

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA  
RECHERCHESCIENTIFIQUE

جامعة البليدة-1-

UNIVERSITÉ BLIDA-1-



كلية التكنولوجيا

FACULTE DE TECHNOLOGIE

دائرة الهندسة المدنية

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

مذكرة نهاية التخرج

# MÉMOIRE DE PROJET DE FIN D'ÉTUDE

POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME DE MASTER EN GÉNIE CIVIL

OPTION:

Constructions métalliques et mixtes

## Thème

**Etude d'une structure métallique**

**R+9+2 sous-sols à usage parking**

**Encadré par :**

M<sub>r</sub>.: A .ZAHAF

**Présenté par :**

M<sub>lle</sub> :Boukert Fedoua.

M<sub>lle</sub> :Tassalit Rahima.

Promotion 2019/2020



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA  
RECHERCHESCIENTIFIQUE

جامعة البليدة-1-

UNIVERSITÉ BLIDA-1-



كلية التكنولوجيا

FACULTE DE TECHNOLOGIE

دائرة الهندسة المدنية

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

مذكرة نهاية التخرج

# MÉMOIRE DE PROJET DE FIN D'ÉTUDE

POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME DE MASTER EN GÉNIE CIVIL

OPTION:

Constructions métalliques et mixtes

## Thème

**Etude d'une structure métallique**

**R+9+2 sous-sols à usage parking**

**Encadré par :**

M<sub>r</sub>.: A .ZAHAF

**Présenté par :**

M<sub>lle</sub> :Boukert Fedoua.

M<sub>lle</sub> :Tassalit Rahima.

Promotion 2019/2020

## *Résumé*

Dans le cadre de préparation notre projet de fin d'études, nous avons étudiés une structure métallique à usage parking en raison de sa disponibilité limitée dans notre pays, elle est constituée, d'un RDC et de 9 étages et 2 sous sol d'une capacité de 396 places. Cette structure est implantée dans la zone d'Alger; qui est classée en zone sismique III selon le RPA99 version 2003.

Nous nous sommes appuyés dans notre étude sur la réalisation de protection et de sécurité des personnes, en particulier lorsque des catastrophes naturelles surviennent comme le vent, les séismes...; par conséquent, nous avons utilisé le logiciel Autodesk ROBOT2016 pour nous garantir des résultats corrects et plus proches de la réalité.

Le dimensionnement des éléments résistifs a été réalisé conformément aux réglementations en vigueur dans notre pays telles que: **RPA 99 2003, CCM97, EC3, EC4 et BAEL 91.**



## *Summary*

As part of our graduation project, we chose a steel frame parking due to its limited availability in our country. It consists of a ground floor and 9 floors and 2 underground floors with a capacity of 396 places. This parking is located in the Algiers area; which is classified as seismic zone III according RPA99 2003 version.

We relied in our study on achieving the protection and security for people, especially when natural disasters occur like earthquakes... ; therefore, we used the Autodesk ROBOT2016 to guarantee correct results and close to reality.

The design of load-bearing elements was performed in accordance with current regulations in the country such as: **RPA 99 2003, CCM97, EC3, EC4 and BAEL 91.**

The project was completed in several stages: firstly, we carried out the load descent for the pre-dimensioning of the load-bearing elements (the loads and overloads were taken from Euro code 1) and the regulatory technical document (D.T.R-BC.2.2) “This step consists of evaluating and determining the loads and overloads that directly influence the resistance and stability of our structure”, then we did conduct the climate study using DTR 2013 “This chapter has enabled

us to determine the snow and wind loads that influence parking instability in order to keep it stable against these climatic loads” , after that We accomplished a seismic study which is very important according to RPA 99 “The purpose of the seismic calculation is to estimate the most unfavorable characteristic values of the seismic response and the design of the resistance elements, in order to obtain a safety deemed satisfactory for the entire structure”, and then we verified the elements “All the elements of the structure are determined and checked in such a way that they withstand both the serviceability limit state and the ultimate limit state, and the applied loads”, And after that we moved up to the assemblies of the structure according to the CCM 97 “connecting members have been used which allow several elements to be joined together, ensuring the transmission and distribution of the various stresses between the assembled elements”, finally we studied the foundation “our foundation is made up of a mat foundation capable of transmitting the forces provided by the superstructure to the ground and limiting the differential settlements to an acceptable value”.

And through our project, we noticed several things, for exemple that the collaboration between concrete and steel in composite floors is to reduce the dimensions of the profils of beams and joists and increase

their resistance (in terms of deflection) , as that the supporting steel structure consists of vertical columns and horizontal beams, normally connected by bolting. Horizontal forces due to wind thrust and seismic and braking forces are transmitted horizontally through the floor to the vertical braces. For this reason we used the structural design of the tower by steel frame, with beam gantry pole and triangular piers (X); to ensure and increase the rigidity and give a good behavior for our structure. And using of steel makes it possible to carry out very important loads from the point of view of bearing capacity, lightness compared to reinforced concrete and speed of execution, and even it is used to ensure safety and guarantee a competitive cost because the elements being prefabricated, the production times are reduced, and the cost is controlled.

We have respected all established laws to protect our building in the event of any natural disaster, as we considered that the safety of people is our goal.

## ملخص

في إطار التحضير لمناقشة مذكرة نهاية الدراسة، قمنا بدراسة بناية لتوقيف السيارات ذات هيكل معدني نظراً لتوفره المحدود في بلدنا، حيث تتكون من طابق أرضي، 9 طوابق و طابقين سفليين يتسع ل396 مركبة. حيث تتموقع هاته البناية بولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III وفقاً لإصدار RPA99 2003. اعتمدنا في دراستنا على تحقيق الحماية والأمن، خاصة عند حدوث الكوارث الطبيعية كالرياح والزلازل...؛ لذلك استخدمنا Autodesk ROBOT2016 لضمان نتائج صحيحة وقريبة من الواقع.

تم إجراء تحجيم العناصر المقاومة وفقاً للوائح المعمول بها في الدولة مثل: RPA 99 2003, EC3, EC4, CCM97, BAEL 91.

# Dédicaces

*Je dédie ce travail à :*

*Mon père l'homme de ma vie, qui m'a aidé de devenir ce que je suis aujourd'hui, aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour, et ma considération pour les sacrifices qu'il consenti pour mon instruction et pour me voir atteindre ce jour, que dieu le garde et le protège.*

*A ma chère et tendre mère, source de courage et d'inspiration, que dieu la garde pour moi.*

*Mes chères sœurs pour l'amour qu'elles me réservent, mon cher neveu et toute ma famille.*

*Mes chers camarade et les gens qui m'aiment surtout mon proche qui été toujours à coté de moi.*

*A mon binôme Rahima et ma meilleure amie avec qui j'ai partagé des moments difficiles, ainsi que des moments de joie tout au long de mon cursus.*

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

*Fedoua*

*Je dédie ce travail à :*

*A mon père qui me manque beaucoup depuis que notre bon dieu a préféré le ramener, au paradis (inchallah), Il m'a toujours poussé et motivé dans mes études.*

*A ma chère maman qui a tant donné pour me voir réussir, la femme qui sacrifie pour me voir toujours en haut, que DIEU la garde pour moi.*

*A toute ma famille et un spécial dédicace à mon cher frère pour le courage qu'il m'a partagé.*

*A mes chères copines et les gens qui m'aiment.*

*A ma confrère et binôme Fedoua et sa famille pour les moments qu'on a passée ensemble et pour laquelle je souhaite une vie pleine de joie et de réussite.*

*A toute la promotion 2020, et à tous mes amis sans exception.*

*Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*

*A tous ceux que je porte dans mon cœur.*

*Rahima*

## *Remerciement*

*Nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné courage et patience pour réaliser ce travail dans ces conditions exceptionnelles.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur M<sup>r</sup> ZAHAF pour leurs soutiens, leurs conseils judicieux durant l'élaboration de ce projet.*

*On saisit également cette opportunité pour remercier les membres des enseignants de département de génie civil et particulièrement les ingénieurs de ce projet qui ont beaucoup nous aidés pour élaborer ce travail.*

*Ainsi nous exprimons notre reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir accepté d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.*

*Enfin, à tous ceux qui nous aident de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude, et bien sûr nos parents pour leur soutien et leur patience avec nous pendant toutes nos années d'études.*

# LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 Charges plus défavorables.....	16
Tableau II.2 Les dimensions et caractéristique mécanique du profilé IPE 160.....	18
Tableau II.3 Dimensions et caractéristiques du profilé HEB240.....	26
Tableau II.4 Les dimensions et caractéristiques mécaniques du profilé HEB240.....	33
Tableau II.5 Les dimensions et les caractéristiques mécaniques du profilé HEB200.....	39
Tableau II.6 Tableau récapitulatif pour les poutres et solives de chaque usage.....	46
Tableau II.7 La charge permanente.....	49
Tableau II.8 La charge d'exploitation .....	50
Tableau II.9 La combinaison des charges.....	51
Tableau II.10 Charge revenant au poteau central.....	52
Tableau II.11 Choix des profilés finals.....	53
Tableau II.12 Dimensions et caractéristiques du profilé HEB300.....	53
Tableau II.13 La descente de charge.....	55
Tableau II.14 La combinaison des charges.....	56
Tableau II.15 poids revenant au poteau d'escalier.....	57
Tableau II.16 Le choix des profilés finals des poteaux d'escalier .....	58
Tableau II.17 dimensions et caractéristiques du profilé HEB120.....	58
Tableau II.18 choix final des poteaux.....	60
Tableau III.1 Calcul des pressions dynamiques.....	66
Tableau III.2 Valeur de $C_{pe}$ pour les parois verticales - sens V1.....	68
Tableau III.3 Valeur de $C_{pe}$ pour la toiture supérieure- sens V1.....	69
Tableau III.4 Valeurs de $C_{pe}$ pour les parois verticales- sens V2.....	70
Tableau III.5 Valeur de $C_{pe}$ pour la toiture - sens V 2.....	70
Tableau III.6 Pression sur les parois verticales - sens V1.....	72
Tableau III.7 Pression sur les parois verticales - sens V2.....	72
Tableau III.8 Pression sur les toitures - sens V1.....	72



Tableau III.9 Pression sur les toitures - sens V2.....	73
Tableau IV.1 Ferrailage de l'acrotère.....	78
Tableau IV.2 Vérification des contraintes à l'ELS.....	80
Tableau IV.3 Les dimensions et caractéristiques mécaniques de la cornière L50*50*5 .....	83
Tableau IV.4 Les dimensions et caractéristiques mécaniques du profilé IPE220 .....	88
Tableau IV.5 Les dimensions et caractéristiques mécaniques du profilé IPE450.....	90
Tableau V.1 Les forces sismiques suivant les deux sens.....	113
Tableau V.2 Comparaison de Vdyn avec 80% V.....	114
Tableau V.3 Les forces sismiques suivant les deux sens .....	114
Tableau V.4 Nouvelle comparaison de Vdyn avec 80% V.....	114
Tableau V.5 Déplacement inter étage dans le sens x-x .....	116
Tableau V.6 Déplacement inter étage dans le sens y-y.....	116
Tableau V.7 L'effet P- $\Delta$ selon les 2 sens.....	118
Tableau VI.1 Comparaison des surfaces nécessaires par emplacement pour la disposition des figures 2 et 3.....	122
Tableau VI.1 Les dimensions et caractéristiques mécaniques du profilés HEB650.....	135
Tableau VIII.1 Dimensions du HEB650 .....	143
Tableau VIII.2 Disposition constructive des boulons.. .....	144
Tableau VIII.3 Dimensions du HEB650 .....	146
Tableau VIII.4 Dimensions du HEB240.....	146
Tableau VIII.5 Disposition constructive des boulons: .....	147
Tableau VIII.6 Disposition constructive des boulons. ....	151
Tableau VIII.7 Disposition constructive des boulons. ....	153

Tableau IX.1	Décente des charge dans les poteaux du sous-sol.....	175
Tableau IX.2	Ferraillage du voile périphérique.....	178
Tableau IX.3	Vérfications des contraintes .....	179
Tableau IX.4	Données général .....	180
Tableau IX.5	Choix de la hauteur des nervures .....	182
Tableau IX.6	Contraintes sous le radier à l'ELU.....	185
Tableau IX.7	Contraintes sous le radier à l'ELS .....	186
Tableau IX.8	Ferraillage des panneaux du radier.....	187
Tableau IX.9	Vérfication des contraintes.....	189
Tableau IX.10	Férraillage des nervures.....	190
Tableau IX.11	Vérfication des contraintes.....	190
Tableau IX.12	Choix des armatures transversales.....	191

# LISTE DES FIGURES

Figure I.1 Schéma des composants de plancher collaborant .....	4
Figure I.2 Diagramme Contraintes-Déformations .....	7
Figure I.3 Diagramme des contraintes de déformations à ELU .....	9
Figure I.4 Diagramme des contraintes de déformation ELS.....	9
Figure II.1 Schéma des composants des planchers mixtes .....	14
Figure II.2 Schéma statique de la solive .....	17
Figure II.3 Schéma statique de la solive la plus sollicité .....	17
Figure II.4 Schéma de l'étaieement .....	17
Figure II.5 Schéma des connecteurs soudés.....	24
Figure II.6 Nombre de connecteurs par demi portée & Espacement dans la solive.....	26
Figure II.7 Schéma statique de la poutre principale la plus sollicité.....	27
Figure II.8 La section mixte.....	30
Figure II.9 Nombre de connecteurs par demi portée & espacement dans la poutre principal.....	39
Figure II.10 Schéma statique de la poutre secondaire la plus sollicité.....	39
Figure II.11 Nombre de connecteurs par demi-portée & Espacement dans la poutre secondaire....	46
Figure II.12 Schéma du poteau central le plus sollicité.....	48
Figure III .1 Les deux directions du vent.....	64
Figure III .2 Légende pour les parois verticales – sens V <sub>1</sub> .....	67
Figure III .3 Les valeurs de C <sub>pe</sub> pour les parois verticales Sens V1 .....	68
Figure III.4 Légende pour les toitures plates .....	68
Figure III.5 Valeurs de C <sub>pe</sub> pour la toiture - sens V1 .....	69
Figure III.6 Les coefficients de pression externe. ....	69
Figure III.7 Les valeurs de C <sub>pe</sub> pour les parois verticales.V2 .....	70
Figure III.8 Valeurs de C <sub>pe</sub> pour la toiture- sens V2.....	70
Figure III.9 Valeurs de pression due au vent pour les parois verticales.....	72

Figure III.10 Répartition des pressions sur les toitures - sens V 1.....	73
Figure IV.1 Coupe verticale de l'acrotère .....	76
Figure IV.2 Schéma statique de l'acrotère.....	77
Figure IV.3 Schéma de ferrailage de l'acrotère .....	80
Figure IV.4 Constituants d'un escalier.....	81
Figure IV.5 Schéma représentée les éléments de l'escalier.....	81
Figure IV.6 Conception d'une marche.....	82
Figure IV.7 Schéma représentée les éléments de l'escalier.....	84
Figure IV.8 Schéma des évaluations des charges.....	85
Figure IV.9 Schéma de la rampe .....	86
Figure IV.10 Schéma de la solive et de la poutre.....	87
Figure IV.11 Schéma de la solive de la rampe la plus sollicitée.....	87
Figure IV.12 Schéma statique de la poutre de la rampe .....	89
Figure IV.13 Schéma statique des charges de la rampe.....	91
Figure IV.14 Schéma statique des solives.....	92
Figure IV.15 Schéma statique de la poutre.....	95
Figure V.1 Diagramme de spectre de réponse .....	106
Figure V.2 Le modèle initial contreventé.....	111
Figure V.3 Capture sur les périodes et les facteurs de participation massique du model.....	112
Figure V.4 Capture de poids de la structure .....	113
Figure V.5 Déplacements inter étages dans les deux Sens .....	115
Figure V.6 Evaluation des effets du second ordre.....	117
Figure VI.1 Parking multi-étage .....	120
Figure VI.2 Parc de stationnement a Leipzig-Allemagne bloc.....	121
Figure VI.3 Dimensions de base des emplacements.....	121
Figure VI.4 Dispositions d'emplacements pour les angles 45° et 60°.....	122
Figure VI.5 Disposition d'emplacement pour un angle de 90°.....	122

Figure VI.6 Demi-rampes séparées pour entrée et sortie .....	123
Figure VI.7 Rampes d'accès et de sortie juxtaposées, située aux extrémités du bâtiment; circulation dans un sens X.....	124
Figure VI.8 Rampes situées aux extrémités du bâtiment avec circulation dans les deux sens.....	124
Figure VI.9 Circulation séparée pour entrée et sortie, parcours de sortie raccourci.....	124
Figure VI.10 Circulation mixte entrée et sortie; parcours de sorties raccourcies. ....	124
Figure VI.11 Rampes hélicoïdales disposées à l'extérieure du bâtiment. ....	124
Figure.VI. 12 Changement de pentes des rampes. ....	125
Figure VI.13 Poutre mixte avec goujons soudés avant la mise en oeuvre. ....	126
Figure VI.14 Essai de démonstration réalisé à Vernon au CNPP(France) en 2000. ....	127
Figure VII.1 Phénomène du flambement .....	131
Figure VII.2 Phénomène de déversement.....	131
Figure VII.3 Schéma de la poutre principale.....	132
Figure VII.4 Schéma de la poutre secondaire.....	133
Figure VII.5 La rigidité des barres.....	136
Figure VII.6 Palées de stabilité en X.....	139
Figure VIII.1 Assemblage de continuité (poteau-poteau). ....	143
Figure VIII.2 Assemblage poteau-poutre principale .....	146
Figure VIII.3 Schéma d'assemblage poteau-poutre (HEB650-HEB240).....	148
Figure VIII.4 Les dispositions constructives de la soudure.....	149
Figure VIII.5 Assemblage poteau-poutre secondaire.:.....	151
Figure VIII.6 Assemblage poutre –solive.....	142
Figure VIII.7 Assemblage contreventement en X.....	154
Figure VIII.8 Assemblage poutre-rampe (HEB240- IPE450).....	156
Figure VIII.9 Schéma de bloc .....	158

Figure VIII.10 Assemblage solive-poutre (IPE220- IPE450).....	160
Figure VIII.11 Pied de poteau.....	164
Figure VIII.12 Assemblage pied de poteau.....	165
Figure VIII.13 Détail d'assemblage de pied de poteau HEB650.....	168
Figure IX.1 Poteau partiellement ou totalement enrobé.....	170
Figure IX.2 Section transversale du poteau totalement enrobé.....	171
Figure IX.3 Poussées des terres. ....	176
Figure IX.4 Schéma su radier.....	181
Figure IX.5 Contraintes sous le radier.....	185
Figure IX.6 Dimensions du panneau le plus défavorable.....	186
Figure IX.7 Schéma de ferrailage du radier.....	189
Figure IX.8 Schéma de ferrailage de la nervure de section (60*100) dans le sens porteur.....	192
Figure IX.9 Schéma de ferrailage de la nervure de section (60*100) dans le sens non porteur...	192

# LISTE DES SYMBOLES

- $A$  : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- $A_s$  : Aire d'une section d'acier.
- $A_t$  : Section d'armatures transversales.
- $B$  : Aire d'une section de béton.
- $Q$  : Charge d'exploitation.
- $G$  : Charge permanente.
- $\emptyset$  : Diamètre des armatures, mode propre.
- $C_d$  : Coefficient dynamique.
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité dans le béton.
- $\sigma_s$  : Contrainte de traction de l'acier.
- $\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$  : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte de compression admissible du béton.
- $\tau_u$  : Contrainte ultime de cisaillement.
- $\tau$  : Contrainte tangentielle.
- $\beta$  : Coefficient de pondération.
- $\alpha$  : Coefficient de réduction
- $\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.
- $\sigma_m$  : Contrainte moyenne.
- $\xi$  : Déformation relative.
- $V_0$  : Effort tranchant a la base.
- E.L.U : Etat limite ultime.
- E.L.S : Etat limite service.
- $N_{ser}$  : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- $N_u$  : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- $T_u$  : Effort tranchant ultime.
- $T$  : Effort tranchant, Période.

