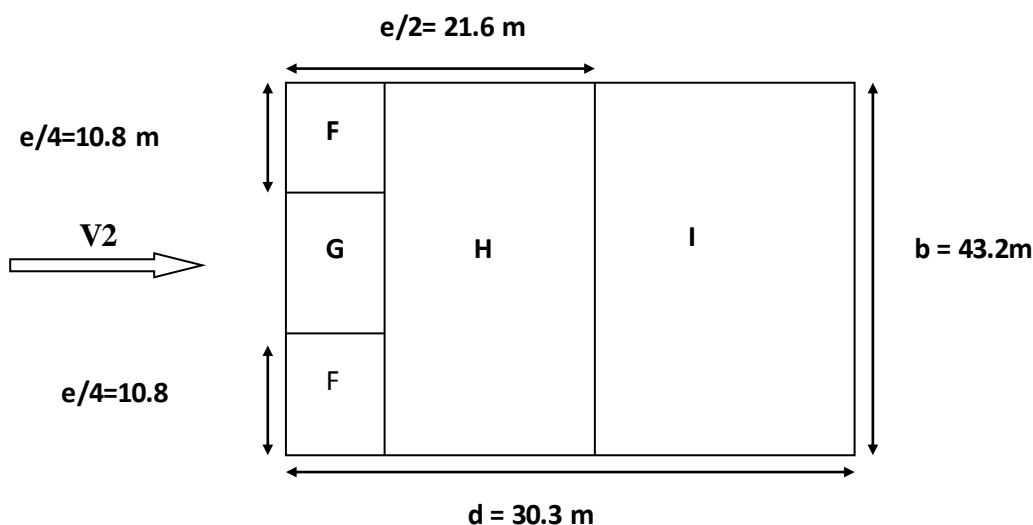


Figure. III.12 : Légende pour les toitures plates.

➤ Coefficient de pression intérieure C_{pi}

Lorsqu'il se révèle impossible, ou lorsqu'il n'est pas considéré justifié d'évaluer μ pour un cas particulier, il convient alors de donner à C_{pi} la valeur la plus sévère de + 0,2 et - 0,3 (EC1 ; P42).

La pression aérodynamique :

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

Les résultats de $W(Z_j)$ [N/m²] sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Z(m)	q _p (z _e) [N/m ²]	Zone	C _{pe}	C _{pi}		W [N/m ²]	
32.64	765.95	F	-1.6	0.2	-0.3	-1378.71	-999.735
		G	-1.1	0.2	-0.3	-995.735	-612.76
		H	-0.7	0.2	-0.3	-689.355	-306.38
		I	-0.2	0.2	-0.3	306.38	76.596

Tableau III.16 : Valeurs des pressions W sur terrasse

B/ Terrasse accessible

La hauteur de l'acrotère $h_p=1.4m$ nous avant une toiture plate Selon **RNV 2013 art.5.1.3**

$e = \min(b, 2h) = 43.2m$

D'après le tableau (5.2) **RNV 2013** on a :

$h_p / h = 0,043$

➤ coefficients de pressions extérieures C_{pe}

Zone	S>10m ²	C _{pe}
F	46.656	-1.4
G	93.312	-0.9
H	746.496	-0.7
I	414.72	-0.2

Tableau III.17 : Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse sous V₂

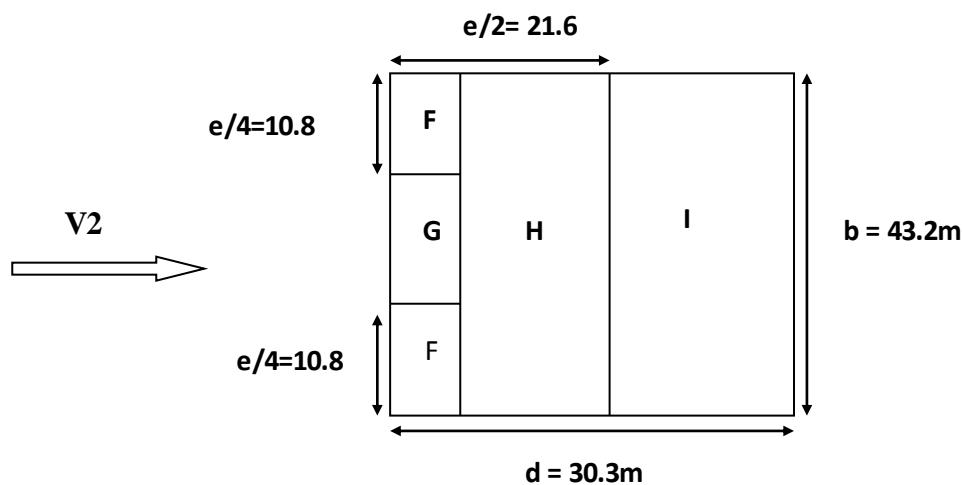


Figure.III.13 : Légende pour les toitures plates V₂.

➤ **Coefficient de pression intérieure C_{pi}**

$$\begin{cases} C_{pi} = +0.2 \\ C_{pi} = -0.3 \end{cases} \text{ (EC1 ; P42).}$$

La pression aérodynamique :

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

Les résultants de W(Z_j) [N/m²] sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Z(m)	q _p (z _e) [N/m ²]	Zone	C _{pe}	C _{pi}		W [N/m ²]	
32.64	765.95	F	-1.4	0.2	-0.3	-1225.52	-842.545
		G	-0.9	0.2	-0.3	-842.545	-459.57
		H	-0.7	0.2	-0.3	-689.355	-306.38
		I	-0.2	0.2	-0.3	306.38	76.596

Tableau III.18 : Valeurs des pressions W sur terrasse

III.5 Conclusion

Cette étude nous a permis de déterminer les effets dus au vent et à la neige qui seront utilisés dans la partie de la modélisation des éléments composant la structure. Pour passer à cette étape, nous présentons dans le chapitre suivant le pré-dimensionnement des éléments résistants et non résistants.

IV.1 Introduction

Le pré-dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres. etc.) d'une structure est une étape essentielle dans tout calcul lors d'un projet.

IV.1.1. Étude du plancher (poutre et solive)

Les planchers collaborant associent une dalle de compression en béton armé à des bacs nervurés en acier galvanisé pour qu'ils participent ensemble, par leur "collaboration" à la résistance à la flexion. Les solives peuvent être rendues solidaires de la dalle par l'intermédiaire des connecteurs soudés ou cloués pour constituer une poutre mixte.

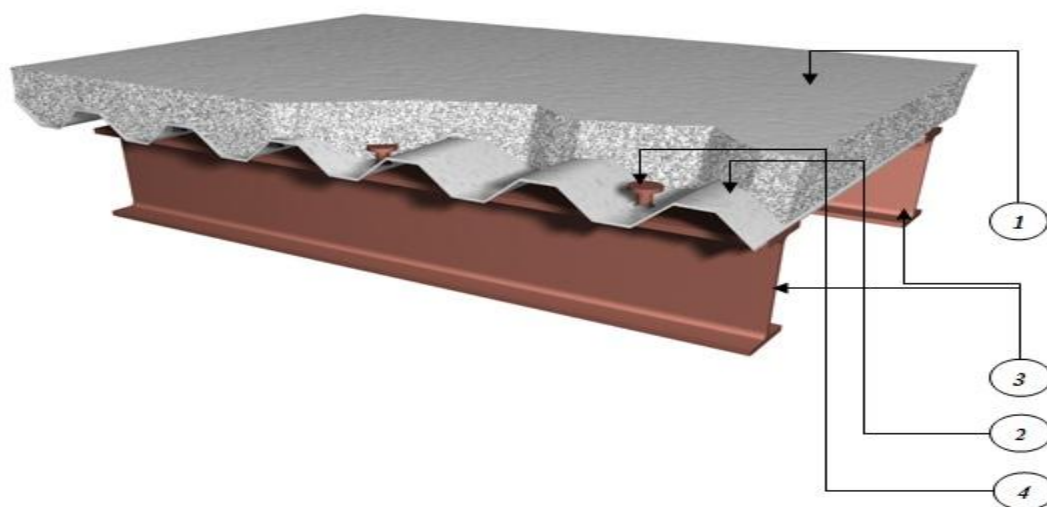


Figure IV.1: Schéma des composants de plancher mixte.

1. Dalle en béton
2. Tôle profilée (hi-bond 55)
3. Poutre porteuse
4. Connecteur

IV.1.1.1. La méthode de calcul

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

❖ A/Phase de construction

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

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

❖ **B/ Phase finale**

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

On doit tenir compte des charges suivantes:

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

IV.1.1.2. Evaluation des charges des planchers[2]

Sous charges horizontales, le rôle essentiel du plancher, supposé infiniment rigide dans le plan horizontal, est de transmettre les efforts aux éléments porteurs les poutres et les poteaux.

a) - Plancher terrasse inaccessible [2]

1. Actions permanentes

Type	ρ (kN/m ³)	ép (m)	G (kN/m ²)
Etanchéité multi couche	/	0,02	0,12
Faux plafond	/	/	0,3
Dalle BA	25	0,15	3,75
Bac d'acier	/	/	0,12
Climatisation	/	/	0,4
Isolation thermique	4	0,04	0,16
Gravions de protection	/	0,04	0,8
Béton en forme de pente 1%	/	/	2,2
			$\Sigma G = 7,85$

Tableau IV.1 : Charge permanente de la terrasse inaccessible

2. Charges d'exploitation

✚ Terrasse inaccessible $\Rightarrow Q = 1 \text{ KN/m}^2$

b) - Plancher terrasse accessible [2]

1. Actions permanentes

Type	ρ (kN/m ³)	ép (m)	G (kN/m ²)
Etanchéité multi couche	/	0,02	0,12
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Revêtement en carrelage	/	0,02	0,405
Faux plafond	/	/	0,3
Dalle BA	25	0,15	3,75
Bac d'acier	/	/	0,12
Climatisation	/	/	0,4
Isolation thermique	4	0,04	0,16
Béton en forme de pente 1%	/	/	2,2
			$\Sigma G = 7,09$

Tableau IV.2 : Charge permanente de la terrasse accessible.

2. Charges d'exploitation

✚ Terrasse accessible $\Rightarrow Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

c) - Plancher courant

1. Actions permanentes

L'épaisseur de la dalle pour le plancher courant est de 15 cm.

Type	ρ (kN/m ³)	ép (m)	G (kN/m ²)
Cloison	/	0,1	1
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Revêtement en carrelage	/	0,02	0,405
Faux plafond	/	/	0,3
Dalle BA	25	0,15	3,75
Bac d'acier	/	/	0,12
Climatisation	/	/	0,4
			$\Sigma G = 6,41$

Tableau IV.3: Charge permanente de plancher courant

2. Charges d'exploitation

✚ Administration $\Rightarrow Q = 2,5 \text{ KN/m}$

IV.2. Pré dimensionnement des éléments principaux

IV.2.1. Solives du plancher terrasse [3]

Les solives sont généralement des profilés en **IPE**, **IPN**, dont leur espacement est compris entre 1,5 et 4m selon le type du bac d'acier utilisé. On pré-dimensionnera la solive la plus sollicitée pour chaque plancher

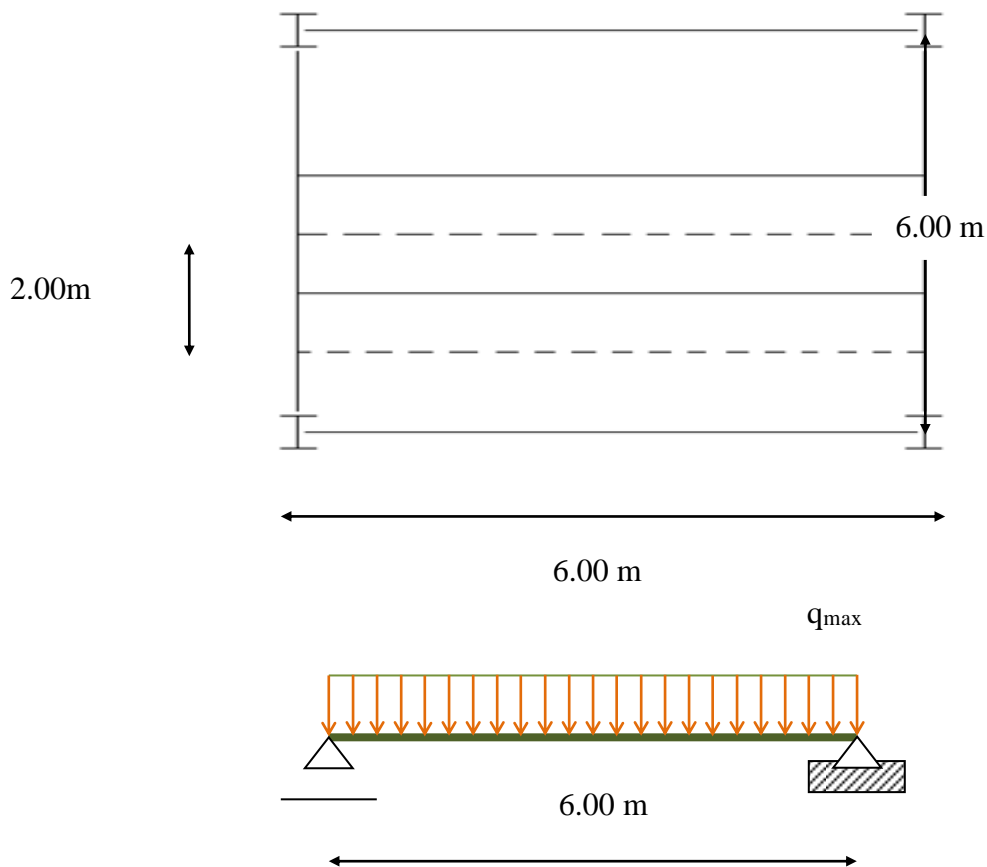


Figure IV.2 : Schéma statique de la solive.

❖ Pré-dimensionnement

Il est d'usage que le pré dimensionnement se fait selon le critère de résistance ou le critère de flèche, mais dans notre cas, on utilise une formule approchée et simplifiée qui est en fonction de la hauteur du profilé et la portée de la solive.

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

Avec : **h** : la hauteur du profilé

L : la longueur de la solive.

Donc: $\frac{3000}{25} \leq h \leq \frac{3000}{15} \rightarrow 120\text{mm} \leq h \leq 200\text{mm}$

On choisit un **IPE 180** qui a les caractéristiques suivantes :

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
			h	b	t_f	t_w	I_y	I_z	W_{pl-y}	i_y	i_z
	Kg/ml	mm²	mm	mm	mm	mm	mm⁴	mm⁴	mm³	mm	mm
IPE180	18,8	2390	180	91	8	5,4	13170000	1009000	166400	74,2	20,5

Tableau IV.4 : Caractéristiques du profilé IPE 180.

A. Phase de construction

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

- Poids propre du profilé 0,188 kN/ml
- Poids propre du béton frais (15cm).....3,75 kN/m²
- Poids du bac d'acier.....0,12 kN/m²
- Surcharge de construction (ouvrier).....0,75 kN/m²

❖ **Combinaison de charge** : (entre-axe des solives est de 2.00 m).

-ELU

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

$$q_u = 1,35g_{solive} + (1,35G_b + 1,35g + 1,5Q) \times 2$$

$$q_u = 12,9528\text{kN/ml}$$

-ELS

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = g_{solive} + (G_b + Q + g) \times 2$$

$$q_s = 9,428\text{ kN/ml}$$

IV.2.1.1. Les vérifications

• Vérification de la flexion [3]

$$M_{sd} \leq M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

M_{sd} : est le moment appliqué

$$\left\{ \begin{array}{l} W_{pl,y} = 166400 \text{ mm}^3 \\ \gamma_{M_0} = 1 \\ f_y = 235 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

-Calcul du moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = 14,57 \text{ KN.m}$$

-Moment résistant plastique développé par la section :

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$M_{pl.Rd} = 39,104 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 14,57 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 39,104 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{c'est verifier}$$

$$r = \frac{14,57}{39,104} = 0,37 \rightarrow 37 \%$$

• Vérification de l'effort tranchant [1]

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}}$

- V_{plRd} : effort tranchant de plastification de la section
- A_v : aire de cisaillement
- $A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f$
- $A_v = 1010,88 \text{ mm}^2$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = 19,32 \text{ KN}$$

$$V_{pIRd} = \frac{235 \times 10^3 \times 1010,88}{\sqrt{3} \times 1} \Rightarrow V_{pIRd} = 137,15 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 19,43 \text{ KN} < V_{pIRd} = 137,15 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

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

• **Vérification de la rigidité [3]**

Il faut vérifiée que : $f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_{ser} L^4}{EI_y} \leq \bar{f}$

-La valeur de la flèche maximale est égale à :

$$f_1^{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{9,428 \times 3000^4}{2,1 \times 10^5 \times 1317 \times 10^4}$$

$$\Rightarrow f_1^{\max} = 3,595 \text{ mm}$$

-La valeur de la flèche admissible est égale à :

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{3000}{250}$$

$$\Rightarrow \bar{f} = 12 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 3,575 \text{ mm} \leq \bar{f} = 12 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

• **Vérification au déversement [3]**

Les règlements EC3 préconisent la vérification du déversement lors de la phase de construction est cela d'après l'article-6.4.3-.

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{b.Rd}$

M_{sd} : est le moment appliqué

$$M_{sd} = 14,49 \text{ kN.m}$$

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

$$M_{b.Rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$\beta_w = 1$ Classe 1.

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

$$\lambda_{LT} = \frac{L / i_{zz}}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L / i_{zz}}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} \times \sqrt{c_1} \quad \text{Avec : } c_1 = 1.132$$

$$\Rightarrow \lambda_{LT} = 103,53$$

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

$$\Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 1,10 > 0,40 \rightarrow \text{il y a un risque de déversement}$$

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

$\alpha_{LT} = 0,21$ (Pour les profils lamines)

$$\Rightarrow \phi_{LT} = 1,2$$

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

$$\Rightarrow \chi_{LT} = 0,59$$

$$M_{brd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\Rightarrow M_{brd} = 21,12 \text{ kNm}$$

$$M_{sd} = 14,49 \text{ kNm} < M_{brd} = 21,12 \text{ kNm} \rightarrow \text{C'est vérifier.}$$

$$r = \frac{14,49}{21,12} = 0,69 \Rightarrow 69\%$$

B.Phase finale

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble, les charges de la phase finale sont :

-Poids propre du profilé 0,188 kN/ml

-Charge permanente.....7,09 kN/m²

-Surcharge d'exploitation.....1.00 kN/m²

➤ **Combinaisons des charges** (entre-axe des solives est de 2.00m).

-ELU

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

$$q_u = 1,35 \times (g_{solive} + (2 \times G)) + 1,5 \times 2 \times Q$$

$$q_u = 23,45 \text{ kN/ml}$$

-ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = g_{solive} + (G + Q) \times 2$$

$$q_s = 16,37 \text{ kN/m}$$

➤ **Largeur de la dalle largeur effective**

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

$$b_{eff} = 1,5 \text{ m}$$

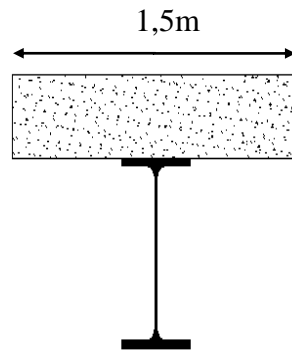


Figure IV.3 : largeur effective de la zone comprimée

➤ Position de l'axe neutre plastique

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

Avec : $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$

A. N

$$R_{\text{béton}} = \frac{0,85}{1,5} \times 25 \times 1500 \times 95 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{\text{béton}} = 2018,75 \text{ kN}$$

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

A. N

$$R_{\text{acier}} = 2390 \times \frac{235}{1} \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{\text{acier}} = 561,65 \text{ kN}$$

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

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

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

IV.2.1.2.Vérifications

- Vérification de la flexion [3]

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

-Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{23,45 \times 6^2}{8}$$

$$\Rightarrow M_{sd} = 105,525 kN.m$$

-Moment résistant plastique développé par la section mixte :

-A.N :

$$M_{plrd} = 561,61 \times \left(\frac{0,18}{2} + 0,095 + 0,055 - \frac{561,61 \times 0,095}{2018,17 \times 2} \right)$$

$$\Rightarrow M_{plrd} = 127,37363 kN.m$$

105,525 kN.m < 127,373 kN.m C'est vérifier.

$$r = \frac{105,525}{127,373} = 0,83 \Rightarrow 83\%$$

- Vérification de l'effort tranchant [3]

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}}$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{235 \times 1010,88}{\sqrt{3} \times 1} = 137,15348 kN$$

$$\Rightarrow V_{plrd} = 137,1538 KN$$

-Calcul de l'effort tranchant V_{sd} : $V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2}$

$$\Rightarrow V_{sd} = 35,175 kN$$

$$V_{sd} < 0,5 V_{plrd}$$

35,175 kN < 68,57 kN C'est vérifier.

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

- **Vérification de la rigidité [3]**

Il faut vérifiée que : $f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_c} \leq \bar{f}$

* $q_s = 16,37 \text{ kN/ml}$

* $E = 2,1 \times 10^5 \text{ Mpa}$

$$\begin{cases} m = E_a/E_b = 15 \\ v = A_a/A_b = 0,0114 \end{cases}$$

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

A.N :

$$\Rightarrow I_c = 529494228 \text{ mm}^4$$

-La valeur de la flèche maximale est :

$$f^{\max}_2 = \frac{5}{384} \times \frac{16,37 \times 6000^4}{2,1 \times 10^5 \times 529494228} = 2,48 \text{ mm}$$

-La valeur de la flèche admissible est : $\bar{f} = 24 \text{ mm}$

Flèche totale :

$$f_{\text{tot}} = f^{\max}_1 + f^{\max}_2 = 2,48 + 3,595 = 6,075 \text{ mm}$$

$$f_{\text{tot}} = 6,075 \text{ mm} < \bar{f} = 24 \text{ mm} \text{ C'est vérifier}$$

- **Vérification du déversement [3]**

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

➤ **Conclusion**

Le profilé **IPE 180** vérifie toutes les conditions de résistance, rigidité et déversement, donc on opte pour la solive de terrasse un **IPE 180** .

➤ **Calcul des connecteurs [3]**

Type goujon :

- Hauteur : $h = 95 \text{ mm}$

-Diamètre : $d = 19 \text{ mm}$.

$$\text{Détermination de } P_{rd} = k_t \times \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0.29 \times \alpha \times d^2 \frac{\sqrt{F_{CK} \times E_C}}{\gamma_v} \\ 0.8 \times f_u \times \frac{\pi \cdot d^2}{4 \times \gamma_v} \end{array} \right.$$

✚ f_{ck} : Résistance caractéristique de béton.....**25.00 N/mm²**

✚ E_c : Module de Young de béton..... **32.00 N/mm²**

✚ f_u : Résistance caractéristique des connecteurs.....**450.00 N/mm²**

✚ $\gamma_v = 1.25$

• **Influence du sens du bac d'acier[3]**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} N_r \text{ Nombre de goujon par Nervure } = 1 \text{ ou max } 2. \\ N_r = 1. \\ h_p = 55 \text{ mm} \quad h = 95 \text{ mm} \end{array} \right.$$

(Hauteur du connecteur).

$b_0 = 75 \text{ mm}$ (Largeur moyenne de la nervure).

$$K_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left[\frac{h}{h_p} - 1 \right] = \frac{0,7}{1} \times \frac{7,5}{5,5} \times \left[\frac{9,5}{5,5} - 1 \right] = 0,69$$

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

$$P_{Rd} (\text{Résistance au cisaillement}) \rightarrow p_{Rd} = 52,003 \text{ kN}$$

- Effort tranchant repris par les goujons [3]
- Détermination de R_L

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

$$R_L = \text{Inf} (R_{\text{Béton}} ; R_{\text{Acier}}) = R_L = 516,61 \text{ kN}$$

- Nombre des connecteurs : par demi-portée : $N^{bre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = 10,80$

Soit $N = 13$ goujons sur la demi longueur de la poutre ; c'est-à-dire 26 connecteurs sur toute la longueur totale de la poutre.

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

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

$$esp = \frac{L}{N^{br} - 1} = \frac{6000}{25}$$

$$\Rightarrow esp = 240 \text{ mm}$$

$$e_{min} = 95 \text{ mm} < esp = 240 \text{ mm}$$

Donc : **esp = 240 mm**

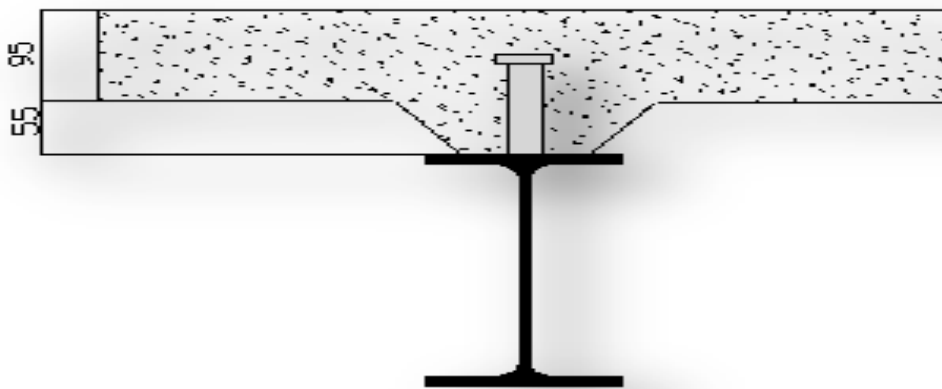


Figure. IV.4. Schéma des positions des connecteurs

IV.2.2. Solives du plancher d'étage courant

$$\frac{3000}{25} \leq h \leq \frac{3000}{15}$$

$$\Rightarrow 120\text{mm} \leq h \leq 200\text{mm}$$

On choisit un **IPE 180** qui a les caractéristiques suivantes :

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
			h	b	t_f	t_w	I_y	I_z	W_{pl-y}	i_y	i_z
	Kg/ml	mm²	mm	mm	mm	mm	mm⁴	mm⁴	mm³	mm	mm
IPE180	18,8	2390	180	91	8	5,4	13170000	1009000	166400	74,2	20,5

Tableau IV.5: Caractéristiques du profilé IPE 180.

A. Phase de construction

C'est la même que celle du plancher terrasse, donc on passe directement à la phase finale.

B. Phase finale :

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble, les charges de la phase finale sont :

-Poids propre du profilé0,188 kN/ml

-Charge permanente.....6.41kN/m²

-Surcharge d'exploitation.....2,5 kN/m²

➤ **Combinaisons des charges :** (entre-axe des solives est de 2.00m).

-ELU

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

$$q_u = 1,35 \times (g_{solive} + (2 \times G)) + 1,5 \times 2 \times Q$$

$$q_u = 25,06 \text{ kN/ml}$$

-ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = g_{solive} + (G_b + Q) \times 2$$

$$q_s = 18,01 \text{ kN/m}$$

IV.2.2.1. Les vérifications

- **Vérification de la flexion [3]**

$$M_{sd} \leq M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

-Calcul du moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = 112,77 \text{ KN.m}$$

-Moment résistant plastique développé par la section :

$$M_{pl,Rd} = 127,373 \text{ KN.m}$$

⇒ $M_{sd} = 112,77 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 127,373 \text{ KN.m}$c'est vérifier.

$$r = \frac{112,77}{127,373} = 0,88 \Rightarrow 88\%$$

- **Vérification de l'effort tranchant [3]**

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}}$

- V_{plRd} : effort tranchant de plastification de la section
- A_v : aire de cisaillement
- $A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f$
- $A_v = 1010,88 \text{ mm}^2$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = 75,18 \text{ KN}$$

$$V_{pIRd} = \frac{235 \times 10^3 \times 1010,88}{\sqrt{3} \times 1} \Rightarrow V_{pIRd} = 137,15 \text{ KN}.$$

$$V_{sd} < 0,5V_{pIRd}$$

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

- **Vérification de la rigidité [3]**

Il faut vérifiée que : $f^{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E \times I_c} \leq \bar{f}$

-La valeur de la flèche maximale est égale à :

$$f^{\max}_1 = \frac{5}{384} \times \frac{18,01 \times 6000^4}{2,1 \times 10^5 \times 529494228}$$

$$\Rightarrow f^{\max}_1 = 2,73 \text{ mm}$$

-La valeur de la flèche admissible est égale à :

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = 6000/250 = 24 \text{ mm}$$

Flèche totale

$$f_{tot} = f^{\max}_1 + f^{\max}_2 = 2,73 + 3,595 = 6,325 \text{ mm}$$

$f_{tot} = 6,325 \text{ mm} < \bar{f} = 24 \text{ mm}$ C'est vérifier.

- **Vérification du déversement [3]**

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

➤ **Conclusion**

Le profilé **IPÉ 180** vérifie toutes les conditions de résistance, rigidité et déversement, donc on opte pour le solive d'étage courant un **IPÉ 180**.

➤ Calcul des connecteurs [3]

Type goujon : hauteur : h = 95 mm ; diamètre : d = 19 mm.

On prend **26 connecteurs** avec un espacement de **240 mm** sur toute la portée de la solive comme le solive de plancher terrasse parce que le solive de plancher terrasse est **IPE 180**.

Le choix final est représenté dans ce tableau ci-dessous :

Usage	Terrasse inaccessible	Terrasse accessible	Plancher courant
Profile	IPE 180	IPE 180	IPE 180

Tableau IV.6: Tableau récapitulatif pour les solives de chaque étage

IV.2.3. Poutre Principale du plancher terrasse

La poutre la plus sollicitée, que ce soit pour le plancher terrasse ou le plancher d'étage courant, a une portée de 6 m, elle reprend (02) charges concentrées (R) qui représentent les réactions des solives et une charge uniformément répartie due à son poids propre et le poids du béton sur la largeur de la semelle.

❖ Pré-dimensionnement

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

$$\frac{6000}{25} \leq h \leq \frac{6000}{15} \rightarrow 240\text{mm} \leq h \leq 400\text{mm}$$

On choisit un **IPE360**

Avec : L : longueur de la poutre principale.

h : hauteur de profilé.

Poids	section	Dimensions			Caractéristiques					
		H	b	t _f	I _y	I _z	W _{pl,y}	W _{pl,z}	i _y	i _z
kg/m	cm ²	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
57.1	72.70	360	170	12.7	16270	1043	1019	191.1	14.95	3.79

Tableau IV.7: Caractéristiques du profil IPE 360.

➤ Calcul des réactions des solives

On calcule les réactions des solives pour chaque phase (phase de construction, finale) car le coulage du plancher (solives, poutres) se fait en même temps. On utilise pour les calculées, la formule suivante :

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

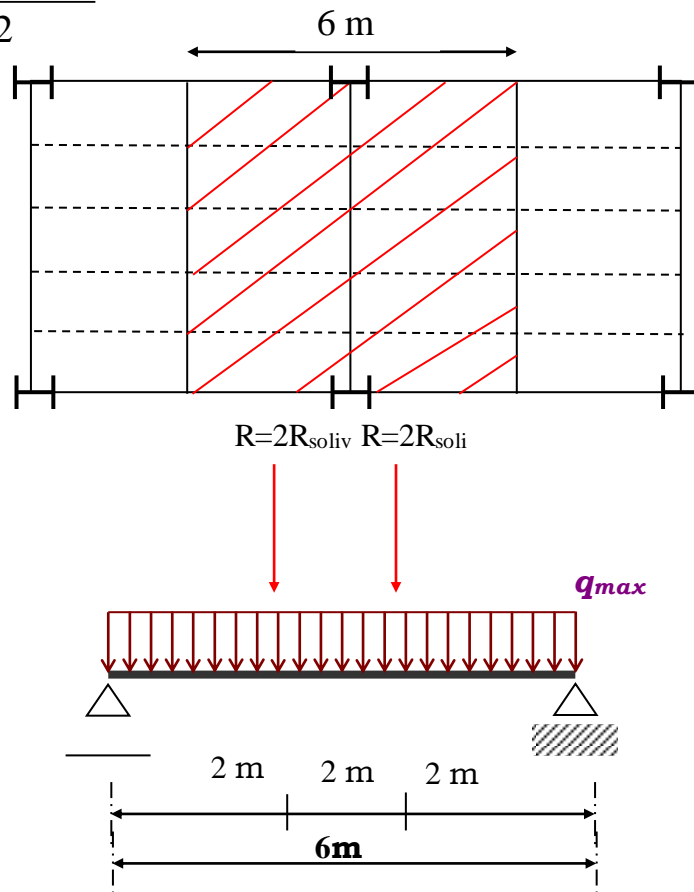


Figure IV.5: schéma statique de la poutre

A. Phase de construction

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

- Poids propre du profilé (IPE 360)..... $g_p = 0.571 \text{ KN / ml}$.
- Poids propre du béton frais..... $G_p = 3,75 \text{ KN / m}^2$.
- Poids du bac d'acier..... $g = 0.12 \text{ KN / m}^2$.
- Charge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0,75 \text{ KN / m}^2$.

➤ Calcul des réactions des solives

Charge Permanente G	3,87 kn/m ²
Charge d'exploitation Q	0,75 kn/m ²
Ru solive	38,85 kn/ml
Rs solive	28,28 kn/ml

Tableau IV.8 : réaction des solives sur la poutre en phase de construction

• Combinaison des charges

-ELU

$$q_u = 1.35[g_p + (G_b + g) \times 0.17] + 1.5 \times Q_c \times 0.17$$

$$q_u = 1,35 \times [(3.75 + 0.12) \times 0.17 + 0.571] + 1,5 \times 0,75 \times 0.17$$

$$q_u = 1,85 \text{ KN/ml.}$$

-ELS

$$q_{ser} = g_p + (G_b + g + Q_c) \times 0.17$$

$$q_{ser} = 0,571 + (3.75 + 0.12 + 0,75) \times 0.17$$

$$q_{ser} = 1,36 \text{ KN/ml.}$$

IV.2.3.1. Vérifications

• Vérification de la flexion [3]

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

$$M_{sd} \leq M_{plRd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{p \times l}{3} \Rightarrow M_{sd} = 86,025 \text{ KN.m}$$

-Moment résistant plastique développé par la section :

$$M_{plRd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1019 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 239.46 \text{ kN / m}$$

$$M_{plrd} = 239.64 \text{ KN.m} > M_{sd} = 86,025 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$r = \frac{86,025}{239,36} = 0.36 = 36\%$$

• **Vérification de l'effort tranchant [3]**

On doit vérifier que: $V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}}$

Où:

- V_{plRd} : effort tranchant de plastification de la section
- A_v : aire de cisaillement
- $A_v = 2393,2 \text{ mm}^2$

$$V_{plRd} = 324,70 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 38,85 + \frac{1,85 \times 6}{2} = 44,40 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 44,40 \text{ kN} \ll V_{plRd} = 324,70 \text{ kN} \implies \text{Vérifiée}$$

$V_{sd} < 0,5V_{plRd} \implies$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

• **Vérification de la rigidité [3]**

Il faut vérifier que : $f_{\max} \leq \bar{f} = \frac{L}{250}$

Avec :

-L = 6.00 m

-E = $2.10.10^5 \text{ N/mm}^2$

- $I_y = 16270 \text{ cm}^4$

- $q_{ser} = 1,36 \text{ KN/ml}$

-La valeur de la flèche maximale est égale à :

$$f_1^{max} = \frac{5}{384} \times \frac{1.36 \times 6000^4}{2,1 \times 10^5 \times 16270 \times 10^4}$$

$$\Rightarrow f_1^{max} = 0,67 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{23 \times p \times l^3}{648 \times E \times I_y} = \frac{23 \times 53,75 \times 10^3 \times (6000)^3}{648 \times 2,1 \times 10^5 \times 16270 \times 10^4} = 12,06$$

-La valeur de la flèche admissible est égale à :

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = 6000/250 = 24 \text{ mm}$$

Flèche totale

$$f_{tot} = f^{max}_1 + f^{max}_2 = 0.67 + 12.06 = 12,73 \text{ mm}$$

$$f^{max} = 12,731 \text{ mm} \leq \bar{f} = 24 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

• **Vérification au déversement [3]**

La vérification au déversement en phase de construction est exigée par les Eurocodes EC3. Néanmoins la poutre étant maintenue latéralement par les solives de part et d'autres, on considère que la poutre ne risque pas de se déverser.

B. Phase finale (terrasse inaccessible)

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble, les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé (IPE360)..... $g_p = 0,571 \text{ kN / ml}$.
- Charge permanente $G = 7,85 \text{ kN / m}^2$.
- Charge d'exploitation $Q_{terr} = 1,00 \text{ kN / m}^2$.

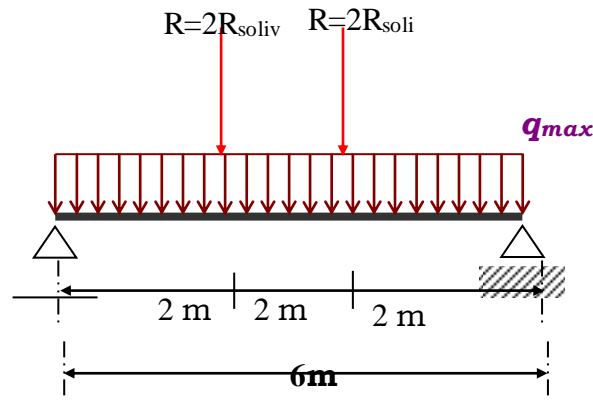


Figure IV.6: Schéma statique de la poutre IPE360.

➤ Calcul des réactions des solives

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

Charge Permanente G	7,85 KN/m ²
Charge d'exploitation Q	1 .00 KN/m ²
Ru solive	70,35 KN/ml
Rs solive	49,11 KN/ml

Tableau IV.9 : réaction des solives sur la poutre en phase de final

➤ Combinaison des charges

-ELU

$$q_u = 1.35[g_p + (G_b + g) \times 0.17] + 1.5 \times Q_c \times 0.17$$

$$q_u = 2,83 \text{ KN /ml}$$

-ELS

$$q_{ser} = g_p + (G_b + g + Q_c) \times 0.17$$

$$q_{ser} = 2,08 \text{ KN/ml}$$

➤ Largeur de la dalle largeur effective

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

$$\Rightarrow b_{eff} = 1,5 \text{ m}$$

➤ Position de l'axe neutre plastique

$$R_{b\acute{e}ton} = \frac{0,85}{\gamma_b} \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_b \text{ avec } f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$$

$$R_{b\acute{e}ton} = \frac{0,85}{1,5} \times 25 \times 1500 \times 95 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{b\acute{e}ton} = 2018,75 \text{ kN}$$

$$V_{pIRd} = \frac{235 \times 10^3 \times 2393,2}{\sqrt{3} \times 1} \Rightarrow V_{pIRd} = 324,70 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 78,84 \text{ KN} < 0,5V_{pIRd} = 162,35 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

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

• **Vérification de la rigidité [3]**

Il faut vérifiée que : $f_{\max} \leq \bar{f} = \frac{L}{250}$

Avec :

-L = 6.00 m

-E = 2.10.10⁵ N/mm²

-I_Y = 16270 cm⁴

-q_{ser}=2,08 KN/ml

$$I_c = \frac{A_a (h_c + 2.h_p + h_a)^2}{4(1 + mv)} + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12 \times m} + I_a \quad m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{7270}{1900 \times 115} = 0.03$$

$$I_c = 8,80E +08 = 18480008 \text{ mm}^4$$

$$f_{\max 1} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} + \frac{23 \times p \times l^3}{648 \times E \times I_y}$$

-La valeur de la flèche maximale est : $f_{\max 1} = 4,43 \text{ mm}$

-La valeur de la flèche admissible est : $f = \frac{l}{250} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$

$$f^{\max} = 4,43 \text{ mm} \leq \bar{f} = 24 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Flèche totale

$$f_{\max} = f^{con} + f^1 + f^2 = 4,43 + 0,61 + 12,06 = 17,1 \text{ mm} < f_{adm} = 24 \text{ mm}$$

⇒ vérifier

• **Vérification du déversement [3]**

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

➤ Conclusion

Le profilé **IPE 360** vérifie toutes les conditions de résistance, rigidité et déversement, donc on opte pour la poutre principale de terrasse un **IPE 360**.

➤ Calcul des connecteurs

Type goujon : hauteur : $h = 95 \text{ mm}$; diamètre : $d = 19 \text{ mm}$

• Détermination de P_{rd}

$$\text{Détermination de } P_{rd} = k_t \times \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0.29 \times \alpha \times d^2 \frac{\sqrt{F_{CK} \times E_C}}{\gamma_v} \\ 0.8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \end{array} \right.$$

- f_{ck} : Résistance caractéristique de béton.....**25.00 N/mm²**

- E_c : Module de Young de béton..... **32.00 N/mm²**

- f_u : Résistance caractéristique des connecteurs.....**450.00 N/mm²**

- $\gamma_v = 1.25$

$$\alpha = 0.2 \times \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \leq 1 \Rightarrow \alpha = 0.2 \times \left(\frac{95}{19} + 1 \right) = 1.2 \Rightarrow \alpha = 1$$

• Influence du sens du bac d'acier [3]

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

$$\left\{ \begin{array}{l} N_r \text{ Nombre de goujon par Nervure} = 1 \text{ ou max } 2. \\ N_r = 1. \\ h_p = 55 \text{ mm} \quad h = 95 \text{ mm (Hauteur du connecteur)} \\ b_o = 75 \text{ mm (Largeur moyenne de la nervure).} \end{array} \right.$$

$$K_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_o}{h_p} \times \left[\frac{h}{h_p} - 1 \right] = \frac{0,7}{1} \times \frac{7,5}{5,5} \times \left[\frac{9,5}{5,5} - 1 \right] = 0,69$$

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

Prd(Résistance au cisaillement) $\rightarrow p_{Rd} = 52,003 \text{ kN}$

- **Effort tranchant repris par les goujons Détermination de R_L**

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

$R_L = \text{Inf}(R_{\text{Béton}}; R_{\text{Acier}}) = R_L = 1623.0275 \text{ KN}$

- **Nombre des connecteurs** : par demi-portée : $N^{bre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = 29,52$

Soit $N = 30$ goujons sur la demi longueur de la poutre ; c'est-à-dire 60 connecteurs sur toute la longueur totale de la poutre.

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

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

$$esp = \frac{L}{N^{br} - 1} = \frac{6000}{59}$$

$$\Rightarrow esp = 105 \text{ mm}$$

$$e_{min} = 95 \text{ mm} < esp = 105 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow esp = 105 \text{ mm}$$

Donc on prend **60 connecteurs** avec un espacement de **105 mm** sur toute la portée de la poutre.

IV.2.4. Poutre principale d'étage courant

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

$$\frac{6000}{25} \leq h \leq \frac{6000}{15} \rightarrow 240 \text{ mm} \leq h \leq 400 \text{ mm}$$

On choisit un **IPE 360**.

Avec : L : longueur de la poutre principale.

h : hauteur de profilé.

Poids	section	Dimensions			Caractéristiques					
		h	b	t _f	I _y	I _z	W _{pl-y}	W _{pl-z}	i _y	i _z
Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
57.1	72.70	360	170	12.7	16270	1043	1019	191.1	14.95	3.79

Tableau IV.10 : Caractéristiques du profilé IPE 360.

A. Phase de construction

C'est la même que celle du plancher terrasse, donc on passe directement à la phase finale.

B. Phase finale

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble, les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé (IPE 360).....g_p=0,571 kN/ml.
- Charge permanenteg_{ec}= 6,41 kN/m²
- Charge d'exploitationq_{ec}= 2,5 kN/m²

➤ **Calcul des réactions des solives**

Charge Permanente G	6,41 kN /m ²
Charge d'exploitation Q	2,5 kN /m ²
Ru solive	75,18 kN /ml
Rs solive	54,03 kN /ml

Tableau IV.11 : réaction des solives sur la poutre en phase de final

➤ **Combinaison des charges.**

-ELU

$$q_u = 1.35[g_p + (G_b + g) \times 0.17] + 1.5 \times Q_c \times 0.17$$

$$q_u = 2,88 \text{ KN/ml}$$

-ELS

$$q_{ser} = g_p + (G_b + g + Q_c) \times 0.17$$

$$q_{ser} = 2,09 \text{ KN/ml}$$

➤ Largeur de la dalle largeur effective

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

$$\Rightarrow b_{\text{eff}} = 1,5 \text{ m}$$

➤ Position de l'axe neutre plastique

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

Avec : $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$

*A.N :

$$R_{\text{béton}} = \frac{0,85}{1,5} \times 25 \times 1500 \times 95 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{\text{béton}} = 2018,75 \text{ kN}$$

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

A.N

$$R_{\text{acier}} = 7270 \times \frac{235}{1} \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{\text{acier}} = 1623,027 \text{ kN}$$

$R_{\text{béton}} > R_{\text{acier}}$c'est vérifier

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

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

IV.2.4.1. Vérifications

• Vérification de la flexion [3]

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

-Le moment appliqué : $M_{sd} = 163,32 \text{ KN.m}$

-Moment résistant plastique développé par la section mixte :

*A.N

$$M_{plrd} = 1623,027 \times \left(\frac{0,36}{2} + 0,095 + 0,055 - \frac{1623,027 \times 0,095}{2018,17 \times 2} \right)$$

$$\Rightarrow M_{plrd} = 278,02 \text{ kNm}$$

163,32 kN.m < 278,02kN.m C'est vérifier.

$$r = \frac{163,32}{278,02} = 0,59 \Rightarrow 59\%$$

• **Vérification de l'effort tranchant [3]**

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$

- V_{plRd} : effort tranchant de plastification de la section
- A_v : aire de cisaillement
- $A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f$
- $A_v = 2393,2 \text{ mm}^2$

$V_{sd} = 83,32 \text{ KN}$

$$V_{plRd} = \frac{235 \times 10^3 \times 2393,2}{\sqrt{3} \times 1} \Rightarrow V_{plRd} = 324,70 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 83,32 \text{ KN} < 0,5 V_{plRd} = 162,35 \text{ KN} \Rightarrow \text{Vérifiée}$

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

• **Vérification de la rigidité**

Il faut vérifiée que : $f_{\max} \leq \bar{f} = \frac{L}{250}$

Avec :

-L = 6.00 m

-E = 2.10.10⁵ N/mm²

-I_Y = 16270 cm⁴

-q_{ser} = 2,09 KN/ml

$$I_c = \frac{A_a (h_c + 2.h_p + h_a)^2}{4(1 + mv)} + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12 \times m} + I_a \quad m = \frac{E_a}{E_b} = 15 \quad \nu = \frac{A_a}{A_b} = \frac{7270}{1900 \times 115} = 0.03$$

$I_c = 8,80E +08 = 18480008 \text{ mm}^4$

$$f^{\max}_1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} + \frac{23 \times p \times l^3}{648 \times E \times I_y}$$

-La valeur de la flèche maximale est : $f^{\max}_1 = 4,43 \text{ mm}$

-La valeur de la flèche admissible est : $f = \frac{l}{250} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$

$$f^{\max} = 4,43 \text{ mm} \leq \bar{f} = 24 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Flèche totale

$$f_{\max} = f^{\text{con}} + f^1 + f^2 = 4,43 + 0,61 + 12,061 = 17,16 \text{ mm} < f_{\text{adm}} = 24 \text{ mm}$$

⇒ vérifier

- **Vérification du déversement [3]**

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

➤ **Conclusion**

Le profilé **IPE 360** vérifie toutes les conditions de résistance, rigidité et déversement, donc on opte pour la poutre principale d'étage courant un **IPE 360**.

➤ **Calcul des connecteurs**

Type goujon : hauteur : $h = 95 \text{ mm}$

diamètre : $d = 19 \text{ mm}$.

On prend **60 connecteurs** avec un espacement de **105 mm** sur toute la portée de la poutre comme la poutre de plancher terrasse parce que la poutre principale de plancher terrasse est **IPE 360**.

IV.2.5. Pré dimensionnement des poutres secondaires

Pour le pré dimensionnement des poutres secondaires on procède de la même manière que le calcule des solives.

-On va opter pour un **IPE 180**.

✚ Choix finale des poutres et des solives

Le choix final est représenté dans ce tableau ci-dessous :

	Plancher courant	Terrasse accessible	Terrasse inaccessible
Solives	IPE 180	IPE180	IPE 180
Poutres porteuse	IPE 360	IPE 360	IPE 360
poutres non porteuse	IPE 180	IPE180	IPE 180

Tableau IV.12 : choix final des poutres

IV.2.6. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre des efforts de compression, de flexion due au vent et résister au flambement, ils sont généralement des profilés en HEA ou HEB.

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

Le pré dimensionnement des poteaux s'effectue de la manière suivante

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

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

-G : Poids propre des éléments qui sollicite le poteau étudié non compris son poids propre.
 -Q : Surcharge d'exploitation dans le cas où la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites.

IV.2.6.1. Pré dimensionnement des poteaux

➤ **Les surfaces qui reviennent aux poteaux R+7**

- Poteau d'angle..... 7.29 m² de 7^{emz} jusqu'au RDC
- Poteau central.....34.2 m² de 7^{emz} jusqu'au RDC
- Poteau de rive..... 9.00 m² de 7^{emz} jusqu'au RDC

➤ La Descente des charges

Pour cette zone on adopte des poteaux en HEA.

La surface reprise par Le poteau le plus sollicité est de 34.2 m²

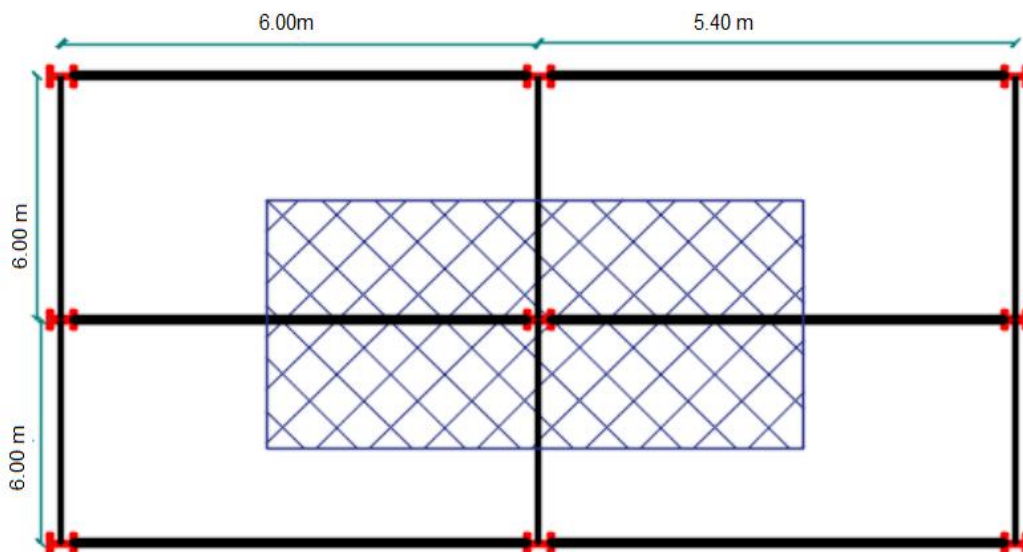


Figure IV.7 : Le poteau central.

Les résultats de la descente de charge sont regroupés dans les tableaux ci-dessous :

❖ Charges permanentes

Niveau	Charge permanente G(KN/m ²)	G cumulé (KN)
Terrasse	7,85	268,47
7 ^{ème} étage	6,41	487,69
6 ^{ème} étage	6,41	706,91
5 ^{ème} étage	6,41	925,136
4 ^{ème} étage	6,41	1145,358
3 ^{ème} étage	6,41	1364.58
2 ^{ème} étage	6,41	1583.80
1 ^{ère} étage	6,41	1803.023
RDC	6,41	2022.246

Tableau : IV.13-La charge permanent

❖ Charge d'exploitation : d'après la loi de dégression

Niveau	Surcharges	∑ Surcharge	∑ Surcharge (KN/m ²)
Terrasse	Q0	Q0	34.2
7 ^{ème} étage	Q1	Q+0Q1	119.7
6 ^{ème} étage	Q2	Q+1Q)0,95+0Q2)	196.7
5 ^{ème} étage	Q3	Q+2Q+1Q)0,9+0Q3)	290.07
4 ^{ème} étage	Q4	Q+.....1Q)0,85+0Q4)	324.9
3 ^{ème} étage	Q5	Q+.....1Q)0,8+0Q5)	376.2
2 ^{ème} étage	Q6	Q0+0,75(Q1+.....+Q6)	418.95
1 ^{ère} étage	Q7	Q0+0,71(Q1+.....+Q7)	459.13
RDC	Q8	Q0+0,69(Q1+.....+Q8)	506.16

Tableau : IV.14: La charge d'exploitation

❖ Combinaison de charge

$$N_{sd} = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_{sd} = 1.35(1803,023) + 1.5(459.13)$$

$$N_{sd} = 3122.776 \text{ KN.}$$

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

$$N_{sd} \leq N_{crd} = \frac{A_{nec} \times f_y}{\gamma_{M_0}} \quad [3]$$

Section de classe 1 : $N_{crd} = N_{plrd}$

$$A \geq \frac{N \times \gamma_{m0}}{f_y} \Leftrightarrow A \geq \frac{1 \times 3122.776 \times 10^3}{235}$$

$$\Rightarrow A \geq 132.84 \text{ cm}^2$$

On choisit un **HEA 340** qui a les caractéristiques suivantes :

DESIGNATION	Poids	Section	Caractéristiques					
	G Kg/m	A cm ²	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	i _y cm	I _z cm	W _{pl,y} cm ⁴	W _{pl,z} cm ⁴
HEA 340	105	330	27600	7436	14.40	74.8	1850	755.9

Tableau IV.15 : Caractéristiques du profilé HEA340.

❖ **Vérification du flambement [3]**

Il faut vérifier que :

$$N_{b,Rd} \leq \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta_A = 1 \dots \dots \dots \text{Classe 1,2 ou 3} \\ \beta_A = \frac{A_{eff}}{A} \dots \dots \dots \text{Classe 4} \end{array} \right.$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1}$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \lambda^2]^{-0.5}} \quad \text{avec } \chi \leq 1$$

$$\phi = 0.5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5}$$

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon$$

$$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = \left[\frac{235}{235} \right]^{0.5} = 1$$

• **Remarque**

Les poteaux sont bi articulés dans les deux sens pour le 7 niveaux, sauf pour le poteau du RDC, il est considéré encasté à la base et articulé en tête.



Figure IV.8: Longueur de flambement.

➤ **Vérification a le flambement de poteau central en RDC**

HEA 340, $N=3122.776\text{KN}$, $A=132,84\text{cm}^2$

$$l_f = l_0 = 4,08\text{m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{408}{144} = 28.33$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{285.6}{74.8} = 38.18$$

$$\lambda_z > \lambda_y \Rightarrow \text{Axe de flambement } z-z$$

➤ **Choix de la courbe de flambement**

$$\frac{h}{b} = \frac{330}{300} = 1,1 < 1,2$$

$$T_f = 18,5 < 100 \text{ mm}$$

$$y-y \text{ Courbe de flambement } B \Rightarrow \alpha = 0,34$$

$$Z-Z \text{ courbe de flambement } C \Rightarrow \alpha = 0,49$$

$$T_f = 18,5 < 100 \text{ mm}$$

Sens-Y-Y

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{28,33}{93,91} = 0,30$$

$$\varphi = 0,5 \left[1 + 0,34(0,30 - 0,2) + 0,30^2 \right] = 0,56$$

$$\chi = \frac{1}{0,56 + (0,56^2 - 0,30^2)^{0,5}} = 1,28$$

$$x = 1.28$$

Sens Z-Z

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{38,18}{93,9} = 0,71$$

$$\varphi = 0,5 \left[1 + 0,49(0,41 - 0,2) + 0,41^2 \right] = 0,63$$

$$\chi = \frac{1}{0,63 + (0,63^2 - 0,41^2)^{0,5}} = 1,16$$

$$x = 1.16$$

$$N_{brd} = 1.16 \frac{1 \times 235 \times 13,35 \cdot 10^2 \times 10^{-3}}{1,1} = 3650,618 \text{ KN}$$

$$N = 3122,682 \text{ KN} < N_{brd} = 3850,618 \text{ KN}$$

Condition vérifiée \Rightarrow On adopte le profilé de HEA **340** pour les poteaux du R.D.C.

Remarque

Les mêmes étapes seront suivies pour le pré dimensionnement et la vérification des autres poteaux, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	profilé	Hauteur (m)	N_{sd} (KN)	χ	$N_{b.Rd}$ (KN)	Condition
7 ^{ème} étage	HEA200	4,08	837,931	1,17	1607,20	vérifier
6 ^{ème} étage	HEA200	4,08	837,931	1,17	1607,20	vérifier
5 ^{ème} étage	HEA280	4,08	1685,388	1,21	2515,20	vérifier
4 ^{ème} étage	HEA280	4,08	1685,388	1,21	2515,20	vérifier
3 ^{ème} étage	HEA300	4,08	2406,483	1,25	3004,26	vérifier
2 ^{ème} étage	HEA300	4,08	2406,483	1,25	3004,26	vérifier
1 ^{ère} étage	HEA340	4,08	3122,776	1,28	3850,618	vérifier
RDC	HEA340	4,08	3122,776	1,28	3850,618	vérifier

Tableau IV.16: Les vérifications du flambement (poteaux central).

IV.3. Pré dimensionnement des éléments secondaires**IV.3.1. Les escaliers****IV.3.1.1 Introduction**

Un escalier est une suite de marches qui permettent de passer d'un niveau à un autre, dont la largeur s'appelle l'embranchement, la largeur des marches s'appelle giron (g) et la hauteur des marches une contre marche (h). Il compose de plusieurs éléments :

Palier : c'est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escalier, sa fonction est de permettre un repos pendant la montée.

- **Palier intermédiaire** : c'est un palier placé entre deux niveaux.

- **Volée** : une partie droite (ou courbe) d'escalier comprise entre deux paliers successifs.

- **Marches** : elles peuvent être encastrées entre deux limons ou reposées sur un ou deux limons.

Les escaliers de notre projet sont représentés ci-dessous :



Figure IV.9 : Le type d'escalier

Pour dimensionnement des marches (g : giron) et contre marche (h), on utilise la formule de **BLONDEL**

$$59\text{cm} \leq (g + 2h) \leq 66\text{cm}$$

h : varie de 14 cm à 20 cm

g : varie de 22 cm à 30 cm

-La vérification de la relation de BLONDEL

Giron=30cm

On a $59\text{cm} \leq (30+2h) \leq 66\text{cm}$; $59\text{cm} \leq 64 \leq 66\text{cm}$ CV.

-Caractéristiques géométriques

Hauteur d'étage = 4.08 m

Contre marche h = 17 cm.

Largeur de la marche..... g = 30 cm.

Nombre des contres marches..... $n = \frac{H}{h} = 8$

Nombre des marches m = n - 1 = 8 - 1 = 7 marches par volée.

Emmarchement = 1,4.