- $S_t$  : Espacement.
- $\lambda$  : Elancement.
- $\lambda_g$  : Espacement géométrique.
- $\Delta T$  : Variation de la température
- $e$  : Epaisseur.
- $F$  : Force concentrée.
- $f$  : Flèche.
- $\bar{f}$  : Flèche admissible.
- $L$  : Longueur ou portée.
- $L_f$  : Longueur de flambement.
- $d$  : Hauteur utile.
- $M_u$  : Moment à l'état limite ultime.
- $M_{ser}$  : Moment à l'état limite de service.
- $I$  : Moment d'inertie.
- $f_i$  : Flèche due aux charges instantanées.
- $f_v$  : Flèche due aux charges de longue durée.
- $M$  : Moment, Masse.
- $E_{ij}$  : Module d'élasticité instantané.
- $E_{vj}$  : Module d'élasticité différé.
- $E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.
- $f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- $f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- $F_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à  $j$  jours d'age.
- $Y$  : Position de l'axe neutre.



# SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
<b>CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE</b>	
I.1. INTRODUCTION SUR L'OUVRAGE.....	3
I.2. LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES.....	3
I.3. LES ELEMENTS CONSTITUTIFS.....	3
I.4. CLASSIFICATION SELON RPA99 VER2003.....	5
I.5. REGLEMENTS UTILISES.....	5
I.6. LES CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....	6
I.7. HYPOTHESE DE CALCUL.....	10
I.8. CONCLUSION.....	11
<b>CHAPITRE II: PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS</b>	
II.1. INTRODUCTION.....	13
II.2. ETUDE DES PLANCHERS.....	13
II.2.1. Généralité.....	13
II.2.2. Calcul des planchers mixte.....	13
II.2.3. Méthode de calcul.....	14
II.2.4. Estimation des charges des planchers.....	15
II.2.4.1.Charges permanentes « G » [D.T.R.B.C 2.2].....	15
II.2.4.2. Charges d'exploitations « Q » [D.T.R.B.C 2.2].....	15
II.2. 4.3. Combinaison de charges.....	16
II.3. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.....	16
II.3.1. Introduction.....	16
II.3.2. Pré dimensionnement des solives.....	17
II.3.2.1.Pré dimensionnement des solives plancher terrasse.....	17
II.3.2. 1.1. Phase de construction.....	17
II.3.2.1.2. Phase finale.....	20
II.3.2.2. Pré dimensionnement des solives plancher courant.....	22
II.3.2.2.1. Phase de construction.....	22
II.3.2.2.2. Phase finale.....	22

II.3.2.3. Calcul des Connecteurs.....	24
II.3.3. Pré dimensionnement des poutres principales.....	26
II.3.3.1. Pré dimensionnement des poutres plancher terrasse .....	26
II.3.3.1.1. 1.Phase de construction.....	27
II.3.3.1.2. Phase finale.....	29
II.3.3.2. Pré dimensionnement des poutres plancher courant.....	33
II.3.3.2.1. Phase de construction.....	33
II.3.3.2.2. Phase finale.....	33
II.3.3.3. Calcul des Connecteurs.....	37
II.3.4. Les poutres secondaires.....	39
II.3.4.1. Les poutres secondaires (plancher terrasse) .....	39
II.3.4.1.1. Phase de construction.....	39
II.3.4.1.2. Phase finale.....	42
II.3.4.2. Pré dimensionnement des poutres secondaires plancher courant.....	44
II.3.4.2.1. Phase de construction.....	44
II.3.4.2.2. Phase finale.....	44
II.3.4.3. Calcul des Connecteurs.....	45
II.3.5. Prédimensionnement des poteaux.....	47
II.3.5.1.Etapes de pré dimensionnement.....	47
II.3.5.2.Poteaux centraux.....	48
II.3.5.2.1. Déscente des charges.....	49
II.3.5.2.2. Pré dimensionnement des poteaux.....	52
II.3.5.2.3. Vérification du flambement.....	53
II.3.5.3. Poteaux d'escalier (poteau d'angle) .....	54
II.3.5.3.1. Descent des charges.....	55
II.3.5.3.2. Pré dimensionnement des poteaux.....	57
II.3.5.3.3. Vérification du flambement.....	58
II.4. CONCLUSION.....	60

## **CHAPITRE III : LES CHARGES CLIMATIQUES**

III.1. INTRODUCTION.....	62
III.2. CHARGE DE NEIGE « S ».....	62

III.3. ETUDE DU VENT .....	63
III.3.1. Introduction .....	63
III.3.2. Principes généraux .....	63
III.3.3. Facteurs de Cite .....	64
III.3.3.1. Catégorie du terrain .....	64
III.3.3.2. Coefficient topographique .....	64
III.3.3.3. Catégorie de la construction .....	64
III.3.3.4. La pression dynamique de référence .....	64
III.3.3.5. Coefficient dynamique $C_d$ .....	64
III.3.3.6. La pression dynamique du vent $q_{dyn}$ .....	65
III.3.4. Détermination des coefficients de pression .....	66
III.3.4.1. Détermination des coefficients de pression extérieure $C_{pe}$ .....	67
III.3.4.2. Détermination des coefficients de pression intérieure « $C_{pi}$ » .....	71
III.3.5. Détermination de la pression due au vent « $q_j$ » .....	71
III.3.6. Forces de frottement .....	73
III.4. CONCLUSION .....	74

## **CHAPITRE IV: ETUDE DES ELEMENTS DECONDAIRES**

IV.1. INTRODUCTION .....	76
IV.2. ETUDE DE L'ACROTERE .....	76
IV.2.1. Calcul des charges sollicitant l'acrotère .....	76
IV.2.2. Determination des efforts .....	77
IV.2.3. Ferrailage de l'acrotère .....	78
IV.3. ETUDE DES ESCALIERS .....	80
IV.3.1 Caractéristiques dimensionnelles des éléments constituant l'escalier .....	81
IV.3.2. Dimensionnement des cornières .....	82
IV.3. 3. Dimensionnement des limons .....	84
IV.4 ETUDE DE LA RAMPE .....	86
IV.4.1. Evaluation des charges .....	87
IV.4.2. Pré-dimensionnement des solives .....	87
IV.4.2. Pré-dimensionnement des poutres de la rampe .....	89
IV.4.3. Vérification de la rampe .....	91
IV.5 CONCLUSION .....	97

## **CHAPITRE V: ETUDE DYNAMIQUE**

V.1. INTRODUCTION .....	99
V.2. CLASSIFICATION DE LA STRUCTURE SELON LEUR CONFIGURATION .....	99
V.2.1. Régularité en Plan .....	99
V.2.2. Régularité en élévation .....	101

V.3. ETUDE DYNAMIQUE.....	102
V.3.1. Modélisation de la rigidité.....	102
V.3.2. Modélisation de la masse .....	102
V.4. ETUDE SISMIQUE.....	103
V.4.1. Introduction.....	103
V.4.2. Choix de méthode de calcul.....	103
V.4.3. Méthode statique équivalente.....	103
V.4.3.1. Principe.....	103
V.4.3.2. Modélisation.....	104
V.4.3.3. Conditions d'applications.....	104
V.4.4. Méthode modale spectrale.....	105
V.4.4.1.Principe .....	105
V.4.4.2. Spectre de réponse de calcul.....	105
V.4.4.3. Résultante des forces sismiques de calcul.....	106
V.4.5. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente.....	107
V.4.5.1. Hypothèses de calcul.....	107
V.4.6. Résultats de l'étude dynamique.....	111
V.4.6.1. Modèle du bâtiment.....	111
V.4.6.2. Présentation des résultats.....	111
V.4.6.3. Vérification de l'effort tranchant à la base.....	113
V.4.6.3. Vérification de la période fondamentale de la structure.....	115
V.4.6.4.Vérification des déplacements inter étages dans les deux sens .....	115
V.4.6.5. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	116
V.5. CONCLUSION.....	118

## **CHAPITRE VI:EXPLOITATION DU SYSTEME**

VI.1. INTRODUCTION.....	120
VI.2. L'ELABORATION DES PLANS .....	120
VI.3 COMMENT OPTIMISER L'UTILISATION D'UN EMPLACEMENT.....	121
VI.5 COMMENT OPTIMISER L'AMENAGEMENT D'UN PARKING.....	123
VI.6. LA CONSTRUCTION METALLIQUE ADAPTÉE AUX PARKINGS.....	125
VI.7. L'APPLICATION DU CONCEPT DE FEU NATUREL POUR L'OPTIMISATION DE LA PROTECTION INCENDIE.....	127
VI.8. PARCS DE STATIONNEMENT FERMÉS ET SOUTERRAINS.....	127
VI.9. PROTECTION CONTRE LA CORROSION.....	128
VI.10. FONDATION.....	129
VI.11. RENTABILITÉ Rentabilité .....	129

## **CHAPITRE VII : VERIFICATION DES ELEMENTS**

VII.1. INTRODUCTION.....	131
VII.2. VERIFICATION DES POUTRES PRINCIPALES.....	132
VII.3. VERIFICATION DES POUTRES SECONDAIRES.....	133
VII.4. VERIFICATION DES POTEAUX.....	134
VII.4.1. Procédure de calcul.....	134
VII.4.2. Vérification pour les poteaux RDC.....	135
VII.5. VERIFICATION DES CONTREVENTEMENT.....	139
VII.6. CONCLUSION.....	140

## **CHAPITRE VIII : ETUDE DES ASSEMBLAGES**

VIII.1. INTRODUCTION.....	142
VIII.2. ROLE DES ASSEMBLAGES .....	142
VIII.3. CALCUL DES ASSEMBLAGES .....	142
VIII.3.1. L'assemblage poteau – poteau (HEB650– HEB650) « assemblage de continuité » .....	142
VIII.3.2. Assemblage poteau – poutre principale (HEB650– HEB240).....	146
VIII.3.3. Assemblage poteau - poutre secondaire (HEB650– HEB200).....	150
VIII.3.4. Assemblage poutre principale-solive (HEB240– IPE160).....	152
VIII.3.5. Assemblage de contreventement (2UPN 400).....	154
VIII.3.6. Assemblages de la rampe .....	155
VIII.3.6.1. Assemblage poutre porteuse - poutre de rampe (HEB240– IPE450).....	155
VIII.3.6.2. Assemblages solive – poutre:(IPE 220 – IPE450) .....	160
VIII.3.7. Assemblage pied de poteau.....	164
VIII.3.7.1.Introduction.....	164
VIII.3.7.2. Définitions.....	164
VIII.3.7.3. Hypothèses.....	165
VIII.3.7.4. Calcul des platines et des tiges d'ancrage.....	166
VIII.3.7.4.1 Hypothèses de calcul .....	166
VIII.3.7.4.2. Les vérifications.....	166
VIII.3.7.5. Calcul des tiges d'ancrage.....	167

VII.4. CONCLUSION.....	168
------------------------	-----

## **CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

IX.1. INTRODUCTION.....	170
IX.2. ETUDE DES ELEMENTS DU SOUS SOL.....	170
IX.2.1. Etude des poteaux mixtes .....	170
IX.2.1.1. Pré-dimensionnement du poteau mixte.....	171
IX.2.1.2. Vérification des conditions d'application de la méthode simplifiée.....	172
IX.2.1.3. Vérification de la stabilité des poteaux mixtes en compression axiale .....	174
IX.2.2. Etude du voile périphérique.....	175
IX.2.2.1. Pré dimensionnement.....	176
IX.2.2.2. Evaluation des charges .....	176
IX.2.2.3. Effort dans le voile périphérique.....	177
IX.2.2.4. Ferrailage du voile périphérique .....	177
IX.2.2.5. Condition exigée par les RPA99/version 2003.....	178
IX.2.2.6. Condition de non fragilité .....	178
IX.2.2.7. Vérification de l'effort tranchant .....	178
IX.2.2.8. Vérification à L'ELS .....	179
IX.2.2.9. Vérification des contraintes.....	179
IX.3. ETUDE DU FONDATION.....	179
IX.3.1. Choix de type de fondation.....	180
IX.3.2. Pré dimensionnement du radier général .....	180
IX.3.2.1. Dalle.....	181
IX.3.2.2. Nervures.....	181
IX.3.2.3. Le choix final .....	183
IX.3.3. Caractéristiques géométriques du radier .....	183
IX.3.4. Vérifications Nécessaires.....	183
IX.3.4.1. Vérification de la Stabilité du Radier .....	183
IX.3.4.2. Vérification des Contraintes Sous le Radier .....	184

IX.3.5. Ferrailage du radier.....	186
IX.3.5.1. Ferrailage de la dalle du radier.....	186
IX.3.5.2. Ferrailage des nervures .....	189
IX.3.5.1. Ferrailage des débords .....	192
IX.4. CONCLUSION.....	192
CONCLUSION GENERALE.....	193

## INTRODUCTION GENERALE

Notre structure est un parc de stationnement à étages multiples largement ventilés, c'est des structures qui ont fait l'objet depuis ces vingt dernières années d'un ajustement de la réglementation dans les pays industrialisés facilitant ainsi leur adoption

Les parkings en construction métallique répondent favorablement à l'évolution du trafic citadin, et assure :

La sécurité : L'aménagement est conçu de manière à accroître la sécurité des personnes.

L'espace : Les poutres de langues portées permettent une réduction du nombre de colonnes, un gain de place, et par conséquent une augmentation de confort pour les usagers.

Le cout compétitif : Les éléments étant préfabriqués les délais de réalisation sont réduits, et le cout maîtrisé.


Une construction, quel que soit sa fonction et son principe constructif doit être capable de résister aux différents efforts et sollicitations qui lui sont appliqué.

La structure métallique portante comprend les poteaux verticaux et les poutres horizontales, connectés normalement par boulonnage. Les forces horizontales dues à la poussée du vent et aux forces sismiques et à celles du freinage sont transmises horizontalement par le plancher aux contreventements verticaux.

Cette étude nous a été proposée par le CR METAL Blida. Dans cette étude, nous nous intéressons à la modélisation par ROBOT V.16, qui est un logiciel d'analyse et de dimensionnements des différents types de structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis, et permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques.

Après une brève présentation des caractéristiques de la structure étudiée et des matériaux utilisés. Nous procéderons dans cette optique au pré dimensionnement des éléments structuraux (poutres, poteaux...) et non structuraux (acrotère, escaliers,...) ainsi qu'à la déduction des charges climatiques, ces étapes sont résumée dans les chapitres I, II ; III et IV. On procède par la suite à une étude de la structure porteuse sous l'effet des efforts dynamiques dus essentiellement aux séismes, le bâtiment sera modélisé sur le logiciel. Puis on a vérifié ces éléments et on a fait un chapitre d'exploitation du système, ce travail est présenté dans les chapitres V, VI ; VII. Après avoir assurés les sections nécessaires, le calcul des assemblages a été exécuté en utilisant le logiciel RONOT .Le chapitre VII<sup>ème</sup> présente l'étude de l'infrastructure. On a chevé le travail par une conclusion général.





*Chapitre I :*  
*Présentation de l'ouvrage*

## I.1. INTRODUCTION SUR L'OUVRAGE

Notre projet consiste en une étude d'un parking avec un nombre de places 396, composé d'un rez-de-chaussée et neuf étages reposent sur une infrastructure de deux sous-sols. Ce projet sera implanté au cœur de la wilaya d'Alger, qui est classé comme zone de forte sismicité (Zone III)... .. [1].

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage à savoir :

- ❖ Les caractéristiques géométriques
- ❖ Les éléments constitutifs : (éléments structuraux et non structuraux)
- ❖ Les caractéristiques des matériaux composants l'ouvrage

## I.2. LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

Notre structure est en charpente métallique a une forme rectangulaire, et 2 sous sols en béton armé et des rampes de pente 8° .le plancher terrasse est inaccessible.

Les dimensions en plan et en élévation sont récapitulées ci-après :

- **Les dimensions en élévation**
  - Hauteur totale du bâtiment..... 35.20 m
  - Hauteur du sous sol1..... 3.20 m
  - Hauteur du sous sol2..... 3.20 m
  - Hauteur du rez-de-chaussée ... 3.20 m
  - Hauteur de l'étage courant ..... 3.20 m
- **Les dimensions en plan**
  - Longueur totale en plan ..... 53.00 m
  - Largeur totale en plan ..... 24.50

## I.3. LES ELEMENTS CONSTITUTIFS

### ▪ Ossature

Ce bâtiment est en ossature mixte composée de portiques transversaux et longitudinaux

- Portiques : constitués de poutres et de poteaux, Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales et une partie de charges horizontales.

### ▪ Plancher

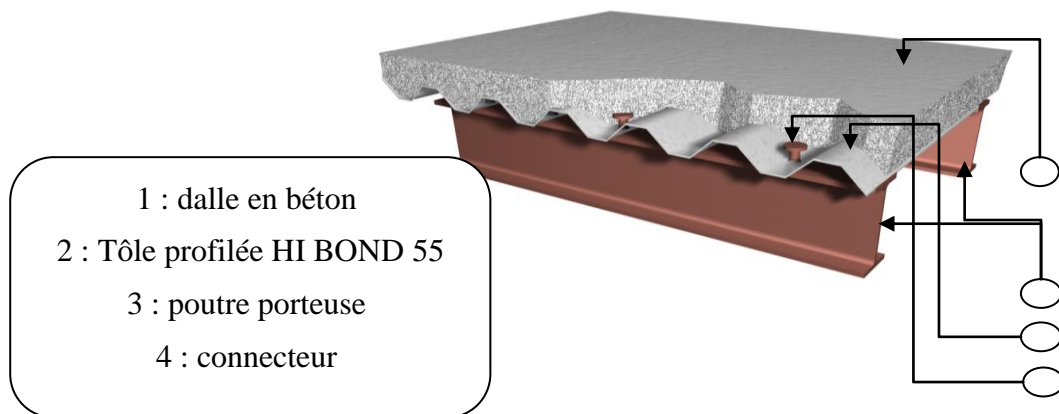
Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges.

Le type du plancher est en fonction de :

- La portée des différentes travées
- Les charges à supporter.
- La forme du plancher.

Dans notre bâtiment nous avons un plancher collaborant qui est constitué de :

- Dalle en béton armé collaborant (béton+ treille à souder)
- Solives
- Profil d'arrêt de béton à l'extrémité de l'ouvrage
- Connecteurs soudés
- Tôle profilée en HI BOND 55



*Figure I.1 : Schéma des composants de plancher collaborant*

#### ▪ Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en brique creuse.

- Murs extérieurs : constitués d'une double paroi en brique creuse de 10cm d'épaisseur séparée par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.(10+5+10)
- Murs intérieurs : constitués d'une double paroi en brique creuse de 10cm d'épaisseur

#### ▪ Acrotère

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère créé en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

#### ▪ Escaliers

Les escaliers sont des structures accessoires qui permettent l'accès aux différents niveaux d'un bâtiment. Notre structure comporte des escaliers en charpente métallique du même type droit à deux volées avec un palier de repos.

- **Les rampes**

La structure comporte aussi des rampes qui relient entre chaque demi-étage de la structure, une façon de réduire la longueur des rampes toute en conservant des pentes d'inclinaison raisonnables, qui doivent être inférieure à 15%.

- **Contreventement**

Afin d'empêcher la déformation de l'ossature sous l'action de différentes sollicitations, il faut placer des croix de contreventement (palé de stabilité, poutre au vent) suivant certaines dispositions

- **Stabilité Verticale**

Elle sera assurée par les palés de stabilité qui sont implantés dans le sens longitudinal et transversal.

- **Stabilité Horizontale**

La stabilité horizontale sera assurée par le plancher mixte et les portiques.

#### **I.4. CLASSIFICATION SELON RPA99 VER2003**

Le bâtiment est un ouvrage de grande importance classé dans le groupe 1B  
Car il peut accueillir plus de 300 personnes simultanément.

#### **I.5. REGLEMENTS UTILISES**

Les méthodes de calcul et de vérification pour l'étude de ce type d'ouvrage, sont conformes aux principes qui régissent les pratiques de la construction des bâtiments et travaux publics. L'étude de ce projet est basée sur les règlements Suivants :

- CCM 97 : règles de calcul des constructions en acier, pour le dimensionnement et la vérification des éléments de structure.
- RPA 99 version 2003 : règles parasismiques algériennes pour l'étude sismique.
- RNV 99 : Règlement neige et vent algérien.
- L'Eurocode 3 (EC3) : Calcul des structures en acier
- L'Eurocode 4 (EC4) : Calcul des structures mixte
- BAEL
- CBA

## I.6. LES CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

L'objectif de cette partie est de présenter les principales caractéristiques des matériaux utilisés en construction mixte, puis les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires.

### A. L'acier

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de carbone ne dépassant généralement pas 1%. Outre le fer et le carbone, l'acier peut comporter d'autres

Éléments qui lui sont associés, soit :

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

Volontairement comme le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium, etc.

Qui ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, résilience, soudabilité, corrosion..) on parle dans ce cas d'aciers alliés.

#### ➤ Les propriétés de l'acier

- **La résistance** : Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par l'Eurocode 03 et le CCM 97. La nuance d'acier choisie pour la réalisation de cet ouvrage est la S275.

- **La ductilité** : L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

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

-La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ( $\varepsilon_u \geq 20 \times \varepsilon_y$ )

- A la rupture l'allongement sur une longueur doit être supérieur à 15%.

#### ➤ Coefficient de calcul de l'acier

Pour la réalisation de notre structure on utilise des aciers de construction laminés à chaud.

La nuance d'aciers utilisés est l'E28, qui a comme caractéristiques (d'après *CCM97.P15*)

- Résistance limite d'élasticité :  $G_e = 275 \text{ Mpa}$
- Module d'élasticité longitudinale :  $E = 2,1 \times 10^5 \text{ Mpa}$
- Module de cisaillement :  $G = 8,1 \times 10^4 \text{ Mpa}$
- Poids Volumique :  $\rho = 78750 \text{ dan / mm}^3$
- Coefficient de poisson :  $\nu = 0.3$
- Coefficient de dilatation thermique :  $\alpha = 12 \times 10^{-6}$

➤ **Contraintes limites**

Etat Limite Ultime « E.L.U » :

On adopte le diagramme contraint -déformations suivant avec :

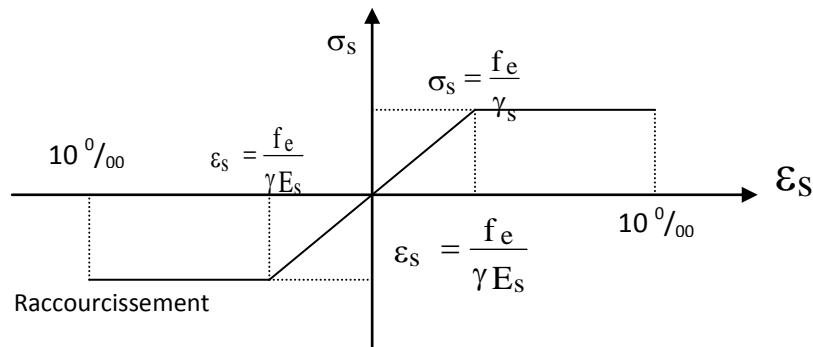
$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

1,15 pour le cas des actions courantes

1,00 pour le cas d'actions accidentelles

$\epsilon_s$  : Allongement relatif de l'acier :  $\epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$



**Figure I.2: Diagramme Contraintes-Déformations**

Etat limite de service « E.L.S » :

- Fissuration peu nuisible, pas de vérification
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \min(\frac{2}{3} f_e, 150\eta)$
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \min(\frac{1}{2} f_e, 110\eta)$

Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration tels que :

$\eta = 1$  pour des aciers ronds lisses

$\eta = 1,6$  pour des aciers de HA

- Contrainte limite conventionnelle d'élasticité (CCM97 page (14 et 15)) :

L'ossature métallique Fe 360 :  $f_y = 275$  Mpa.

Boulons ordinaire (classe 6.8) :  $f_y = 480$  Mpa.

Boulons haute résistance HR 10.9 :  $f_y = 900$  Mpa.

- Aciers de ferrailage :

Pour ferrailer les planchers on a utilisé des treillis soudés de type HA et de nuance TSHA dont les caractéristiques sont :

- Module d'élasticité longitudinale :  $E = 2,1 \times 10^5 \text{ Mpa}$
- Contrainte limite d'élasticité :  $F_e = 275 \text{ Mpa}$
- Pour le ferrailage des fondations on a utilisé des barres HA de nuance F<sub>e</sub> E 40 dont la contrainte limite d'élasticité est  $F_e = 400 \text{ Mpa}$

### B. Le béton

Le béton est un matériau de construction reconstituant artificiellement la roche, composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvant pour en modifier les propriétés. Il présente une excellente résistance à la compression, environ 450 daN/ cm<sup>2</sup> mais 10 fois moindre en traction ou en cisaillement. Ses caractéristiques physiques et mécaniques sont :

-Masse volumique :  $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$

-La résistance à la compression à 28 jours :  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$  pour un béton de classe C25/30

-Résistance caractéristique à la traction :  $f_{t28} = 0,06 \cdot f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ Mpa}$

-Module d'élasticité :  $E = 14000 \text{ Mpa}$

-Coefficient du poisson :

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale. Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale. Dans les calculs, le coefficient de poisson est égale à :

$\nu = 0$  béton fissuré à L' E.L.U

$\nu = 0,2$  béton non fissuré à L' E.

- **Module de déformation longitudinale**

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

- **Module de déformation instantanée**

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

$$E_{ij} = 1100 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'où on a : } E_{i\ 28} = 32164,2 \text{ MPA}$$

- **Module de déformation longitudinale différée**

Pour des charges de longue durée d'application on a

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'où on a : } E_{v\ 28} = 10721,4 \text{ MPA}$$

➤ **Les Contrainte Limites :**

En se référant au règlement du BAEL. 91 on distingue deux états limites :

-Etat limite ultime « E.L.U » :

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$\gamma_b$  Est le Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_b = 1,5$  cas des actions courantes transitoire

$\gamma_b = 1,15$  cas des actions accidentelles

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objectif de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

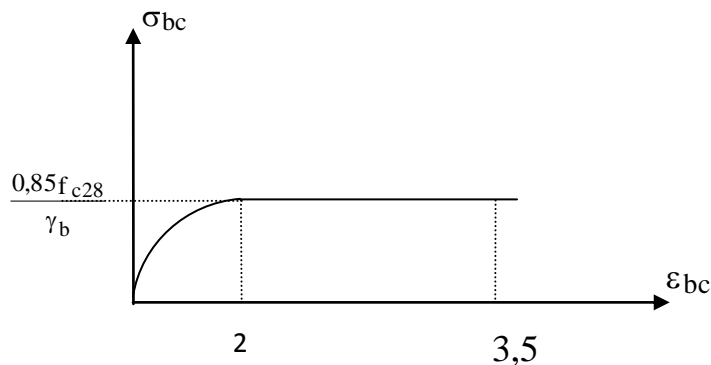


Figure I.3: Diagramme des contraintes de déformations à ELU

-Etat limite de service « E.L.S » :

La contrainte limite de service est donnée par :  $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

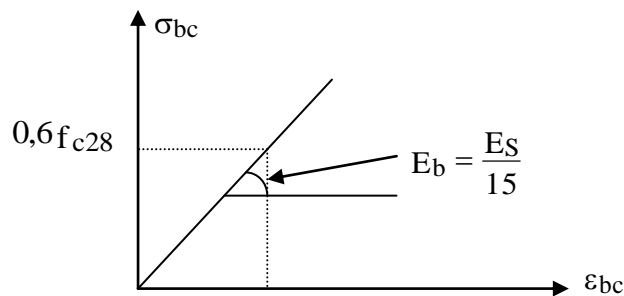


Figure I.4 : DIAGRAMME des contraintes de déformation ELS



### I.7. HYPOTHESE DE CALCUL

Généralement le calcul en construction mixte est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
- La contrainte de calcul, notée " $\sigma_s$ " et qui est définie par la relation est  $\frac{f_e}{\sigma_s}$  égale

A Haute adhérence  $\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa Situation durable.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa Situation accidentelle.} \end{cases}$

- Allongement de rupture :  $\xi_s = 10\%$ .

Dans notre structure on a :

- Pour les contreventements il y a une stabilité verticale qu'est assurée par la stabilité portique d'un coté, et des palées de stabilités en forme **X** à base de profilés en double UPN
- les solives sont des sections IPE
- Les poteaux, les poutres principales et secondaires et les rampes sont des sections HEB
- Les pieds de poteaux sont encastrés

- **Organes d'assemblages :**

Pour notre projet on a utilisé les types d'organes d'assemblages suivant :

- Les boulons HR classe 10. 9 sont choisis pour l'assemblage rigide des portiques auto stable, et les boulons ordinaires de classe 6.8 pour l'assemblage des éléments secondaires.
- Des soudures pour les platines (Electrodes ou fil de soudage dont les caractéristiques mécaniques sont au moins équivalentes à celles des nuances d'aciers utilisés).

- **L'épaisseur de la dalle : (plancher collaborant)**

Ce type de plancher est utilisé dans ce bâtiments (qui est à usage parking), car il subit des surcharges d'exploitations moyennes importantes ( $Q = 3 \text{ kN/m}^2$ ).

Ce plancher est constitués par une dalle d'épaisseur constante reposant sur un système des poutres principales, les panneaux de la dalle reçoivent les charges statiques et dynamiques et les transmettent aux poutres.

On déduira l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

- **Condition de résistance au feu :**

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

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

⇒ On adopte pour :  $e_1 = 11$  cm.

- **Condition de rigidité :**

L'épaisseur d'une dalle est fonction de sa portée et des charges qu'elle devra supporter :

Dalle reposant sur deux appuis :  $\frac{L_{\max}}{35} \leq e \leq \frac{L_{\max}}{30}$  ... ..

Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $\frac{L_{\max}}{50} \leq e \leq \frac{L_{\max}}{40}$  ... ..

$L_{\max}$  : étant la plus grande portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

Dans notre cas la dalle mixte reposant sur quatre cotés  $L_{\max} = 6.00$  cm.

$$\frac{600}{50} \leq e_2 \leq \frac{600}{40} \Rightarrow 12.00 \text{ cm} \leq e_2 \leq 15.00 \text{ cm.}$$

D'où :  $e_2 = 15$  cm

Finalement :  $e \geq \max \{e_1; e_2\} = 15$  cm.

Donc nous adoptons une épaisseur  $e = \max (12 ; 15)$  cm.

⇒ Choix Finale  $e = 15$  cm :

- **Caractéristiques du sol d'assise :**

La capacité portante admissible du sol d'assise, obtenue après les investigations géotechniques est de 2.0 bars.

## I.8. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons fourni les principes généraux et les différentes caractéristiques de notre projet pour faciliter les autres étapes de travail.



*Chapitre II :*

*Pré dimensionnement des éléments*

## II.1. INTRODUCTION

L'étude initiale a pour but de « pré calcul » des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon l'Eurocode 3 et le CCM 97. Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre cout et sécurité. Les caractéristiques de cette structure (géométrie, matériaux), étant définies au premier chapitre, nous passons, dans celui-ci à une étude initiale des éléments porteurs du bâtiment, à savoir le plancher, les poutres principales (sommiers), et les poteaux.

## II.2. ETUDE DES PLANCHERS

### II.2.1. Généralité

Le plancher mixte est un système porteur formé par les poutres, la tôle profilée et la dalle en béton armé coulé dessus. Le béton remplit la fonction de membrure supérieure comprimée, la tôle profilée sert d'armature et garantit par sa forme l'adhérence au béton. Un léger treillis d'armatures dans la dalle est destiné à limiter la fissuration du béton. Lorsque la dalle est liée à la poutre principale par des connecteurs, l'ensemble constitue un plancher mixte acier béton, ce système est très économique.

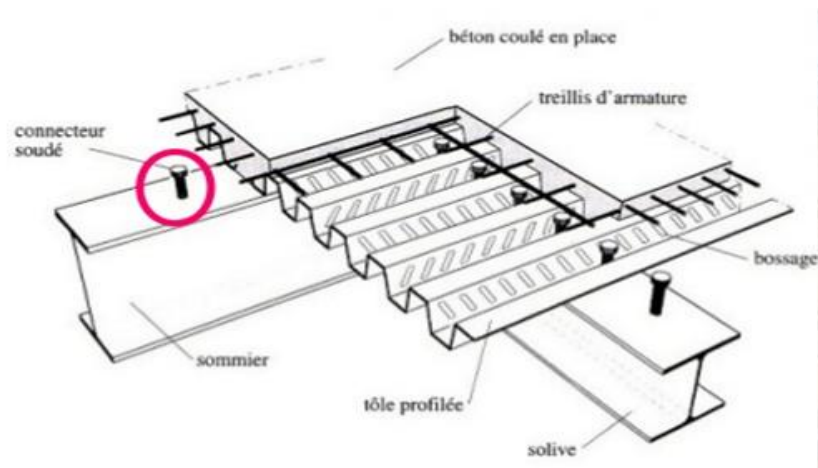
Les planchers constituent un plan horizontal rigide capable de :

- Supporter les charges verticales (poids propre des différents composants et charges d'exploitation) et de les transmettre aux poteaux.
- De transmettre les efforts horizontaux (vent et efforts sismiques) vers les éléments verticaux (palées de stabilité, poteaux de portique).d'autres fonctions sont d'une importance plus ou moins majeure en relation avec la destination du bâtiment. Il s'agit de la flexibilité de passages verticaux et horizontaux (gaines et réseaux divers, et équipements techniques), de l'isolation acoustique et thermique, de la stabilité et de la résistance au feu.

### II.2.2. Calcul des planchers mixte

Une poutre mixte est composée d'une poutre profilée en acier et d'une partie de dalle en béton de largeur dite " largeur participante".

La conjugaison du comportement des deux matériaux peut se faire à l'aide d'une connexion métallique et ceci dans le but d'optimiser leur participation à la résistance aux différentes sollicitations, cette connexion sera assurée par des goujons à têtes soudées.



*Figure II.1: Schéma des composants des planchers mixtes*

### II.2.3. Méthode de calcul

Le calcul de plancher mixte se fait en deux phases :

- ⇒ phase de construction.
- ⇒ phase finale.

#### • Phase de construction

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

- ⇒ poids propre du profilé
- ⇒ poids propre du béton frais
- ⇒ surcharge de construction (ouvrier)

#### • Phase finale

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

On doit tenir compte des charges suivantes:

- ⇒ Poids propre du profilé
- ⇒ Poids propre du béton (sec)
- ⇒ Surcharge d'exploitation finition

#### • Largeur de la dalle effective

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

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2.l_0}{8} \quad \text{avec } l_0 : \text{Langueur libre d'une poutre} \\ \text{simplement appuie} \\ b \quad \text{b : Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

## II.2.4. Estimation des charges des planchers

Les charges et surcharges ont été prises dans l'Eurocode1 et le document technique réglementaire (D.T.R-BC.2.2). Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

### II.2.4.1.Charges permanentes « G » [D.T.R.B.C 2.2]

Elles comprennent les poids propres des éléments porteurs ainsi que les éléments secondaires. On distingue:

- Poids propres des poteaux,
- Poids propres des poutres,
- Poids propres de la dalle de béton, du bac d'acier, etc.

#### a. Plancher terrasse

Protection gravillon (5cm) .....	0.85 KN/m <sup>2</sup>
Etanchéité multicouche (2 cm).....	0.12 KN/m <sup>2</sup>
Forme de pente (10%).....	2.20 KN/m <sup>2</sup>
Isolation thermique (4cm ; 4KN/m <sub>3</sub> ).....	0.16 KN/m <sup>2</sup>
Dalle en béton armé (15 cm).....	3.75 KN/m <sup>2</sup>
Tôle profile(HI BOND 55 ) .....	0.15 KN/m <sup>2</sup>
	$G = 7.23 \text{ KN/m}^2$

#### b. Plancher courant

Dalle en béton armé (15 cm).....	5.00 KN/m <sup>2</sup>
Tôle profile (HI BOND 55).....	0.15 KN/m <sup>2</sup>
	$G = 5.15 \text{ KN/m}^2$

### II.2.4.2. Charges d'exploitations « Q » [D.T.R.B.C 2.2]

Pour un bâtiment à usage bureau on a :

- Plancher terrasse :  $Q_T = 1 \text{ KN/m}^2$
- Plancher étages courants :  $Q_c = 2.5 + 20\% \cdot 2.5 = 3 \text{ KN/m}^2$

Remarque: 20% : effet dynamique (vibration des véhicules)

### II.2. 4.3. Combinaison de charges

#### a. Plancher terrasse

- ELU :

$$1.35G+1.5Q = 11.26 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q_u = 11.26 \text{ KN/m}^2$$

- E.L.S :

$$G+Q = 8.23 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow Q_s = 8.23 \text{ KN/m}^2$$

#### b. Plancher courant

- ELU :

$$1.35G+1.5Q = 11.45 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q_u = 11.45 \text{ KN/m}^2$$

- E.L.S :

$$G+Q = 8.15 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q_s = 8.15 \text{ KN/m}^2$$

Le Pré dimensionnement des éléments se fait en fonction des charges max données dans le tableau suivant:

*Tableau II.1 : Charges plus défavorables*

Combinaison	Plancher terrasse	Plancher courant
ELU	11.26	11.45
ELS	8.23	8.15

## II.3. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

### II.3.1. Introduction

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, aux sollicitations suivantes :

- Les charges verticales :

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

- Les charges horizontales :

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

### II.3.2. Pré dimensionnement des solives

Les solives Sont des poutrelles en IPE qui travaillent a la flexion simple leur écartement (la distance entre une solive et l'autre) est pratiquement déterminé par la fiche technique di Hi bond 55. ( $e=2m$ )

La solive la plus sollicitée est montrée dans la figure ci-après :

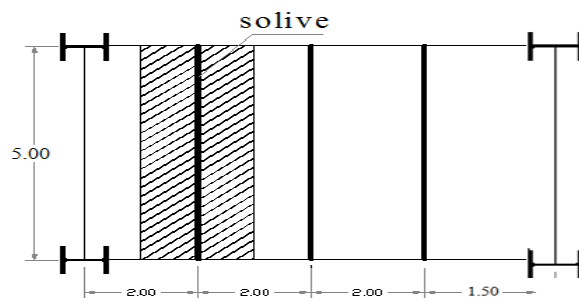


Figure II.2: Schéma statique de la solive

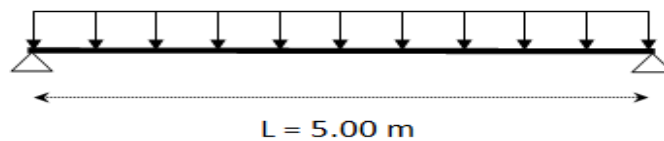


Figure II.3: schéma statique de la solive la plus sollicitée

#### II.3.2.1. Pré dimensionnement des solives plancher terrasse

##### II.3.2. 1.1. Phase de construction

###### Remarque :

Dans la phase de construction la solive risque de se déverser donc nous avons constaté qu'on doit tenir compte d'un étaieiment placé à mi-travée de la solive lors du bétonnage de la dalle .