- La longueur de la ligne de foulée sera

$$L = g (n-1) = 30(8-1)$$

$$L = 2.1 \text{ m}$$

- L'inclinaison de la paillasse

$$\text{Tan}\alpha = \frac{H/3}{L} = \frac{408/3}{210} = 0,647 \rightarrow \alpha = 32,93$$

H : hauteur d'étage

L : longueur de volée

l : longueur de paillasse

- La longueur de la paillasse

$$\cos\alpha = \frac{L}{l} \rightarrow l = \frac{L}{\cos\alpha} = \frac{2,1}{\cos 32,93} = 2,5 \text{ m}$$

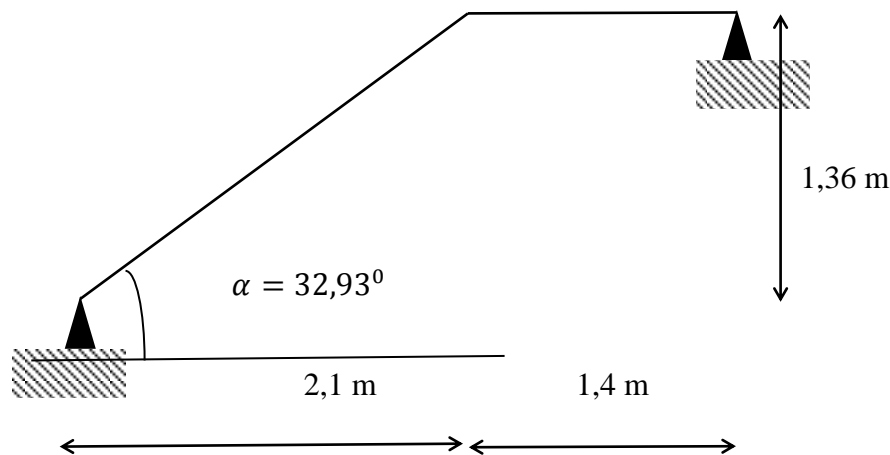


Figure IV.10 : Schéma de la volée et du palier

- Conception d'une marche

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyé :

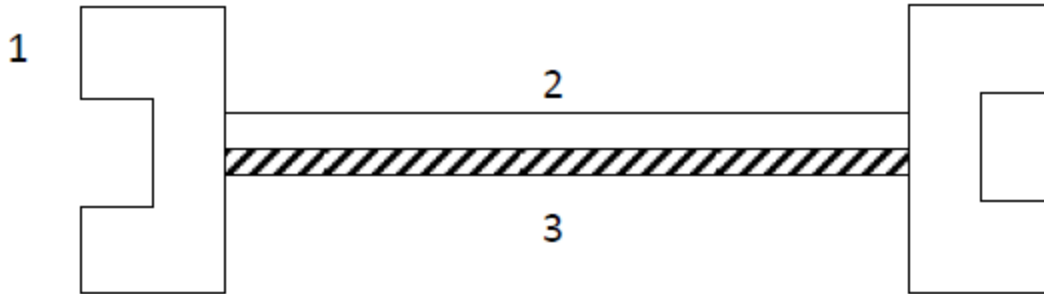


Figure .IV.11: Les composantes de l'escalier.

Avec

1 : Limon UAP.

2 : La tôle.

3 : Cornière.

IV.1.2. Vérifications

IV.1.2.1. Cornière

- Évaluation des charges

- ❖ Charges permanentes

Garde-corps	0,02×78,5	1,57 kN/m ²
Tôle (4 mm)		0,36 kN/m ²
		$\left\{ \begin{array}{l} G = 1.93 \text{ kN} / \text{m}^2 \\ Q = 2.50 \text{ kN} / \text{m}^2 \end{array} \right.$

- ❖ Charges d'exploitation

Chaque cornière reprend la moitié de la charge.

- Combinaison de charge

ELU

$$q_{ult} = [(1.35 \times G) + (1.5 \times Q)] \times g / 2$$

$$q_{ult} = [(1.35 \times 1.93) + (1.5 \times 2.5)] \times (0.3 / 2)$$

$$q_{ult} = 0.95 \text{ kN} / \text{m}$$

ELS

$$q_{ser} = [(G + Q)] \times g / 2$$

$$q_{ser} = [(1.93 + 2.5)] \times (0.3 / 2)$$

$$q_{ser} = 0.665 \text{ kN} / \text{m}$$

- **Condition de la flèche** $f^{max} \leq \bar{f} = \frac{L}{250}$

$$f^{max} = \frac{5 \times q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times I} \leq \frac{L}{250} \Rightarrow I \geq \frac{5 \times q_{ser} \times L^3 \times 250}{384 \times E}$$

$$I \geq \frac{5 \times 0.665 \times (140)^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 2.83 \text{ cm}^4$$

On prend une cornière L 40×40×4

$$I = 4.47 \text{ cm}^4 \quad \text{Moment d'inertie de la cornière.}$$

$$g = 0.0242 \text{ kN / m} \quad \text{Poids propre de la cornière.}$$

- **Condition de la résistance**

$$(q_{ult})' = q_{ult} + (1.35 \times g)$$

$$(q_{ult})' = 0.95 + (1.35 \times 0.0242)$$

$$(q_{ult})' = 0.98 \text{ kN / m}$$

-Le moment appliqué :

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

$$M_{sd} = \frac{0.98 \times 1.40^2}{8} = 0.24 \text{ kN.m}$$

$$M_{c.rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M_o}} = \frac{1.55 \times 235}{1 \times 10^3} = 0.36 \text{ kN.m}$$

$$M_{c.rd} = 0.36 \text{ kN.m} > M_{sd} = 0.24 \text{ kN.m}$$

Donc la condition de la résistance est vérifiée.

IV.1.2.2.Limon

- **Évaluation des charges**
- ❖ **Charges permanentes**

$$\text{Garde-corps } (0.02 \times 78.5) / \cos \alpha = 1,87 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Tôle (4 mm)} \quad 0.36 / \cos \alpha = 0,42 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Poids de la cornière} \quad 2 \times (0.024 \times 1.4) / \cos \alpha = 0,08 \text{ kN/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 2.37 \text{ kN / m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ kN / m}^2 \end{array} \right.$$

❖ Charges d'exploitation

• Combinaison de charge

ELU

$$q_{ult} = [(1.35 \times G) + (1.5 \times Q)] / 2$$

$$q_{ult} = [(1.35 \times 2.37) + (1.5 \times 2.5)] / 2$$

$$q_{ult} = 3.46 \text{ kN/m}$$

ELS

$$q_{ser} = [(G + Q)] / 2$$

$$q_{ser} = [(2.35 + 2.5)] / 2$$

$$q_{ser} = 2.43 \text{ kN/m}$$

• Condition de la flèche $f^{max} \leq \bar{f} = \frac{L}{250}$

$$f^{max} = \frac{5 \times q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times I} \leq \frac{L}{250} \Rightarrow I \geq \frac{5 \times q_{ser} \times L^3 \times 250}{384 \times E}$$

$$I \geq \frac{5 \times 2.43 \times (356)^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 169,94 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q \times l^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = \frac{5 \times 2.43 \times (250^3) \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 58.85 \text{ cm}^4$$

On prend un UPN 100

$$I_y = 206 \text{ cm}^4; W_{pl} = 49 \text{ cm}^3; g_p = 0.106 \text{ kN/m}$$

• Condition de la résistance

$$(q_{ult})' = q_{ult} + (1.35 \times g)$$

$$(q_{ult})' = 3.46 + (1.35 \times 0.106)$$

$$(q_{ult})' = 3.6 \text{ kN/m}$$

-Le moment appliqué :

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

$$M_{sd} = \frac{3.6 \times 1.4^2}{8} = 0.88 \text{ kN.m}$$

$$M_{c.rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma M_o} = \frac{49 \times 235}{1 \times 10^3} = 11.51 \text{ kN.m}$$

$$M_{c.rd} = 11.51 \text{ kN.m} > M_{sd} = 0.88 \text{ kN.m}$$

Donc la condition de la résistance est vérifiée.

V.1.Introduction

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

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

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ROBOT** v 2018 qui est un logiciel de calcul de structure.

V.2.Objectifs de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

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

V.2.1.Modélisation de la structure

a- Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le bâtiment est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds.
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

b- Modélisation de la masse

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage bureau.

- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux, voiles et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir 25kN/m^3 .

V.3. Choix de la méthode de calcul

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

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

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

V.3.1. La méthode statique équivalente

a- Principe

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

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

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

b- Modélisation

1. Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers e un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux directions puissent être découplés.
2. La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
3. Seul le mode fondamental de vibration de la structure est considéré dans le calcul de la force sismique totale.

V.3.2. La méthode modale spectrale

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

• Principe

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

V.3.2.1. Spectres de réponse de calcul

Cette méthode consiste à définir l'action sismique par un spectre de réponse. Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω). Donc pour des accélérographes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période(T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \quad \text{(Formule (4.13) RPA 2003) [4]}$$

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1) [4]

η : facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement (tableau 4.3) [4]

Q : Facteur de qualité (tableau 4.4) [4]

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7) [4]

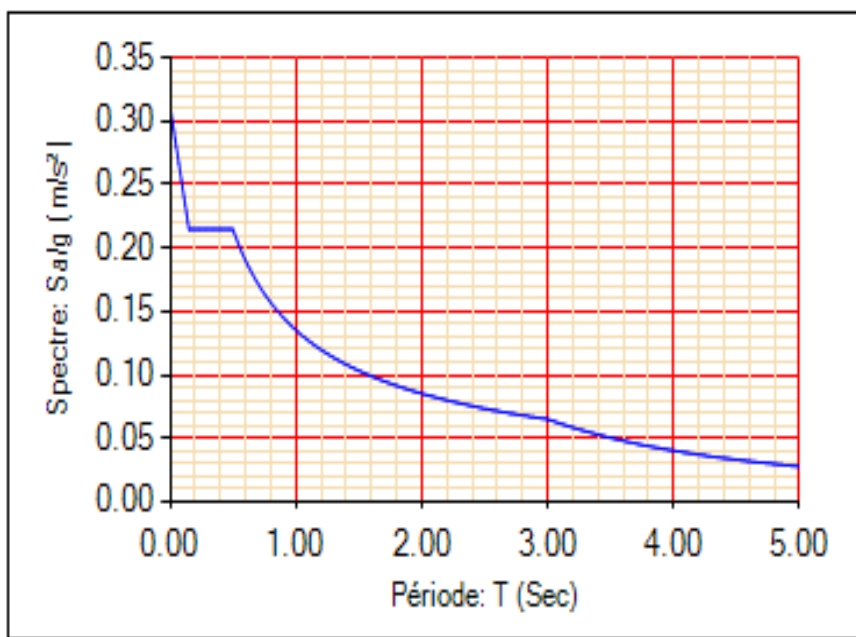


Figure. V.1 : Spectre de réponse

V.3.2.2. Principales vérifications exigent par le RPA pour cette méthode**a- Nombre de modes à considérer (article 4.3.4) [4]**

- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la reponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.
- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

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

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

V.3.2.3. Résultante des forces sismiques de calcul (article 4.3.6) [4]

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

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

V.3.2.4. Déplacements inter étages (article 5.10) [4]

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon la formule suivante :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$$\bar{\Delta} = 0,01h_e$$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x.

Δ_K^y : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens y-y.

δ_{eK}^x : Le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x.

δ_{eK}^y : Le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens $y-y$.

R : coefficient de comportement.

V.3.2.5. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre)

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets de second ordre (l'effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

Avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k'

V.3.2.6. Vérification le coefficient de comportement R (Article 3.4.10) [4]

V.4. Résultats de l'analyse dynamique

V.4.1. Vérification de la structure selon le RPA99/V2003

Au cours d'étude de notre structure, on a passé par deux étapes et dans chaque étape on a étudié un modèle, telle que la différence entre les modèles étudiés est le système de contreventement utilisé.

V.4.1.1. Etape 1

Pour cette étape, on a vérifié la structure autant qu'une structure auto stable comme il est indiqué dans la figure ci-dessous :

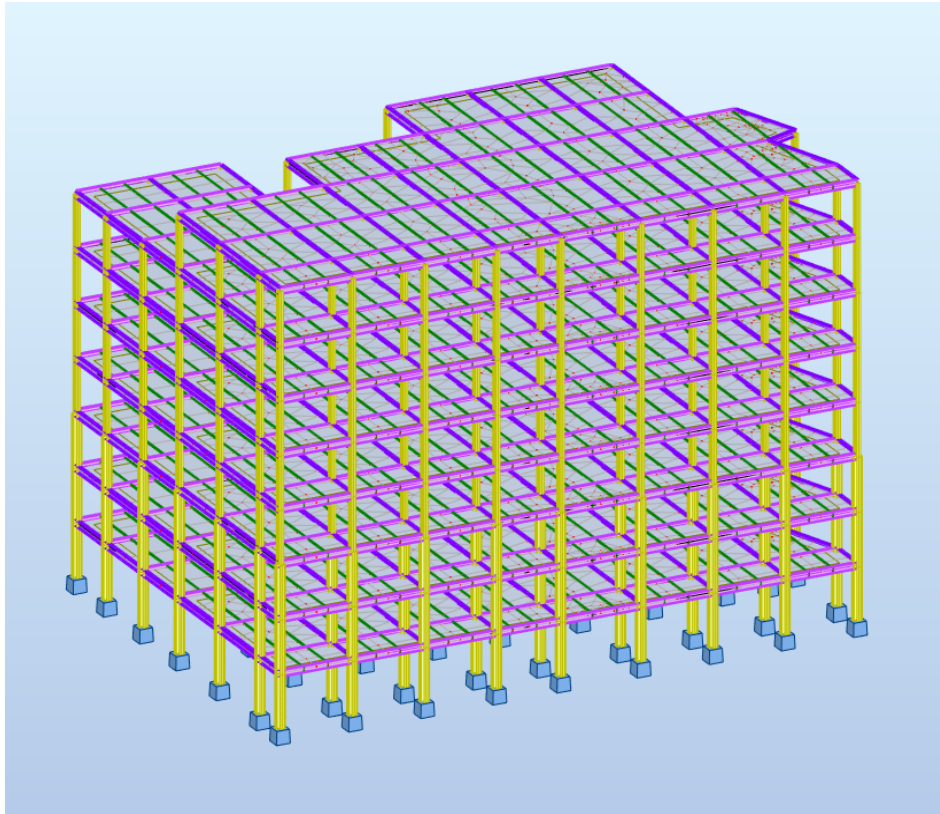


Figure. V.2 : Structure auto stable

a- Les résultats du model initiale

L'analyse dynamique de la structure a conduit à

Une période fondamentale $T=1,33s$

- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 2^{ème} mode est un mode de torsion.
- Le 3^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à y-y.
- Le taux de participation massique atteint les 90% au 9^{ème} mode.

Case	Mode	Période (Sec)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	1	1,33	67,0	0,00	0	67,08	0,00
Modal	2	1,04	0,00	0,14	0	67,08	76,69
Modal	3	0,95	0,00	76,68	0	67,08	76,82
Modal	4	0,46	13,55	0,00	0	80,63	76,82
Modal	5	0,35	0,00	12,31	0	80,63	89,13
Modal	6	0,33	0,11	0,04	0	80,74	89,17
Modal	7	0,30	9,04	0,00	0	89,77	89,17
Modal	8	0,23	3,79	0,00	0	93,56	89,17
Modal	9	0,21	0,00	3,93	0	93,56	93,10

Tableau. V.1 : Valeurs des modes propres

-Vérification de l'effort tranchant à la base

Sens	A	D	Q	R	W (kN)	V (kN)	0.8V (kN)
x-x	0,25	2.5	1,2	3	53987,05	13496,76	10797,41
y-y	0,25	2.395	1,25	3	53987,05	12922,96	10338,37

0,8Vx	10797,41	r1	1,92
Ex Max	5622,05		
0,8 Vy	10338,37	r2	1,46
Ey Max	7065,41		

-Vérification des déplacements inter étages

Etage	Ux (cm)	Ux*R (cm)	Delta Ux (cm)	H poteau (cm)	0,01h (cm)	Note	Uy (cm)	Uy*R (cm)	Delta Uy (cm)	Note
7ème	50,4	151,2	4,6	408	4,08	NV	31	93	3,9	V
6ème	50,4	151,2	6,9	408	4,08	NV	28,8	86,4	4,2	NV
5ème	43,5	130,5	9	408	4,08	NV	25,4	76,2	4,5	NV
4ème	34,5	130,5	11,1	408	4,08	NV	21,5	64,5	4,7	NV
3ème	23,4	70,2	12,6	408	4,08	NV	16,8	50,4	5,3	NV
2ème	10,8	32,4	4,5	408	4,08	NV	11,5	34,5	4,5	NV
1ème	6,2	18,6	4,4	408	4,08	NV	7	21	4,4	NV
RDC	2,6	7,8	2,6	408	4,08	V	2,7	8,1	2,7	NV

Tableau. V.2: déplacement inter-étage dans le sens x-x et sens y-y

Remarque: le déplacement inter-étage n'est pas vérifié .

Interprétations

Ce model nous donne une idée sur le comportement de la structure sans contreventement. Le RPA99 révision 2003 impose le renforcement de telle structure avec des contreventements en X et en V. La structure est très souple donc on doit augmenter de sa rigidité.

V.4.2.2. Etape 2

Pour cette étape on a utilisé des palés triangulés en X et en V qui reprend la totalité des charges horizontale due au séisme comme il est indiqué dans la figure ci-dessous :

a- Système de contreventement

Palées triangulées en X : Profilée Double UPN 260

Palées triangulées en V : Profilée Double UPN 350

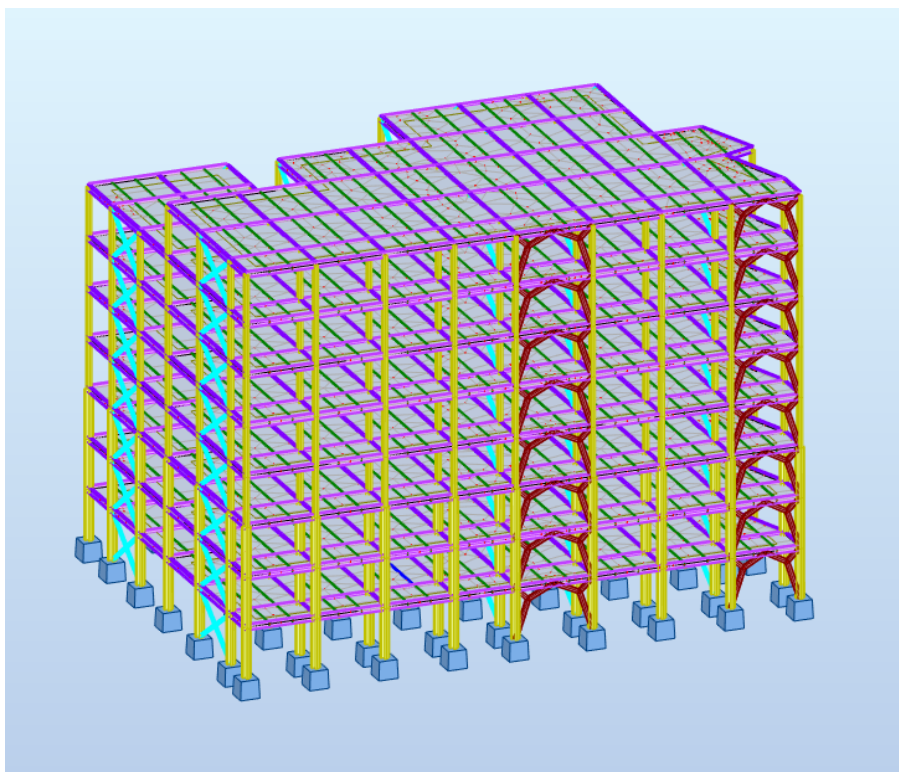


Figure. V.3 : Structure avec palées triangulées en X et en V

b- Les résultats

L'analyse dynamique de la structure a conduit à

Une période fondamentale $T=0,88$ s

- Le 1^{er} mode est un mode de translation suivant x-x.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant y-y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.
- Le taux de participation massique atteint les 90% au 8^{ème} mode .

c- Caractéristiques dynamiques propres

Case	Mode	Période sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,88	68,66	0,00	0	68,66	0,00
Modal	2	0,63	0,01	73,94	0	68,67	73,94
Modal	3	0,54	2,27	0,34	0	70,95	74,28
Modal	4	0,30	16,46	0,00	0	87,41	74,28
Modal	5	0,20	0,00	16,31	0	87,41	90,58
Modal	6	0,18	68,66	0,06	0	87,42	90,64
Modal	7	0,18	1,01	0,01	0	88,43	90,66
Modal	8	0,17	5,17	0,00	0	93,60	90,66

Tableau. V.3 : Les périodes et les facteurs de participation massique

d- Constatations

- Une période fondamentale : $T=0,88$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode.
- Le premier mode et second mode sont des modes de translation (respectivement parallèlement à y-y et à x-x).
- Le troisième mode est mode de torsion.

V.5.Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

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

Les formules empiriques à utiliser dans notre cas selon le **RPA99/version 2003** sont

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 30,30\text{m} \\ D_y = 43,20\text{m} \end{array} \right.$$

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$\Rightarrow h_N = 32,64 \text{ m}$$

C_T : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003.

$$\Rightarrow C_T = 0,050$$

\Rightarrow Contreventement assuré partiellement ou totalement par des palées triangulées.

Donc :

$$\{T = 0,05 \times 32.64^{3/4} = 0.68 \text{ s} \rightarrow \begin{cases} Dx = 43.2m \\ Dy = 30.3m \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_x = 0,09 \times \frac{32.64}{\sqrt{43.2}} = 0.446 \text{ s} \\ T_y = 0,09 \times \frac{32.64}{\sqrt{30.3}} = 0,533 \text{ s} \end{cases}$$

La valeur de T considère dans les deux directions :

- Sens (x-x) : $T_x = \min (0,446 ; 0,68) \Rightarrow T_x = 0,446 \text{ s}$.
- Sens (y-y) : $T_x = \min (0,533 ; 0,68) \Rightarrow T_x = 0,533 \text{ s}$.
- $1,3 \times T_x = 0,58 \text{ s}$
- $1,3 \times T_y = 0,70 \text{ s}$
- $T_{analytique} = 0,88 \text{ s}$

V.6. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

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

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (A=0,25)

- Groupe d'usage : **2**
- Zone sismique : **III** (wilaya d'Alger)

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

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} T_2 \leq T \leq 3s & \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} T \geq 3s & \end{cases} \quad \text{(Formule (4.2) [4]}$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le tableau (4.7) [4]

$$\text{Catégorie S3} \begin{cases} T1 = 0,15 \text{ sec} \\ T2 = 0,50 \text{ sec} \end{cases}$$

On calcule le facteur D suivant les deux directions par les formules suivantes

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \rightarrow \eta = 1$$

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} 0 \leq T \leq T_2 \rightarrow D_x = 2.5\eta \\ T_2 \leq T \leq 3s \rightarrow D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} D_x = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ s} \\ D_y = 2.5 \times 1 \times \left(\frac{0.50}{0.533}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.395 \text{ s} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 2,5 \text{ s} \\ D_y = 2,395 \text{ s} \end{array} \right.$$

R : Coefficient de comportement global de la structure $R = 3$

Q : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

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

La valeur de **Q** déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non".

Sa valeur est donné par le tableau (4.4) [4].

Critère q	Observée (O/N)	Pq // xx	Observée (O/N)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Oui	0	Non	0,05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0,1	Non	0,1

Tableau. V.4 : facteur de qualité

$$Q//xx = 1 + (0,05 + 0 + 0 + 0,05 + 0,05 + 0,1) = 1,20$$

$$Q//yy = 1 + (0,05 + 0 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,1) = 1,25$$

W : Poids de la structure, donne par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage bureau (**Tableau 4.5**) [2].

$W = 62882,01 \text{ kN}$

Sens	A	D	Q	R	W (kN)	V (kN)	0.8V (kN)
x-x	0,25	2.5	1,2	3	62882,01	15720,50	10163,114
y-y	0,25	2.395	1,25	3	62882,01	15687,75	10141,940

0,8Vx	10163,114	r1	1,037
Ex Max	9606,72		
0,8 Vy	10141,940	r2	1,239
Ey Max	9705,19		

V.7.Vérification des déplacements inter étages

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99 version2003**, concerne les déplacements latéraux inter- étages, selon l'article 5.10 du **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

Sens x-x

Etage	Ux (cm)	Ux*R (cm)	Delta Ux (cm)	H poteau (cm)	0,01h (cm)	Note
7ème	20,9	62,7	2,6	408	4,08	V
6ème	18,3	54,9	2,8	408	4,08	V
5ème	15,5	46,5	3,2	408	4,08	V
4ème	12,3	36,9	3,4	408	4,08	V
3ème	8,9	26,7	3,4	408	4,08	V
2ème	5,5	16,5	2,1	408	4,08	V
1ème	3,4	10,2	2,1	408	4,08	V
RDC	1,3	3,9	1,3	408	4,08	V

Tableau. V.5: déplacement inter-étage dans le sens x-x

Sens y-y

Etage	Uy cm	Uy*R cm	Delta Uy cm	H poteau cm	0,01h cm	Note
7ème	11,1	33,3	1,3	408	4,08	V
6ème	9,8	29,4	1,4	408	4,08	V
5ème	8,3	24,9	1,5	408	4,08	V
4ème	6,8	20,4	1,6	408	4,08	V
3ème	5,2	15,6	1,6	408	4,08	V
2ème	3,6	10,8	1,4	408	4,08	V
1ème	2,2	6,6	1,3	408	4,08	V
RDC	0,9	2,7	0,9	408	4,08	V

Tableau. V.6 : déplacement inter-étage dans le sens y-y

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par « **RPA99version 2003** ».

V.8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre)

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

Avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

Etage	Hk (cm)	Pk (kN)	sens x-x			sens y-y			Note
			Δk (cm)	Vk (kN)	θ_k	Δk (cm)	Vk (kN)	θ_k	
7 ^{ème}	408	7640,1	2,6	2403,029	0,020	1,3	2310,37	0,011	$\leq 0,1$ ok
6 ^{ème}	408	15681	2,8	4236,76	0,025	1,4	4275,32	0,013	$\leq 0,1$ ok
5 ^{ème}	408	23562,8	3,2	5615,32	0,033	1,5	5796,03	0,015	$\leq 0,1$ ok
4 ^{ème}	408	31444,7	3,4	6701,48	0,039	1,6	7036,06	0,018	$\leq 0,1$ ok
3 ^{ème}	408	39326,6	3,4	7587,1	0,043	1,6	8027,17	0,019	$\leq 0,1$ ok
2 ^{ème}	408	47574,8	2,1	8582,06	0,029	1,4	8808,41	0,019	$\leq 0,1$ ok
1 ^{ème}	408	55823	2,1	8582,06	0,032	1,3	9389,96	0,019	$\leq 0,1$ ok
RDC	408	62501,24	1,3	9163,16	0,022	0,9	9674,02	0,015	$\leq 0,1$ ok

Tableau V.7 : Vérification de l'effet P- Δ

Vu les résultats obtenus, les conditions θ_x et $\theta_y \leq 0,1$ sont satisfaites, d'où l'effet P- Δ peut être négligé.

V.9. Conclusion

Les étapes de vérification suivies pour définir le modèle final étaient de:

- Déterminer les modes propres de telle sorte que le 1^{ère} et 2^{ème} translation, la 3^{ème} torsion pour avoir plus de sécurité.
- Vérifier l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base, avec l'amplification de ce obtenu par l'analyse dynamique qui est ajustée par rapport à la valeur obtenue par le calcul statique équivalent s'il été inférieur.
- Vérifier le déplacement inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- Vérifier l'effet P- Δ pour la stabilité de structure.

VI.1. Introduction

Dans ce chapitre on va vérifier les éléments principaux de notre structure en se basant sur les résultats obtenus des chapitres précédents et aux efforts donnés par le logiciel utilisé (ROBOT). En général, les structures métalliques sont constituées d'éléments fléchis, comprimés ou simultanément comprimés et fléchis. La vérification de ses éléments exige que sous toutes les combinaisons d'action possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée, au niveau de la structure et au niveau de chaque élément.

➤ Le déversement

Ce phénomène d'instabilité élastique se produit, d'une façon générale, lorsqu'une poutre fléchie présente une faible inertie transversale et à la torsion. La partie supérieure de la poutre, comprimée, flambe latéralement et il existe une valeur critique du moment de flexion (selon le plan le plus grande raideur) comme il existe un effort normal critique provoquant le flambement pour une barre comprimée, pour lequel la poutre fléchit dans le plan de sa plus faible raideur et entre en torsion.

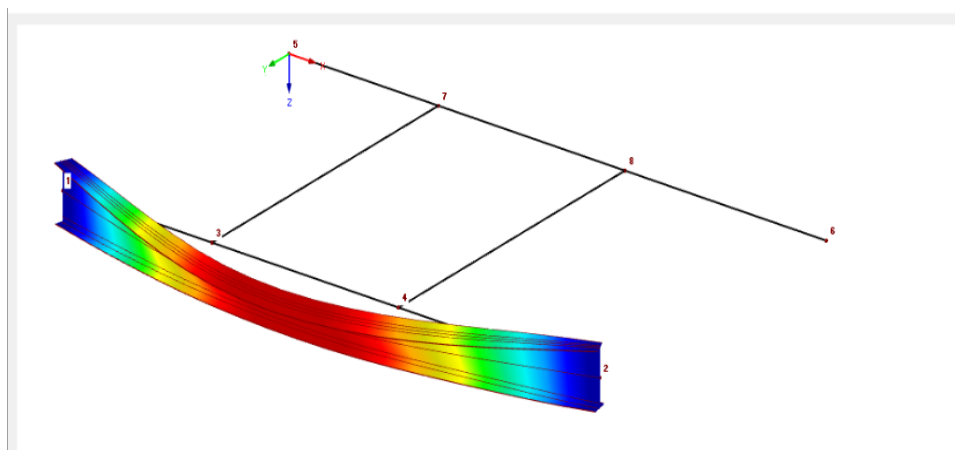


Figure.VI.1 : Phénomène du déversement.

➤ Le flambement

Lors d'un chargement en compression simple d'une barre élancée, initialement rectiligne, en position verticale et bi articulée aux extrémités, soumise à un effort N que l'on augmente progressivement, on observe que quand N atteint une certaine valeur, la barre se dérobe latéralement, et apparaît alors une grande déformation, cette déformation a les traits caractéristiques de toutes les instabilités de forme, dans le cas des barres comprimées, cette instabilité prend le nom de flambement.