Donc:  $L=2.5m$

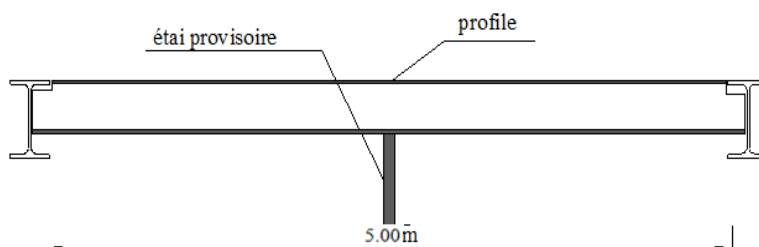


Figure II.4: schéma de l'étaieiment



**A. Dimensionnement solive**

Poids propre du béton frais (15cm).....3,75 kN/m<sup>2</sup>

Poids du bac d'acier.....0,15 kN/m<sup>2</sup>

Surcharge de construction (ouvrier).....0.75 kN/m<sup>2</sup>

ELU :

$$qu = (1,35G + 1,5Q).e$$

$$qu = 1,35(Gb + g) \times e + 1,5 \times Q \times e$$

$$qu = 1,35(3,75 + 0,15) \times 2 + 1,5 \times 0,75 \times 2$$

$$qu = 12,78 \text{ kN/ml}$$

ELS :

$$qs = (G + Q).e$$

$$qs = (Gb + g + Q) \times e$$

$$qu = 2 \times (3,75 + 0,15 + 0,75)$$

$$qs = 9,3 \text{ kN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{12,78 \times 2,5^2}{8} = 9,98 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} \rightarrow M_{sd} \leq \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$W_{pl,y} \geq \frac{\gamma_{m0} \times M_{sd}}{f_y} = \frac{1,1 \times 9,98}{275} \times 10^6 = 39,92 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

On prend IPE160

**Tableau II.2: Les dimensions et caractéristique mécanique du profilé IPE 160**

DÉSIGNATION	Poids s G Kg/ m	Section A cm <sup>2</sup>	Dimensions			Caractéristiques					
			h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	I <sub>z</sub> cm
<b>IPE 160</b>	15.8	20.1	160	82	5	7.4	869.3	68.3	123.9	6.58	1.84

La classe de la section transversale :

La section globale étant de classe 1 le calcul peut amener à la plasticité.

**B. Combinaison des charges**

ELU :

$$qu = 1.35.g_p + 1.35.(Gb+g) \times e + 1.5 \times Q \times e$$

$$qu = 1.35 \times 0.158 + 1.35(3.75 + 0.15) \times 2 + 1.5 \times 0.75 \times 2$$

$$qu = 12.99 \text{ KN/m}$$

ELS:

$$qs = G + Q \quad \boxed{\text{[70]}}$$

$$qs = g_p + (Gb + g + Q) \times e$$

$$qs = 0.158 + 2 \times (3.75 + 0.15 + 0.75)$$

$$qs = 9.46 \text{ kN/ml}$$

**C. Vérification de la flexion**

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{12.99 \times 2.5^2}{8} = 10.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,y} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{275 \times 123.9 \times 10^{-3}}{1.1} = 30.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 9.46 \text{ KN.m} \leq M_{pl,y} = 30.98 \text{ KN.m} \quad \text{c'est vérifié}$$

**D. Vérification de résistance (effort tranchant)**

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{12.99 \times 2.5}{2} = 16.24 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \quad \text{telle que : } A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 966 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{966 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} = 139.43 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 16.24 \text{ KN} \leq V_{pl,rd} = 139.43 \text{ KN} \quad \text{c'est vérifié}$$

**E. Vérification de la flèche**

$$f^{max} = \frac{l}{300} = \frac{2500}{300} = 8.33 \text{ mm}$$

$$f^- = \frac{5 \times q \times L^4}{384EI} = \frac{5 \times 9.46 \times 2500^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 869.3 \times 10^4} = 2.64 \text{ mm}$$

$f_{max} \leq f^-$  c'est vérifié

**F. Vérification du déversement**

$$M_{sd} \leq M_{brd}$$

IPE 160 de classe 1 (K=1 ; C<sub>1</sub>=1,132 ; K<sub>w</sub>=1 ; β<sub>w</sub>=1)

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{K \times L}{i_z}}{\sqrt{C_1 \times \left(\frac{K}{K_w}\right)^2 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{K \times L / i_z}{h / t_f}\right)^2}}^{0.25}$$

$\lambda_{LT} = 97.24$

$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w}$  avec  $\lambda_1 = 93,91\epsilon$  et  $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

$\overline{\lambda}_{LT} = 1.12$

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

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

$\phi_{LT} = 1,22$

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

$\chi_{LT} = 0,58$

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

$M_{brd} = 18.03 \text{ kNm}$

$M_{sd} = 9.46 \text{ kNm}$

$9.46 \text{ kNm} < 18.03 \text{ kNm} \rightarrow M_{b,rd} \leq M_{sd}$  C'est vérifier. (Avec un étaieiment)

**II.3.2.1.2. Phase finale**

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

**A. Charge et combinaisons de charges**

- Poids propre du profilé ..... g<sub>p</sub> = 0.158kN/ml.
- Charge permanente.....G<sub>T</sub> = 7.23KN/m<sup>2</sup>
- Surcharge d'exploitation.....Q<sub>T</sub> = 1 KN/m<sup>2</sup>

L'entre axe des solives 2m

➤ ELU :

$$qu = 1,35G + 1,35(Q)$$

$$qu = 1,35(G_t \times e + g_p) + (1,5 \times Q \times e)$$

$$qu = 22.73 \text{KN/m}$$

➤ ELS :

$$qs = G + Q$$

$$qs = gpoutre + (G_t + Q) \times e$$

$$qs = 16.62 \text{KN/m}$$

### B. Vérification de la flexion

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

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{22.73 \times 5^2}{8} = 71.03 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} = 71.03 \text{KNm} < M_{pl,Rd} = 105.57 \text{KN.m} \quad \Rightarrow \quad \text{vérifiée}$$

### C. Vérification de l'effort tranchant

$$V_{sd} = \frac{22.73 \times 5}{2} = 56.83 \text{ kN}$$

$$V_{PRD} = A_V \frac{fy}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{966 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} = 139.43 \text{KN}$$

$$V_{sd} = 56.83 \text{KN} < V_{plrd} = 139.43 \text{KN} \quad \rightarrow \quad \text{vérifiée}$$

### D. Vérification du déversement

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

### E. Vérification de la rigidité :

$$f^{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_c}$$

$$qs = 16.62 \text{kN/ml}$$

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

$$m = Ea / Eb = 15$$

$$v = A_a / A_b = \frac{2010}{115 \times 1250} = 0,014$$

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

$$I_c = \frac{2010 \times (115 + 2 \times 55 + 160)^2}{4(1 + 15 \times 0.014)} + \frac{1250 \times 115^3}{12 \times 15} + 869.3 \times 10^4 = 8.081 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$\text{Donc: } f_{max} = \frac{5 \times 16.62 \times (5000)^4}{384 \times 2.1 \times 8.081 \times 10^7 \times 10^5} = 7.97 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{5000}{250} = 20 \text{ mm}$$

$$f^{max} < f^{adm} \rightarrow \text{vérifier}$$

### II.3.2.2. Pré dimensionnement des solives plancher courant

#### II.3.2.2.1. Phase de construction

Dans cette phase la solive du plancher courant se vérifie de la même sorte que la solive du plancher terrasse.

#### II.3.2.2.2. Phase finale

On prend IPE160

##### A. Charge et combinaisons de charge

- Poids propre du profilé .....  $g_p = 0.158 \text{ kN/ml}$ .
- Charge permanente.....  $G_T = 5.15 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation.....  $Q_T = 3 \text{ KN/m}^2$

L'entre axe des solives 2m

➤ ELU :

$$q_u = 1.35 (g_p + (G_t * e)) + 1.5(Q * e) = 23.12 \text{ KN/ m}$$

➤ ELS :

$$q_{ser} = (g_p + (G_t * e)) + (Q_t * e) = 16.46 \text{ KN/m}$$

##### B. Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{Béton}} = 2048.44 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 525.11 \text{ kN}$$

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

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton

donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{plrd} = 105.57 \text{ KN.m}$$

### C. Vérification de la flexion

$$M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$$

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{23.12 \times 5^2}{8} = 72.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 72.25 \text{ KNm} < M_{pl.Rd} = 105.57 \text{ kN.m} \quad \Rightarrow \quad \text{vérifiée}$$

### D. Vérification de l'effort tranchant

$$V_{sd} = \frac{23.12 \times 5}{2} = 57.8 \text{ kN}$$

$$V_{PRD} = A_V \frac{fy}{\gamma_{mo} \sqrt{3}} = \frac{966 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} = 139.43 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 57.8 \text{ KN} < V_{plrd} = 139.43 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{vérifiée}$$

### E. Vérification du déversement

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

### F. Vérification de la rigidité

$$f^{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_c}$$

$$q_s = 16.46 \text{ kN/ml}$$

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

$$m = E_a / E_b = 15$$

$$v = A_a / A_b = \frac{2010}{115 \times 1250} = 0,014$$

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

$$I_c = \frac{2010 \times (115 + 2 \times 55 + 160)^2}{4(1 + 15 \times 0.014)} + \frac{1250 \times 115^3}{12 \times 15} + 869.3 \times 10^4 = 8.081 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

Donc:  $f_{max} = \frac{5 \times 16.46 \times (5000)^4}{384 \times 2.1 \times 8.081 \times 10^7 \times 10^5} = 7.89mm$

$f_{adm} = \frac{5000}{250} = 20mm$

$f^{max} < f^{adm} \rightarrow$  vérifiée

**II.3.2.3. Calcul des Connecteurs**

➤ **Généralités**

Les connecteurs sont utilisés pour renforcer le comportement mixte entre la poutre en acier et le béton. La connexion est essentiellement prévue pour résister au cisaillement horizontal et elle est appelée « connexion au cisaillement ». Avec cette interaction les deux éléments (acier, béton) travaillent comme une section homogène. Deux types de connecteurs principaux sont disponibles, les goujons soudés et les connecteurs cloués.

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

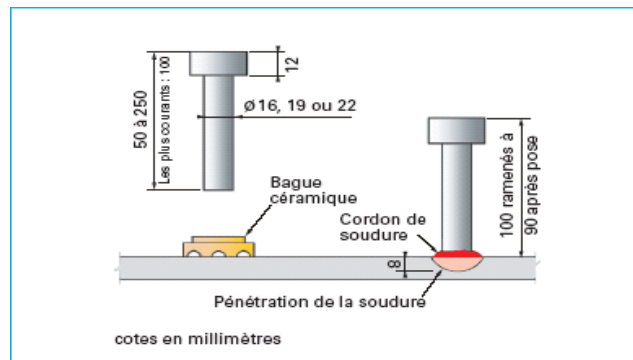


Figure II.5: Schéma des connecteurs soudés

➤ **Calcul des connecteurs**

Pour la solive (IPE 160)

Type de goujon  $\begin{cases} h = 95 \text{ mm} \\ d = 19 \text{ mm} \end{cases}$

- Détermination de  $P_{rd}$

$$P_{rd} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{f_{CK} \times E_C}}{\gamma_v} \text{ Résistance dans le béton} \\ \text{qui entour le goujon} \\ 0,8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \text{ La force dans le goujon} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\alpha = 1 \text{ pour } \frac{h}{d} > 4 \quad ; \quad \gamma_v = 1,25$$

$$\alpha = 0,2 \left[ \left( \frac{h}{d} \right) + 1 \right] \text{ pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$$

On a  $\frac{h}{d} = 5 > 4$  donc  $\alpha = 1$  ;  $\gamma_v = 1,25$

$f_{CK}$  : Résistance caractéristique de béton (25 Mpa).

$E_C$  : Module de Young de béton (32 kN/mm<sup>2</sup>).

$f_u$  : Résistance caractéristique des connecteurs (460 Mpa).

$$P_{rd} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 32 \times 10^3}}{1,25} \times 10^{-3} = 74,91 \text{ kN} \\ 0,8 \times 460 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} \times 10^{-3} = 83,42 \text{ kN} \end{array} \right.$$

#### - Influence du bac d'acier

KT est un facteur de réduction pour tenir compte de la présence de nervures du bac d'acier en fonction de leurs sens.

$$K_t = \begin{cases} 0,6 \times \frac{b_0}{h_p} \times \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) & \text{Nervure parallèles a la solive} \\ \frac{0,7}{\sqrt{Nr}} \times \frac{b_0}{h_p} \left[ \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right] & \text{Nervure perpendiculaire a la solive} \end{cases}$$

Pour les solives les nervures seront perpendiculaires.

Nr : Nombre de goujon par nervure  $\leq 2$ , Nr = 1

hp = 55 mm ; hsc = 95 mm ; d = 19 mm ; b0 = 88.5 mm

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

$$KT = 0,82 \leq 1$$

$$P_{rd} = 0,82 \times 74,91 = 61,43 \text{ kN}$$

#### - Détermination de $R_L$

$$R_L = \min(R_{Béton}; R_{Acier})$$

$$R_L = \min(2048,44 \text{ kN} ; 525,11 \text{ kN}) = 525,11 \text{ kN}$$

#### - Nombre des connecteurs

$$N^{bre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{525,11}{61,43} = 8,55 \approx 9 \text{ Connecteurs}$$



N=9goujons est le nombre des gougeons sur la demi longueur de la poutre, donc on a 18 goujons sur la longueur totale de la poutre.

- **Détermination d'espace**

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

$$Esp_{max} = 6 \times h_{sc} = 570 \text{ mm}$$

$$Esp = \frac{L}{N^{bre} - 1} = \frac{5000}{18 - 1} = 294.11 \text{ mm}$$

On prend 18 connecteurs avec un espacement de 280mm sur toute la portée de la poutre.

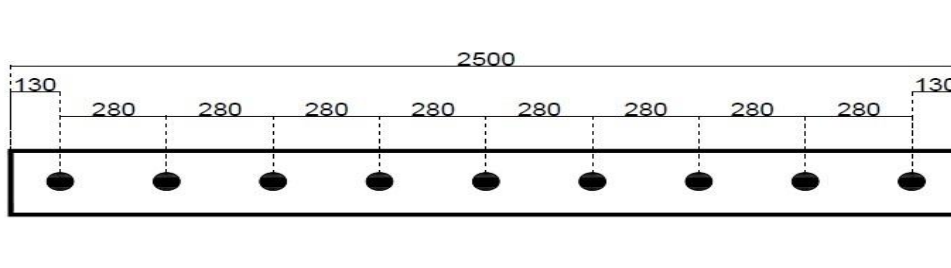


Figure II.6: nombre de connecteurs par demi portée & Espacement dans la solive

**II.3.3. Pré dimensionnement des poutres principales**

La poutre la plus sollicitée que ce soit pour le plancher terrasse ou le plancher d'étage courant, a une portée de 6m et un espacement de 5m, elle reprend deux 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 longueur de la semelle.

**II.3.3.1. Pré dimensionnement des poutres plancher terrasse**

$$L/25 \leq h \leq L/15$$

$$\frac{6000}{25} \leq h \leq \frac{6000}{15}$$

$$240 \leq h \leq 400$$

On prend HEB240

Tableau II.3: Dimensions et caractéristiques du profilé HEB240

DÉSIGNATION	Poids G Kg/ m	Section A cm <sup>2</sup>	Dimensions			Caractéristiques					
			h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	I <sub>z</sub> cm
<b>HEB 240</b>	83.2	106	240	240	10	17	11260	3923	1053	10.3 1	6.08

**II.3.3.1. 1.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..... $g_p = 0,832\text{KN/ml}$ .
- Poids propre du béton frais..... $G_b = 3.75 \text{ KN/m}^2$
- Poids du bac d'acier..... $g_{bac} = 0,15 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0.75\text{KN/m}^2$

**A. Charge et combinaisons de charge**

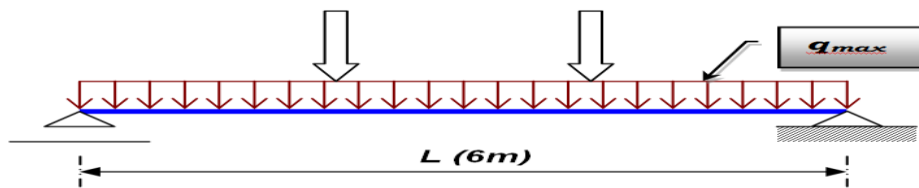


Figure II.7: schéma statique de la poutre principale la plus sollicitée

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

$$R_1 = R_2 = R'_1 = R'_2$$

$$R_u = R_1 + R'_1$$

$$R_{ult} = \frac{12.99 \times 5}{2} \times 2 = 64.95 \text{ KN}$$

$$R_{ser} = \frac{9.46 \times 5}{2} \times 2 = 47.3 \text{ KN}$$

• **Combinaisons des charges**

- **E.L U :**

$$q_u = 1,35 \times g_p + (1,35 \times (G_b + g_{bac}) + 1,5 \times Q_c) \times b$$

$$q_u = 1,35 \times [(3.75 + 0,15) \times 0,24 + 0,832] + 1,5 \times 0,75 \times 0,24$$

$$q_u = 2.66 \text{ KN/ml.}$$

- **E.L S :**

$$q_{ser} = g_p + (G_b + g_{bac} + Q_c) \times b$$

$$q_{ser} = 0,832 + (3.75 + 0,15 + 0.75) \times 0,24$$

$$q_{ser} = 1,95 \text{ KN/ml}$$

**B. Vérification à la flexion**

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

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

La valeur maximale du moment est :

$$M_{\max} = \frac{qu \times l^2}{8} + \frac{Ru \times l}{3} = \frac{2.66 \times 6^2}{8} + \frac{64.95 \times 6}{3}$$

$$M_{\max} = 141.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,y} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m_0}} = \frac{275 \times 1053 \times 10^{-3}}{1.1} = 263.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 141.87 \text{ KN.m} \leq M_{pl,y} = 263.25 \text{ KN.m}$$

**C. Vérification de l'effort tranchant**

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

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

$A_v$  : aire de cisaillement.

$$A_v = 3323 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{275 \times 3323 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 479.63 \text{ KN}$$

$$V_{\max} = \frac{qu \times l}{4} + R_u = \frac{2.66 \times 6}{4} + 64.95 = 68.94 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 68.94 \text{ KN} \leq V_{pl,Rd} = 479.63$$

$$V_{sd} = 67.25 \text{ KN} \leq 0.5 \times V_{pl,Rd} = 0.5 \times 479.63 = 239.815 \text{ KN}$$

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

**D. Vérification de la rigidité**

$$\text{Il faut vérifier que : } f^{\max} < f^{\text{adm}}$$

Avec :  $L = 3 \text{ m}$  (avec étaielement)

$$E = 2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$I_y = 11260 \text{ cm}^4$$

Les réactions des solives et la charge répartie à l'état limite de service sont :

$$q_{\text{ser}} = 1.95 \text{ KN/m}$$

$$R_s = 47.3 \text{ KN}$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f^{\text{max}} = \sum f_x + f_{q_{\text{ser}}} \quad \text{avec : } f_x = \frac{R_s \cdot X \cdot (3L^2 - 4X^2)}{24 \cdot E \cdot I}$$

tels que X est la distance qui sépare le point d'application de la réaction de la solive et le point où se trouve la valeur maximale du moment fléchissant.

$$f_{q_{\text{ser}}} = \frac{5 \cdot q_{\text{ser}} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 1.95 \cdot 3000^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^5 \cdot 11260 \cdot 10^4} = 0.09 \text{ mm}$$

Pour  $x=1\text{m}$

$$f_x = \frac{47.3 \cdot 10^3 \cdot 1000 \cdot (3 \cdot 3000^2 - 4 \cdot 1000^2)}{24 \cdot 2.1 \cdot 10^5 \cdot 11260 \cdot 10^4} = 1.92 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{\text{max}} = 0.09 + 0.09 + 1.92 = 2.1 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$f_{\text{adm}} = \frac{3000}{300} = 10 \text{ mm}$$

$$f_{\text{max}} \leq f_{\text{adm}} \quad \text{c'est vérifié}$$

### II.3.3.1.2. Phase finale

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

Les charges de la phase finale sont : entre axe

. Poids propre du profilé .....  $g_p = 0,832 \text{ KN/m}$ .