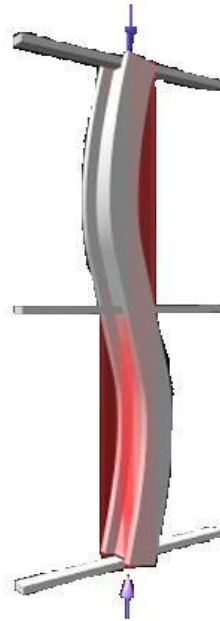


Figure .VI.2. Phénomène du flambement

VI.2. Vérification des poteaux

Les poteaux sont sollicités en flexion et en compression où chaque poteau est soumis à un effort normal « N » et deux moments fléchissant M (M_y et M_z). On se basant sur les vérifications exigées par le règlement **CCM97** sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens. La vérification se fait pour toutes sous les combinaisons suivantes :

- 1,35 G + 1,5 Q
- G + Q + E
- G+0,8E

On doit combinées les sollicitations dans les cas plus défavorables :

- Une compression maximale (N^{\max}) et un moment correspondant (M^{corr}).
- Un moment maximal (M^{\max}) et une compression correspondante (N^{corr}).

NB : Selon le [3] « article 5.2.5.3 » une ossature métallique peut être classé comme contreventé si le système de contreventement réduit ses déplacements horizontaux d'au moins 80%. Dans ce cas Le calcul de longueur de flambement se fait par la méthode des nœuds fixe.

VI.2.1. Poteau 2HEA650 (1^{er} étage)

a- **Premièrement** : $N^{\text{Max}} ; M_2^{\text{Corr}} ; M_3^{\text{Corr}}$

$$2\text{HEA } 650 \left\{ \begin{array}{l} N_{sd} = 4057,92 \text{ KN} \\ M_{sd y} = 206,51 \text{ KN.m} \\ M_{sd z} = 6,57 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Section	Dimensions				Caractéristiques							
A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{ely} cm ³	W _{plz} cm ³	W _{ely} cm ³	i _y cm	i _z cm
241,6	640	300	26	13,5	175200	11720	6316	5474	1205	781,6	26,93	6,97

Tableau VI.1. Caractéristiques du profilé HEA650

VI.2.1.1. Vérification du flambement

Les éléments sollicités en flexion et en compression axiale doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Détermination de la longueur de flambement :

$$\frac{L_f}{L_0} = 0,5 + 0,14 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0,055 \times (\eta_1 \times \eta_2)^2$$

η₁ et η₂ : Facteurs de distribution pour poteaux continus.

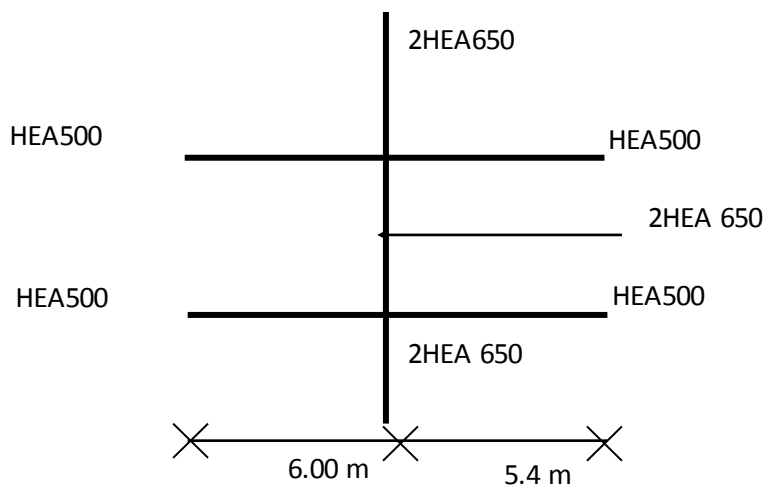


Figure VI.3: Vérification de poteau 2HEA 650.

$$\eta_1 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

$$\eta_2 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

Avec :

$K_{poteaux}$: sont les rigidités des poteaux = I / H

$K_{poutres}$: rigidité des poutres = I / L

$$K_{poteau} = \frac{175200}{4080} = 429,41 \text{ cm}^3$$

$$K_{poutre(5,4m)} = \frac{141200}{540} = 261,48 \text{ cm}^3$$

$$K_{poutre(6,0m)} = \frac{141200}{600} = 235,33 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = 0,78$$

$$\eta_2 = 0,78$$

$$L_{fy} = 284,8 \text{ cm}$$

$$L_{fz} = L = 408 \text{ cm}$$

➤ Calcul de χ_{\min}

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{240,34}{26,93} = 10,57$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{408}{6,97} = 58,53$$

On a $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Z-Z)

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} \quad \text{Ou} \quad \lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} \quad \text{et} \quad \beta_A = 1 \quad \text{section de classe (I)}$$

$$\lambda_1 = 93,91\varepsilon \quad \text{avec} : \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} ; f_y = 275 \text{ MPa} \Rightarrow \varepsilon = 0,924 \Rightarrow \lambda_1 = 86,80$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,80} = 0,12$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{86,80} = 0,67$$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2)] + \bar{\lambda}_y^2$$

$$\Phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2)] + \bar{\lambda}_z^2$$

Avec :

$$\frac{h}{b} = \frac{640}{300} = 2,13 > 1,2$$

et $T_f \leq 40\text{mm}$

\Rightarrow Courbe de flambement (Z-Z) b $\Rightarrow \alpha=0,34$

\Rightarrow Courbe de flambement (Y-Y) a $\Rightarrow \alpha=0,21$

} (Tableau.5.5.1) [5]

$\Rightarrow \phi_y = 0,49$ et $\phi_z = 0,80$

$\Rightarrow \chi_y = 0,88$ et $\chi_z = 0,81 \Rightarrow \chi_{\min} = 0,81$

➤ Calcul de K_y et K_z

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

- $K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1,5$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times ((2 \times \beta_{My}) - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \text{ avec } \mu_y \leq 0,90$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \times ((2 \times \beta_{Mz}) - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \text{ avec } \mu_z \leq 0,90$$

Avec : β_{My}, β_{Mz} : « facteur de moment uniforme équivalent »

- $\beta_{M\varphi} = 1,8 - 0,7 \cdot \varphi$ Avec $\varphi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}}$

$$\varphi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = \frac{206,51}{350,42} = 0,59 \quad B_{my} = 1,38$$

- $\beta_{M\varphi} = 1,8 - 0,7 \cdot \varphi$ Avec $\varphi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}}$

$$\varphi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = \frac{2,32}{6,57} = 0,65 \quad B_{mz} = 1,34$$

Avec:

$$W_{ply} = 6316 \text{ cm}^3 \text{ et } W_{ely} = 5474 \text{ cm}^3 \text{ et } W_{plz} = 1205 \text{ cm}^3 \text{ et } W_{elz} = 781,6 \text{ cm}^3$$

A.N

$$\mu_y = 0,029 < 0,90 \quad (\text{OK})$$

$$k_y = 1 - \frac{0,29 \times 4057,92 \times 10^3}{0,88 \times 24160 \times 275} = 0,80 < 1,5$$

$$\mu_z = -0,63 < 0,90 \quad (\text{OK})$$

$$k_z = 1 + \frac{0,63 \times 4057,92 \times 10^3}{0,81 \times 24160 \times 275} = 1,47 < 1,5$$

• Vérification

$$\frac{4057,92 \times 10^3}{0,81 \times 24160 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,80 \times 206,51 \times 10^3}{6316 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1,47 \times 6,57 \times 10^3}{1205 \times \frac{275}{1,1}} = 0,96 < 1$$

⇒ condition vérifiée

VI.2.1.2. Vérification du déversement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_{LT} \times M_{y.sd}}{\chi_{LT} \times W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \times M_{z.sd}}{W_{pl,z} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Où :

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

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{M.LT} - 0,15 \quad \text{pour } \mu_{LT} \leq 0,90$$

A

vec :

$\beta_{M.LT}$: Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

$$\beta_{M.LT} = 1,43$$

$$\mu_{LT} = -0,0062 \leq 0,90$$

$$K_{LT} = 1,02 > 1 \text{ donc on prend } K_{LT} = 1$$

➤ Calcul de χ_{LT}

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

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

$$C_1 = 1,132 \quad (\text{Tableau.B.1.2}) [5]$$

$$\lambda_{LT} = 51,69$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \frac{\lambda_{Lt}}{86,80} = \frac{51,69}{86,80}$$

$$\overline{\lambda}_{Lt} = 0,59$$

$$\Phi_{Lt} = 0,5 \times [1 + \alpha_{Lt}(\overline{\lambda}_{Lt} - 0,2) + \overline{\lambda}_{Lt}^2]$$

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

$$\Phi_{LT} = 0,71$$

Donc : $\chi_{Lt} = 0,98$

• Vérification

$$\frac{4057,92 \times 10^3}{0,81 \times 24160 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1 \times 206,51 \times 10^3}{0,98 \times 6136 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1,47 \times 6,57 \times 10^3}{1205 \times \frac{275}{1,1}} = 0,93 < 1$$

⇒ condition vérifiée

Remarque

Les mêmes étapes seront suivies pour les vérifications des autres poteaux, les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

➤ **Pour le flambement**

Niveau étage	Profilé	N _{sd} (KN)	M _{sd_y} (KN.m)	M _{sd_z} (KN.m)	χ_{\min}	β_{my}	β_{mz}
6 ^{eme} et 7 ^{eme}	2HEA450	710,67	6,57	1,19	0,81	1,23	1,25
3 ^{eme} et 4 ^{eme} et 5 ^{eme}	2HEA 500	1945,85	111,73	8,41	0,46	1,45	1,47
RDC et 1 ^{er} et 2 ^{eme}	2HEA650	4057,92	206,51	6,57	0,81	1,38	1,34

μ_y	μ_z	K_y	K_z	Condition
0,81	1,23	1,02	1,08	0,21 < 1 CV
0,46	1,45	1,01	0,58	0,98 < 1 CV
0,81	1,38	1,02	1,06	0,53 < 1 CV

Tableau VI.2. Résistance des poteaux

➤ Pour le déversement

Niveau étage	Profilé	N _{sd} (KN)	M _{sd_y} (KN.m)	M _{sd_z} (KN.m)	χ_z	χ_{LT}
6 ^{eme} et 7 ^{eme}	2HEA450	710,67	6,57	1,19	0,81	0,74
3 ^{eme} et 4 ^{eme} et 5 ^{eme}	2HEA 500	1945,85	111,73	8,41	0,46	0,9
RDC et 1 ^{er} et 2 ^{eme}	2HEA650	4057,92	206,51	6,57	0,81	0,98

μ_{LT}	K_{LT}	K_z	Condition
-0,0127	1	1,08	0,2 < 1 CV
-0,013	1	0,58	0,96 < 1 CV
-0,0062	1	1,47	0,93 < 1 CV

Tableau VI.3 : Déversement des poteaux

b- Deuxièmement M_2^{Max} ; N^{Corr} ; M_3^{Corr}

- Résultats du Robot Structural Analysis version 2016

Les mêmes étapes seront suivies pour les vérifications des autres cas, les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

➤ Pour le flambement

Niveau étage	Profilé	M _{sd_y} (KN.m)	N _{sd} (KN)	M _{sd_z} (KN.m)	χ_{min}	β_{my}	β_{mz}
6 ^{eme} et 7 ^{eme}	2HEA450	598,05	91,83	13,26	0,81	1,23	1,25
3 ^{eme} et 4 ^{eme} et 5 ^{eme}	2HEA 500	609,97	115,21	11,75	0,46	1,45	1,47
RDC et 1 ^{er} et 2 ^{eme}	2HEA650	206,51	4057,92	6,57	0,81	1,38	1,34

μ_y	μ_z	K_y	K_z	Condition
0,81	1,23	1,02	1,06	0,53 < 1 CV
0,46	1,45	1,01	0,87	0,42 < 1 CV
0,81	1,38	1,02	1,06	0,53 < 1 CV

Tableau .VI.4. Résistance des poteaux

➤ **Pour le déversement**

Niveau étage	Profilé	M_{sdy} (KN.m)	N_{sd} (KN)	M_{sdz} (KN.m)	χ_z	χ_{LT}
6 ^{eme} et 7 ^{eme}	2HEA450	598,05	91,83	13,26	0,81	0,74
3 ^{eme} et 4 ^{eme} et 5 ^{eme}	2HEA 500	609,97	115,21	11,75	0,46	0,9
RDC et 1 ^{er} et 2 ^{eme}	2HEA650	206,51	4057,92	6,57	0,81	0,98

μ_{LT}	K_{LT}	K_z	Condition
-0,0127	1	1,08	0,32 < 1 CV
-0,013	1	0,58	0,44 < 1 CV
-0,0062	1	1,47	0,93 < 1 CV

Tableau.VI.5. Déversement des poteaux

c- Troisièmement $M_3^{Max}; N^{Corr}; M_2^{Corr}$

➤ Résultats du Robot Structural Analysis version 2016

Les mêmes étapes seront suivies pour les vérifications des autres cas, les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

➤ Pour le flambement

Niveau étage	Profilé	M _{sdz} (KN.m)	N _{sd} (KN)	M _{sdz} (KN.m)	χ_{\min}	β_{my}	β_{mz}
6 ^{eme} et 7 ^{eme}	2HEA450	81,25	11,64	534,76	0,81	1,23	1,25
3 ^{eme} et 4 ^{eme} et 5 ^{eme}	2HEA 500	94,66	1082,3	26,58	0,46	1,45	1,47
RDC et 1 ^{er} et 2 ^{eme}	2HEA650	318,6	955,64	27,65	0,81	1,38	1,34

μ_y	μ_z	K_y	K_z	Condition
0,81	1,23	1,02	1,07	0,52 < 1 CV
0,46	1,45	1	0,77	0,50 < 1 CV
0,81	1,38	1	1,1	0,75 < 1 CV

Tableau VI.6. Résistance des poteaux

➤ Pour le déversement

Niveau étage	Profilé	M _{sdz} (KN.m)	N _{sd} (KN)	M _{sdz} (KN.m)	χ_z	χ_{LT}
6 ^{eme} et 7 ^{eme}	2HEA 450	81,25	11,64	534,76	0,81	0,74
3 ^{eme} et 4 ^{eme} et 5 ^{eme}	2HEA 500	94,66	1082,3	26,58	0,46	0,9
RDC et 1 ^{er} et 2 ^{eme}	2HEA 650	318,6	955,64	27,65	0,81	0,98

μ_{LT}	K_{LT}	K_z	Condition
-0,0127	1	1,08	0,54 < 1 CV
-0,013	1	0,58	0,51 < 1 CV
-0,0062	1	1,47	0,56 < 1 CV

Tableau VI.7. Déversement des poteaux

Récapitulation

Finalement, les profilés adoptés sont regroupés dans le tableau récapitulatif suivant :

Niveau étage	Profilé
6 ^{eme} et 7 ^{eme}	2HEA450
3 ^{eme} et 4 ^{eme} et 5 ^{eme}	2HEA 500
RDC et 1 ^{er} et 2 ^{eme}	2HEA650

Tableau VI.8. Les profilés finaux

VI.3. Dimensionnement des poutres

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui supporte les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment fléchissant.

VI.3.1. Poutre principale HEA500

On prend un HEA 500.

D'après le Logiciel **ROBOT**, on prend la valeur G+Q+Ey.

Le moment et l'effort tranchant sollicitant ont pour valeurs:

$M_{sd} = 384.02 \text{ KN.m}$

$V_{sd} = 256,71 \text{ KN}$

1- Vérification de la résistance

On doit vérifier que : $M_{sd} < M_{ply}$

$M_{sd} = 384.02 \text{ KN.m} < M_{ply} = 1085,975 \text{ KN.m}$ La condition est vérifiée

2- Vérification de l'effort tranchant

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

$V_{sd} = 256,71 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 1186,136 \text{ KN}$ La condition est vérifiée

3- Vérification de l'interaction de l'effort tranchant

$0,5 \times V_{pl,rd} = 593,17 \text{ kN} > V_{sd}$ La condition est vérifiée

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

VI.3.2. Poutre principale de la salle de conférence (HEA600)

On prend un HEA600.

D'après le Logiciel **ROBOT**, on prend la valeur $G+Q+E_y$.

Le moment et l'effort tranchant sollicitant ont pour valeurs

$$M_{sd}=540,99 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd}= 264,25 \text{ KN}$$

1- Vérification de la résistance

On doit vérifier que : $M_{sd} < M_{ply}$

$$M_{sd}= 540,99 \text{ KN.m} < M_{ply}= 1471,25 \text{ KN.m} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

2- Vérification de l'effort tranchant

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

$$V_{sd}= 264,25 \text{ KN} < V_{pl,rd}= 1321,136 \text{ KN} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

3- Vérification de l'interaction de l'effort tranchant

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 660,57 \text{ kN} > V_{sd} \text{ La condition est vérifiée}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

❖ Remarque**Pour la vérification au déversement**

Il n'y a pas lieu de vérifier le déversement pour les poutres car on a un plancher collaborant, donc les poutres sont prémunies contre ce phénomène..

VI.4. Dimensionnement des contreventements**VI.4.1. Dans la Direction Y**

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel sous la combinaison

$$G + Q + 1,2E_x :$$

$$N_{sd} = 1407,25 \text{ KN}$$

Le profilé choisit 2UPN 260

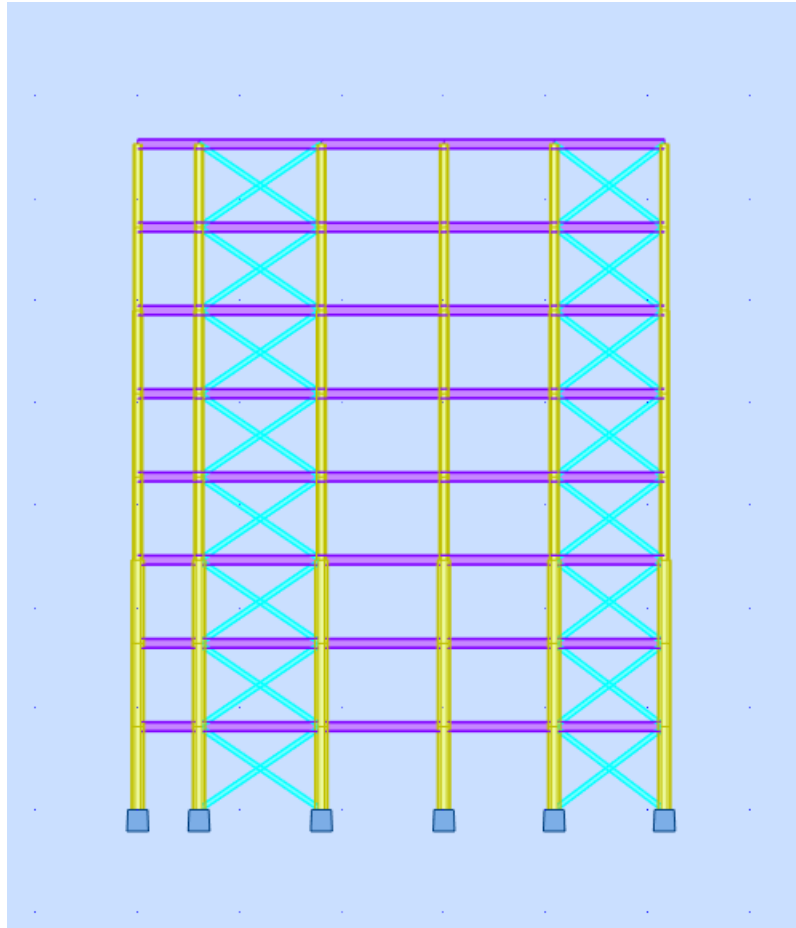


Figure VI.4. Contreventement en X dans le sens Y

1- Vérifications à la traction simple

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

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2 \times 4830 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 2415 \text{ kN}$$

$N_{sd} = 1407,25 \text{ kN} < N_{pl,Rd} = 2415 \text{ kN}$ Condition vérifiée

2- Vérifications à la compression simple

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

Avec :

$$\beta_A = 1 \text{ Pour les sections classe 1 et 2}$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

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

$$l_f = \sqrt{4,08^2 + 5,4^2} = 6,77 \text{ m}$$

$$L = \frac{l_f}{2} = 3,38$$

$$\lambda_y = \frac{L f_y}{i_y} = \frac{338}{9,99} = 33,83$$

$$\lambda_z = \frac{L f_z}{i_z} = \frac{408}{2,56} = 159,37$$

On a $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,80} = 0,40$$

Remarque

Pour les sections en U la courbe de flambement est " C "

\Rightarrow Courbe de flambement C $\Rightarrow \alpha = 0,49$ (Tableau.5.5.1) [5]

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2)] + \bar{\lambda}_y^2$$

$$\Phi_y = 0,62$$

$$\Rightarrow \chi_y = 0,91$$

$$N_{sd} = 1407,25 \text{ kN} < \frac{0,91 \times 1 \times 2 \times 4830 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 2197,65 \text{ kN}$$

Condition Vérifiée

VI.4.2. Dans la Direction X

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel sous la combinaison

$$G + Q - 1,2E_y :$$

$$N_{sd} = 1486,71 \text{ KN}$$

Le profilé choisit 2UPN 350

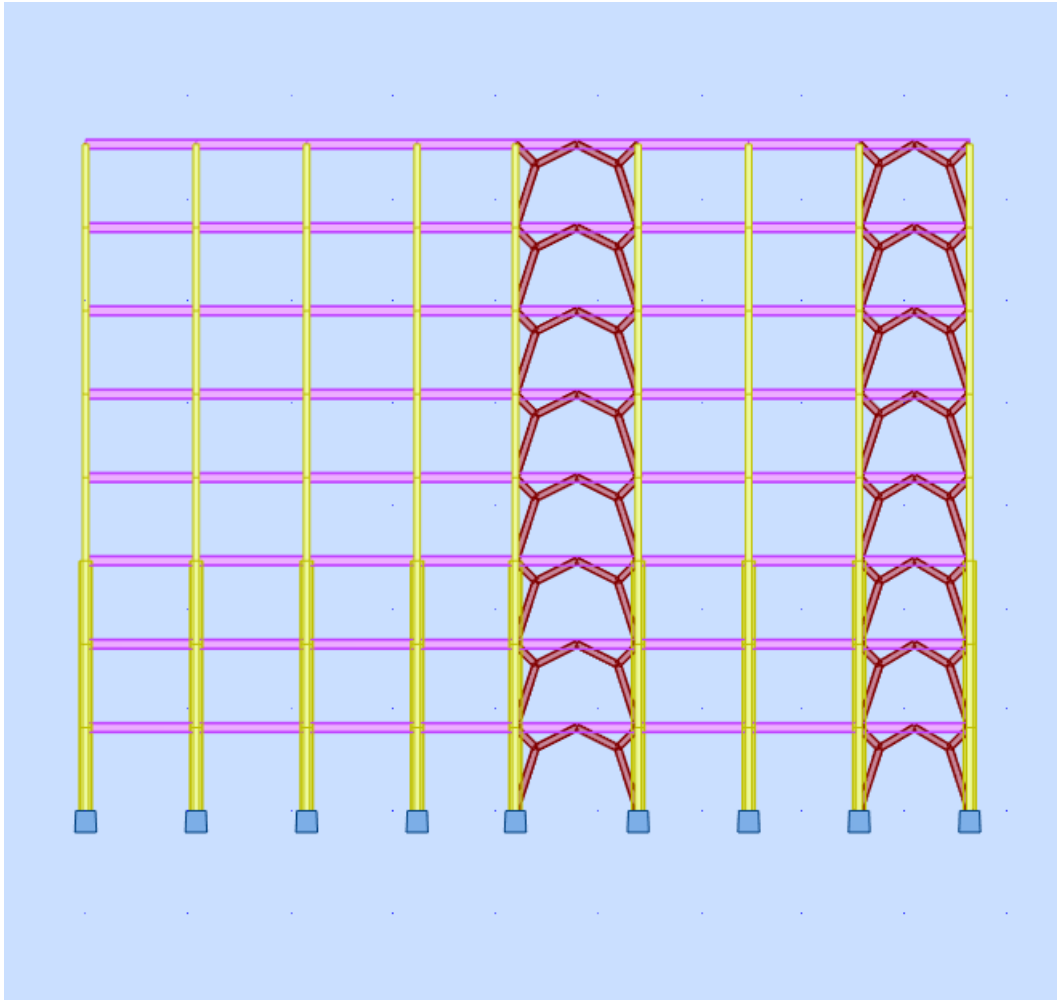


Figure VI.5. Contreventement en K dans le sens X

1- Vérifications à la traction simple

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

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2 \times 7730 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 3865 \text{ kN}$$

$N_{sd} = 1486,71 \text{ kN} < N_{pl,Rd} = 3865 \text{ kN}$ Condition vérifiée

2- Vérifications à la compression simple

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

Avec :

$$\beta_A = 1 \text{ Pour les sections classe 1 et 2}$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

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

$$l_f = \sqrt{1,41^2 + 3,24^2} = 3,53 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{353}{12,9} = 27,36$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{353}{2,72} = 129,77$$

On a $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,80} = 0,31$$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\Phi_y = 0,57$$

$$\Rightarrow \chi_y = 0,95$$

$$N_{sd} = 1486,71 \text{ kN} < \frac{0,95 \times 1 \times 2 \times 7730 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 3671,75 \text{ kN}$$

Condition Vérifiée

Remarque : dans le chapitre "vérification de l'ossature" on a utilisé les profils (poutres ; poteaux...) qui vérifient de logiciel "robot 2016».

VII. 1. Introduction

L'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. Ces dispositifs critiques pour l'ouvrage tant sous l'aspect de l'intégrité structurelle que sous l'aspect économique, doivent être conçus et dimensionnés avec au moins autant de soin que les composants élémentaires.

On distingue parmi les assemblages :

- ✓ Les assemblages articulés
- ✓ Les assemblages encastrés (rigides)

❖ Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- Les assemblages soudés ;
- Les assemblages boulonnés ;
- Les assemblages rivetés ;
- Les assemblages collés.

Dans notre présente étude l'assemblage boulonné est le mode utilisé, présente en général l'avantage d'une démontrabilité facile, avec récupération intégrale des composants initiaux.

❖ Calcul des assemblages

Dans ce chapitre, (05) types d'assemblage seront traités, on se basant sur les normes de l'EC 3.

Les assemblages qui seront traités sont :

- Assemblage poteau-poutre
- Assemblage poutre-solive
- Assemblage poteau-poteau
- Assemblage de contreventement en X et Y
- Pied de poteau

On essaye de traiter un exemple de calcul manuel pour chaque type d'assemblage.

VII.2. Assemblage Poteau HEA650 – poutre HEA500

On doit fixer la poutre à l'aide des boulons qui lient la plaque en platine et le poteau, la poutre doit être soudée sur la plaque.

• **Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques**

Poutre HEA 500:

$$h = 490\text{mm}; b = 300\text{mm}; t_f = 23\text{mm}; t_w = 12\text{mm}; A = 197.5\text{cm}^2$$

Poteau HEA650:

$$h = 640\text{mm}; b = 300\text{mm}; t_f = 26\text{mm}; t_w = 13.5\text{mm}; A = 241.6\text{cm}^2$$

• **Données de calcul**

- Moment fléchissant : $M_{sd} = 236,64\text{kN.m}$

- Effort tranchant : $V_{sd} = 159,35\text{kN}$

VII.2.1. Calcul de la soudure poutre HEA 500

b- La semelle

$$a_f \geq t_f \left(\frac{f_y}{\gamma_{Mo}} \right) \left(\frac{\beta_w \times \gamma_{M2}}{f_{us} \times \sqrt{2}} \right)$$

➤ La nuance d'acier utilisé est S275 donc $\begin{cases} \beta_w = 0,85 \\ \gamma_{mw} = 1,3 \\ f_{us} = 430 \end{cases}$

$$a_f \geq 23 \left(\frac{275}{1} \right) \left(\frac{0,85 \times 1,3}{430 \times \sqrt{2}} \right)$$

$$a_f \geq 11,49\text{mm}$$

c- L'âme

$$a_w \geq t_w \left(\frac{f_y}{\gamma_{Mo}} \right) \left(\frac{\beta_w \times \gamma_{M2}}{f_{us} \times \sqrt{2}} \right)$$

$$a_f \geq 12 \times \left(\frac{275}{1} \right) \left(\frac{0,85 \times 1,3}{430 \times \sqrt{2}} \right)$$

$$a_f \geq 6,00\text{mm}$$

On prend **a = 12 mm**

VII.1.2. Choix de diamètre du boulon

Épaisseur de la platine : $ép = 20\text{ mm}$

- $t \leq 10\text{ mm}$ $d = (12 ; 14)\text{ mm}$
- $10 \leq t \leq 25\text{ mm}$ $d = (16 ; 20 ; 24)\text{ mm}$
- $t \geq 25\text{ mm}$ $d = (24 ; 27 ; 30)\text{ mm}$

On à l'épaisseur de la platine $t = 20\text{ mm}$ alors on prend $\emptyset = 20\text{ mm}$

a- Détermination du nombre de boulons nécessaires

Condition de la résistance au cisaillement des boulons

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n}$$

$$F_{v,rd} = 0,5 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

$$n \geq \frac{V_{sd} \times \gamma_{Mb}}{0,5 \times A_s \times f_{ub}}$$

$$n \geq \frac{159,35 \times 1,25}{0,5 \times 245 \times 1000} \times 10^3 = 1,63$$

On prend $n = 12$ (boulons) HR $\left\{ \begin{array}{l} n_2 = 2 \text{ (nombre de file)} \\ n_1 = 6 \text{ (nombre des boulons par ranger)} \end{array} \right.$

On a l'épaisseur de la platine égale à 20 mm alors on prend deux files de 6 boulons HR de diamètre $\varnothing = 20$ mm, classe 10.9

b- Distance entre axe des boulons

$$d_0 = \varnothing + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 26,4\text{mm} \leq e_1 \leq 276\text{mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 48,4\text{mm} \leq p_1 \leq 200\text{mm} \quad \text{(Article 6.5.1.4) [3]}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 33\text{mm} \leq e_2 \leq 276\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \quad 66\text{mm} \leq p_2 \leq 200\text{mm}$$

$$e_1 = 40 \text{ mm} ; p_1 = 115 \text{ mm}$$

$$e_2 = 90 \text{ mm} ; p_2 = 120 \text{ mm}$$

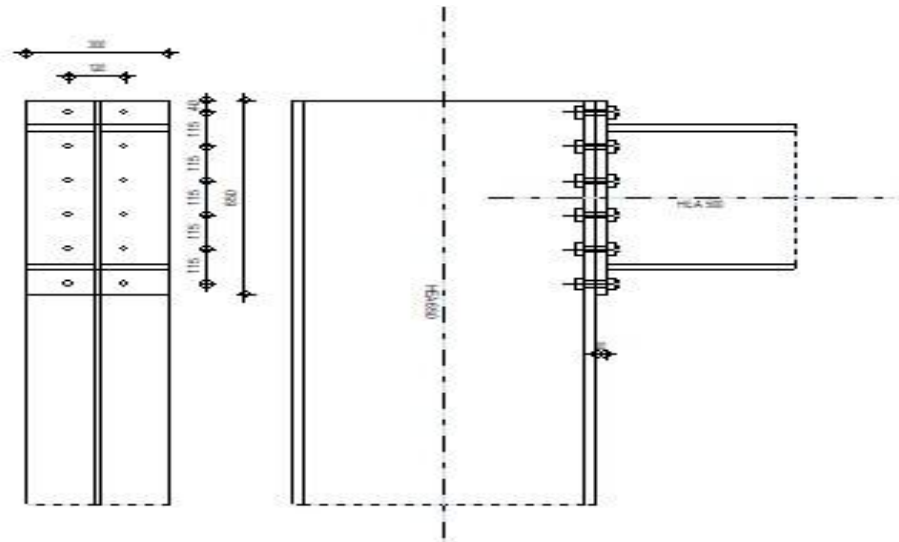


Figure.VII.1 : Assemblage poteau – poutre

c- Détermination des efforts dans les boulons

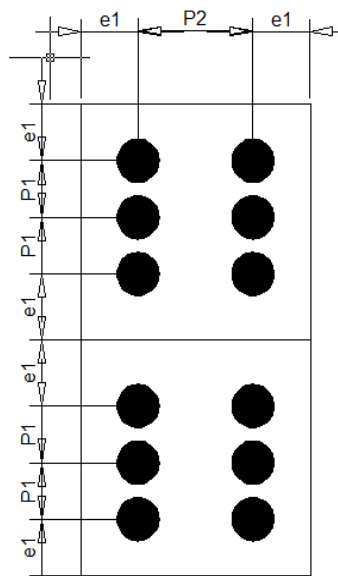


Figure.VII.2 : Distribution des boulons sur la platine d'extrémité

d- Position de l'axe neutre

$$X = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 23 \times \sqrt{\frac{300}{12}} = 115 \text{ mm}$$

$$d_1 = 615 \text{ mm} ; d_2 = 575 \text{ mm} ; d_3 = 460 \text{ mm} ; d_4 = 345 \text{ mm} ; d_5 = 230 \text{ mm} ; d_6 = 115 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 1105600 \text{ mm}^2$$

Il faut vérifier que :

$$N_1 \leq n F_p$$

Avec $n=2$ (nombre de boulons par rangés).

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s \quad \text{(Article.6.5.8.2) [3]}$$

F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons

f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon, vaut 1000MPa pour les boulons HR 10.9.

A_s : L'aire de la section du boulon

$$N_i = \frac{M \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

$$n \cdot F_p = 2 \times 0,7 \times 1000 \times 245 \times 10^{-3} = 343 \text{ kN}$$

$$N_1 = \frac{M \times d_1}{\sum_{i=1}^2 d_i^2} = \frac{236,64 \times 615 \times 10^3}{1105600} = 131,63 \text{ kN} \leq nF_p = 343 \text{ kN}$$

⇒ condition vérifiée

e- Moment résistant effectif de l'assemblage

$$M_{Rd} = \frac{N \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$N = n F_p = 2 \times 0,7 \times 1000 \times 245 \times 10^{-3} = 343 \text{ kN}$$

D'où :

$$M_{Rd} = \frac{343 \times 1105600 \times 10^{-3}}{615} = 616,62 \text{ kN.m}$$

236,64 kN.m ≤ 616,62 kN.m Donc la condition est vérifiée

f- La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant

Condition à vérifier : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

L'effort tranchant par boulon :

$$V_{sd} = 159,35 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{159,35}{12} = 13,28 \text{ kN}$$

La résistance au glissement $F_{v,rd}$:

$$F_{v,rd} = \frac{k_s \times F_p \times n \times \mu}{\gamma_{ms}}$$

$K_s=1$ Pour des trous avec tolérances nominales normales.

$\mu = 0,3$ Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.

$n = 2$ Nombre d'interfaces de frottement ;

$\gamma_{ms} = 1,25$ Pour les résistances au glissement à L'ELU

$F_p = 171,5$ KN la résistance du boulon.

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 171,5 \times 2 \times 0,3}{1,25} = 82,32 \text{ kN}$$

$F_{v,sd} = 13,28 \text{ kN} \leq F_{v,rd} = 82,32 \text{ kN}$ Donc la condition est vérifiée

g- Résistance de l'âme du poteau en traction

Il faut vérifier que :

$$F_t \leq F_{t,rd}$$

$$F_t = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}} \quad \text{(Article.2.2.3) [3]}$$

t_{wc} : épaisseur de l'âme du poteau = 13,5 mm

$b_{eff} = p$: Entraxe rangées boulons = 115 mm.

$$F_{t,rd} = 275 \times 13,5 \times \frac{115}{1} = 426,93 \text{ kN}$$

Avec :

$$F_t = \frac{M}{h - t_f} \quad ; h = 640 \text{ mm} \quad ; t_f = 26 \text{ mm}$$

Donc :

$$F_t = \frac{236,64}{0,640 - 0,026} \Rightarrow F_t = 385,41 \text{ kN}$$

$F_t = 385,41 \text{ kN} < F_{t,Rd} = 426,93 \text{ kN} \Rightarrow$ Condition vérifiée

h- Résistance de l'âme de poteau au cisaillement

Il faut vérifier que :

$$F_v \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = \frac{0,58 \times f_y \times h_p \times t_{wc}}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

h_p : la hauteur de profilé (poteau) $h_p = 640$ mm.

t_{wc} : épaisseur de l'âme (poteau) $t_{wc} = 13,5$ mm

$$V_{Rd} = \frac{0,58 \times 275 \times 640 \times 13,5}{1} \times 10^{-3} = 1378,08 \text{ kN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M}{h - t_f} ; \quad h = 640 \text{ mm} ; \quad t_f = 26 \text{ mm}$$

Donc :

$$F_v = \frac{236,64}{0,640 - 0,026} \Rightarrow F_v = 385,41 \text{ kN}$$

$F_v = 385,41 \text{ kN} \leq V_R = 1378,08 \text{ kN}$ Condition vérifiée

i-Résistance de l'âme de poteau en compression

On vérifie : $F_c \leq F_{cRd}$

$$F_{cRd} = \frac{f_y \times t_{wc} \times \left(1,25 - 0,5 \cdot \gamma_{m0} \frac{\sigma_n}{f_y}\right) b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

σ_n : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.

t_{fb} : Épaisseur semelle poutre HEA500=23mm

t_{fc} : Épaisseur semelle poteau HEA650=26mm

t_p : Épaisseur platine extrémité=20mm

r_c : Rayon de raccordement âme semelle de poteau=27mm

$$b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$$

$$b_{eff} = 23 + 2 \times 20 + 5(26 + 27) = 328 \text{ mm}$$

$$\sigma_n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{el,y}} = \frac{159,35}{24160 \times 10^{-6}} + \frac{236,64}{5474 \times 10^{-6}} = 49,98 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{cRd} = \frac{275 \times 13,5 \times \left(1,25 - 0,5 \times 1 \times \frac{49,98}{275}\right) \times 328}{1} = 1411,47 \text{ kN}$$

$$F_c = \frac{M_{sd}}{h - t_{fb}} = \frac{236,64}{0,640 - 0,023} = 383,53 \text{ kN}$$

$F_c = 383,53 \text{ kN} \leq F_{cRd} = 1411,47 \text{ kN} \Rightarrow$ condition vérifiée

➤ Donc l'assemblage poteau-poutre (HEA650 – HEA500) est vérifié

VII.3.Assemblage poutre HEA500–solive IPE240

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive en IPE 240 avec l'âme de la poutre en HEA 500, avec une file verticale de deux boulons.

- **Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques**

Poutre HEA500 :

$$h = 490\text{mm}; b=300\text{mm}; t_f=23\text{mm}; t_w=12\text{mm}; A=197.5\text{cm}^2$$

Solive IPE 240 :

$$h = 240 \text{ mm}; b=120 \text{ mm}; t_f=9,8 \text{ mm}; t_w=6,2 \text{ mm}; A=39,1\text{cm}^2$$

- **Données de calcul**

- Effort tranchant : $V_{sd} = 14,22 \text{ KN}$

- **Choix de diamètre du boulon**

Cornière 130×130×15mm

Epaisseur de la platine : $\epsilon_p = 15 \text{ mm}$

$$t \leq 10 \text{ mm } d = (12 ; 14) \text{ mm}$$

$$10 \leq t \leq 25 \text{ mm } d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$$

$$t \geq 25 \text{ mm } d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$$

On à l'épaisseur de la platine $t = 15 \text{ mm}$ alors on prend $\emptyset = 16 \text{ mm}$, classe 4.6

a- Le choix des boulons

On choisit 4 boulons de 16mm de diamètre ($\emptyset 16$) de classe 4.6

$$d_0 = d + 2\text{mm} = 18\text{mm}$$

b- Distance entre axe des boulons

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 21,6\text{mm} \leq e_1 \leq 150\text{mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 39,6\text{mm} \leq p_1 \leq 137,2 \text{ mm} (\text{EC3.art.6.5.1.4})$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 27\text{mm} \leq e_2 \leq 117,6\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \quad 54\text{mm} \leq p_2 \leq 137,2\text{mm}$$

$$e_1 = 40\text{mm}; p_1 = 50\text{mm}$$

$$e_2 = 40\text{mm}; p_2 = 60\text{mm}$$

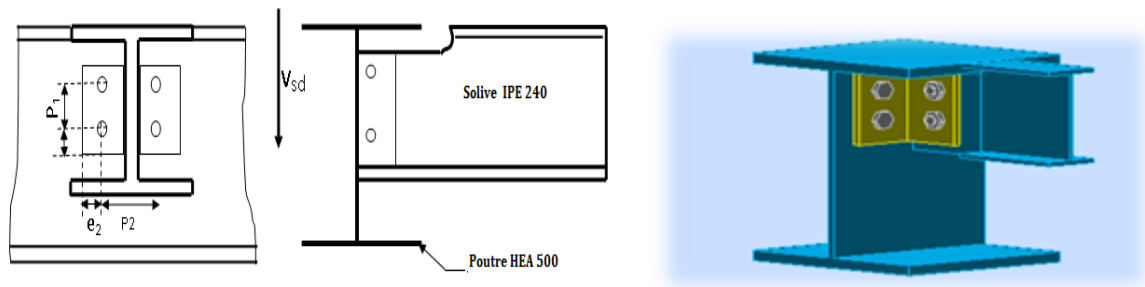


Figure.VII.3 : Assemblage solive-poutre

c- Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq F_{v,rd}$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} \quad \text{(Tableau.6.5.3) [3]}$$

$f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2$

Section résistante en traction : $A_s = 157 \text{ mm}^2$

Résistance des boulons à la traction : $\gamma_{Mb} = 1,25$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 \times 400 \times 157}{1,25} = 30,14 \text{ kN}$$

Il y a 2 boulons en double cisaillement donc

$$F_{vrd} = n \times F_{vrd} = 4 \times 30,14 = 120,56 \text{ kN}$$

$V_{sd} = 14,22 \text{ kN} < F_{vrd} = 120,56 \text{ kN}$ Donc la condition est vérifiée

e- Vérification de la pression diamétrale

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}} \quad \text{(Tableau.6.5.3) [3]}$$

$F_{b,rd}$: résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon

$F_{v,sd}$: Effort de cisaillement de calcul par boulon

f_u : La résistance à la traction des cornières

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{P_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\} = \min (0,74 ; 0,68 ; 0,93 ; 1) = 0,68$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,68 \times 430 \times 16 \times 15}{1,25} = 140,35 \text{ kN}$$

Pour un boulon on a :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{4} = 3,55 \text{ kN} < F_{brd} = 132,09 \text{ kN} \dots \text{ OK}$$

VII.4.Assemblage des éléments de contreventement

VII.4.1. Contreventement en X

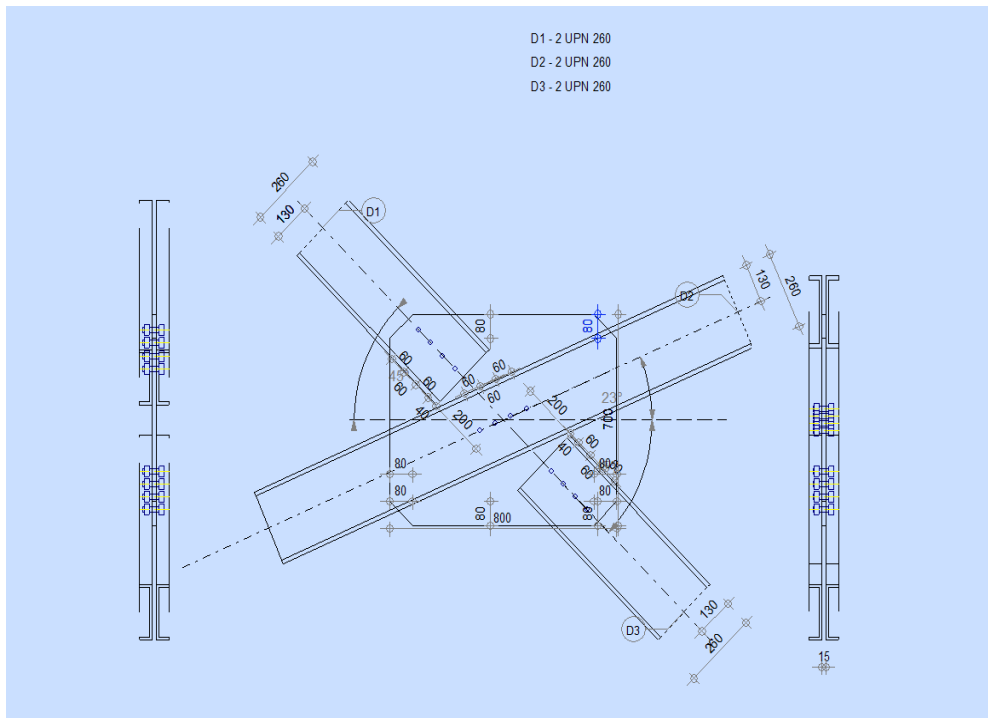


Figure.VII.4 : Contreventement en X

- Effort tranchant

L'effort tranchant repris par 2UPN260 est : $V_{sd} = 1085.18kN$

Donc l'effort tranchant repris par une seule UPN est: $V_{sd} = 542.59kN$

- Nombres et diamètres des boulons

2UPN260

Soit $d_0 = 22\text{ mm}$, ce correspond, avec un jeu de 2 mm , à des boulons de diamètre $d = 20\text{ mm}$ et de class 10.9

- Résistance d'un boulon au cisaillement par plan de cisaillement

$$F_{v.rd} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{ub} = 1000N/mm^2$$

$A_s = 245mm^2$ Section résistante en traction.

$\gamma_{mb} = 1.25$ Résistance des boulons

$$F_{v.rd} = \frac{0.6 \times 1000 \times 245}{1.25} = 117,6kN$$

- Nombre des boulons nécessaires

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{n} \rightarrow n = \frac{V_{sd}}{F_{v.sd}} \rightarrow n = 4$$

- **Disposition des boulons**

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t; 150\text{ mm}) \implies e_1 = 60\text{ mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \max(14t; 200\text{ mm}) \implies p_1 = 60\text{ mm}$$

$$1.2d_0 \leq e_2 \leq \max(12t; 150\text{ mm}) \implies e_2 = 60\text{ mm}$$

- **Vérification de la pression diamétrale**

Il faut vérifier que : $Fv.sd < Fb.rd$

$$Fb.rd = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$d = 18\text{ mm} ; d_0 = 22\text{ mm} ; t = 15\text{ mm} ; \gamma_{mb} = 1.25$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1 \right\} = \{0.90; 0.65; 2.32; 1\} = 0.65$$

$$Fb.rd = \frac{2.5 \times 0.65 \times 430 \times 22 \times 15}{1.25} = 193,5 \text{ kN} > Fv.sd = 117,6 \text{ kN}$$

Donc la résistance de l'assemblage est vérifiée

- **Vérification de la soudure**

Le gousset est en acier S275 et à une épaisseur de 15 mm
 $300 \times 300 \times 15$

Les cordons doivent être vérifiés avec la formule suivante :

$$N = \frac{a \times \sum L \times f_u}{\beta_w \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3 - \sin^2 \alpha}}$$

$$a \geq \frac{N_{sd} \times \beta_w \times \gamma_{MW} \times \sqrt{3 - \sin^2 \alpha}}{l \times f_u}$$

On prend : $a = 8$

Choix retenu

- Soudure de gousset = 8 mm
- Epaisseur de gousset = 15 mm
- Boulonnage : 4 boulons de diamètre 20 mm

VII.4.2. Contreventement en K

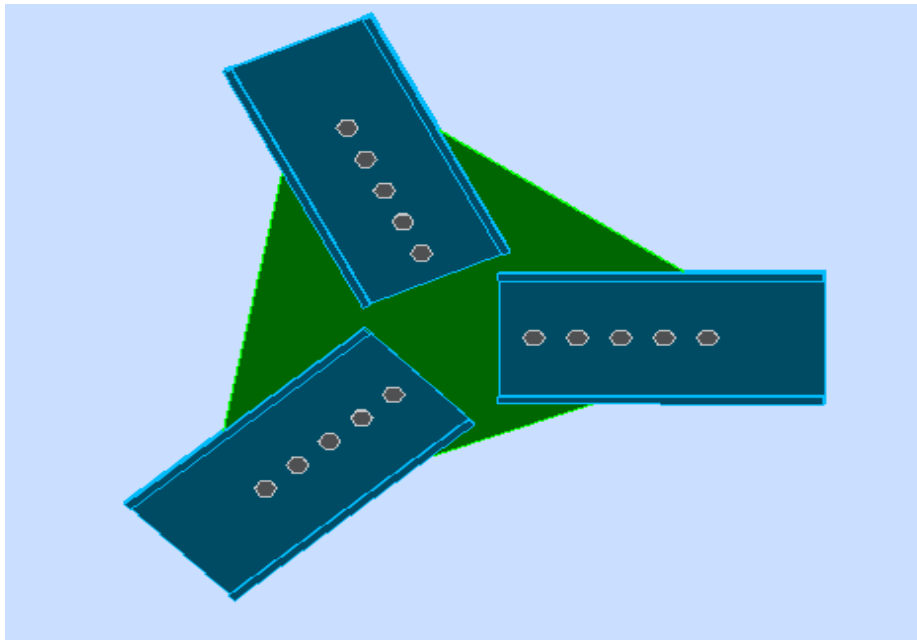


Figure.VII.5 : Contreventement en K

- Effort tranchant

L'effort tranchant repris par 2UPN350 est : $V_{sd} = 1153.60kN$

Donc l'effort tranchant repris par une seule UPN est: $V_{sd} = 576.8kN$

- Nombres et diamètres des boulons

Une UPN350

Soit $d_0 = 22$ mm, ce correspond, avec un jeu de 2 mm, à des boulons de diamètre $d = 20$ mm et de class 10.9

- Résistance d'un boulon au cisaillement par plan de cisaillement

$$F_{v.rd} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{ub} = 1000N/mm^2$$

5mm² Section résistante en traction.

$\gamma_{mb}=1.25$ Résistance des boulons

$m=1$ Nombre de plan de cisaillement.

$$F_{v.rd} = \frac{0.6 \times 1000 \times 245}{1.25} = 117,6kN$$

- Nombre des boulons nécessaires

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{n} \rightarrow n = \frac{V_{sd}}{F_{v.sd}} \rightarrow n = 5$$

• **Disposition des boulons**

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t; 150\text{mm}) \implies e_1 = 60\text{mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \max(14t; 200\text{mm}) \implies p_1 = 60\text{mm}$$

$$1.2d_0 \leq e_2 \leq \max(12t; 150\text{mm}) \implies e_2 = 60\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \max(14t; 200\text{mm}) \implies e_2 = 60\text{mm}$$

• **Vérification de la pression diamétrale**

Il faut vérifier que : $Fv.sd < Fb.rd$

$$Fb.rd = \frac{2.5 \times \alpha \times fu \times d \times t}{\gamma mb}$$

$$d = 20\text{mm} ; d_0 = 22\text{mm} ; t = 1.5\text{mm} ; \gamma mb = 1.25$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{fub}{fu} \text{ ou } 1 \right\} = \{0.90; 0.65; 1.86; 1\} = 0.65$$

$$Fb.rd = \frac{2.5 \times 0.65 \times 430 \times 20 \times 15}{1.25} = 167,7 \text{ kN} > Fv.sd = 117,6 \text{ kN}$$

Donc la résistance de l'assemblage est vérifiée

• **Vérification de la soudure**

Le gousset est en acier S275 et à une épaisseur de 15mm
400 × 400 × 15

Les cordons doivent être vérifiés avec la formule suivante :

$$N = \frac{a \times \sum L \times f_u}{\beta_w \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3 - \sin^2 \alpha}}$$

$$a \geq \frac{N_{sd} \times \beta_w \times \gamma_{MW} \times \sqrt{3 - \sin^2 \alpha}}{l \times f_u}$$

On prend : a = 8

Choix retenu

- Soudure de gousset = 8 mm
- Epaisseur de gousset = 15 mm
- Boulonnage : 5 boulons de diamètre 20 mm

VII.5. Assemblage poteau poteau (PRS)

Vu la complicité des assemblages, on a opté pour un logiciel de calcul d'assemblage IDEA STATICA.

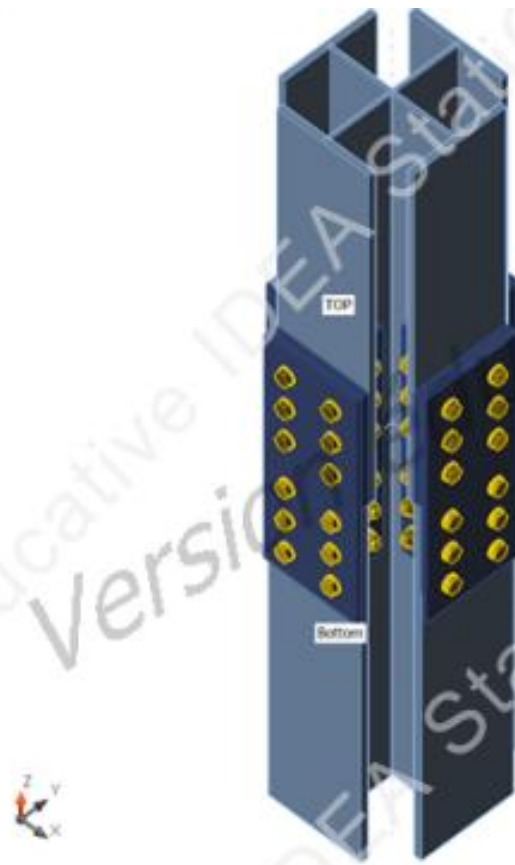


Figure VII.6 : assemblage poteau poteau (PRS)

• Sections transversales

Nom	Matériau	Dessin
1 - HEA450xHEA450(General)	S 275, S 275, S 275	
2 - HEA500 x HEA500(General)	S 275, S 275, S 275	

• Boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm ²]
M24 10.9	M24 10.9	24	1000,0	452

• Charge ments

Nom	Elément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	TOP	-794,8	72,7	130,4	0,0	314,1	202,5

• Platines

Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [%]	Résultat
TOP-bfl 1	21,0	LE1	236,8	0,0	OK
TOP-til 1	21,0	LE1	220,5	0,0	OK
TOP-w 1	11,5	LE1	276,0	0,5	OK
TOP-tfl 2	21,0	LE1	172,7	0,0	OK
TOP-w 2	11,5	LE1	118,9	0,0	OK
TOP-tfl 3	21,0	LE1	221,9	0,0	OK
TOP-w 3	11,5	LE1	73,6	0,0	OK
Bottom-bfl 1	23,0	LE1	142,8	0,0	OK
Bottom-tfl 1	23,0	LE1	201,4	0,0	OK
Bottom-w 1	12,0	LE1	275,2	0,1	OK
Bottom-tfl 2	23,0	LE1	127,5	0,0	OK
Bottom-w 2	12,0	LE1	151,2	0,0	OK
Bottom-tfl 3	23,0	LE1	183,7	0,0	OK
Bottom-w 3	12,0	LE1	80,3	0,0	OK
Eclisse de semelle	15,0	LE1	245,7	0,0	OK
Ajustasson	25,0	LE1	135,9	0,0	OK
EC 2	15,0	LE1	275,1	0,1	OK
AJ2	25,0	LE1	144,9	0,0	OK
EC 3	15,0	LE1	233,8	0,0	OK
AJ 3	25,0	LE1	76,5	0,0	OK
EC 4	15,0	LE1	275,1	0,0	OK
AJ 4	25,0	LE1	103,7	0,0	OK
EC A 5a	15,0	LE1	133,9	0,0	OK
EC A 5b	20,0	LE1	148,7	0,0	OK
EC A 6a	15,0	LE1	180,8	0,0	OK
EC A 6b	20,0	LE1	154,4	0,0	OK
EC A 7a	15,0	LE1	207,2	0,0	OK
EC A 7b	20,0	LE1	216,7	0,0	OK
EC A 8a	15,0	LE1	6,4	0,0	OK
EC A 8b	20,0	LE1	7,1	0,0	OK

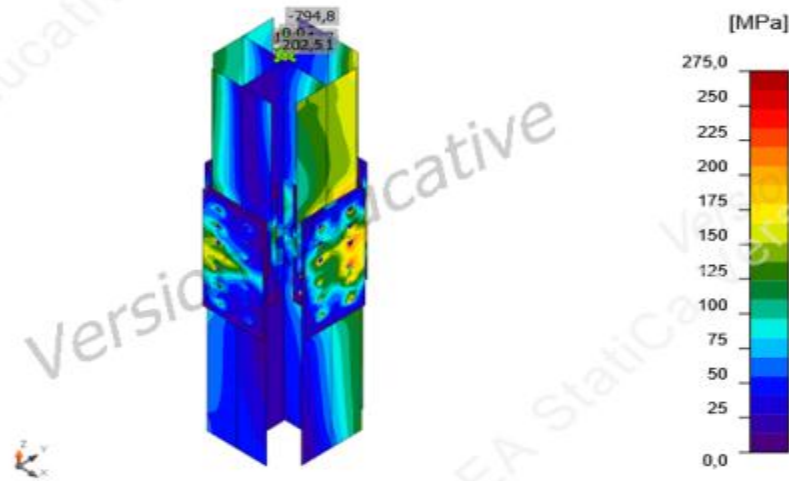


Figure VII.7 : Contrainte contrainte dans les composants à la base

• Boulons

	Nom	Charges	$F_{L,Ed}$ [kN]	V [kN]	U_{t1} [%]	$F_{b,Rd}$ [kN]	U_{t2} [%]	U_{t12} [%]	Résultat
	B1	LE1	25,6	67,9	10,1	309,6	48,1	0,0	OK
	B2	LE1	3,2	60,6	1,3	309,6	43,1	0,0	OK
	B3	LE1	12,9	63,7	5,1	309,6	45,1	0,0	OK
	B4	LE1	32,3	37,4	12,7	309,6	26,5	0,0	OK
	B5	LE1	1,4	27,8	0,6	309,6	19,7	0,0	OK
	B6	LE1	6,9	32,4	3,5	309,6	22,9	0,0	OK
	B7	LE1	11,4	63,1	4,5	309,6	44,7	47,9	OK
	B8	LE1	3,2	59,0	1,3	309,6	41,8	42,7	OK
	B9	LE1	22,6	65,7	8,9	309,6	46,5	52,9	OK
	B10	LE1	12,5	34,4	4,9	309,6	24,4	27,9	OK
	B11	LE1	3,0	32,2	1,2	309,6	22,8	23,7	OK
	B12	LE1	23,0	38,0	9,1	309,6	26,9	33,4	OK
	B13	LE1	13,2	74,6	5,2	309,6	52,9	0,0	OK
	B14	LE1	4,4	70,6	1,7	309,6	50,0	0,0	OK
	B15	LE1	5,3	73,7	2,1	309,6	52,2	0,0	OK
	B16	LE1	20,4	110,1	8,0	309,6	78,0	0,0	OK
	B17	LE1	6,7	105,5	2,6	309,6	74,7	0,0	OK
	B18	LE1	8,5	109,0	3,3	309,6	77,2	0,0	OK
	B19	LE1	42,0	74,9	16,5	309,6	53,0	64,9	OK
	B20	LE1	4,1	75,2	1,6	309,6	53,3	54,4	OK
	B21	LE1	2,7	83,1	1,1	309,6	58,8	59,6	OK
	B22	LE1	41,2	105,2	16,2	309,6	74,5	86,1	OK
	B23	LE1	4,9	103,1	1,9	309,6	73,0	74,4	OK
	B24	LE1	3,7	112,9	1,5	309,6	79,9	81,0	OK
	B25	LE1	8,0	54,6	3,1	309,6	35,7	0,0	OK
	B26	LE1	2,9	50,4	1,2	309,6	35,7	0,0	OK
	B27	LE1	11,5	55,7	4,5	309,6	39,5	0,0	OK
	B28	LE1	8,5	23,1	3,4	309,6	16,4	0,0	OK
	B29	LE1	1,2	16,8	0,5	309,6	11,9	0,0	OK
	B30	LE1	7,3	27,3	2,9	309,6	19,4	0,0	OK
	B31	LE1	11,0	63,8	4,3	309,6	45,2	48,3	OK
	B32	LE1	2,0	54,1	0,8	309,6	38,3	38,9	OK
	B33	LE1	15,5	61,6	6,1	309,6	43,7	48,0	OK
	B34	LE1	10,5	29,9	4,1	309,6	21,2	24,2	OK
	B35	LE1	1,6	13,3	0,6	309,6	9,4	9,9	OK
	B36	LE1	14,1	26,3	5,5	309,6	18,6	22,6	OK
	B37	LE1	36,6	98,2	14,4	309,6	69,6	0,0	OK
	B38	LE1	4,9	95,6	1,9	309,6	67,7	0,0	OK
	B39	LE1	7,8	99,5	3,1	309,6	70,4	0,0	OK
	B40	LE1	36,9	62,0	14,5	309,6	43,9	0,0	OK
	B41	LE1	2,6	62,0	1,0	309,6	43,9	0,0	OK
	B42	LE1	4,8	66,7	1,9	309,6	47,2	0,0	OK