. Charge permanente .....  $G = 7.23 \text{ KN/m}^2$

. Surcharge d'exploitation .....  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$ .

- **Calcul des réactions des solives :**

$$R_{\text{solive}} = \frac{q_{\text{solive}} \cdot L_{\text{solive}}}{2} \times 2 = \frac{22.73 \cdot 5}{2} \times 2 = 113.65 \text{ KN}$$

$$R_{ssolive} = \frac{q_{ssolive} \times L_{solive}}{2} \times 2 = \frac{16.62 \times 5}{2} \times 2 = 83.1 \text{ KN}$$

$$R_1 = R_2 = R'_1 = R'_2$$

$$R_{ult} = 113.65 \text{ KN}$$

$$R_{ser} = 83.1 \text{ KN}$$

- **E.L U :**

$$q_u = 1,35 \times g_p + (1,35 \times Gt + 1,5 \times (Q)) \times b_s$$

$$q_u = 1,35 \times 0,832 + (1,35 \times 7.23 + 1,5 \times 1) \times 0,24$$

$$q_u = 3.83 \text{ KN/ml.}$$

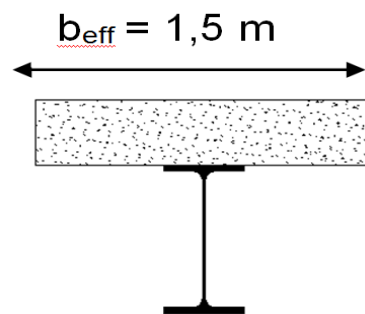
- **E.L S :**

$$q_{ser} = (Gt + g_b + Q) \times b_s$$

$$q_{ser} = 0,832 + (7.23 + 1) \times 0,24$$

$$q_{ser} = 2.81 \text{ KN/ml.}$$

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



**Figure II.8 : La section mixte**

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times l_0}{8} = \frac{2 \times 6}{8} = 1.5m \\ b = 5m \end{array} \right. \rightarrow b_{eff} = 1.5m$$

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

$$R_{Béton} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa (Béton de classe 25/30)}$$

$$R_{Béton} = (0,57 \times 25 \times 1500 \times 115) \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{\text{Béton}} = 2458.125 \text{KN.}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \cdot A_a$$

$$R_{\text{Acier}} = (0,95 \times 275 \times 10600) \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{\text{Acier}} = 2769.25 \text{KN.}$$

$$R_{\text{Béton}} \leq R_{\text{Acier}}$$

Axe neutre se trouve dans la semelle ou l'âme, donc on doit calculer  $R_w$

$$R_w = 0.95 \times f_y \times A_w = 0.95 \times 275 \times ((240 - 2 \times 17) \times 10) = 538.175 \text{KN}$$

$$R_w \leq R_{\text{Béton}} \text{ l'axe neutre se trouve dans la semelle supérieure}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

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

$$M_{pl.Rd} = [2769.25 \times \frac{240}{2} + 2458.125 \times (\frac{115}{2} + 55)] \times 10^{-3}$$

$$M_{pl.Rd} = 608.85 \text{KN.m}$$

### A. Vérification de la flexion

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

Le moment appliqué :

$$M_{\max} = \frac{qu \times l^2}{8} + \frac{Ru \times l}{3} = \frac{3.83 \times 6^2}{8} + \frac{113.65 \times 6}{3} = 244.54 \text{KN.m}$$

$$M_{pl.Rd} = 608.85 \text{KN.m}$$

$$M_{\max} = 244.54 \text{KN.m} \leq M_{pl.Rd} = 608.85 \text{KN.m} \quad \text{c'est vérifié}$$

### B. Vérification de l'effort tranchant

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

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

$A_v$  : aire de cisaillement.

$$A_v = 3323 \text{mm}^2.$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{275 \times 3323 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 479.63 \text{KN}$$

$$V_{\max} = \frac{qu \times l}{4} + R_u = \frac{3.83 \times 6}{4} + 113.65 = 119.4 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 119.4 \text{ KN} \leq V_{pl,rd} = 479.63 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 119.4 \text{ KN} \leq 0.5 \times V_{pl,rd} = 0.5 \times 479.63 = 239.82 \text{ KN}$$

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

### C. Vérification de la rigidité

Il faut vérifier que :  $f^{\max} < f^{\text{adm}}$

Avec :  $L = 6 \text{ m}$

$$E = 2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$I_y = 11260 \text{ cm}^4$$

Les réactions des solives et la charge répartie à l'état limite de service sont :

$$q_{\text{ser}} = 1.95 \text{ KN/m}$$

$$R_s = 83.1 \text{ KN}$$

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

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{10600}{1500 \times 115} = 0.06$$

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

$$I_c = \frac{10600 \times (115 + 2 \times 55 + 240)^2}{4 \cdot (1 + 15 \times 0.06)} + \frac{1500 \times 115^3}{12 \times 15} + 11260 \times 10^4 = 42.7 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E \cdot I_c} + \frac{23 R_s \cdot L^3}{648 \cdot E \cdot I}$$

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{1.95 \times 6000^4}{2.1 \times 10^5 \times 42.7 \times 10^7} + \frac{23 \times 83.1 \times 10^3 \times 6000^3}{648 \times 2.1 \times 10^5 \times 42.7 \times 10^7} = 7.47 \text{ mm}$$

$$f^{\text{adm}} = \frac{3000}{250} = 24 \text{ mm}$$

$$f_{max} \leq f_{adm} \quad \text{c'est vérifié}$$

Calcul de la flèche totale :

La flèche totale = la flèche de la phase de construction + la flèche de la phase finale

$$f^{tot} = f^{max}_1 + f^{max}_2$$

$$f^{tot} = 2.1 + 7.47 = 9.57 \text{ mm}$$

$$f^{tot} = 9.57 \text{ mm} \leq f^{adm} = 24 \text{ mm} \quad \text{c'est vérifié.}$$

### II.3.3.2. Pré dimensionnement des poutres plancher courant

$$L/25 \leq h \leq L/15$$

$$\frac{6000}{25} \leq h \leq \frac{6000}{15}$$

$$240 \leq h \leq 400$$

On prend HEB240

Tableau II.4: Les dimensions et caractéristiques mécaniques du profilé HEB240

DÉSIGNATION	Poids	Secti on	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>HEB 240</b>	83.2	106	240	240	10	17	11260	3923	1053	10.31	6.08

#### II.3.3.2.1. Phase de construction

Dans ce 2eme exemple la partie de la phase initial est la même que la partie précédente (poutre du plancher terrasse) car on a la même longueur et les mêmes charges.

#### II.3.3.2.2. Phase finale

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

Les charges de la phase finale sont : entre axe

. Poids propre du profilé .....g<sub>p</sub> = 0,832KN/m.

. Charge permanente .....G = 5.15 KN/m<sup>2</sup>

. Surcharge d'exploitation .....Q = 3KN/m<sup>2</sup>.



- **Calcul des réactions des solives**

$$R_{usolive} = \frac{q_{usolive} \times L_{solive}}{2} \times 2 = \frac{23.12 \times 5}{2} \times 2 = 115.6 \text{KN}$$

$$R_{ssolive} = \frac{q_{ssolive} \times L_{solive}}{2} \times 2 = \frac{16.46 \times 5}{2} \times 2 = 82.3 \text{KN}$$

$$R_1 = R_2 = R'_1 = R'_2$$

$$R_{ult} = 115.6 \text{KN}$$

$$R_{ser} = 82.3 \text{KN}$$

- **E.L U**

$$q_u = 1,35 \times g_p + (1,35 \times G_t + 1,5 \times (Q)) \times b_s$$

$$q_u = 1,35 \times 0,832 + (1,35 \times 5,15 + 1,5 \times 3) \times 0,24$$

$$q_u = 3,87 \text{KN/ml.}$$

- **E.L S**

$$q_{ser} = g_b + (G_t + Q) \times b_s$$

$$q_{ser} = 0,832 + (5,15 + 3) \times 0,24$$

$$q_{ser} = 2,79 \text{KN/ml.}$$

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

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times l_0}{8} = \frac{2 \times 6}{8} = 1,5m \\ b = 5m \end{array} \right. \rightarrow b_{eff} = 1,5m$$

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

$$R_{Béton} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{MPa (Béton de classe 25/30)}$$

$$R_{Béton} = (0,57 \times 25 \times 1500 \times 115) \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{Béton} = 2458,125 \text{KN.}$$

$$R_{Acier} = 0,95 \times f_y \times A_a$$

$$R_{Acier} = (0,95 \times 275 \times 10600) \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{Acier} = 2769.25 \text{KN.}$$

$$R_{Béton} \leq R_{Acier}$$

Axe neutre se trouve dans la semelle ou l'âme, donc on doit calculer  $R_w$

$$R_w = 0.95 \times f_y \times A_w = 0.95 \times 275 \times ((240 - 2 \times 17) \times 10) = 538.175 \text{KN}$$

$$R_w \leq R_{Béton} \text{ l'axe neutre se trouve dans la semelle supérieure}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl.Rd} = R_{acier} \times \frac{h_a}{2} + R_{béton} \times \left( \frac{h_c}{2} + h_p \right)$$

$$M_{plrd} = [2769.25 \times \frac{240}{2} + 2458.125 \times (\frac{115}{2} + 55)] \times 10^{-3}$$

$$M_{plrd} = 608.85 \text{KN.m}$$

### A. Vérification de la flexion

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

Le moment appliqué :

$$M_{\max} = \frac{qu \times l^2}{8} + \frac{Ru \times l}{3} = \frac{3.87 \times 6^2}{8} + \frac{115.6 \times 6}{3} = 248.62 \text{KN.m}$$

Moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{plrd} = 608.85 \text{KN.m}$$

$$M_{\max} = 248.62 \text{KN.m} \leq M_{plrd} = 608.85 \text{KN.m} \quad \text{c'est vérifié}$$

### B. Vérification de l'effort tranchant

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

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

$A_v$  : aire de cisaillement.

$$A_v = 3323 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl:rd} = \frac{275 \times 3323 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 479.63 \text{KN}$$

$$V_{\max} = \frac{qu \times l}{4} + R_u = \frac{3.87 \times 6}{4} + 115.6 = 121.41 \text{KN}$$

$$V_{sd} = 121.41 \text{KN} \leq V_{pl,rd} = 479.63 \text{KN}$$

$$V_{sd}=121.41\text{KN} \leq 0.5 \times V_{pl,rd}=0.5 \times 479.63=239.82\text{KN}$$

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

### C. Vérification de la rigidité

Il faut vérifier que :  $f^{max} < f^{adm}$

Avec :  $L=6\text{m}$

$$E=2.1 \times 10^5 \text{N/mm}^2$$

$$I_y=11260\text{cm}^4\text{cm}^4$$

Les réactions des solives et la charge répartie à l'état limite de service sont :

$$q_{ser}=2.79\text{KN/m}$$

$$R_s=82.3\text{KN}$$

$$m=\frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$v=\frac{A_a}{A_b} = \frac{10600}{1500 \times 115} = 0.06$$

$$I_C = \frac{A_a \cdot (h_b + 2 \cdot h_p + h_a)^2}{4 \cdot (1 + mv)} + \frac{b_{eff} \cdot h_b^3}{12 \cdot m} + I_a$$

$$I_C = \frac{10600 \times (115 + 2 \times 55 + 240)^2}{4(1 + 15 \times 0.06)} + \frac{1500 \times 115^3}{12 \times 15} + 11260 \times 10^4 = 42.7 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$f^{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_C} + \frac{23 R_s \cdot L^3}{648 \cdot E \cdot I}$$

$$f^{max} = \frac{5}{384} \times \frac{2.79 \times 6000^4}{2.1 \times 10^5 \times 42.7 \times 10^7} + \frac{23 \times 82.3 \times 10^3 \times 6000^3}{648 \times 2.1 \times 10^5 \times 42.7 \times 10^7} = 7.56 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

$$f_{max} \leq f_{adm} \quad \text{c'est vérifié}$$

Calcul de la flèche totale :

La flèche totale = la flèche de la phase de construction + la flèche de la phase finale

$$f^{tot} = f_1^{max} + f_2^{max}$$

$$f^{tot} = 2.1 + 7.56 = 9.66 \text{ mm}$$

$$f^{tot} = 9.66 \text{ mm} \leq f^{adm} = 24 \text{ mm} \quad \text{c'est vérifié}$$

#### D. Vérification du déversement

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

#### II.3.3.3. Calcul des Connecteurs

##### ➤ Calcul des connecteurs

Pour la poutre (HEB 240)

$$\text{Type de goujon} \begin{cases} h = 95 \text{ mm} \\ d = 19 \text{ mm} \end{cases}$$

##### - Détermination de $P_{rd}$

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

Avec :

$$\alpha = 1 \text{ pour } \frac{h}{d} > 4 \quad ; \quad \gamma_v = 1,25$$

$$\alpha = 0,2 \left[ \left( \frac{h}{d} \right) + 1 \right] \text{ pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$$

$$\text{On a } \frac{h}{d} = 5 > 4 \quad \text{donc } \alpha = 1 \quad ; \quad \gamma_v = 1,25$$

$f_{CK}$  : Résistance caractéristique de béton (25 Mpa).

$E_C$  : Module de Young de béton (32 kN/mm<sup>2</sup>).

$f_u$  : Résistance caractéristique des connecteurs (460 Mpa).

$$P_{rd} = \inf \begin{cases} 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 32 \times 10^3}}{1,25} \times 10^{-3} = 74,91 \text{ kN} \\ 0,8 \times 460 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} \times 10^{-3} = 83,42 \text{ kN} \end{cases}$$

- **Influence du bac d'acier**

KT est un facteur de réduction pour tenir compte de la présence de nervures du bac d'acier en fonction de leurs sens.

$$K_t = \begin{cases} 0.6 \times \frac{b_0}{h_p} \times \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) & \text{Nervure parallèles a la poutre} \\ \frac{0.7}{\sqrt{Nr}} \times \frac{b_0}{h_p} \left[ \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right] & \text{Nervure perpendiculaire a la poutre} \end{cases}$$

Pour les poutres principales les nervures seront parallèles.

Nr : Nombre de goujon par nervure  $\leq 2$ , Nr = 1

hp = 55 mm ; hsc = 95 mm ; d = 19 mm ; b0 = 88.5 mm

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

$$KT = 0.7 \leq 1$$

$$P_{rd} = 0.7 \times 74.91 = 61.43 \text{KN}$$

- **Détermination de  $R_L$**

$$R_L = \min(R_{Béton}; R_{Acier})$$

$$R_L = \min(2458.13 \text{ kN}; 2769.25 \text{ kN}) = 2458.13 \text{ kN}$$

- **Nombre des connecteurs**

$$N^{bre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{2458.13}{61.43} = 32$$

N=32goujons est le nombre des gougeons sur la demi longueur de la poutre, donc on a 64 goujons sur la longueur totale de la poutre.

- **Détermination d'espacement**

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

$$Esp_{max} = 6 \times h_{sc} = 570 \text{ mm}$$

$$Esp = \frac{L}{N^{bre} - 1} = \frac{6000}{64 - 1} = 95.23 \text{ mm}$$

On prend 64 connecteurs avec un espacement de 95mm sur toute la portée de la poutre.

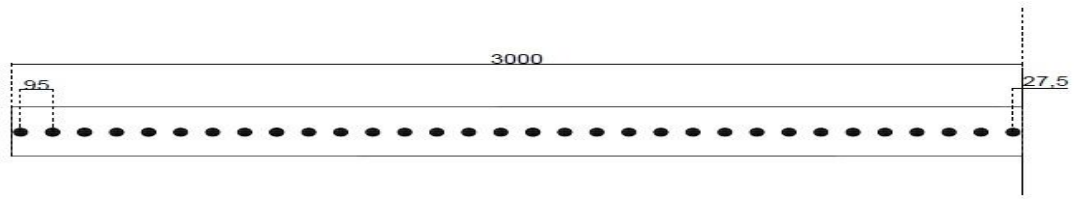


Figure II.9: Nombre de connecteurs par demi portée & espacement dans la poutre principale

**II.3.4. Les poutres secondaires**

La poutre la plus sollicitée que ce soit pour le plancher terrasse ou le plancher d’étage courant, a une portée de 5m ;elle reprend une charge uniformément répartie due à son poids propre et le poids du béton sur la longueur de la semelle.

**II.3.4.1. Les poutres secondaires (plancher terrasse)**

$$L/25 \leq h \leq L/15$$

$$\frac{5000}{25} \leq h \leq \frac{5000}{15}$$

$$200 \leq h \leq 333.33$$

On prend HEB200

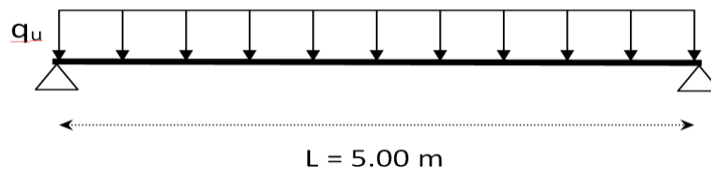
Tableau II.5: Les dimensions et les caractéristiques mécaniques du profilé HEB200

DESIGNATION	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m		A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm
<b>HEB 200</b>	61.3	7810	200	200	9	15	5696	2003	642.5	8.54	5.07

**II.3.4.1.1. Phase de construction**

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

- Poids propre du profilé.....g<sub>p</sub> = 0,613KN/ml.
- Poids propre du béton frais.....G<sub>b</sub> =3.75 KN/m<sup>2</sup>
- Poids du bac d’acier.....gbac =0,15 KN/m<sup>2</sup>
- Surcharge de construction (ouvrier).....Q<sub>c</sub> = 0.75KN/m<sup>2</sup>



**Figure II.10: Schéma statique de la poutre secondaire la plus sollicitée**

ELU :

$$qu = 1,35(Gb+g) \times e + 1,35 \times gp + 1,5 \times Q \times e$$

$$qu = 1,35(3,75+0,15) \times 2 + 1,35 \times 0,613 + 1,5 \times 0,75 \times 2$$

$$qu = 13,61 \text{ kN/ml}$$

ELS :

$$qs = gp(Gb + g + Q) \times e$$

$$qu = 0,613 + 2 \times (3,75 + 0,15 + 0,75)$$

$$qs = 9,91 \text{ kN/ml}$$

### A. Vérification de la flexion

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{13,61 \times 5^2}{8} = 42,53 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,y} = \frac{fy \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{275 \times 642,5 \times 10^{-3}}{1,1} = 160,625 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sd} = 42,53 \text{ KN.m} \leq M_{pl,y} = 160,625 \text{ KN.m} \quad \text{c'est vérifié}$$

### B. Vérification de résistance (effort tranchant)

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{13,61 \times 5}{2} = 34,025 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times fy}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \quad \text{telle que : } A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 2483 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{2483 \times 275}{1,1 \times \sqrt{3}} = 358,39 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 34,025 \text{ KN} \leq V_{pl,rd} = 358,39 \text{ KN} \quad \text{c'est vérifié}$$

**C. Vérification de la flèche**

$$f^{max} = \frac{l}{300} = \frac{5000}{300} = 16.66 \text{ mm}$$

$$f^- = \frac{5 \times q \times L^4}{384EI} = \frac{5 \times 9.91 \times 5000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 5696 \times 10^4} = 6.74 \text{ mm}$$

$$f^{max} \leq f^- \quad \text{c'est vérifié}$$

**D. Vérification du déversement**

$$M_{sd} \leq M_{brd}$$

HEB200 est de classe 1

K=1 : (bi appuyé);

Kw=1 (aucun dispositif n'est mis pour empêcher le gauchissement)

C1=1,132 : (tiré du tableau → poutre bi appuyé et k=1) ;

; βw=1 : (classe 1)

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f}\right)^2\right]^{0.25} \times \sqrt{C1}}$$

$$\lambda_{LT} = 66.67$$

$$\lambda_{LT}^- = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w} \quad \text{avec } \lambda_1 = 93,91\varepsilon \quad \text{et } \varepsilon = \sqrt{(235/f_y)}$$

$$\lambda_{LT}^- = 0.77$$

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

$$\alpha_{LT} = 0.21 \text{ Pour les profils lamines}$$

$$\phi_{LT} = 0.86$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^{-2}}}$$

$$\chi_{LT} = 0,64$$

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

$$M_{brd} = 129.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 42.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 42.53 \text{ KN.m} < M_{brd} = 129.2 \text{ KN.M} \quad \text{C'est vérifier}$$



**II.3.4.1.2. Phase finale**

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

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2L}{8} = \frac{2 \times 5}{8} = 1.25 \\ b = 2m \end{array} \right.$$

$$b_{eff} = 1,25 \text{ m}$$

- **Charge et combinaisons de charge**

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 .....  $g_p = 0.613 \text{ kN/ml}$ .
- Charge permanente .....  $G_T = 7.23 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation .....  $Q_T = 1 \text{ kN/m}^2$

➤ ELU :

$$qu = 1,35G + 1,35(Q)$$

$$qu = 1,35(G_t \times e + g_p) + (1.5 \times Q \times e)$$

$$qu = 1,35(7.23 \times 2 + 0.613) + (1.5 \times 1 \times 2)$$

$$qu = 23.35 \text{ kN/m}$$

➤ ELS :

$$qs = G + Q$$

$$qs = g_{poutre} + (G_t + Q) \times e$$

$$qs = 0.613 + (7.23 + 1) \times 2$$

$$qs = 17.07 \text{ kN/m}$$

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

$$R_{\text{Béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_b \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{Béton}} = (0,57 \times 25 \times 1250 \times 115) \times 10^{-3} \Rightarrow R_{\text{Béton}} = 2048.44 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \cdot A_a \Rightarrow R_{\text{Acier}} = (0,95 \times 275 \times 7810) \times 10^{-3} \Rightarrow R_{\text{Acier}} = 2040.36 \text{ kN}$$

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

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton

donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

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

$$M_{plrd} = 2040.36 \times \left[ \frac{200}{2} + 115 + 55 - \left\{ \frac{2040.36}{2048.44} \times \frac{115}{2} \right\} \right] \times 10^{-3} = 434.04 \text{KNm}$$

### A. Vérification de la flexion

$$M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$$

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{23.35 \times 5^2}{8} = 72.97 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} = 72.97 \text{KNm} < M_{pl.Rd} = 434.04 \text{kN.m} \quad \Rightarrow \quad \text{vérifier}$$

### B. Vérification de l'effort tranchant

$$V_{sd} = \frac{23.35 \times 5}{2} = 58.38 \text{ kN}$$

$$V_{PRD} = A_V \frac{f_y}{\gamma_{mo} \sqrt{3}} = \frac{2483 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} = 358.39 \text{KN}$$

$$V_{sd} = 58.38 \text{KN} < V_{plrd} = 358.39 \text{KN} \quad \rightarrow \quad \text{vérifier}$$

### C. Vérification de la rigidité

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_c}$$

$$q_s = 17.07 \text{KN/ml}$$

$$E = 2.1 \times 10^5 \text{MPa}$$

$$m = E_a / E_b = 15$$

$$v = A_a / A_b = \frac{7810}{115 \times 1250} = 0,054$$

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

$$I_c = \frac{7810 \times (115 + 2 \times 55 + 200)^2}{4(1 + 15 \times 0.054)} + \frac{1250 \times 115^3}{12 \times 15} + 5696 \times 10^4 = 26.23 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$\text{Donc: } f_{max} = \frac{5 \times 17.07 \times (5000)^4}{384 \times 2.1 \times 26.23 \times 10^7 \times 10^5} = 2.52 \text{mm}$$

$$f_{adm} = \frac{5000}{250} = 20 \text{ mm}$$

$$f^{max} < f^{adm} \rightarrow \text{vérifier}$$

#### D. Vérification du déversement

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

### II.3.4.2. Pré dimensionnement des poutres secondaires plancher courant

#### II.3.4.2.1. Phase de construction

Dans ce 2eme exemple la partie de la phase initial est la même que la partie précédente (poutre du plancher terrasse) car on a la même longueur et les mêmes charges.

#### II.3.4.2.2. Phase finale

On prend HEB200

##### • Charge et combinaisons de charge

- Poids propre du profilé .....  $g_p = 0.613\text{kN/ml}$ .
- Charge permanente.....  $G_T = 5.15\text{KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation.....  $Q_T = 3 \text{ KN/m}^2$

➤ ELU :

$$q_u = 1.35 (g_p + (G_t * e)) + 1.5(Q * e) = 23.73 \text{ KN/ m}$$

➤ ELS :

$$q_{ser} = (g_p + (G_t * e)) + (Q_t * e) = 16.91\text{KN/m}$$

##### • Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{Béton}} = 2048.44 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 2040.36 \text{ kN}$$

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

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton

donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{plrd} = 434.039\text{KN.m}$$

#### A. Vérification de la flexion

$$M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$$

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{23.73 \times 5^2}{8} = 74.16\text{KN.m}$$

$$M_{sd} = 74.16 \text{ kNm} < M_{pl,Rd} = 434.039 \text{ kN.m} \quad \Rightarrow \quad \text{vérifier}$$

### B. Vérification de l'effort tranchant

$$V_{sd} = \frac{23.75 \times 5}{2} = 59.33 \text{ kN}$$

$$V_{PRD} = A_V \frac{f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{2483 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} = 358.39 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 59.33 \text{ kN} < V_{plrd} = 358.39 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \text{vérifier}$$

### C. Vérification de la rigidité

$$f^{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_c}$$

$$q_s = 16.91 \text{ kN/ml}$$

$$E = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$m = E_a / E_b = 15$$

$$v = A_a / A_b = \frac{7810}{115 \times 1250} = 0.054$$

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

$$I_c = \frac{7810 \times (115 + 2 \times 55 + 200)^2}{4(1 + 15 \times 0.054)} + \frac{1250 \times 115^3}{12 \times 15} + 5696 \times 10^4 = 26.23 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$\text{Donc: } f_{max} = \frac{5 \times 16.91 \times (5000)^4}{384 \times 2.1 \times 26.23 \times 10^7 \times 10^5} = 2.5 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{5000}{250} = 20 \text{ mm}$$

$$f^{max} < f^{adm} \quad \rightarrow \quad \text{vérifie}$$

#### II.3.4.3. Calcul des Connecteurs

##### ➤ Calcul des connecteurs:

Pour la poutre (HEB 200)

$$\text{Type de goujon} \begin{cases} h = 95 \text{ mm} \\ d = 19 \text{ mm} \end{cases}$$

$$P_{rd} = 74.91 \text{ kN}$$

- Détermination de  $R_L$  :

$$R_L = \min(R_{Béton}; R_{Acier})$$

$$R_L = \min(2048.44 \text{ kN}; 2040.36 \text{ kN}) = 2040.36 \text{ kN}$$

- Nombre des connecteurs

$$N^{bre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{2040.36}{74.91} = 25$$

N=25goujons est le nombre des goujons sur la demi longueur de la poutre, donc on a 50 goujons sur la longueur totale de la poutre.

- Détermination d'espace

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

$$Esp_{max} = 6 \times h_{sc} = 570 \text{ mm}$$

$$Esp = \frac{L}{N^{bre} - 1} = \frac{5000}{50 - 1} = 102.04 \text{ mm}$$

On prend 50 connecteurs avec un espacement de 98mm sur toute la portée de la poutre.

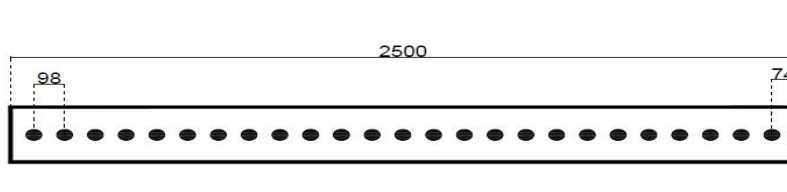


Figure II.11: Nombre de connecteurs par demi-portée & Espacement dans la poutre secondaire

➤ Synthèse pour le choix des profilés

Tableau II.6 : Tableau récapitulatif pour les poutres et solives de chaque usage

usage	solive	Poutre Principale	Poutre secondaire
Plancher terrasse	IPE 160	HE240B	HE 200 B
Plancher courant	IPE 160	HE240B	HE 200 B

### II.3.5. Prédimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux et rectilignes destinés à résister des charges axiales de compression. On les utilise pour supporter les planchers, les toitures, ... Ils permettent aussi de transmettre les actions gravitaires (poids propre, charges permanentes, charges de neige et les charges d'exploitations) jusqu'aux fondations.

#### II.3.5.1. Etapes de pré dimensionnement

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

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

$$P_s = G + Q$$

#### ➤ Résistance au flambement

La résistance au flambement d'un élément comprimé doit être prise égale à :

$$N_{brd} = \frac{\chi \beta_A A f_y}{\gamma_{MO}} \quad \dots\dots\dots [\text{RNV pag97}]$$

$$\text{Où } \beta_A = \begin{cases} 1 & \text{Pour les sections transverses de classe 1,2 ou 3} \\ \frac{A_{eff}}{A} & \text{Pour les sections tranverses de classe 4} \end{cases}$$

$\chi$  : Coefficient de réduction pour le mode de flambement considéré donné par les courbes de flambement en fonction de l'élancement  $\bar{\lambda}$ .

Avec :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \quad \varepsilon = 93,9 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9$$

$$\beta_A = 1 \quad \text{Pour un profilé HEA de classe 1}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{93,9} = \frac{l_f}{93,9 \times i}$$

➤ **Descentes de charges**

La détermination de la charge totale maximale qui sollicite un poteau s'obtient en cumulant l'ensemble des charges apportées par les zones de plancher situées au-dessus du niveau considéré, à l'aplomb du poteau depuis le haut vers le bas. Pour avoir un ordre de grandeur de dimensionnement, nous vous présentons une méthode simplifiée.

A chaque niveau de plancher, on affecte une surface de plancher dont les charges sont reportées sur le poteau.

Cette surface est définie selon deux directions orthogonales, le plus souvent le sens des files porteuses d'une part et le sens perpendiculaire d'autre part (solives, pré dalles, bacs métalliques, ...) ; elle est donc le produit de deux longueurs mesurées par rapport à l'écartement des poteaux.

La surface portée par le poteau est ensuite multipliée par des poids surfaciques dépendant de la nature des charges et de la destination du bâtiment (charges d'exploitation, poids propre).

Cette opération est renouvelée pour tous les niveaux placés au-dessus de la section considérée afin d'obtenir le cumul des charges arrivant sur la fondation. Pour cette structure on adopte des poteaux en HEA.

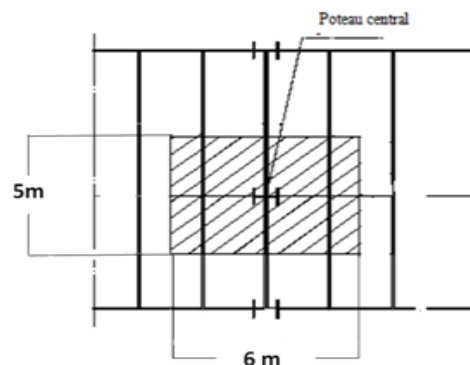
### II.3.5.2.Poteaux centraux

La surface de chargement reprise par le poteau central le plus sollicité est telle que :

$$S=5 \times 6= 30 \text{ m}^2$$

Les charges appliquées dans cette surface c'est :

- la charge permanente G et surcharge Q en ELU qui déterminent par la loi de dégression
- Poids des 4 poutres (2 poutres principales et 2 poutres secondaires)
- Poids de poteau



*Figure II.12 : Schéma du poteau central le plus sollicité*

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

### II.3.5.2.1. Descente des charges

#### A. Charge permanente

*Tableau II.7: La charge permanente*

Niveau	Charge permanente G (KN/m <sup>2</sup> ) 3 <sup>er</sup> étage	$\Sigma G$ (kN/m <sup>2</sup> )
terrasse	7.23	7.23
9eme	5.15	12.38
8eme	5.15	17.53
7eme	5.15	22.68
6eme	5.15	27.83
5eme	5.15	32.98
4eme	5.15	38.13
3eme	5.15	43.28
2eme	5.15	48.43
1ere	5.15	53.58



**B. Charge d'exploitation**

D'après la loi de dégression

**Tableau II.8: La charge d'exploitation**

Niveau	Surcharges	Surcharge Q (kn/m <sup>2</sup> )	$\Sigma$ Surcharge Q	$\Sigma$ Surcharge Q(KN/m <sup>2</sup> )
Terrasse	Q0	1	Q0	1
9 <sup>ème</sup> étage	Q	3	Q0+Q	4
8 <sup>ème</sup> étage	Q	3	Q0+Q+0.9Q	6.7
7 <sup>ème</sup> étage	Q	3	Q0+Q+0.9Q+0.8Q	9.1
6 <sup>ème</sup> étage	Q	3	Q0+Q+0.9Q+0.8Q+0.7Q	11.2
5 <sup>ème</sup> étage	Q	3	Q0+Q+0.9Q+0.8Q+0.7Q+0.6Q	13
4 <sup>ème</sup> étage	Q	3	Q0+Q+0.9Q+0.8Q+0.7Q+0.6Q+0.5Q	14.5
3 <sup>er</sup> étage	Q	3	Q0+Q+0.9Q+0.8Q+0.7Q+0.6Q+0.5Q+0.5Q	16
2 <sup>er</sup> étage	Q	3	Q0+Q+0.9Q+0.8Q+0.7Q+0.6Q+0.5Q+0.5Q+0.5Q	17.5
1 <sup>er</sup> étage	Q	3	Q0+Q+0.9Q+0.8Q+0.7Q+0.6Q+0.5Q+0.5Q+0.5Q+0.5Q	19

**C. Combinaison des charges***Tableau II.9: La combinaison des charges*

Niveau	$q=1.35G+1.5Q$ (Kn/m <sup>2</sup> )	Surface (m <sup>2</sup> )	$\Sigma$ Surcharge q (kn)
Terrasse	11.26	30	337.8
9 <sup>ème</sup> étage	22.71	30	681.3
8 <sup>ème</sup> étage	33.72	30	1011.6
7 <sup>ème</sup> étage	44.27	30	1328.1
6 <sup>ème</sup> étage	54.37	30	1631.1
5 <sup>ème</sup> étage	64.02	30	1920.6
4 <sup>ème</sup> étage	73.23	30	2196.9
3 <sup>er</sup> étage	82.43	30	2472.9
2 <sup>er</sup> étage	91.63	30	2748.9
1 <sup>er</sup> étage	100.83	30	3024.99

**D. poids des poutres**

Poids du 4 poutres (2 poutres principales et 2 poutres secondaires)

$$P_{poutre} = 1,35 \times (L_{poutre} \times G_{poutre})$$

- Poutres terrasse inaccessible :

$$P_{poutre} = 1,35 \times ((Lp.p \times 2 \times Gp.p) + (Lp.s \times 2 \times Gp.s))$$

$$P_{poutre} = 1,35 \times ((3 \times 2 \times 0.832) + (2.5 \times 2 \times 0.613))$$

$$P_{poutre} = 10.881KN$$

- Poutres plancher courant :

$$P_{poutre} = 1,35 \times ((0.832 \times 2 \times 3) + (0.613 \times 2 \times 2.5))$$

$$P_{poutre} = 10.88kN$$

**Tableau II.10: Charge revenant au poteau central**

Niveau	Poids des poutres cumulés q'(Kn)	N <sub>sd</sub> =q+q' (Kn)
Terrasse	10.88	348.68
9 <sup>ème</sup> étage	21.76	703.066
8 <sup>ème</sup> étage	32.64	1044.24
7 <sup>ème</sup> étage	43.52	1371.62
6 <sup>ème</sup> étage	54.4	1685.5
5 <sup>ème</sup> étage	65.28	1985.88
4 <sup>ème</sup> étage	76.16	2273.06
3 <sup>er</sup> étage	87.04	2559.94
2 <sup>er</sup> étage	97.92	2846.82
1 <sup>er</sup> étage	108.8	3133.79

**II.3.5.2.2. Pré dimensionnement des poteaux**

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

$$N_{sd}=3133.79KN$$

$$A \geq \frac{N \times \gamma_{m0}}{fy} = \frac{3133.79 \times 1.1}{275} = 125.35cm^2$$

On choisit HEB300  $\Rightarrow$  A=149.1cm<sup>2</sup>

➤ Profile choisie

**Tableau II.11: Choix des profilés finals**

Niveau	poids des poteaux cumulés (KN)	N <sub>sd</sub> (KN)	A(mm <sup>2</sup> )	profile
Terrasse	1.84	350.52	1397	HEB160
9ème	3.68	706.75	2816.8	HEB160
8ème	5.52	1049.76	4183.8	HEB160
7ème	9.11	1380.73	5502.6	HEB240
6ème	12.71	1698.21	6767.44	HEB240
5ème	16.3	2002.18	7978.24	HEB240
4ème	21.35	2294.41	9142.08	HEB300
3ème	26.41	2586.35	10300.48	HEB300
2ème	31.46	2878.28	11467.4	HEB300
1er	36.52	3170.31	12630.44	HEB300