	Nom	Charges	F _{t,Ed} [kN]	V [kN]	U _t [%]	F _{b,Rd} [kN]	U _b [%]	U _{t,b} [%]	Résultat
	B43	LE1	21,8	108,3	8,6	309,6	76,7	82,8	OK
	B44	LE1	4,4	100,8	1,7	309,6	71,4	72,6	OK
	B45	LE1	3,8	110,2	1,5	309,6	78,1	79,1	OK
	B46	LE1	20,9	64,2	8,2	309,6	45,5	51,3	OK
	B47	LE1	4,0	56,7	1,6	309,6	40,1	41,3	OK
	B48	LE1	2,0	63,3	0,8	309,6	44,8	45,4	OK
	B49	LE1	5,5	31,5	2,2	237,4	25,3	0,0	OK
	B50	LE1	1,4	10,4	0,6	237,4	7,4	0,0	OK
	B51	LE1	4,8	23,7	1,9	237,4	19,0	0,0	OK
	B52	LE1	4,4	10,6	1,7	247,7	7,5	0,0	OK
	B53	LE1	1,5	11,2	0,6	247,7	7,9	0,0	OK
	B54	LE1	3,8	14,7	1,5	247,7	10,8	0,0	OK
	B55	LE1	10,1	13,2	4,0	237,4	9,7	0,0	OK
	B56	LE1	2,1	7,2	0,8	237,4	5,1	0,0	OK
	B57	LE1	4,4	16,0	1,7	237,4	11,3	0,0	OK
	B58	LE1	12,8	22,6	5,0	247,7	16,6	0,0	OK
	B59	LE1	2,0	6,5	0,8	309,6	4,6	0,0	OK
	B60	LE1	3,8	19,1	1,5	247,7	13,7	0,0	OK
	B61	LE1	15,4	61,2	6,1	237,4	49,3	0,0	OK
	B62	LE1	4,5	55,5	1,8	237,4	44,0	0,0	OK
	B63	LE1	4,9	61,1	1,9	237,4	48,6	0,0	OK
	B64	LE1	12,2	55,8	4,8	247,7	43,2	0,0	OK
	B65	LE1	3,9	55,2	1,5	247,7	41,8	0,0	OK
	B66	LE1	4,5	56,9	1,8	247,7	43,0	0,0	OK
	B67	LE1	0,1	0,2	0,1	309,6	0,1	0,0	OK
	B68	LE1	0,0	0,1	0,0	309,6	0,0	0,0	OK
	B69	LE1	0,0	0,1	0,0	263,6	0,1	0,0	OK
	B70	LE1	0,5	0,9	0,2	238,5	0,7	0,0	OK
	B71	LE1	0,4	0,2	0,1	247,7	0,1	0,0	OK
	B72	LE1	0,7	1,2	0,3	247,7	0,8	0,0	OK

• **Données de conception**

Nom	F _{t,Rd} [kN]	B _{p,Rd} [kN]	F _{v,Rd} [kN]
M24 10.9 - 1	254,2	419,2	141,2

• **Résultat détaillé pour B22**

• **Vérification de la résistance à la tension (EN 1993-1-8 Table 3.4)**

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 254,2 \text{ kN} \geq Ft = 41,2 \text{ kN}$$

K₂=0,90 coefficient
 F_{ub}=800 MPa résistance a la traction ultime du boulon
 A_s=353 mm² zone d'effort de la traction du boulon
 γ_{M2}=1,25 facteur de sécurité

• **Vérification de la résistance par poinçonnement (EN 1993-1-8 Table 3.4)**

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 419,2 \text{ kN} \geq Ft = 41,2 \text{ KN}$$

Où :

- $d_m=43\text{mm}$ le moyen des diamètres des cercles inscrit et circonscrit de la tête de boulon ou écrou, la plus petite de ces valeurs étant retenue.
- $t_p=15\text{mm}$ épaisseur.
- $f_u=430.0\text{ MPa}$ effort ultime.
- $\gamma_{M2}=1.25$ facteur de sécurité.

- **Vérification de la résistance au cisaillement** (EN 1993-1-8 Table 3.4)

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_p a_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 141,2\text{kN} \geq V = 105,2\text{ kN}$$

- $\beta_p=1.00$ facteur de réduction
- $a_v=0.50$ facteur de réduction
- $f_{ub}=1000.0\text{ MPa}$ résistance a la traction ultime du boulon
- $A=353\text{ mm}^2$ zone d'effort de traction du boulon
- $\gamma_{M2}=1.25$ facteur de sécurité

- **Vérification de la résistance à la pression diamétrale** (EN 1993-1-8 Table 3.4)

$$F_{v,Rd} = \frac{k_1 a_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = 309,6\text{ kN} \geq V = 105,2\text{kN}$$

Où :

- $k_1 = 2.50$ Facteur de la distance par rapport à l'arrête et l'écartement des boulons perpendiculairement a la direction du transfert de charge
- $a_b = 1$ Coefficient
- $f_{ub}=430.0\text{ MPa}$ effort ultime
- $d = 24\text{ mm}$ diamètre nominal de fixation
- $t = 15\text{ mm}$ Epaisseur
- $\gamma_{M2}=1.25$ facteur de sécurité

- **Interaction de la tension et du cisaillement** (EN 1993-1-8 Table 3.4)

$$U_{tts} = \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 F_{t,Rd}} = 86,1\%$$

Utilisation en tension

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd})} = 16,2\%$$

Utilisation en cisaillement

$$U_{tt} = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})} = 74,5\%$$

VII.6. Assemblage pied de poteau (PRS)

Les bases des poteaux et les tiges d’ancrage sont des éléments de continuité qui assurent la transmission des efforts de la superstructure aux fondations, ce sont des dispositifs de liaisons.

Ces derniers constitués d’une plaque d’assise appelée platine assurant la réduction de la pression dans le béton, soudée au poteau reposant sur la fondation et fixée par écrous aux tiges d’ancrage qui sont noyées dans le béton.

Dans la platine se produisent des sollicitations de flexion, pour absorber cela, les plaques doivent être suffisamment épaisses ou comportent des raidisseurs.

- Vu la complexité des assemblages, on a opté pour un logiciel de calcul d’assemblage IDEA STATICA

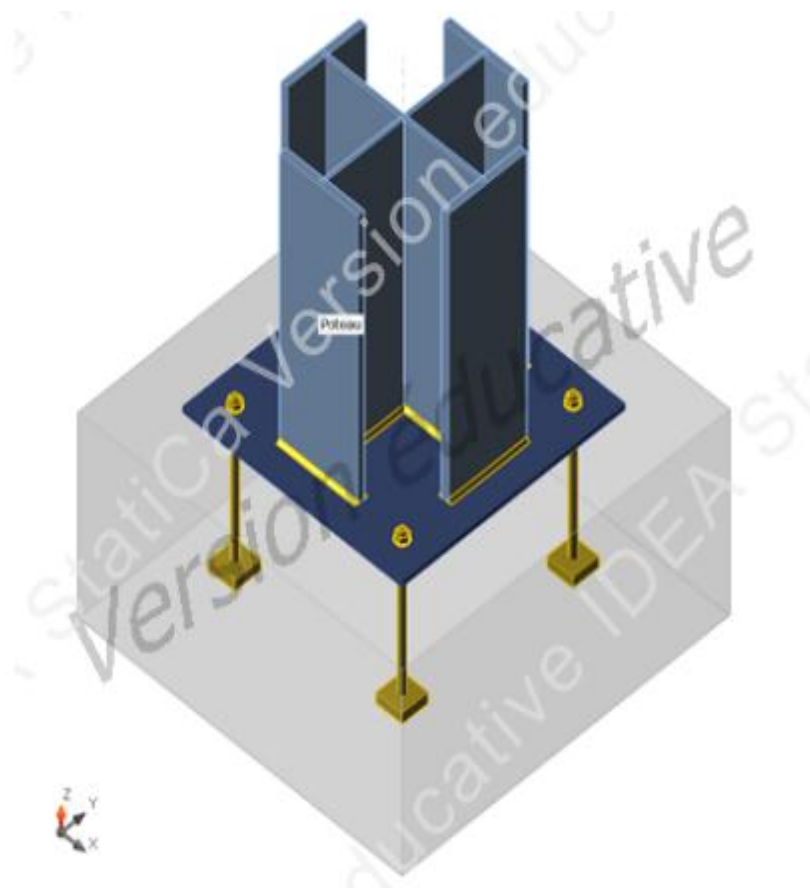


Figure VII.8 : assemblage poteau PRS avec contreventement

• Sections transversales

Nom	Matériau
2 - HEA650 x 650 (General)	S 275, S 275, S 275

• Tiges/Boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm ²]
M24 10.9	M24 10.9	24	1000,0	452

• Chargements

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Chargement	Poteau	-4076,9	152,5	78,3	0,0	193,7	347,7

• Fondation

Élément	Valeur	Unité
BdB 1		
Dimensions	1254 x 1240	mm
Profondeur	700	mm
Ancrage	M24 10.9	
Longueur de l'ancrage	500	mm
Transfert d'effort de cisaillement	Friction	

Vérification

• Platines

Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [%]	Résultat
Poteau-bfl 1	26,0	Chargement	190,2	0,0	OK
Poteau-tfl 1	26,0	Chargement	130,1	0,0	OK
Poteau-w 1	13,5	Chargement	168,1	0,0	OK
Poteau-tfl 2	26,0	Chargement	82,6	0,0	OK
Poteau-w 2	13,5	Chargement	99,1	0,0	OK
Poteau-tfl 3	26,0	Chargement	198,2	0,0	OK
Poteau-w 3	13,5	Chargement	169,1	0,0	OK
Platine	20,0	Chargement	245,0	0,0	OK

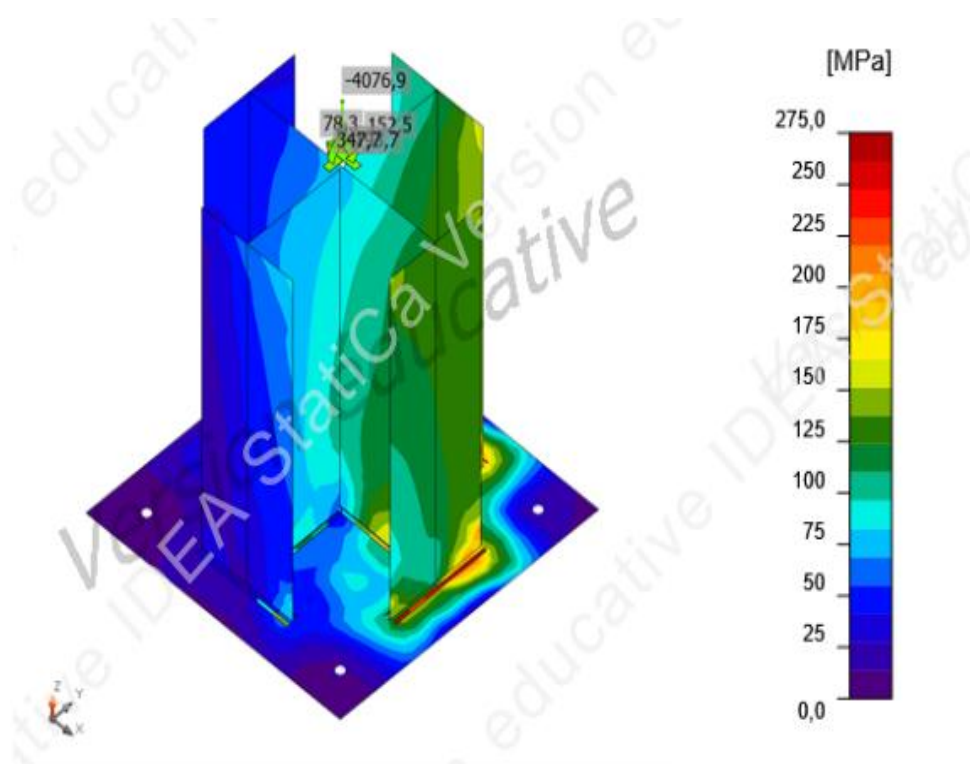


Figure VII.9 : Contrainte contrainte dans les composants à la base

• Tiges

	Nom	Charges	F _{t,Ed} [kN]	V [kN]	N _{rdc} [kN]	N _{rdp} [kN]	U _t [%]	F _{b,Rd} [kN]	U _s [%]	U _{ts} [%]	V _{Rd,cp} [kN]	V _{Rd,c} [kN]	Résultat
	A1	Chargement	9,8	0,0	68,8	994,5	14,3	412,8	0,0	0,0	0,0	0,0	OK
	A2	Chargement	2,3	0,0	0,0	994,5	1,1	412,8	0,0	0,0	0,0	0,0	OK
	A3	Chargement	14,2	0,0	68,8	994,5	20,7	412,8	0,0	0,0	0,0	0,0	OK
	A4	Chargement	7,5	0,0	68,8	994,5	10,8	412,8	0,0	0,0	0,0	0,0	OK

• Données de conception

Nom	F _{t,Rd} [kN]	B _{p,Rd} [kN]	F _{v,Rd} [kN]	V _{rds} [kN]	S _{tf} [MN/m]
M24 10.9 - 1	216,0	558,9	141,2	0,0	494

• Résultat détaillé pour A3

• Vérification de la résistance à la tension (EN 1993-1-8 Table 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{ck_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 216 kN$$

$C=0,85$	coefficient
$K_2=0,90$	coefficient
$F_{ub}=1000,0$ MPa	résistance à la traction ultime du boulon
$A_s=353$ mm ²	zone d'effort de la traction du boulon
$\gamma_{M2}=1,25$	facteur de sécurité

- **Résistance à l'éclatement de béton de la tige en tension** (ETAG 001 Annexe C 5.2.2.4)

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} = 123,8 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_c \cdot \gamma_{inst}} = 68,8 \text{ kN}$$

Où :

$\gamma_c=1.50$	facteur de sécurité
$\gamma_{inst}=1.20$	facteur de sécurité
$A_{c,N}=399533$ mm ²	superficie réelle de cône de béton
$A_{c,N}^0 = 360000$ mm ²	superficie de béton d'une tige individuelle avec un grand entraxe
$N_{Rk,c}^0=111,5$ kN	résistance caractéristique de tige
$\psi_{s,N} = 1.00$	facteur de la distribution des contraintes dans le béton
$\psi_{re,N}=1.00$	facteur d'exfoliation ou écaillage
$\psi_{ec,N}=1.00$	facteur d'effet de groupe
$h_{ef}=200$ mm	profondeur d'ancrage

- **Vérification de la résistance à l'arrachement** (FIB 58 - Cl. 19.1.1.3.)

$$N_{Rd,p} = \frac{k_2 A_h f_{ck}}{\gamma_{Mc}} = 994,5 \text{ kN}$$

Où :

$k_2=7,50$	béton fissuré
$A_h=9548$ mm ²	surface d'appui
$f_{ck}=25,0$ MPa	effort de compression caractéristique de béton
$\gamma_{Mc}=1,80$	facteur de sécurité

- **Vérification de la résistance par poinçonnement** (EN 1993-1-8 Table 3.4)

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 558,9 \text{ kN}$$

Ou :

$d_m=43$ mm le moyen des diamètres des cercles inscrit et circonscrit de la tête de boulon ou écrou, la plus petite de ces valeurs étant retenue.

$t_p=20$ mm épaisseur

$f_u=430.0$ MPa effort ultime

$\gamma_{M2}=1.25$ facteur de sécurité

Utilisation en tension

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd}; N_{Rd,c})} = 20,7 \%$$

✚ Soudures

Élément	Bord	Ép. gorge [mm]	Longueur [mm]	Charges	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_{\perp} [MPa]	τ_{\parallel} [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	Ut [%]	Ut _c [%]	Résultat
Platine	Poteau-bfl 1	▲8,0▲	300	Chargement	398,2	1,0	-184,7	-98,3	-178,4	98,4	69,9	OK
		▲8,0▲	300	Chargement	398,5	1,1	-178,7	91,3	184,2	98,5	79,8	OK
Platine	Poteau-tfl 1	▲8,0▲	300	Chargement	354,8	0,0	-133,1	-127,6	-140,6	87,7	35,0	OK
		▲8,0▲	300	Chargement	369,4	0,0	-147,2	136,8	139,9	91,3	33,0	OK
Platine	Poteau-w 1	▲8,0▲	614	Chargement	223,6	0,0	-103,2	49,1	-103,4	55,2	32,1	OK
		▲8,0▲	614	Chargement	198,5	0,0	-95,3	-32,7	95,0	49,0	29,1	OK
Platine	Poteau-tfl 2	▲8,0▲	300	Chargement	150,6	0,0	-52,1	53,6	-61,4	37,2	16,4	OK
		▲8,0▲	300	Chargement	185,9	0,0	-79,7	-66,6	70,4	45,9	20,5	OK
Platine	Poteau-w 2	▲8,0▲	307	Chargement	116,8	0,0	-60,9	3,5	-57,5	28,9	19,1	OK
		▲8,0▲	307	Chargement	112,9	0,0	-53,6	-6,0	57,0	27,9	18,0	OK
Platine	Poteau-tfl 3	▲8,0▲	300	Chargement	398,5	1,2	-179,7	-85,0	-186,9	98,5	93,3	OK
		▲8,0▲	300	Chargement	398,0	0,9	-186,7	98,0	177,7	98,4	78,7	OK
Platine	Poteau-w 3	▲8,0▲	307	Chargement	241,3	0,0	-116,4	35,2	-116,9	59,6	38,9	OK
		▲8,0▲	307	Chargement	249,2	0,0	-119,6	-41,9	119,1	61,6	40,0	OK

✚ Données de conception

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S 275	0,85	404,7	309,6

- Résultat détaillé pour Platine poteau-tfl 3
- Vérification de la résistance de la soudure (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 404.7 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma^2 + 3(\tau^2 + \tau_{\perp}^2)]^{0.5} = 398,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0.9 \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 309.6 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 179,7 \text{ MPa}$$

Où :

$f_u=430.0$ MPa effort ultime
 $\beta_w=0.85$ facteur de corrélation approprié selon la table 4.1
 $\gamma_{M2}=1.25$ facteur de sécurité

Utilisation en contrainte

$$U_t = \max \left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}} \cdot \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}} \right) = 98,5\%$$

- Bloc de béton

Elément	Charges	c [mm]	A _{eff} [mm ²]	σ [MPa]	k _j [-]	F _{jd} [MPa]	Ut [%]	Résultat
BdB 1	Chargement	37	216200	19,4	2,44	27,3	71,1	OK

➤ Résultat détaillé pour BdB 1

- Vérification de la résistance en compression du bloc de béton (EN 1993-1-8 6.2.5)

$$\sigma = \frac{N}{A_{eff}} = 19,4 \text{ MPa}$$

$$F_{jd} = \frac{\alpha_{cc} \beta_j K_j f_{ck}}{\gamma_c} = 27,3 \text{ MPa}$$

Où :

$N=4196,1$ kN effort normal de conception
 $A_{eff}=216200$ mm² superficie effective sur laquelle l'effort N de poteau est distribué
 $\alpha_{cc}=1.00$ effets sur Fcd a long terme
 $\beta_j=0.67$ coefficient du matériau de scellement β_j
 $K_j=2.44$ facteur de concentration
 $f_{ck}=25.0$ MPa effort de compression caractéristique de béton
 $\gamma_c=1.50$ facteur de sécurité

Utilisation en contrainte

$$U_t = \frac{\sigma}{F_{jd}} = 71,1 \%$$

✚ Cisaillement dans le plan de contact

Nom	Charges	V _y [kN]	V _z [kN]	V _{Rd,y} [kN]	V _{Rd,z} [kN]	V _{c,Rd} [kN]	U _t [%]	Résultat
Platine	Chargement	152,5	78,3	1258,8	1258,8	0,0	13,6	OK

✚ Résultat détaillé pour Base plate

- Vérification de la résistance au cisaillement du pied de poteau (EN 1993-1-8 - 6.2.2)

$$V_{Rd,y} = N C_f = 1258,8 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,z} = N C_f = 1258,8 \text{ kN}$$

Où :

N = 4196,1 kN Effort normal de conception

C_f = 0.30 Coefficient de friction

Utilisation en cisaillement

$$U_t = \max \left(\frac{\sqrt{V_y^2 + V_z^2}}{V_{Rd,y}}; \frac{\sqrt{V_y^2 + V_z^2}}{V_{Rd,z}} \right) = 13,6 \%$$

VIII. 1. Introduction

Le but de ce chapitre est de déterminer et vérifier les éléments qui constitue le sous-sol à Savoir (voile périphérique, poteau mixte).

VIII.2. Etude du voile périphérique**VIII. 2.1 .Pré-dimensionnement**

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 modifié en 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique Continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - Epaisseur $e \geq 15$ cm
 - Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VIII.2.2. Évaluation des charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L_x = 3,5 \text{ m} ; L_y = 6 \text{ m} ; e=6/25= 25 \text{ cm}$$

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

BAEL91 modifié 99, la charge de poussées des terres est donnée par :

$$Q = A \times \gamma \times H$$

Avec :

Qu : Contrainte à la base sur une bande de 1m.

A : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma_h=18 \text{ kN/m}^3$).

ρ : surcharge sur remblai ($\rho=10\text{kN/m}^3$)

H : Hauteur du voile ($H=3,5\text{m}$).

$$\phi = 30 \Rightarrow A = f(\phi) = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0,588$$

Donc : $Q_u = 1.35 * Q \rightarrow Q_u = 50 \text{ K}\cdot\text{N/mL}$

$$Q_{ser} = A \times \gamma \times H \rightarrow Q_{ser} = 37,044 \text{ K}\cdot\text{N/ml}$$

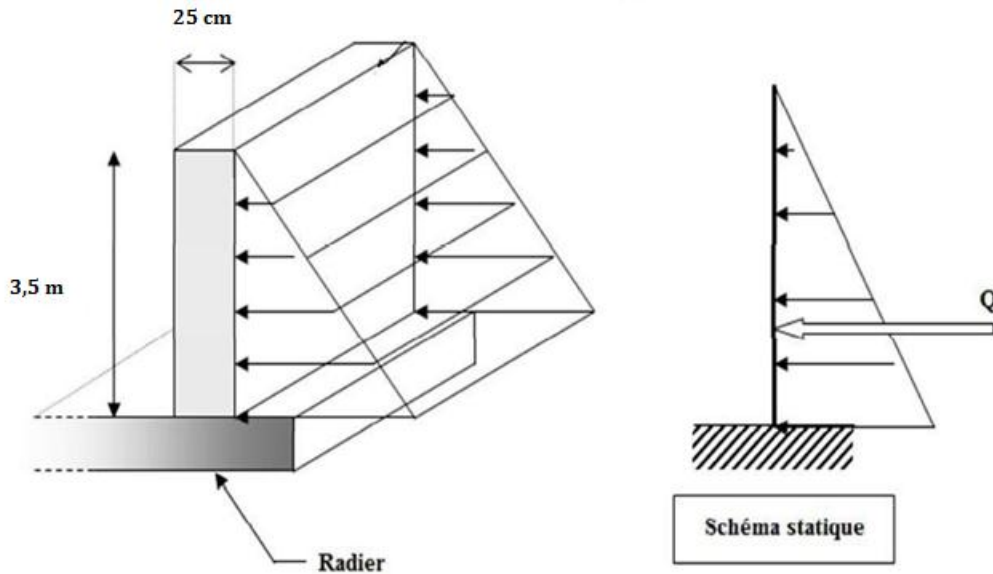


Figure. VIII.1 : Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

VIII.2.3. Effort dans la dalle

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,5}{6} = 0,58 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans dans les deux sens

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de v .

v : Coefficient de poisson $\begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires.

$$\rho = 0.58 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0851 \\ \mu_y = 0.2703 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 59,09 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 223,836 \text{ kNm}$$

• **Moments en travées**

- $M_{tx} = 0,85 M_x = 47,272 \text{ KN.m}$
- $M_{ty} = 0,85 M_y = 19,068 \text{ KN.m}$

• **Moments sur appuis**

- Appuis de rive : $M_a = -0,3 M_x = 17,727 \text{ KN.m}$
- Appuis intermédiaire : $M_a = -0,5 M_y = 29,545 \text{ KN.m}$

VIII. 2.4. Calcul de ferrailages

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 25 \text{ cm}$; $d = 0.9h = 22,5 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	M (kNm)	μ	α	Z(cm)	As' (cm ²)	As ^{cal} (cm ²)	Choix	As ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
travée	y-y	47,272	0.065	0.084	23,46	0	4,63	8 T10	6.28	20
	y-y	19,068	0,026	0,032	22,21	0	1,97	4 T10	3.14	20
Appuis de rive	x-x	17,727	0,024	0.030	22,23	0	1,83	4 T10	3.14	20
Appui intermédiaire	y-y	29,545	0,041	0.052	22,032	0	3,08	6 T10	4.71	20

Tableau VIII.1 : Ferrailage du voile périphérique

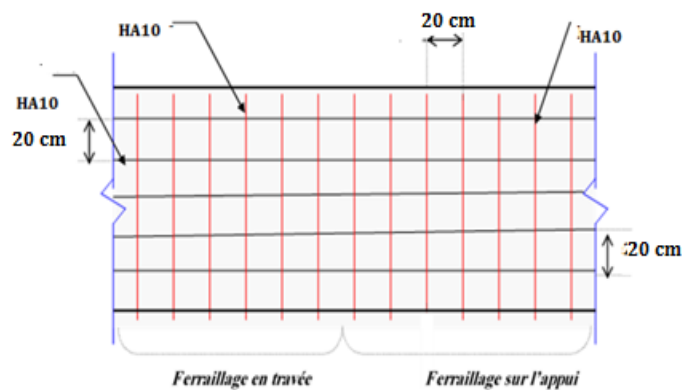


Figure VIII.2 : Ferrailage du voile périphérique

Conditions exigées par le RPA99/version 2003

L'RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,1\% \cdot 100 \cdot 25 = 2,5 \text{ cm}^2 \\ A_t = 0,1\% \cdot 100 \cdot 25 = 2,5 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Condition de non fragilité

- D'après RPA99 version 2003 on a

$h = e = 25 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x \geq A_x^{\min} ; A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{array} \right.$$

$\rho_0 = 0,0008$ pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{3,5}{6} \right) \frac{100 \cdot 25}{2} = 2,42 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 25 = 2 \text{ cm}^2$$

❖ **En travée**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x = 6,28 \text{ cm}^2 \} A_x^{\min} = 2,42 \text{ cm}^2 \\ A_y = 3,14 \text{ cm}^2 \} A_y^{\min} = 2 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{C. Vérifie}$$

❖ **Sur appuis**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x = 3,14 \text{ cm}^2 \} A_x^{\min} = 2,42 \text{ cm}^2 \\ A_y = 4,71 \text{ cm}^2 \} A_y^{\min} = 2 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{C. Vérifie}$$

Vérification de l'espacement

Dans le sens le plus sollicité :

$a_1 \leq \min \{ 3h \text{ et } 33 \text{ cm} \}$

$a_1 \leq 33 \text{ cm} \dots\dots \text{C. Vérifie}$

Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{50 \times 3,5 \times 6}{2 \times 3,5 + 6} = 80,77\text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 58,33\text{kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 80,77\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{80,77 \cdot 10^3}{1000 \times 225} = 0,36\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{C. Vérifie}$$

Vérification à L'ELS

• **Evaluation des sollicitations à l'ELS**

$$Q_{ser} = 37,044 \text{ kN/ml}$$

$$\rho = 0,58 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0851 \\ \mu_y = 0,2703 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x * q_{ser} * L_x^2 = 43,77 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y * M_x = 17,699 \text{ kn.m}$$

• **Moments en travées**

- $M_{tx} = 0,85 M_x = 37,21 \text{ kN.m}$
- $M_{ty} = 0,85 M_y = 15,04 \text{ kN.m}$

• **Moments sur appuis**

- Appuis de rive : $M_a = -0,3 M_x = 13,131 \text{ kN.m}$
- Appuis intermédiaire : $M_a = -0,5 M_y = 8,829 \text{ kN.m}$

• **Vérification des contraintes**

Nous devons vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$.

Les résultats trouvés sont regroupés dans le tableau suivant :

		M_{ser} (KN .m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s (MPa)	Condition
Travée	x-x	37.21	6,28	1,11	15	143	240	OK
	y-y	15.01	4,52	1,6	15	143	240	OK
appuis de rive	x-x	13.13	3,14	1,9	15	165	240	OK
Appuis intermédiaire	y-y	8.83	3,14	3,5	15	68	240	OK

Tableau VIII.2. Vérification des contraintes à l'ELS

VIII.3. Les poteaux mixtes

VIII.3.1. Introduction

Les poteaux mixtes sont généralement constitués par une section carrée ou rectangulaire, obtenue à partir d'un profilé en acier, de type I ou H, enrobé totalement de béton ou partiellement enrobé dans les deux zones comprises entre l'âme et les semelles. Il peut être avantageux de renforcer le profilé dans chaque zone par un ou plusieurs petits profilés en H ou en T à ailes épaisses, soudés sur l'âme. Ils sont utilisés en présence d'important effort normal et capable de bien résister au flambement et à l'incendie. Il est très intéressant de les utiliser en zones de forte sismicité et en particulier de manière appréciable vis-à-vis de l'incendie..

VIII.3.2. Méthodes des calculs des poteaux mixtes [3]

L'Euro code 4 présentes deux méthodes de dimensionnement :

Une méthode générale qui impose de prendre en compte les effets du second ordre au niveau local de l'élément et les imperfections. Cette méthode peut s'appliquer à des sections de poteaux qui ne sont pas symétriques et a des poteaux de section variable sur leur hauteur. Elle nécessite l'emploi de méthodes de calcul numérique et ne peut être appliquée qu'avec l'utilisation de programmes informatiques.

Une méthode simplifiée utilisant les courbes de flambement européennes des poteaux en acier tenant compte implicitement des imperfections qui affectent ces poteaux. Cette méthode est limitée au calcul des poteaux mixtes de section uniforme sur toute la hauteur et de sections doublement symétriques.

Dont notre étude en utilisé la méthode simplifiée qui sera appliqué sur un poteau totalement enrobé soumis à compression axiale.

a) Limite d'applicabilités de la méthode simplifiée de calcul

L'application de la méthode simplifiée comporte les limitations suivantes:

La section transversale du poteau est constante et présente une double symétrie sur toute la hauteur du poteau;

- Le rapport de contribution de l'acier $0,2 \leq \delta = \frac{A_a \cdot f_y}{N_{plrd}} \leq 0,9$
- L'élanement réduit $\bar{\lambda}$ du poteau ne dépasse pas la valeur 2

$$(\lambda_y \leq 0,2 \text{ et } \lambda_z \leq 0,2)$$

- Pour les profilés totalement enrobés, les épaisseurs d'enrobage de béton ne sont pas inférieures aux valeurs suivantes :
 - Dans le sens y $40\text{mm} \leq C_y \leq 0,4b$
 - Dans le sens z $40\text{mm} \leq C_z \leq 0,4h$
- La section d'armature sera d'au moins 0,3% ($0,3\% \leq \frac{A_s}{A_c} \leq 6\%$)

Poteau centrale

a) Hypothèses de calculs

- **Profilé laminé**

HE650A, acier S275, $A_a = 241,6\text{cm}^2$, $I_y = 175200\text{cm}^4$, $I_z = 11720\text{cm}^4$,
 $E = 2,1 \cdot 10^5 \text{MPa}$, $\gamma_a = 1,1$.

- **Armature**

8HA14, acier S400, $C_y = C_z = 50 \text{mm}$, $A_s = 12,31 \text{cm}^2$, $E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{MPa}$,
 $I_s = 1,5 \text{cm}^4$, $\gamma_s = 1,15$.

- **Béton C25/30**

$f_{ck} = 25\text{MPa}$, $E_{cd} = E_{cm} / \gamma_c = 2,44 \cdot 10^4$ ($E_{cm} = 33 \cdot 10^3 \text{N/mm}^2$, $\gamma_c = 1,35$)

$I_c = I_t - (I_s + I_a)$, $A_c = A_t - (A_a + A_s) = 2706,09\text{cm}^2$, $\gamma = 1,5$

La hauteur du poteau est de 3,5 m.

Avec :

Aa, Ac et As sont les aires des sections du profilé, du béton et de l'armature, f_y , f_{ck} et f_{sk} sont les résistances de calcul des matériaux.

a) Vérification de l'applicabilité de la méthode simplifiée

- Résistance plastique à la compression $N_{plrd} = A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} + 0,85 A_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \cdot \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$

- Charge critique élastique de flambement $N_{cr} = \frac{\pi^2}{L_f^2} [E_a \cdot I_a + 0,6 E_c \cdot I_c + E_s \cdot I_s]$

Avec :

Elancement réduit $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{plr}}{N_{cr}}}$

Où N_{plr} est la valeur de N_{plrd} lorsque les coefficients γ_a , γ_s et γ_c sont pris égaux à 1

On regroupe les résultats dans le tableau suivant :

	N_{plrd} (KN)	N_{plr} (KN)	N_{cry} (KN)	N_{crz} (KN)	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$
Résultats	10408,84	13009,92	50742,37	41060,31	0,46	0,50

Tableau VIII.3. Vérification de l'applicabilité de la méthode simplifiée

Remarque : La méthode simplifiée n'est pas applicable si l'une de ces conditions n'est pas vérifiée

- La section est symétrique et constante sur toute la hauteur du poteau (**vérifiée**)
- Contribution du profilé à la résistance totale $\delta = \frac{A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}}{N_{plrd}} = 0,58$

$0,2 \leq \delta = 0,58 \leq 0,9$ **vérifiée**

- L'élancement réduit $\left\{ \begin{array}{l} \lambda_y = 0,46 \leq 2 \\ \lambda_z = 0,50 \leq 2 \end{array} \right.$ **vérifiée**

- Les épaisseurs d'enrobage de béton:

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Dans le sens y} \\ \text{Dans le sens z} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} 40mm \leq 50mm \leq 160 \\ 40mm \leq 50mm \leq 296 \end{array} \quad \text{vérifiée}$

- La section d'armature $(\frac{A_s}{A_c} = 0,0045 \leq 6\%)$ vérifiée

Les conditions sont vérifiées donc la méthode simplifier est applicable

c)Vérification la Résistance des poteaux mixtes en compression axiale

Le poteau mixte présente une résistance suffisante au flambement si pour les deux axes

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq \chi N_{plrd}$

Effort normale à la compression $N_{sd} = 4850,9 \text{ kN}$

χ est le coefficient de réduction pour le mode de flambement suivant l'axe à considérer dont la valeur est donnée en fonction de l'élanement λ , et de la courbe de flambement européenne adéquate

- Courbe b pour les profilés totalement ou partiellement enrobés de béton avec flexion selon l'axe fort du profilé en acier, $\alpha = 0,34$

Avec :

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 + \lambda^2}}$$

$$\Phi_{y/z} = 0,5 \times [1 + \alpha_{y/z}(\bar{\lambda}_{y/z} - 0,2)] + \bar{\lambda}_{y/z}^2$$

$$\Phi_y = 0,65, \Phi_z = 0,68, \chi_y = 0,69, \chi_z = 0,66, \chi_{min} = 0,66$$

Donc :

$$N_{sd} = 4850,9 \text{ kN} \leq 0,66 * 10408,84 = 6869,83 \text{ kN} \text{ vérifiée}$$

Le poteau est stable

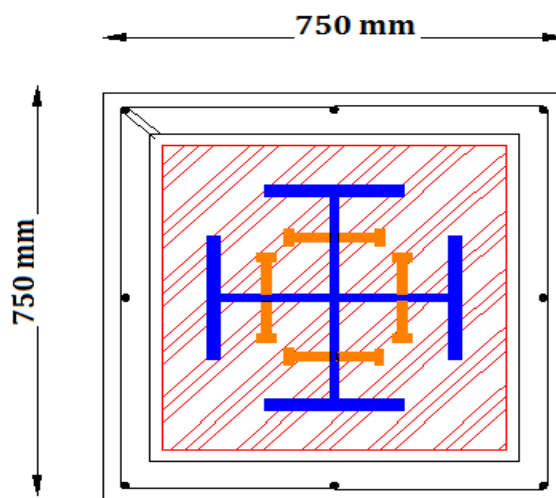


Figure VIII.3 Les dimensions de poteau mixte entièrement enrobée

IX.1. Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondation

- Fondation superficielle
 - Semelle isolée
 - Semelle filante sous mur
 - Semelle filante sous poteaux
 - Semelle filante croisées
 - Radier général
- Fondation profonde (semelle sur pieux)

IX.2. Choix du type des fondations

Il y a plusieurs facteurs qui rentrent en jeu, on peut citer

- Contrainte du sol σ_{sol}

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 1,5 bars

- La classification du sol
- Les efforts transmis à la base

IX.3. Calcul des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- N : Effort normal appliqué sur la fondation.
- S : Surface de la fondation.

IX.4. Semelle isolée sous poteaux

Pré dimensionnement

Combinaison de charge (ELS)

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire :

Le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : a=b donc A=B $\Rightarrow S=A^2$

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

Avec : $A = \sqrt{S}$; $\sigma_{sol} = 1,5 \text{ bar}$

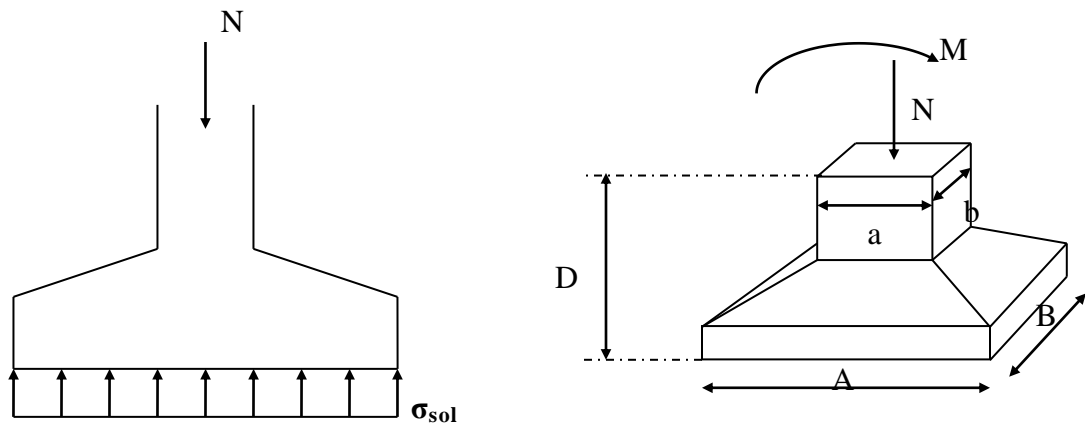


Figure .IX.1 : Semelle isolé sous poteau

Pour Vérification l'interférence entre deux semelles Il faut vérifier que : $L_{min} > 1,5 \times B$

Tel que L_{min} l'entraxe minimum entre deux poteaux

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans les tableaux suivant :

Load Combo	P (kN)	S (m²)	B (m)	1,5*B (m)	L min (m)	Note
ELS	3009,69	20,06	4,47	6,71	3	Non
ELS	2921,08	19,47	4,41	6,61		Non
ELS	2864,27	19,09	4,36	6,55		Non
ELS	2854,42	19,02	4,36	6,54		Non
ELS	2841,54	18,94	4,35	6,52		Non
ELS	2791,89	18,61	4,31	6,47		Non
ELS	2784,40	18,56	4,30	6,46		Non
ELS	2771,76	18,47	4,29	6,44		Non
ELS	2739,49	18,26	4,27	6,41		Non
ELS	2690,56	17,93	4,23	6,35		Non
ELS	2644,82	17,63	4,19	6,29		Non
ELS	2612,59	17,41	4,17	6,26		Non
ELS	2570,67	17,13	4,13	6,20		Non

ELS	2489,67	16,59	4,07	6,11	Non
ELS	2489,49	16,59	4,07	6,11	Non
ELS	2317,26	15,44	3,93	5,89	Non
ELS	2279,16	15,19	3,89	5,84	Non
ELS	2226,02	14,84	3,85	5,77	Non
ELS	2014,16	13,42	3,66	5,49	Non
ELS	2013,07	13,42	3,66	5,49	Non
ELS	1982,15	13,21	3,63	5,45	Non
ELS	1965,41	13,10	3,61	5,42	Non
ELS	1964,13	13,09	3,61	5,42	Non
ELS	1963,95	13,09	3,61	5,42	Non
ELS	1909,63	12,73	3,56	5,35	Non
ELS	1889,31	12,59	3,54	5,32	Non
ELS	1850,03	12,33	3,51	5,26	Non
ELS	1763,56	11,75	3,42	5,14	Non
ELS	1682,25	11,21	3,34	5,02	Non
ELS	1543,55	10,29	3,20	4,81	Non
ELS	1511,60	10,07	3,17	4,76	Non
ELS	1502,64	10,01	3,16	4,74	Non
ELS	1420,45	9,46	3,07	4,61	Non
ELS	1418,46	9,45	3,07	4,61	Non
ELS	1373,30	9,15	3,02	4,53	Non
ELS	1353,17	9,02	3,00	4,50	Non
ELS	1352,31	9,01	3,00	4,50	Non
ELS	1301,26	8,67	2,94	4,41	Non
ELS	1218,43	8,12	2,85	4,27	Non
ELS	1198,10	7,98	2,82	4,23	Non
ELS	1187,46	7,91	2,81	4,22	Non
ELS	1147,88	7,65	2,76	4,14	Non
ELS	1144,40	7,62	2,76	4,14	Non
ELS	1138,42	7,58	2,75	4,13	Non
ELS	1133,11	7,55	2,74	4,12	Non
ELS	1130,30	7,53	2,74	4,11	Non
ELS	1048,21	6,98	2,64	3,96	Non
ELS	946,23	6,30	2,51	3,76	Non
ELS	804,1	5,36	2,31	3,47	Non
ELS	801,92	5,34	2,31	3,46	Non
ELS	766,29	5,10	2,26	3,39	Non
ELS	697,60	4,65	2,15	3,23	Non
ELS	635,48	4,23	2,05	3,08	Non

Tableau IX.1 : vérification des sections de semelle isolé.

En remarque qu'il ya un chevauchement entre les semelles des poteaux donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas. Ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes croisées

IX.5. Semelles filantes croisées

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les uns des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

Nous allons procéder à une petite vérification telle que :

- La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$(S_s / S_b < 50 \%)$$

On doit vérifier que : $S_{seml} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

Tel que :

- $N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux.
- $S = B \times L$
- B : Largeur de la semelle.
- L : Longueur du fil considéré.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}} \text{ Selon BAEL91}$$

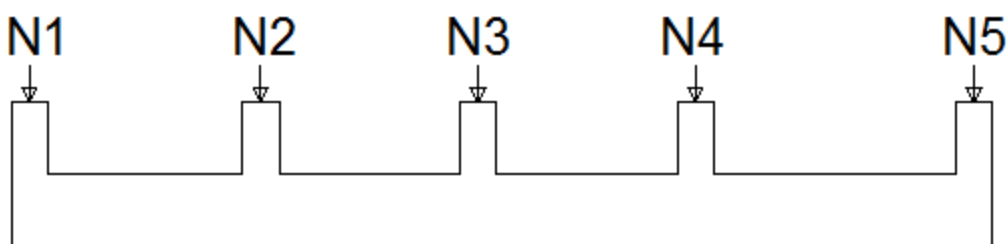


Figure IX.2 : semelle filante.

NB : Mais tout d'abord il faut calculée les coefficients de répartition des charges pour retrouver la charge revenant à chaque semelle filante.

Très souvent... $b1 = b2$

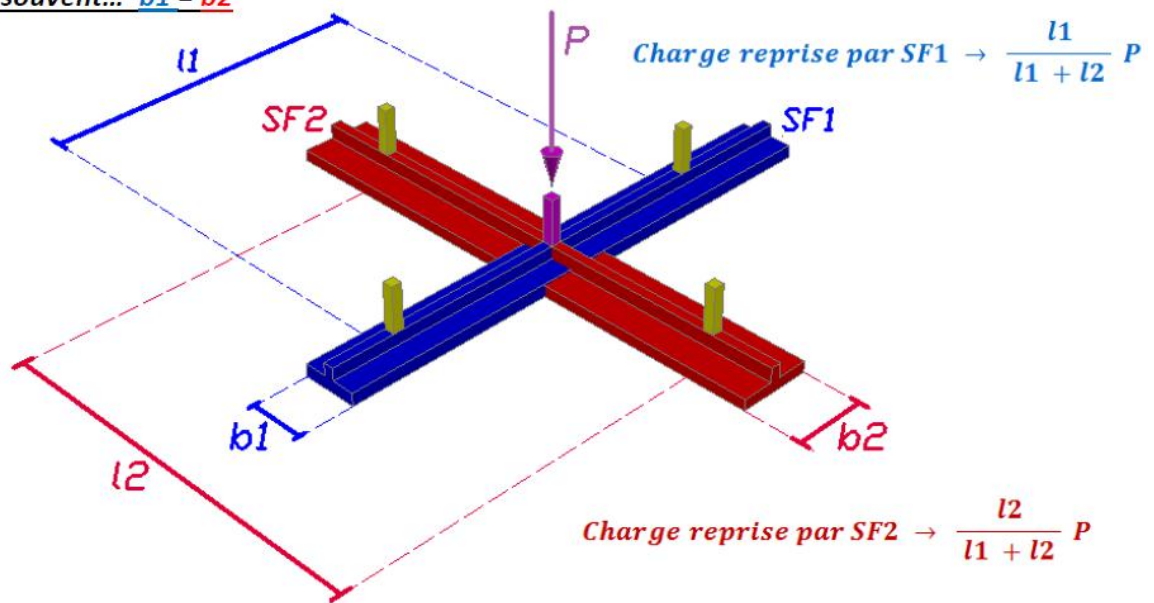


Figure. IX.3 : répartition des charges pour les poteaux centraux

Cas $b1 = b2$

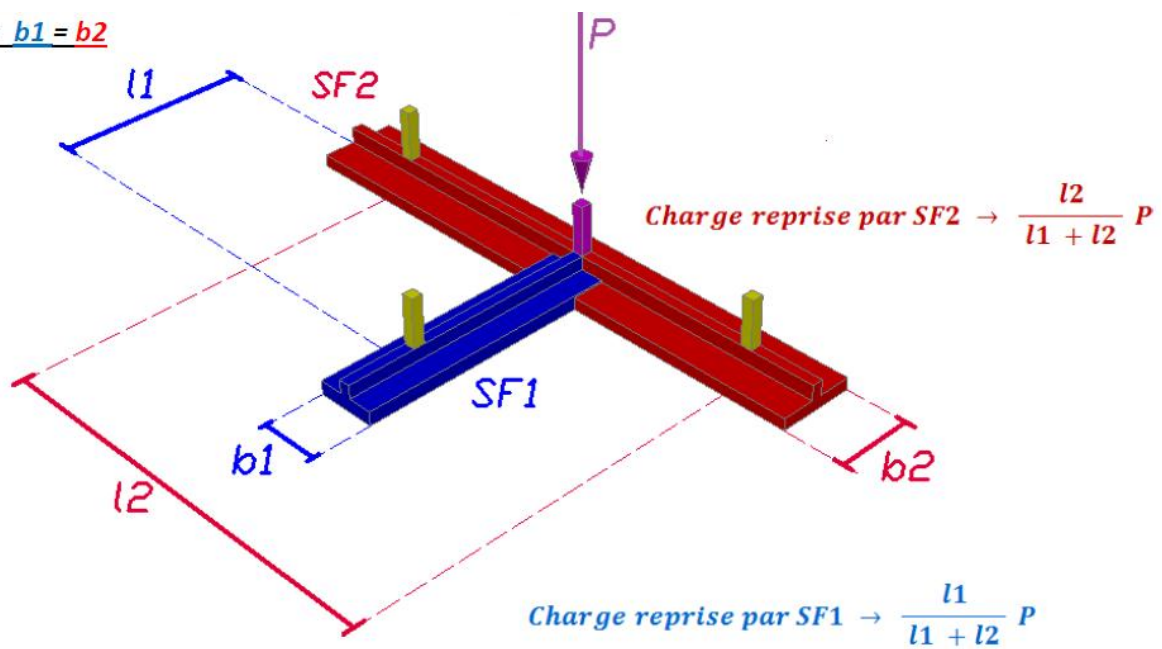


Figure. IX.4 : répartition des charges pour les poteaux de rives

Cas $b_1 = b_2$

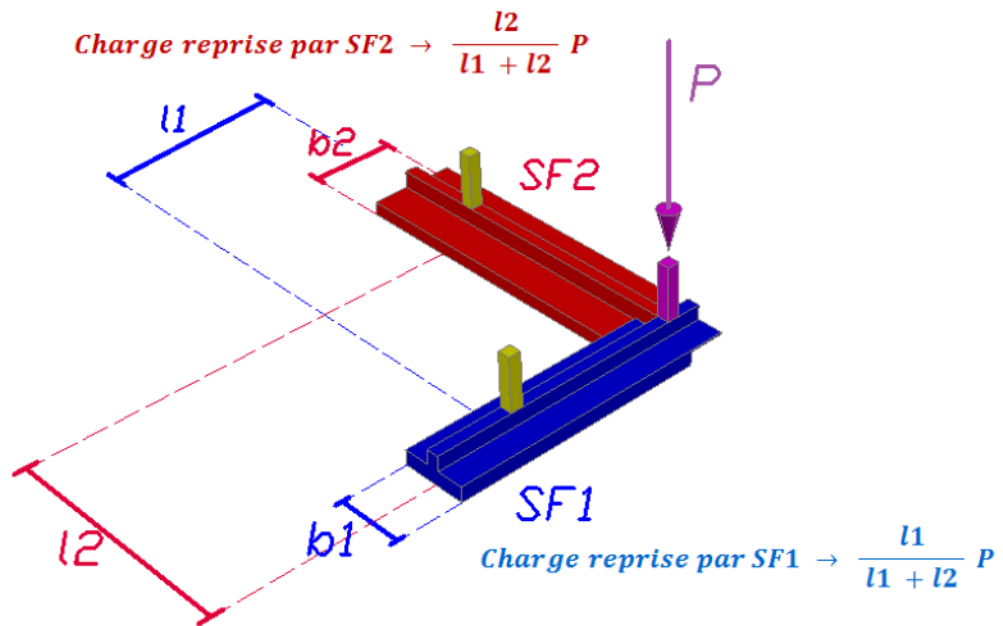


Figure. IX.5 : répartition des charges pour les poteaux d'angles

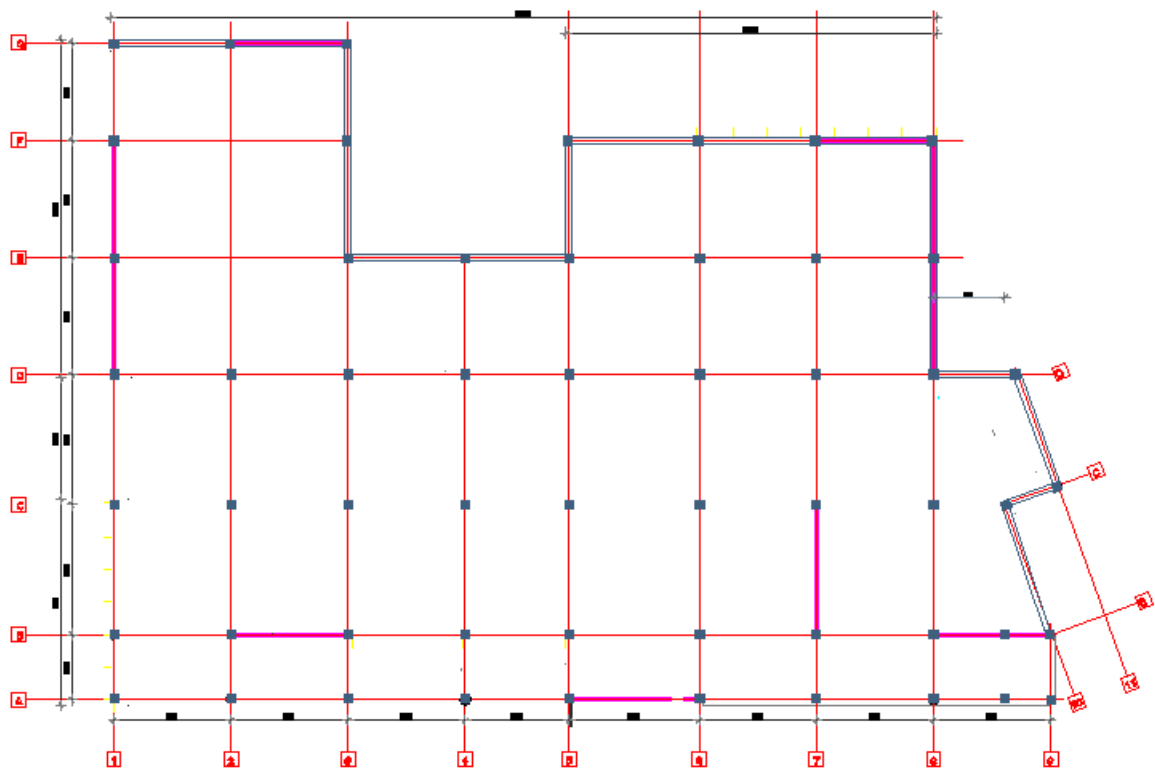


Figure. IX.6 : Schéma de la semelle filante croisée

IX.5.1. Les répartitions

a- Les poteaux centraux

	Centrale				
	Sens x-x %	Sens y-y %	P (kN)	Px (kN)	Py (kN)
B-2	0,55	0,45	1785,41	981,97	803,43
B-3	0,55	0,45	1786,74	982,70	804,03
B-4	0,53	0,47	1717,56	910,30	807,253
B-5	0,55	0,45	2023,66	1113,01	910,64
B-6	0,56	0,44	2106,6	1179,69	926,90
B-7	0,55	0,45	1801,96	991,07	810,88
B-8	0,55	0,45	1785,58	982,06	803,51
C-2	0,47	0,53	2538,09	1192,90	1345,18
C-3	0,47	0,53	2583,22	1214,11	1369,10
C-4	0,46	0,54	2404,39	1106,01	1298,37
C-5	0,47	0,53	2375,09	1116,29	1258,79
C-6	0,49	0,51	2490,45	1220,32	1270,12
C-7	0,47	0,53	2519,79	1184,30	1335,48
C-8	0,47	0,53	2071,97	973,82	1098,14
D-2	0,49	0,51	2655,53	1301,20	1354,32
D-3	0,49	0,51	2594,93	1271,51	1323,41
D-4	0,47	0,53	2263,18	1063,69	1199,48
D-5	0,50	0,50	2336,98	1168,49	1168,49
D-6	0,49	0,51	2513,28	1231,50	1281,77
D-7	0,49	0,51	2445,97	1198,52	1247,44
E-6	0,51	0,49	2603,89	1327,98	1275,90
E-7	0,50	0,50	2263,34	1131,67	1131,67

Tableau. IX.2 : la répartition des charges qui reviennent pour les poteaux centraux

b- Les poteaux des rives

	rive				
	Sens x-x %	Sens y-y %	P (kN)	Px (kN)	Py (kN)
A-2	0,78	0,22	1027,55	801,48	226,06
A-3	0,78	0,22	1043,53	813,953	229,57
A-4	0,77	0,23	1030,1	793,17	236,92
A-5	0,78	0,22	1248,46	973,79	274,66
A-6	0,79	0,21	1229,38	971,21	258,16
A-7	0,78	0,22	1079,51	842,01	237,49
A-8	0,78	0,22	1034,93	807,24	227,68
B-1	0,38	0,62	1007,67	382,91	624,75
B-10	0,38	0,62	860,21	326,87	533,33
C-1	0,31	0,69	1289,51	399,74	889,76
C-10	0,33	0,67	1040,37	343,32	697,04
C-11	0,33	0,67	577,71	190,64	387,06
D-1	0,32	0,68	1374,19	439,74	934,44
D-8	0,49	0,51	1681,85	824,10	857,74
E-1	0,33	0,67	1830,07	603,92	1226,14
E-3	0,5	0,5	2736,09	1368,04	1368,04
E-4	0,65	0,35	1230,16	799,60	430,55
E-5	0,5	0,5	1603,24	801,62	801,62
E-8	0,33	0,67	1089,19	359,43	729,75
F-1	0,35	0,65	1831,06	640,87	1190,18
F-3	0,33	0,67	1737,03	573,21	1163,81
F-6	0,51	0,49	1529,32	779,95	749,36
F-7	0,5	0,5	1366,04	683,02	683,02
G-2	0,71	0,29	1291,38	916,87	374,50

Tableau. IX.3 : la répartition qui revient pour les poteaux rives

c- Les poteaux d'angles

	Angle				
	Sens x-x %	Sens y-y %	P (kN)	Px (kN)	Py (kN)
A-1	0,64	0,46	634,19	405,88	291,72
A-9	0,64	0,46	696,63	445,84	320,44
G-1	0,55	0,45	729,02	400,96	328,05
G-3	0,55	0,45	952,92	524,10	428,81
F-5	0,63	0,47	1529,32	963,47	718,78
F-8	0,5	0,5	1182,97	591,48	591,48
D-11	0,39	0,59	731,74	285,37	431,72

Tableau. IX.4 : la répartition qui revient pour les poteaux d'angles

IX.5.2. Les charges qui reviennent pour chaque file

Files	N (kN)	L(m)	B(m)	B ^{choisie} (m)	S (m ²)
A	6854,61	43,2	1,05	2	86,4
B	7850,63	43,2	1,21	2	86,4
C	8941,48	43,7	1,36	2	87,4
D	8784,16	41,6	1,40	2	83,2
E	6392,27	37,8	1,12	2	75,6
F	4232,02	27,6	1,02	2	55,2
G	1841,94	10,8	1,13	2	21,6
					496,78

Tableau.IX.5:Sections des semelles filantes sens X

Files	N (kN)	L(m)	B(m)	B ^{choisie} (m)	S (m ²)
1	5157,02	30,3	1,13	2	60,6
2	3877,44	30,3	0,85	2	60,6
3	6686,79	30,3	1,47	2	60,6
4	3972,58	20,4	1,29	2	40,8
5	5246,27	25,8	1,35	2	51,6
6	4492,11	25,8	1,16	2	51,6
7	4314,32	25,8	1,11	2	51,6
8	4308,32	25,8	1,11	2	51,6
9	320,44	15	0,14	2	30
10	1230,37	9	0,91	2	18
11	818,79	9,98	0,55	2	19,78
					495,8

Tableau. IX.6:Sections des semelles filantes sens Y

S _f (m ²)	S _{total} (m ²)	%
992,58	1308,96	76

Conclusion

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, alors on opte pour un radier général

IX.6. Radier général

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée ; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur. Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