**Tableau II. 12: dimensions et caractéristiques du profilé HEB300**

DESIGNATION	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>HEB 300</b>	117	149.1	300	300	11	19	25170	8563	1869	12.99	7.58

**II.3.5.2.3. Vérification du flambement**

Il faut vérifier que :  $N \leq \chi \frac{\beta A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}}$

Avec :

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

$$\chi = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \lambda^2]^{0.5}} \text{ mais } \chi \leq 1$$

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

$$\bar{\lambda} = \left( \frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5} \quad \beta_A = 1$$

$$\lambda_1 = 93,9\epsilon \quad \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times \epsilon = 86,81$$

- Longueur de flambement :

$$L_f y = L_f z = 0,5L \quad (\text{Encastrée-Encastrée}) \quad L_f = 1,6m$$

- Elancement maximal :

$$\lambda_y = \frac{L_f y}{i_y} = \frac{1600}{129,9} = 12,32$$

$$\lambda_z = \frac{L_f z}{i_z} = \frac{1600}{75,8} = 21,11$$

- Elancement réduit :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A} = 0,15 > 0,2 \text{ il y a pas un risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A} = 0,24 > 0,2 \text{ il y a risque d flambement.}$$

Vérification du flambement dans le sens z-z seulement:

$$\frac{h}{b} = 1 \leq 1,2 \quad \text{Et} \quad t_f = 19\text{mm}$$

Donc la courbe de flambement c'est {z-z : c → α = 0,49

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

$$\varphi = 0,54$$

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

$$\chi = 0,98 \leq 1$$

$$N_b = \chi \times \beta_A \times A \times f_y / \gamma_{m0}$$

$$N_b = 3690,22 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 3170,31 \text{ KN}$$

$$N_b = 3690,22 \text{ kN} > N_{sd} = 3170,31 \text{ kN} \rightarrow \text{La condition vérifiée.}$$

### II.3.5.3. Poteaux d'escalier (poteau d'angle)

La surface de chargement reprise par le poteau d'escalier est telle que :

$$S = 2,5 \times 1,5 = 3,75 \text{ m}^2$$

La surface qui revient au poteau d'escalier est de 3,75m<sup>2</sup>, et les charges appliquer dans cette surface c'est :

- la charge permanente G et surcharge Q en ELU qui déterminer par la loi de dégression avec (Q=2.5KN/m<sup>2</sup> pour escalier)
- Poids des 2 poutres (poutre principale et poutre secondaire)
- Poids de poteau

### II.3.5.3.1. Descent des charges

#### A. Charges et surcharges

D'après la loi de dégression

*Tableau II.13: La descente de charge*

Niveau	Surcharge Q (kn/m <sup>2</sup> )	Charge permanente G (KN/m <sup>2</sup> )	Σ Surcharge Q(KN/m <sup>2</sup> )	ΣG (kN/m <sup>2</sup> )
Terra	1	7.23	1	7.23
9 <sup>ème</sup> éta	2.5	5.15	3.5	12.38
8 <sup>ème</sup> étage	2.5	5.15	5.75	17.53
7 <sup>ème</sup> étage	2.5	5.15	7.75	22.68
6 <sup>ème</sup> étage	2.5	5.15	9.5	27.83
5 <sup>ème</sup> étage	2.5	5.15	11	32.98
4 <sup>ème</sup> étage	2.5	5.15	12.25	38.13
3 <sup>er</sup> étage	2.5	5.15	13.5	43.28
2 <sup>er</sup> étage	2.5	5.15	14.75	48.43
1 <sup>er</sup> étage	2.5	5.15	16	53.58

**B. Combinaison des charges***Tableau II.14: La combinaison des charges*

Niveau	$q=1.35G+1.5Q$ (Kn/m <sup>2</sup> )	Surface (m <sup>2</sup> )	$\Sigma$ Surcharge q (kn)
Terrasse	11.26	3.75	42.23
9 <sup>ème</sup> étage	21.96	3.75	82.35
8 <sup>ème</sup> étage	32.29	3.75	121.09
7 <sup>ème</sup> étage	42.24	3.75	158.4
6 <sup>ème</sup> étage	51.82	3.75	194.33
5 <sup>ème</sup> étage	61.02	3.75	228.83
4 <sup>ème</sup> étage	69.85	3.75	261.94
3 <sup>er</sup> étage	78.68	3.75	295.05
2 <sup>er</sup> étage	87.51	3.75	328.16
1 <sup>er</sup> étage	96.33	3.75	361.25

**C. poids des poutres**

Poids des 2 poutres (1poutre principale et 1 poutre secondaire)

$$P_{poutre} = 1,35 \times (L_{poutre} \times G_{poutre})$$

- Poutres terrasse inaccessible :

$$P_{poutre} = 1,35 \times ((Lp.p/2 \times Gp.p) + (Lp.s/2 \times Gp.s))$$

$$P_{poutre} = 1,35 \times ((3/2 \times 0.832) + (5/2 \times 0.613))$$

$$P_{poutre} = 3.12KN$$

- Poutres plancher courant :

$$P_{poutre} = 1,35 \times ((0.832 \times 1.5) + (0.613 \times 2.5))$$

$$P_{poutre} = 3.121kN$$

**Tableau II.15: poids revenant au poteau d'escalier**

Niveau	Poids des poutres cumulés q'(Kn)	N <sub>sd</sub> =q+q' (Kn)
Terrasse	3.12	45.35
9 <sup>ème</sup> étage	6.24	88.59
8 <sup>ème</sup> étage	9.36	130.45
7 <sup>ème</sup> étage	12.48	170.88
6 <sup>ème</sup> étage	15.6	209.93
5 <sup>ème</sup> étage	18.72	247.55
4 <sup>ème</sup> étage	21.84	283.78
3 <sup>er</sup> étage	24.96	320.01
2 <sup>er</sup> étage	28.08	356.24
1 <sup>er</sup> étage	31.2	392.45

**II.3.5.3.2. Pré dimensionnement des poteaux**

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

$$N_{sd}=392.45KN$$

$$A \geq \frac{N \times \gamma_{m0}}{fy} = \frac{392.45 \times 1.1}{275} = 15.7cm^2$$

On choisit HEB 120  $\Rightarrow$  A=34cm<sup>2</sup>



➤ Profile choisie

**Tableau II.16: Le choix des profilés finals des poteaux d'escalier**

Niveau	pooids des poteaux cumulés (KN)	N <sub>sd</sub> (KN)	A(mm <sup>2</sup> )	profile
Terrasse	1.15	46.5	186	HEB120
9ème	2.31	90.9	363.6	HEB120
8ème	3.46	133.91	535.64	HEB120
7ème	4.62	175.5	702.00	HEB120
6ème	5.76	215.69	862.76	HEB120
5ème	6.93	254.48	1017.92	HEB120
4ème	8.07	291.85	1167.4	HEB120
3ème	9.23	329.24	1316.96	HEB120
2ème	10.38	366.62	1466.48	HEB120
1er	11.53	403.98	1615.92	HEB120

**Tableau II.17: dimensions et caractéristiques du profilé HEB120**

DESIGNATION	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
HEB120	26.7	34	120	120	6.5	11	864.4	317.5	165.2	5.04	3.06

**II.3.5.3.3. Vérification du flambement**

Il faut vérifier que :  $N \leq \chi \frac{\beta A \times A \times fy}{\gamma m1}$

Avec :

$$\begin{cases} \beta A = 1 \dots\dots\dots\text{Classe 1,2 ou 3} \\ \beta A = \frac{A_{eff}}{A} \dots\dots\dots\text{Classe 4} \end{cases}$$

$$\chi = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \lambda^2]^{0.5}} \text{ mais } \chi \leq 1$$

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

$$\bar{\lambda} = \left( \frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5} \quad \beta_A = 1$$

$$\lambda_1 = 93,9\epsilon \quad \Rightarrow \quad \epsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times \epsilon = 86,81$$

- Longueur de flambement :

$$Lfy = Lfz = 0,5L \quad (\text{Encastrée-Encastrée}) \quad Lf = 1,6m$$

- Elancement maximal :

$$\lambda_y = \frac{Lfy}{iy} = \frac{1600}{50,4} = 31,75$$

$$\lambda_z = \frac{Lfy}{iz} = \frac{1600}{30,6} = 52,29$$

- Elancement réduit :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A} = 0,37 > 0,2 \text{ il y a un risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A} = 0,6 > 0,2 \text{ il y a un risque de flambement.}$$

- Vérification du flambement dans le sens y-y :

$$\frac{h}{b} = 1 \leq 1,2 \quad \text{Et} \quad tf = 11mm$$

Donc la courbe de flambement suivant y-y c'est b et  $\alpha = 0,34$

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

$$\varphi = 0,6$$

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

$$\chi = 0,94 \leq 1$$

$$Nb = \chi \times \beta_A \times A \times fy / sm0$$

$$Nb = 797,14kN$$

$$N_{sd} = 403,98kN$$

$$Nb = 797,14kN > N_{sd} = 403,98kN$$

**La condition vérifiée.**

- Vérification du flambement dans le sens z-z:

$$\frac{h}{b} = 1 \leq 1,2 \quad \text{Et} \quad tf = 11mm$$

Donc la courbe de flambement suivant z-z c'est c et  $\alpha = 0,49$

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

$$\varphi = 0,78$$

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

$$\chi = 0,79 \leq 1$$

$$Nb, = \chi \times \beta \alpha \times A \times f_y / \gamma_{m0}$$

$$Nb, = 667.58\text{KN}$$

$$N_{sd} = 403.98\text{KN}$$

$$Nb, = 667.58\text{KN} > N_{sd} = 403.98\text{KN}$$

**La condition vérifiée.**

➤ Synthèse pour le choix des profilés

*Tableau II.18: choix final des poteaux*

Niveau	Poteaux centraux	Poteaux d'escalier
Terrasse	HEB160	HEB120
9ème	HEB160	HEB120
8ème	HEB160	HEB120
7ème	HEB240	HEB120
6ème	HEB240	HEB120
5ème	HEB240	HEB120
4ème	HEB300	HEB120
3ème	HEB300	HEB120
2ème	HEB300	HEB120
1er	HEB300	HEB120

## II.4. CONCLUSION

Ce chapitre nous a permis de déterminer, les charges permanentes et d'exploitation de parking et initialement les sections des éléments de la structure, afin de pouvoir faire une modélisation du bâtiment avec des profilés proches des sections résistants, mais la vérification des éléments métallique avec la descente de charge seul n'est pas suffisant pour de faire le dimensionnement final, c'est pour cela on entamera le calcul du plancher mixte.



*Chapitre III :*  
*Charges climatiques*

### III.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre bâtiment, qui se résument dans l'action des effets climatiques.

Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, donnera les effets exercés par la neige et le vent en se basant sur le règlement neige et vent dit *RNV99 version 2013*.

### III.2. CHARGE DE NEIGE « S »

Notre structure à une altitude inférieure à 2000 m donc on peut utiliser le D.T.R

Charge caractéristique de la neige **S** par unité de surface en projection horizontale de toiture ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante:

$$S = \mu \times S_k \quad \text{Avec :}$$

**S** : charge de neige suspendue par mètre carré (KN/m<sup>2</sup>)

$\mu$  : Coefficient de forme

$$S_k : \text{charge de neige sur le sol:} \quad S_k = \frac{0.07.H+15}{100}$$

H: est l'altitude du site d'implantation par rapport au niveau de la mer.

La construction est implantée dans la wilaya de ALGER qui se situe en zone **A** à Une altitude de **H= 200m**

D'après les règles '*R.N.V 1999*' « *D.T.R C 2-4.7* » ; la surcharge de la neige  $S_k$  vaut :

$$H = 200m \rightarrow S_k = \frac{(0.07 \times 200) + 15}{100} = 0.290 \text{ KN/m}^2$$

$\mu$  ; Coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture ; on a une toiture d'une pente de 0%.

$$0^\circ \leq \alpha = 8.53^\circ \leq 30^\circ$$

D'où:  $\mu = 0.8$

On trouve :

$$S = \mu \cdot S_k = 0.8 \times 0.290$$

$$S = 0.232 \text{ kN/m}^2$$

- Neige suspendue en débord de toiture

Notre structure est située à moins de 1000m d'altitude, pas de neige suspendue.

- Charge de neige sur les obstacles

Notre structure ne comporte pas d'obstacles.

### III.3. ETUDE DU VENT

#### III.3.1. Introduction

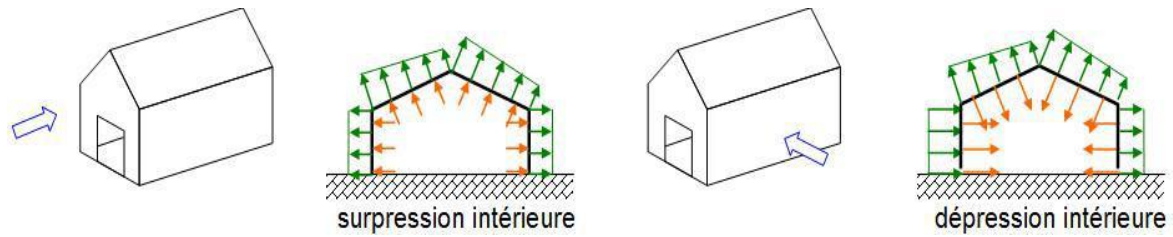
L'effet du vent sur une construction métallique est assez prépondérant. Une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et Vent [RNV2013].

#### III.3.2. Principes généraux

Pour une construction rectangulaire, on considèrera les deux directions du vent. Le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions :

- Vent perpendiculaire à la façade principale → direction du vent  $V_1$
- Vent parallèle à la façade principale → direction du vent  $V_2$
- Les actions exercées par le vent sont classées comme des actions libres variables.
- On admet qu'à un instant donné, la direction du vent ne varie pas.
- L'action du vent est supposée soit comme une pression, soit comme une force.
- L'action du vent est supposée perpendiculaire aux surfaces allongées exposées (parois verticales; toiture). Pour ces mêmes surfaces, l'action du vent peut aussi être tangentielle (force de frottement).



*Figure III.1 : Les deux directions du vent.*

### III.3.3. Facteurs de Cite [RNV 2013 P : 52]

#### III.3.3.1. Catégorie du terrain (Tableau 2.3)

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. D'après le (Tableau 2.3)

- Le facteur du terrain :  $K_T = 0.234$
- Le paramètre de rugosité :  $Z_o = 1 \text{ m}$ .
- Hauteur minimale :  $Z_{\min} = 10\text{m}$ .
- Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient dynamique  $C_d$  :  $\varepsilon = 0.67$ .

#### III.3.3.2. Coefficient topographique [RNV2013 P : 54]

Le coefficient topographique prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées, etc.

La valeur du coefficient de topographie sera telle qu'indiqué dans le tableau 2.5 :

$$C_t(z) = 1.00$$

#### III.3.3.3. Catégorie de la construction [RNV2013 annexe1]

La construction est de catégorie I

#### III.3.3.4. La pression dynamique de référence

Le site d'implantation se trouve dans la wilaya d'Alger. Donc, on est dans la zone I du vent, d'où :  $q_{ref} = 375\text{N/m}^2$

$q_{ref}$  : est la pression dynamique de référence pour une structure permanente.

#### III.3.3.5. Coefficient dynamique $C_d$ : [RNV2013 P : 62]

Le coefficient dynamique  $C_d$  tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

On distingue les constructions peu sensibles aux excitations dynamiques et les constructions sensibles aux excitations dynamiques.

- Les constructions peu sensibles aux excitations dynamiques sont celles pour lesquelles le coefficient dynamique  $C_d$  est inférieur à 1,2.
- Les constructions sensibles aux excitations dynamiques sont celles pour lesquelles le coefficient dynamique  $C_d$  est supérieur ou égale à 1,2.

➤ Notre structure [parking] a une hauteur qui avoisine les 24 m, et selon la direction du vent on tire les valeurs suivantes :

-Vent perpendiculaire à la façade principale : sens V1  $\begin{cases} b = 24.5m & \rightarrow C_d \approx 0.94 \\ H = 35.2m \end{cases}$

-Vent parallèle à la façade principale façade principale : sens V2  $\begin{cases} b = 53.00m & \rightarrow C_d \approx 0.95 \\ H = 35.2m \end{cases}$

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

h (en m) = qui désigne la hauteur totale de la construction.

- ✓ La structure sera considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques dans les deux directions du vent  $C_d < 1,2$

**III.3.3.6. La pression dynamique du vent  $q_{dyn}$  [RNV 2013 P : 62]**

Pour la vérification de la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de la structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître-couple (la projection de la surface considérée dans un plan perpendiculaire à la direction du vent, appelé maître-couple) en éléments de surface « i » horizontaux.

La pression dynamique est donnée par la formule suivante :

$q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j)$ ..... [Formule 2.12 chap. II RNV A99].

Où :

$C_e(Z_j)$  : Coefficient d'exposition au vent, il tien compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent, vu que notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques, le coefficient est donné par la formule suivante :



$$C_e(Z_j) = C_t^2(Z_j) C_r^2(Z_j) \left[ 1 + \frac{7K_T}{C_r(Z_j) C_t(Z_j)} \right]$$

La valeur de  $C_t(z)$  est tirée du tableau 2.3 [RNV 2013 page 52] : Site plat  $\Rightarrow C_t(z) = 1$

- La valeur de  $C_t(z)$  est donnée par les formules suivantes : [RNVA 2013 page 53]

$$\begin{cases} C_t(z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) & \text{pour } Z_{min} \leq z \leq 200m \\ C_t(z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) & \text{pour } Z < Z_{min} \end{cases}$$

Avec :

$K_T$  : Facteur du terrain ; [Tab 2.4, Chap. 2 RNV 2013]

$Z_0$  : Paramètre de rugosité ; [Tab 2.4, Chap. 2 RNV 2013]

$Z_{min}$  : Hauteur minimale ; [Tab 2.4, Chap. 2 RNV 2013]

$Z$  (m) : Hauteur considérée

Quelques hauteurs  $Z$ (m) qu'on a sont supérieure à  $Z_{min} = 10$  m et inférieures à 200 m, et d'autres inférieures à  $Z_{min} = 10$  m, donc pour le calcul de  $C_t(z)$  on utilise les deux formules.

**Tableau III.1 : Calcul des pressions dynamiques.**

Niveaux	Z(m)	$C_t(Z)$	$C_r(Z)$	$C_e(Z)$	$q_{réf}$ (N/m <sup>2</sup> )	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )
RDC	3.2	1.00	0.539	1.173	375.00	439.875
1	6.4	1.00	0.539	1.173	375.00	439.875
2	9.6	1.00	0.539	1.173	375.00	439.875
3	12.8	1.00	0.596	1.331	375.00	499.125
4	16	1.00	0.649	1.484	375.00	556.500
5	19.2	1.00	0.691	1.609	375.00	603.375
6	22.4	1.00	0.727	1.719	375.00	644.625
7	25.6	1.00	0.759	1.819	375.00	682.125
8	28.8	1.00	0.786	1.905	375.00	714.375
9	32	1.00	0.811	1.986	375.00	744.750
Terrasse	35.2	1.00	0.833	2.058	375.00	771.750

### III.3.4. Détermination des coefficients de pression

Les actions dues au vent se manifestent par des pressions exercées normalement aux surfaces. Ces pressions peuvent être positive « surpression » ou négative « dépression », et on distingue deux types de pressions : pression extérieure et intérieure au bâtiment.