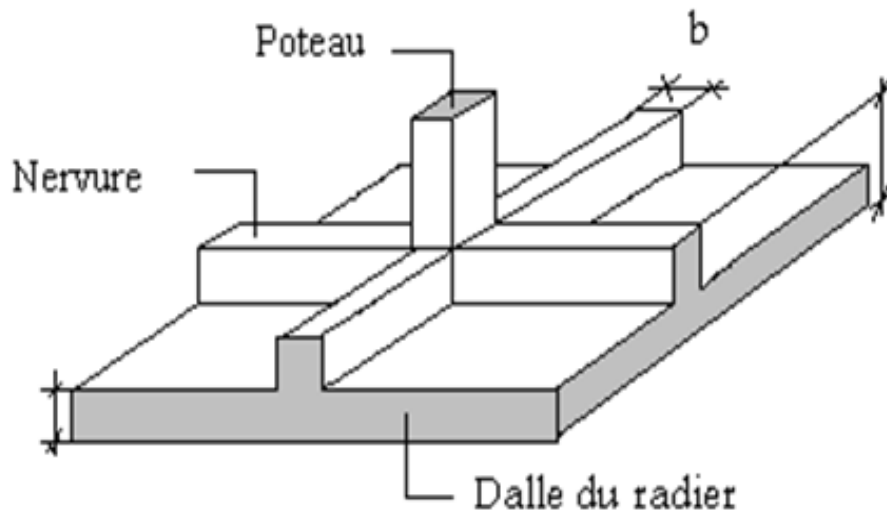


Figure.IX.7 : Dispositions des nervures par rapport au radier et au poteau

Données générales

Nu (tons)	Ns (tons)	f _{c28} (MPa)	σ _{sol} (Bars)	S _{0 radier} (m ²)	L _{max} (m)	débord (cm)	Périmètre (m)	S _{radier} (m ²)
12185,524	8788,382	25	1,5	1308,96	6	0	147	1308,96

Pour déterminer la surface du radier il faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

Surface minimale du radier :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$S_r \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \times 10 = \frac{8788,382}{1,5} \times 10^{-1} = 585,89 \text{ m}^2$$

$$S_r = 1308,96 \text{ m}^2 > S_{nécessaire} = 585,89 \text{ m}^2$$

Surface du radier est suffisante

Pré-dimensionnement de radier*1- Dalle**

- Condition de l'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25 \text{ cm}$)

- Condition forfaitaire de coffrage radier :

$$h = \frac{L_{max}}{20} = \frac{6}{20} = 0,3 \text{ m} \quad \text{Avec} \quad L_{max} = \text{la plus grande portée (6 m).}$$

$$\Rightarrow h = 30 \text{ cm}$$

- calcul h radier par condition de vérification au cisaillement :

$$h \geq \max \left\{ \frac{T^{Max}}{\bar{\tau}_{u1} \times b} ; \frac{T^{Max}}{\bar{\tau}_{u2} \times b} \right\} ; \text{avec } b = 1 \text{ ml}$$

$$\triangleright T^{Max} = \frac{q \times l}{2} ; q = \frac{N_u \times b}{S_r}$$

$$q = \frac{12185,524}{1308,96} = 9,31 \text{ tons/ml} ; T^{Max} = \frac{9,31 \times 6}{2} = 27,93 \text{ tons}$$

$$\triangleright \bar{\tau}_{u1} = \min \{ 0,1 f_{c28} ; 3 \text{ Mpa} \} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\triangleright \bar{\tau}_{u2} = \min \left\{ \frac{0,07 \times f_{c28}}{1,15} ; 3 \text{ Mpa} \right\} = 1,52 \text{ Mpa}$$

$$h \geq \max \left\{ \frac{27,927}{2,5} ; \frac{27,927}{1,52} \right\} = 18,37 \text{ cm}$$

On prend $h = 55 \text{ cm}$

2- Nervure

La nervure est rigide :

$$\left(\frac{\pi}{2} \times l_e \right) \geq (\text{entre axe poteaux}) \text{ c\`ad } \frac{\pi}{2} \times l_e \geq \text{longueur trav\`ee}$$

Avec :

$$- l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times B_{sf}}}$$

$$- I = \frac{b_n \times h_n^3}{12} ; b_n = 130 \text{ cm}$$

$$- b_{sf} = 6 \text{ m}$$

$$- E = 11000 \times 25^{1/3} = 32164,20 \text{ Mpa}$$

$$- K = 31 \text{ MN/m}^3$$

Alors la relation devient :

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times b_{sf} \times l^4}{E \times b_n \times \pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 0,031 \times 6000 \times 6000^4}{32164,20 \times 1300 \times \pi^4}} = 1,40 \text{ m}$$

Le choix final :

- Epaisseur de la dalle du radier $h=55\text{cm}$
- Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_n = 140\text{cm} \\ b_n = 130\text{cm} \end{cases}$

***Vérifications Nécessaires**

1-Vérification des contraintes dans le sol sous radier

a- Sollicitation du premier genre

$$\bullet \sigma_{s,ser} < \sigma_{sol} \quad ; \quad \sigma_{ultim} < \sigma_{sol}$$

Surcharge de radier : $Q_r = 0,25 \text{ tons /m}^2$
 $Q_r = 0,25 \times S_r = 0,25 \times 1308,96 = 327,24 \text{ tons}$

Poids de radier : $P_{radier} = 0,55 \times 1308,96 \times \frac{25}{10} = 1799,82 \text{ tons}$

$$\begin{cases} N_s' = N_s + P_{radier} + Q_r = 8788,382 + 1799,82 + 327,24 = 13860,58 \text{ tons} \\ N_u' = N_u + 1,35P_{radier} + 1,5Q_r = 12185,524 + 1,35 \times 1799,82 + 327,24 \times 1,5 = 19523,87 \text{ tons} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{s,ser} = \frac{N_s'}{S_r} = \frac{13860,58}{1308,96 \times 10} = 0,11 < \sigma_{sol} = 1,5 \text{ Mpa} \\ \sigma_{ultim} = \frac{N_u'}{S_r} = \frac{19523,87}{1308,96 \times 10} = 1,48 < \sigma_{sol} = 1,5 \text{ Mpa} \end{cases}$$

C'est vérifier

b- Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N}{S_r} + \frac{M_r}{I} V \\ \sigma_2 &= \frac{N}{S_r} - \frac{M_r}{I} V \end{aligned}$$

Avec :

σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

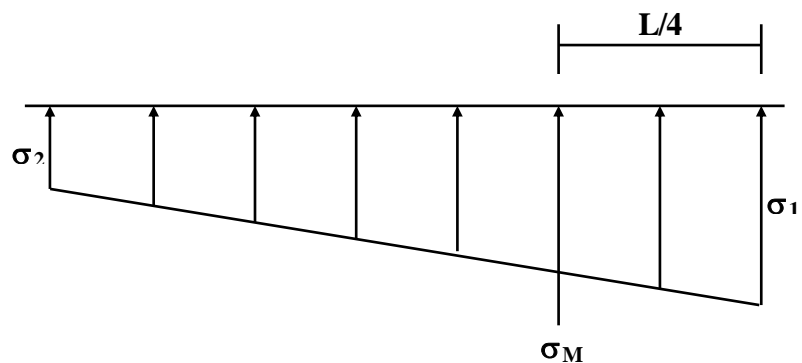


Figure IX.8 : Diagramme des contraintes

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}$$

ELU	121855,24	kN
ELS	87883,82	kN
W	70752,72	kN
S	1308,96	m ²
Mrx-x	243680	kN.m
Mry-y	78620,08	kN.m

		σ_1	σ_2	σ_m
ELU	Sens x-x	0,965	0,896	0,942
	Sens y-y	0,942	0,911	0,930
ELS	Sens x-x	0,705	0,636	0,687
	Sens y-y	0,682	0,660	0,676
W	Sens x-x	0,574	0,506	0,632
	Sens y-y	0,551	0,521	0,543
Vérification		$\sigma_1^{max} < 1.5 \sigma_{sol} = 2,25 \text{ MPa}$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1.33 \sigma_{sol} = 1,995 \text{ MPa}$

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

2-Vérification au poinçonnement

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier.

N_u : La charge revenant au poteau ou au voile le plus chargé à l'ELU (1524,49 tons).

h : Epaisseur totale du radier.

$$\mu_c = (2a + 2h) \times 2 = (2 \times 1,3 + 2 \times 1,4) \times 2 = 10,8 \text{ m}$$

$$1524,49 \leq \frac{0,045 \times 10,8 \times 205 \times 25}{1,5} = 1660,5 \text{ tons}$$

C'est vérifier.

• **Caractéristiques géométriques du radier**

-Position du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = 21,6 \text{ m} \\ Y_G = 15,15 \text{ m} \end{cases}$$

3-Vérification au renversement

1^{ère} condition

On doit être vérifié la condition suivant : $M_r \times 1,5 \leq M_s$

Sens X-X

NIV	Mr (kN.m)	P (kN)	e (m)	Ms (kN.m)
7	9195,29	62882,01	21,6	1358251,41
6	21478,15			
5	26257,69			
4	30840,02			
3	35064,27			
2	38267,87			
1	40613,82			
RDC	41962,89			
$\sum M_r =$	243680			

$$243680 \times 1,5 = 365520 \text{ kN.m} < 1358251,41 \text{ kN.m} \text{ ok}$$

Sens Y-Y

NIV	Mr (kN.m)	P (kN)	e (m)	Ms (kN.m)
7	2484,98	62882,01	15,15	952662,45
6	8835,24			
5	8964,22			
4	10224,02			
3	11233,26			
2	11747,51			
1	12200,18			
RDC	12930,67			
$\sum M_r =$	78620,08			

$$78620,08 \times 1,5 = 117930,12 \text{ kN.m} < 952662,45 \text{ kN.m} \text{ ok}$$

2^{eme} condition

Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)**, quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié du centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

$$e_0 = \frac{M_r}{N_r} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

e_0 : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

M_r : Moment de renversement dû aux forces sismique.

N_r : effort normal de la structure ($W=G+\beta Q$)

B : la largeur du radier.

	Nr (kN)	Mr (kN.m)	e (m)	B (m)	B/4 (m)	Observation
Sens x-x	62882,01	243680	3,875	43,20	10,80	Vérifier
Sens y-y	62882,01	78620,08	1,25	30,30	7,575	Vérifier

Les conditions sont vérifiées donc le bâtiment est stable.

4-Ferraillage du radier

a) Ferraillage de la dalle du radier

Valeur de la pression sous radier

- **ELU:** $q_u = \frac{N_u'}{S_r} \times b = \frac{19523,8 \times 10}{1308,96} = 149,15 \text{ kN/m} \quad ; b = 1 \text{ m}$
- **ELS :** $q_s = \frac{N_s'}{S_r} \times b = \frac{13860,58 \times 10}{1308,96} = 105,89 \text{ kN/m}$

❖ **Moment en travée et sur appuis à l'ELU (v = 0) :**

On a le rapport des panneaux $\left(0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{6}{6} = 1\right)$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

Panneaux	Lx(m)	Ly(m)	Lx/Ly	Ux	Uy
1-2-3	3	5,4	0,550	0,0984	0,2500
4	3	4,8	0,625	0,0794	0,3205
5	3	6	0,50	0,0966	0,2500
6-7-8	3	5,4	0,550	0,0894	0,2500
9-10-11	5,4	6	0,90	0,0456	0,7834
12	4,8	6	0,80	0,0561	0,5959
13	6	6	1	0,0368	1
14-15	5,4	6	0,90	0,0456	0,7834
16	5,72	6	0,953	0,0410	0,8875
17-18-19	4	5,4	0,740	0,0633	0,4968
20	4	4,8	0,833	0,0528	0,6494
21	4	6	0,666	0,0737	0,3753
22-23-24-25	4	5,4	0,740	0,0633	0,4938
26	5,4	6	0,90	0,0456	0,7834
27-28	5,4	5,4	1	0,0368	1
29-30	4,5	5,4	0,833	0,0528	0,6494

• **Calcul des moments**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{6}{6} = 1 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 197,59 \text{ kN.m} \\ M_y = \mu_y \times M_x = 197,59 \text{ kN.m} \end{cases}$$

• **Moments en travées (panneau d'intermédiaire)**

$$\begin{aligned} M_{tx} &= 0,85 \times M_x = 167,95 \text{ kN.m} \\ M_{ty} &= 0,85 \times M_y = 167,95 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

• **Moments sur appuis (panneau d'intermédiaire)**

$$\begin{aligned} M_{tx} &= 0,5 \times M_x = 98,80 \text{ kN.m} \\ M_{ty} &= 0,5 \times M_y = 98,80 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

❖ **Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2) :**

• **Calcul des moments :**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{6}{6} = 1 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 140,28 \text{ kN.m} \\ M_y = \mu_y \times M_x = 140,28 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- **Moments en travées** (panneau d'intermédiaire)

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x = 119,24 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y = 119,24 \text{ kN.m}$$

- **Moments sur appuis** (panneau d'intermédiaire)

$$M_{tx} = 0,5 \times M_x = 70,14 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,5 \times M_y = 70,14 \text{ kN.m}$$

❖ **Calcul du ferrailage**

Condition de non fragilité

$$A_s^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s^{min} = 0,23 \times 130 \times (55 - 5) \times \frac{2,1}{500} = 6,279 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée.

Condition de RPA99

$$A_s^{min} : A_s^{min} = 0,5\% \times (h \times b)$$

$$A_s^{min} = 0,005 \times 55 \times 130 = 35,75 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{max} :$$

$$A_s^{max} = 0,06 \times 55 \times 130 = 429 \text{ cm}^2 \text{ Zone recouvrement.}$$

$$A_s^{max} = 0,04 \times 55 \times 130 = 286 \text{ cm}^2 \text{ Zone courante.}$$

	Sens	M_u (kN.m)	$A_{s,calculé}$ (cm ²)	$A_{s,min RPA}$ (cm ²)	$A_{s, min}$ (CNF) (cm ²)	Choix	$A_{s,adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
Travée	x-x	167,95	7,92	35,75	6,279	8T25	39,27	10
	y-y	167,95						
Appui	x-x	98,80	4,61	35,75	6,279	8T25	39,27	10
	y-y	98,80						

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS**

Calcul les contraintes limitée :

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

Fissuration très préjudiciable

$$\Rightarrow \sigma_s = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 \times f_e = 0,5 \times 500 = 250 \text{ Mpa} \\ 200 \text{ Mpa} \\ 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} = 90 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} = 164,97 \text{ Mpa} \end{array} \right. = 200 \text{ Mpa}$$

Avec : $\eta = 1,6$ (HA)

Vérification des sections selon l'organigramme de flexion simple à L'ELS

- **Moments en travées** (panneau d'intermédiaire)

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y$$

- **Moments sur appuis** (panneau d'intermédiaire)

$$M_{tx} = 0,5 \times M_x$$

$$M_{ty} = 0,5 \times M_y$$

Quand on a la même section des armatures on vérifie les contraintes de la section plus défavorable .

M_s (kN.m)	$A_{s,adopté}$ (cm ²)	Contrainte	Calculée (Mpa)	Limitée (Mpa)	Note
119,24	39,27	Béton fibre supérieure	0,41	15	V
		Armatures supérieures	/	200	V
		Armatures inférieures	24	200	V
		Béton fibre inférieure	0	15	V

Les choisis adoptés dans L'ELU sont vérifiés.

b) Ferrailage des nervures

❖ **Ferrailage longitudinal**

Les charges revenant pour chaque file à L'ELU

$$q_{ELU} = N/L$$

Files	N_{ELU} (kN)	L(m)	q_u (kN/m)
A	8918,36	43,2	227,3
B	9679,80	43,2	224,06
C	12398,24	43,7	283,71
D	12202,56	41,6	293,33
E	7076,93	37,8	187,22
F	5954,51	27,6	215,74
G	2546,29	10,8	235,76

Tableau. IX.7 : calcul des charges sens x

Files	N _{ELU} (kN)	L(m)	q _u (kN/m)
1	7189,37	30,3	237,27
2	5694,75	30,3	187,94
3	7029,87	30,3	232,01
4	5694,34	20,4	279,13
5	6818,11	25,8	264,29
6	7040,73	25,8	272,89
7	7134,00	25,8	276,51
8	7028,64	25,8	272,42
9	441,87	15	29,46
10	1703,10	9	189,23
11	1131,51	9,98	113,37

Tableau. IX.8 : calcul des charge sens y

Comme les charger revenant sont presque égale alors on prend la poutre la plus sollicité :

Moment en travée et sur appuis à l'ELU

- Moments en travées

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y$$

- Moments sur appuis

$$M_{tx} = 0,5 \times M_x$$

$$M_{ty} = 0,5 \times M_y$$

direction	q (kN/m)	M ₀ (KN.m)	M _{Travée} (KN.m)	M _{Appui} (KN.m)	A _{s, CAL} Travée (cm ²)	A _{s, CAL} Appui (cm ²)
x-x	293,33	1319,98	1121,98	659,99	60,5	33
y-y	279,13	1256,08	1067,66	533,83	57	26,23

choix suivant les conditions réglementaires

Condition réglementaire		Cm ²				
C,N,F		6,279	→	Choix T	16T25	78,54
RPA	As min 0,5%(h*b)	35,75				
	As max Z,C 4%	286	→	Choix A	8T25	39,27
	As max Z,R 6%	429				

Vérification des contraintes à l'ELS

$$q_{ELS} = N/L$$

Files	N _{ELS} (kN)	L(m)	qs(kN/m)
A	6854,61	43,2	158,67
B	7850,63	43,2	181,72
C	8941,48	43,7	204,61
D	8784,16	41,6	211,15
E	6392,27	37,8	169,10
F	4232,02	27,6	153,33
G	1841,94	10,8	170,45

Tableau. IX.9 : calcul des charges sens x

Files	N _{ELS} (kN)	L(m)	qs (kN/m)
1	5157,02	30,3	170,98
2	3877,44	30,3	127,96
3	6686,79	30,3	220,68
4	3972,58	20,4	194,73
5	5246,27	25,8	203,34
6	4492,11	25,8	174,11
7	4314,32	25,8	167,22
8	4308,32	25,8	166,98
9	320,44	15	21,36
10	1230,37	9	136,07
11	818,79	9,98	82,04

Tableau. IX.10 : calcul des charges sens y

• Moments en travées

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y$$

• Moments sur appuis

$$M_{tx} = 0,5 \times M_x$$

$$M_{ty} = 0,5 \times M_y$$

direction	q(kN/m)	M ₀ (KN.m)	M _{Travée} (KN.m)	M _{Appui} (KN.m)	A _{s, Cal} (cm ²)	choix	A _{s,adopté} (cm ²)
x-x	211,15	950,175	807,64	475,08	42,98	12T25	58,91
y-y	220,68	993,06	844,10	496,53	45,31		

M _s (kN.m)	A _{s,adopté} (cm ²)	Contrainte	Calculée (Mpa)	Limitée (Mpa)	Note
807.64	58,91	Béton fibre supérieure	2,27	15	V
		Armatures supérieures	/	200	V
		Armatures inférieures	109	200	V
		Béton fibre inférieure	0	15	V

❖ Ferrailage transversal

$$T^{ELU} = \frac{q \times l}{2} = \frac{293,33 \times 6}{2} = 879,66 \text{ kN}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{T^{ELU}}{0,9 \times d \times \sigma_s} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow$$

$$A_t = \left(\frac{879,66 \times 10^3}{0,9 \times 1350 \times \left(\frac{500}{1,15}\right)} \right) \times 150 = 2,497 \rightarrow 5T10 (3,93 \text{ cm}^2)$$

❖ Armature de peau :

$$A_p = \frac{5 \text{ cm}^2}{m} \times 1,4 = 7 \text{ cm}^2$$

Par paroi on prend **3T20 (9,42 cm²)**.

1-1 : APPUIS-NERVURE 130x140

2-2 : TRAVÉE-NERVURE 130x140

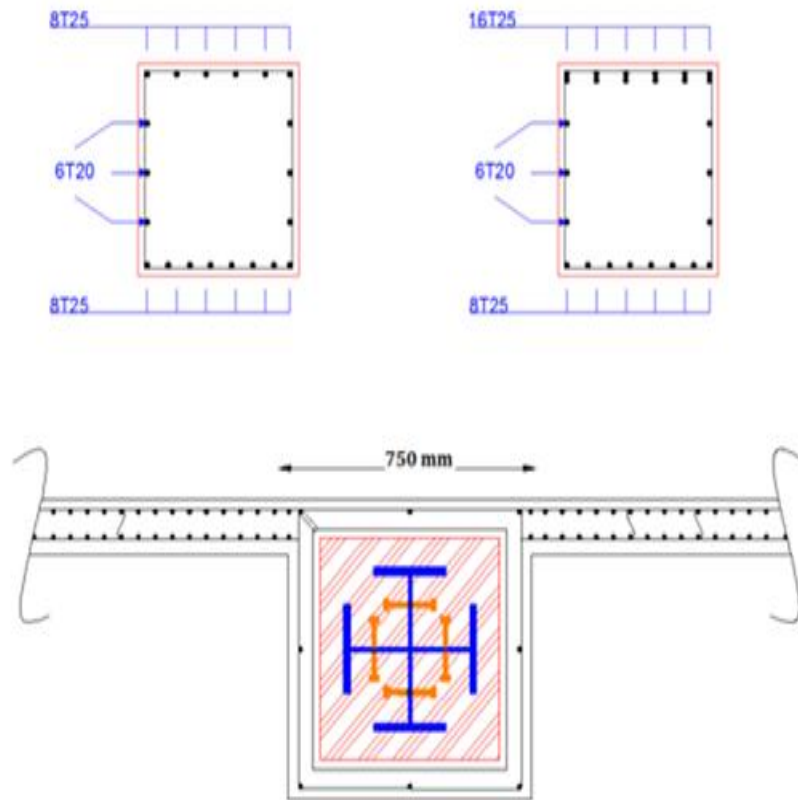


Figure .IX.9. Ferrailage (poteau- nervure)

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique nos connaissances acquises durant nos années d'études et de les approfondir aussi sur la manière d'utiliser les différents règlements techniques et codes de construction.

La construction en charpente métallique commence à être exploitée récemment, le projet que nous avons effectué nous a permis de mieux cerner les aspects d'une telle construction, et avoir une approche réelle des dispositions constructives.

Les différents éléments de la structure sont dimensionnés à L'ELS puis vérifiés sous les combinaisons les plus défavorables pour assurer la stabilité de la structure sous différentes charges (Neige et Vent, Séisme, à L'ELU.....) suivant les règles mises au point par différents règlements de calcul, les vérifications des éléments face aux différents phénomènes d'instabilités celle des assemblages, ainsi que le calcul des fondations nous ont permis de mieux s'intégrer dans le domaine du génie civil.

il est à noter que utiliser la construction en charpente métallique, l'ingénieur doit prendre en considération l'aspect économique à l'exécution ainsi que dans l'étape de conception.

On a aussi pu comprendre la vraie mission de l'ingénieur qui n'est pas seulement à calculer et dimensionner les structures mais plutôt garantir la sécurité structurale de la construction et aussi la sécurité de ses exploitants tout en prenant en compte l'aspect économique.

Références bibliographiques

❖ Documents techniques

[1] : Document Technique Réglementaire D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV version 2013.

[2] : Document Technique Réglementaire D.T.R-BC-2.2 ; CHARGES PERMANENTES ET CHARGES D'EXPLOITATIONS.

[3] : EC3, Règlement de conception et de calcul des structures en acier.

[4] : Document Technique Réglementaire D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ».

[5] : Document Technique Réglementaire D.T.R-BC-2-44 ; REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « CCM 97 ».

[6] : EC4, Conception et dimensionnement des structures mixtes acier- béton

[7] : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL 91».

❖ Livres

➤ Calcul des éléments de constructions métalliques, 2^{ème} Edition, par **Dr D.Lahlou**.

➤ Calcul des structures métalliques selon l'Euro code 3, par **J. Morel**.

❖ Cours

➤ Cours charpente métallique, (4^{ème} année), **Mme Badis**.

➤ Manuel charpente métallique, (4^{ème} année), **Mr Sethi**.

➤ Cours charpente métallique, (4^{ème} année), **Mr Mennadi**.

➤ Cours flambement et déversement des pièces métallique, (3^{ème} année), **Mme Boulkhiout**.

❖ Memoirs

➤ Etude d'un hôtel R+10+2SS avec une salle de conférence en charpente métallique, R.Hachemi et C.Nouas encadré par Mr.Zahaf ,Mme.Baridiaf ,2018.

➤ Etude d'un bâtiment métallique (R+14) + sous sol à ORAN. Université ABOU BEKR BELKAID, (Algérie)

Annexe A

FORMULAIRE DES POUTRES

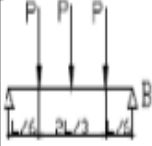

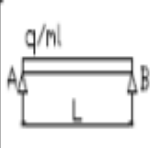
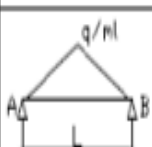
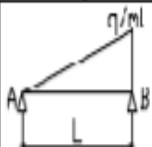
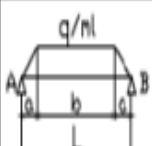
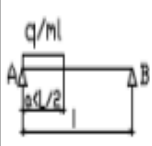
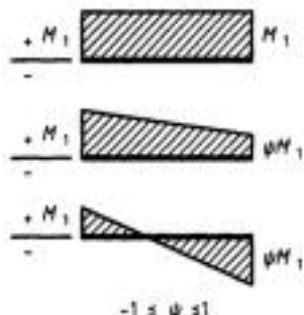
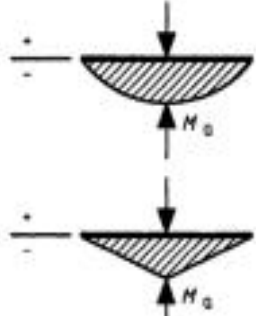
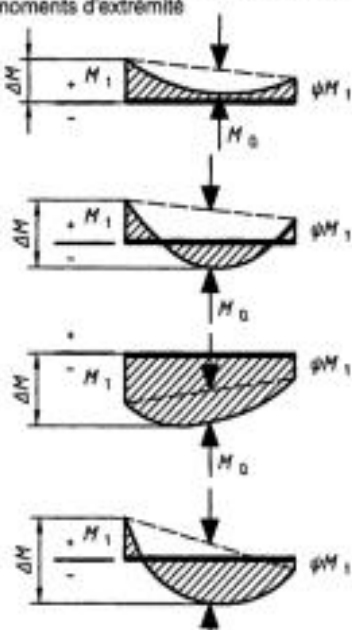
Cas de charges	Réactions aux appuis	Moment maximum	flèche L en m H en mm σ en DaN/mm ²	Flèche à l/2	Rotation aux appuis
	$\frac{3P}{2}$	$M_{L/2} = \frac{5PL}{12}$	$0,94 \frac{\sigma L^2}{h}$	$\frac{53PL^3}{1296EI}$	
	$2P$	$M_{L/2} = \frac{PL}{2}$	$0,94 \frac{\sigma L^2}{h}$	$\frac{41PL^3}{768EI}$	
	$\frac{qL}{2}$	$\frac{qL^2}{8}$	$0,99 \frac{\sigma L^2}{h}$	$\frac{5qL^4}{384EI}$	$\theta_A = \frac{qL^3}{24EI}$ $\theta_B = \frac{qL^3}{24EI}$
	$\frac{qL}{4}$	$\frac{qL^2}{12}$	$0,99 \frac{\sigma L^2}{h}$	$\frac{qL^4}{120EI}$	$\theta_A = \frac{5qL^3}{192EI}$ $\theta_B = \frac{5qL^3}{192EI}$
Cas de charges multiples			$\frac{\sigma L^2}{h}$		
	$R_A = \frac{qL}{6}$ $R_B = \frac{qL}{3}$	$M_0 = \frac{qL^2\sqrt{3}}{27}$ $M_{L/2} = \frac{qL^2}{16}$		$f_{L/2} = \frac{5qL^4}{768EI}$ $f_{max} = \frac{5qL^4}{765EI}$	$\theta_A = \frac{7qL^3}{360EI}$ $\theta_B = \frac{8qL^3}{360EI}$
	$R_A = \frac{q}{2}(a+b)$ $R_B = \frac{q}{2}(a+b)$	$M_0 = M_{L/2} = \frac{q}{24}(3L^2 - 4a^2)$		$f_{max} = f_{L/2} = \frac{q}{EI} \left(\frac{a^2L^2}{48} + \frac{a^4}{120} - \frac{5L^4}{384} \right)$	$\theta_A = \frac{q}{24EI} (2a^3L - a^3 - L^3)$ $\theta_B = \frac{q}{24EI} (L^3 + a^3 - 2a^2L)$
	$R_A = \frac{qa}{L} \left(L - \frac{a}{2} \right)$	$M_x = \frac{L}{2} R_A - \frac{qx^2}{2}$		$f_{L/2} = \frac{qa^2}{96EI} (2a^2 - 3L^2)$	

Tableau 6.4 : Coefficients de moment uniforme équivalent

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémités</p>  <p style="text-align: center;">$-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moments dus à des charges transversales</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moments dus à des charges transversales et à des moments d'extrémité</p> 	$\beta_M = \beta_{M,K} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,K})$ <p>où :</p> <p>$M_Q = \max M$ dû seulement aux charges transversales</p> <p>$\Delta M = \max M$ pour un diagramme des moments sans changement de signe</p> <p>$\Delta M = \max M + \min M$ pour un diagramme des moments avec changement de signe</p>

Annexe C

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
(d_t) (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm ²)	50.3	78.5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
(A_t) (mm ²)	36.6	58	84.3	115	157	192	245	303	353	459	561
(ϕ) rondelle (mm)	16	20	24	27	30	34	36	40	44	50	52
(ϕ) clé (mm)	20	27	31	51	51	51	58	58	58	58	58
Tôle usuelle (mm)	2	3	4	5	6	7	8	10-14	>14	-	-
Cornière usuelle (mm)	30	35	40	50	60	70	80	120	>120	-	-
(d_u) (mm)	14	18.3	20.5	23.7	24.58	29.1	32.4	34.5	38.8	44.2	49.60

Tableau.1 : caractéristiques géométriques des boulons