**III.3.4.1. Détermination des coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$**

Les coefficients de pression externe  $C_{pe}$  des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée.

$C_{pe}$  s'obtient à partir des formules suivantes :

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

S : désigne la surface chargée de la paroi considérée. et les coefficient  $C_{pe, 1}$  et  $C_{pe, 10}$  correspondent à des surfaces chargées respectivement de  $1 \text{ m}^2$  et  $10 \text{ m}^2$ . On détermine les différentes zones de pression, en se référant à *la figure 5.1 du RNV 2013*, et pour les coefficients  $C_{pe}$  au *tableau 5.1 du chap. 5 RNV 2013*

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

**A. Sens longitudinal**

➤ Parois Verticales

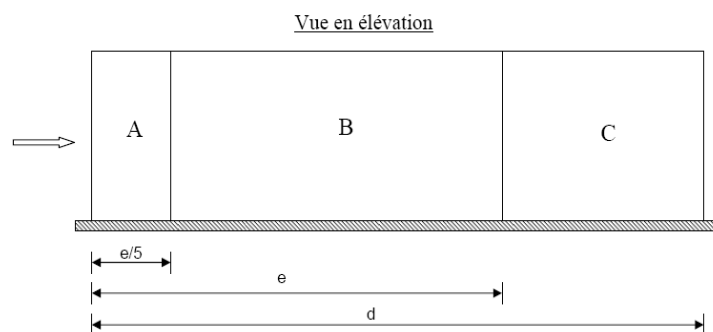
On a :  $H=35.20$ ,  $b =24.50 \text{ m}$  et  $d = 53.0\text{m}$ .

Avec :  $b$  est la dimension du coté perpendiculaire au vent.

$$e = \min(2h ,b) = \min(70.4 ,24.50)= 24.50 \text{ m}$$

$$d = 53.0\text{m} \text{ Cas } d > e \dots\dots\dots [RNV 2013; \text{page}80]$$

On a  $S >10\text{m}^2\dots\dots\dots C_{pe}=C_{pe10}$



**Figure III.2 : Légende pour les parois verticales – sens  $V_1$**

Tableau III.2 : Valeur de  $C_{pe}$  pour les parois verticales - sens VI

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

La répartition des  $C_{pe}$  sur les parois verticales est représentée par le schéma suivant :

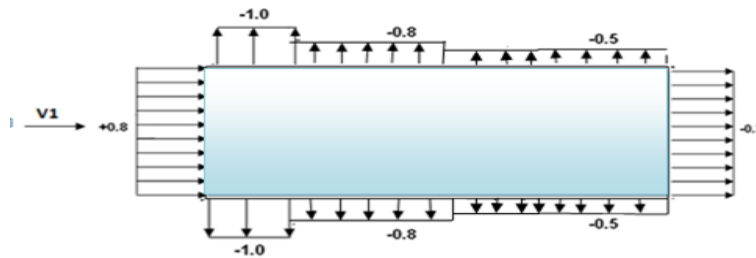


Figure III.3 : Les valeurs de  $C_{pe}$  pour les parois verticales Sens VI

➤ Toiture

On a une toiture plate avec acrotère

$$e = \min(2h, b) = \min(70.4, 24.50) = 24.50 \text{ m}$$

$$d = 53.0\text{m} \text{ Cas } d > e \dots\dots\dots [RNV 2013; \text{page}81]$$

$$\text{Hauteur de l'acrotère } h_p = 0.4$$

$$h_p/h = 0.4/35.20 = 0.011$$

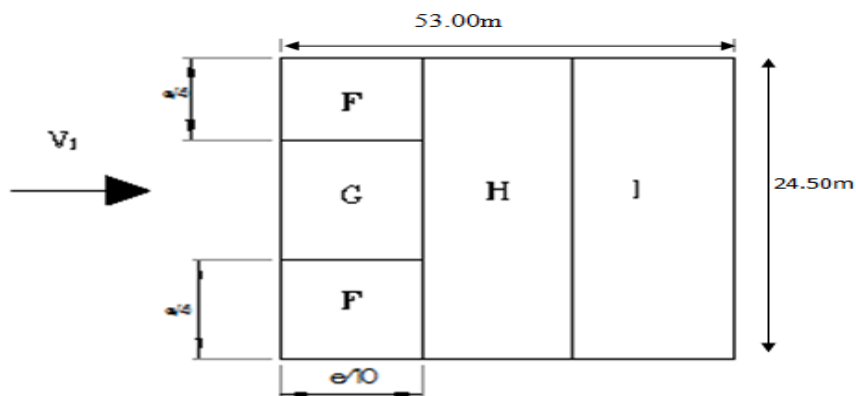


Figure III.4: Légende pour les toitures plates

$$e/10 = 2.45\text{m}$$

$$- e/4 = 6.125\text{m}$$

$$\text{Cas (plus petite surface)} \rightarrow S(f) = 15.00 \text{ m}^2 > 10\text{m}^2 \Rightarrow C_{ep} = C_{pe10}$$

On a (d'après RNV le tableau 5.2 page 82)

Tableau III.3: Valeur de  $C_{pe}$  pour la toiture supérieure- sens VI

Zone	F	G	H	I
$C_{pe}$	-1.58	-1.08	-0.68	$\pm 0.2$
hp/h	0.011			

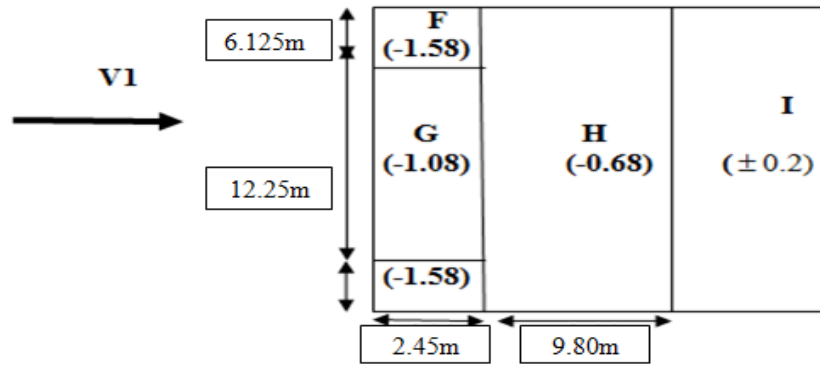


Figure III.5 : Valeurs de  $C_{pe}$  pour la toiture - sens VI.

**B. Sens transversal**

➤ Paroi verticale

On a :  $H=35.20$ ,  $b = 53.0$  m et  $d = 24.50$ m.

Avec : b est la dimension du coté perpendiculaire au vent.

- $e = \min(2h , b) = \min(70.4 , 53.0) = 53.0$  m
- $d = 24.50$ m Cas  $d < e$  ..... [RNV 2013; page81].

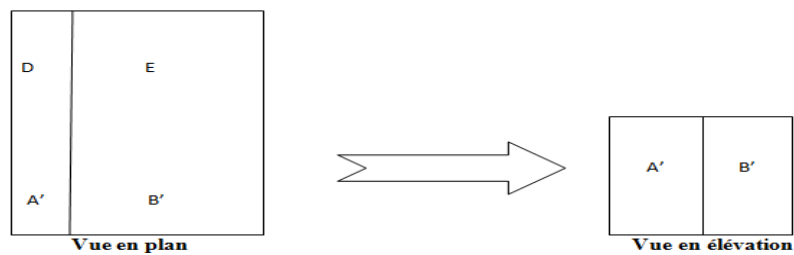
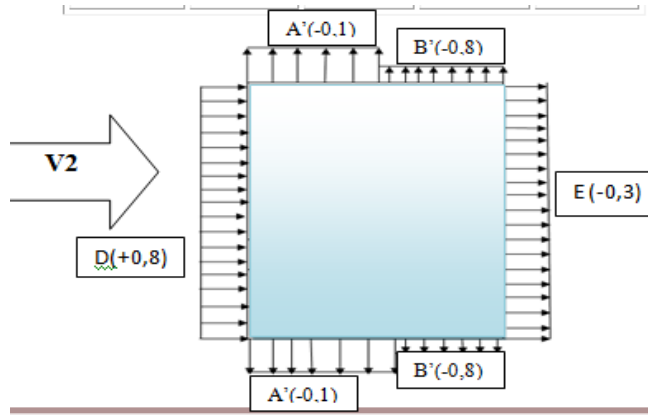


Figure: III.6 : les coefficients de pression externe.

On a toutes les surface chargés sont supérieur  $10 \text{ m}^2$  donc  $C_{pe} = C_{pe.10}$

**Tableau III.4: Valeurs de  $C_{pe}$  pour les parois verticales- sens V2.**

Zone	A'	B'	D	E
$C_{pe}$	-1.0	-0.8	+0.8	-0.3



**Figure III.7 : Les valeurs de  $C_{pe}$  pour les parois verticales.**

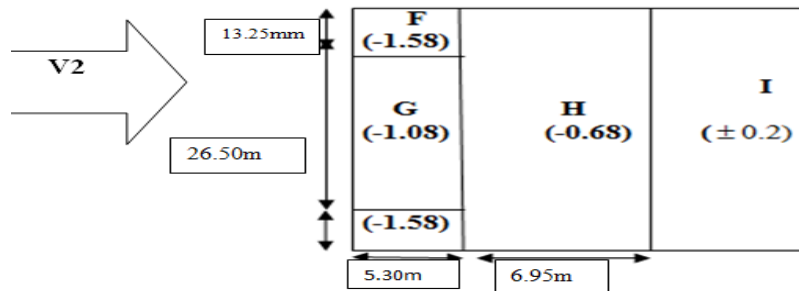
➤ Toiture

On a :  $H=35.20$ ,  $b = 53.0$  m et  $d = 24.50$ m.

- .  $e = \min(2h , b) = \min(70.4 , 53.0) = 53.0$  m
- $d = 24.50$ m Cas  $d < e \dots\dots\dots [RNV 2013; page81]$
- $e/10 = 5.30$ m -  $e/4 = 13.25$ m
- Cas (plus petite surface)  $\rightarrow S(f)=70.225 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{ep}=C_{pe10}$

**Tableau III.5: Valeur de  $C_{pe}$  pour la toiture - sens V 2.**

Zone	F	G	H	I
$C_{pe}$	-1.58	-1.08	-0.68	$\pm 0.2$
hp/h	0.011			



**Figure III.8 : Valeurs de  $C_{pe}$  pour la toiture- sens V2.**

### III.3.4.2. Détermination des coefficients de pression intérieure « $C_{pi}$ » [RNV 2013; page 96]

Le coefficient de pression intérieure est défini pour les bâtiments sans cloisons intérieurs par la figure II.15 [RNV 2013], en fonction de l'indice de perméabilité  $\mu_r$  donné par la formule suivante :

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

- On a pas les surfaces des ouvertures donc on prend directement le cas le plus défavorables
- Les ouvertures considérées ici sont les orifices de toutes natures débouchant sur l'extérieur et au travers desquelles l'air peut circuler.

#### A. Sens longitudinal du vent

- Le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  est donné dans la figure 5.15 du RNV 2013 en fonction de l'indice de perméabilité.

- On a :  $\frac{h}{d} = \frac{35.20}{53.0} = 0.66 \longrightarrow$  on a  $0.25 < \frac{h}{d} < 1$  donc par interpolation :  $C_{pi} = -0.15$

Ce qui fait que dans le sens V1, notre structure [parking aérien] est 66 % perméable.

#### B. Sens transversal du vent

On a :  $\frac{h}{d} = \frac{35.20}{24.5} = 1.436$  on a  $\frac{h}{d} > 1$  donc :  $C_{pi} = -0.5$

### III.3.5. Détermination de la pression due au vent « $q_j$ »

La construction est de catégorie I, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, ces dernières sont considérées rigides.

L'expression de la pression  $q_j$  s'exerçant sur un élément de surface « j », tel que :

$$q_j = C_d q_{dyn}(Z_j)(C_{pe} - C_{pi})$$

Les valeurs de  $q_j$  ne changeront pas en fonction de la hauteur, étant donné qu'on a une pression dynamique  $q_{dyn}$  constante.

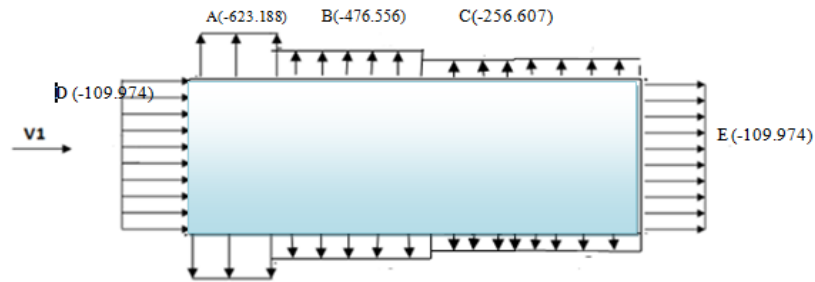
#### A. Parois verticales

- Sens longitudinal du vent

-Les valeurs de  $q_j$  sont données dans le tableau suivant :

**Tableau III.6: pression sur les parois verticales - sens V1.**

Zone	$q_{dyn}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_d$	$q_j$ (N/mm <sup>2</sup> )
A	771.750	-1	-0.15	0.95	-623.188
B		-0.8			-476.556
C		-0.5			-256.607
D		0.8			696.504
E		-0.3			-109.974



**Figure III.9 : Valeurs de pression due au vent pour les parois verticales.**

➤ Sens transversal du vent

**Tableau III.7: pression sur les parois verticales - sens V2.**

Zone	$q_{dyn}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_d$	$q_j$ (N/mm <sup>2</sup> )
A'	771.75	-1	-0.5	0.94	-362.723
B'		-0.8			-217.634
D		+0.8			943.079
E		-0.3			145.089

**B. Toitures**

➤ Sens longitudinal du vent

Les valeurs de  $q_j$  sont données dans les tableaux suivant :

**Tableau III.8: pression sur les toitures - sens V1.**

Terrasse					
Zone	$q_{dyn}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_d$	$q_j$ (N/mm <sup>2</sup> )
F	771.75	-1.58	-0.15	0.95	-1048.422
G		-1.08			-681.841
H		-0.68			-388.576
I		±0.2			256.607

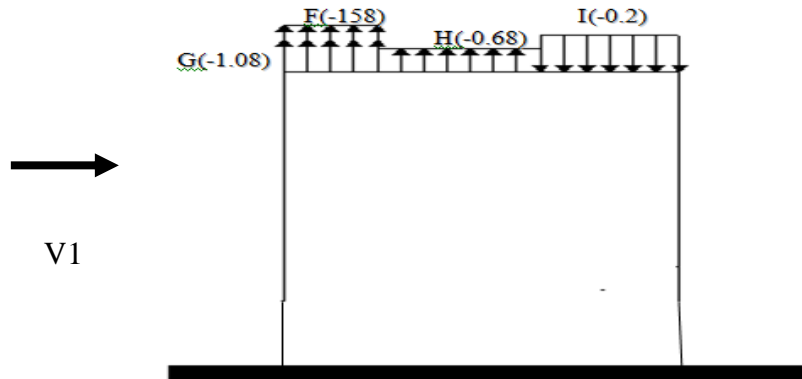


Figure III.10: Répartition des pressions sur les toitures - sens V 1.

➤ Sens Transversale du vent

Tableau III.9: pression sur les toitures - sens V2.

Terrasse					
Zone	$q_{dyn}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_d$	$q_j$ (N/mm <sup>2</sup> )
F	711.75	-1.65	-0.5	0.94	-834.262
G		-1.08			-420.758
H		-0.68			-130.580
I		± 0.2			507.812

### III.3.6. Forces de frottement

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I (Cf.1.1.3) [2], pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent. La force de frottement  $F_{fr}$  est donnée par :

$$F_{fr} = \sum (q_{dun}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

J : Indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

$Z_j$  : La hauteur du centre de l'élément j.

$S_{fr,j}$  : Aire de l'élément de surface j.

$C_{fr,j}$  : Coefficient de frottement pour l'élément de surface j.

$$C_{fr,j} = 0,01$$

Pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèle à la direction du vent, l'un des rapports suivant doit être vérifié :  $\frac{d}{b} \geq 3$  ou  $\frac{d}{h} \geq 3$  (Article 1.4.2 chap. II RNV 2013)



Ou :

b (en m) : La dimension de la construction perpendiculaire au vent.

d (en m) : La dimension de la construction parallèle au vent.

h (en m) : La hauteur de la construction.

$$\text{➤ Sens longitudinal (V1)} \quad \rightarrow \quad \frac{53}{24.5} = 2.16 < 3 \quad \text{et} \quad \frac{53}{35.2} = 1.51 < 3$$

Les conditions ne sont pas vérifiées, pour cela, on ne tient pas compte des forces de frottement dues au vent dans le sens longitudinal.

$$\text{➤ Sens transversal (V2)} \quad \rightarrow \quad \frac{24.5}{53} = 0.46 < 3 \quad \text{et} \quad \frac{24.5}{35.2} = 0.96 < 3$$

Les conditions ne sont pas vérifiées, pour cela, on ne tient pas compte des forces de frottement dues au vent dans le sens transversal.

\*On remarque que le rapport d/h dans les 2 directions V1 et V2 sont inférieurs à 3 donc la force de frottement est négligeable.

### III.4. CONCLUSION

Ce chapitre nous a permis de déterminer les charges de neige et de vent qui influencent dans l'instabilité du parking afin de le rendre stable contre ces charges climatiques.



*Chapitre IV :*

*Etude des éléments secondaires*

### IV.1. INTRODUCTION

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers et les rampes, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement "BAEL 91 modifié 99" en respectant le règlement parasismique Algérien "RPA 99 version 2003".

### IV.2. ETUDE DE L'ACROTÈRE

L'acrotère est une console encastrée au plancher terrasse. Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur. L'effort normal provoqué par le poids propre et le moment de flexion provoqué par la main courante (charge statique).

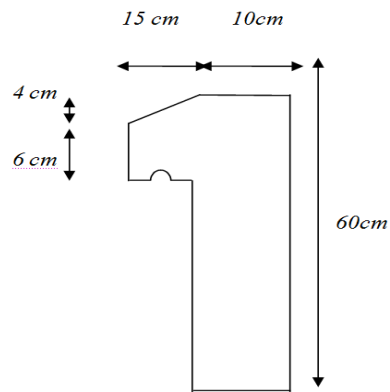


Figure IV. 1: Coupe verticale de l'acrotère

#### IV.2.1. Calcul des charges sollicitant l'acrotère

##### a- Charge permanente

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de longueur.

$\rho_b$  : Le poids volumique du béton tel que:  $\rho_b = 25 \text{ kN/m}^3$ .

S : La surface transversale totale.

$$S = (0.10 \times 0.60) + (0.06 \times 0.15) + 0.15 \frac{0.04}{2}$$

$$S = 0.072 \text{ m}^2$$

Donc :  $G = \rho_b \times S = 25 \times 0.072$

$$G = 25 \times 0.072 = 1.8 \text{ kN/m}$$

### b- Charge d'exploitation

On prend en considération l'effet de la main courante

D'où  $Q = 1,00 \text{ kN/ml}$

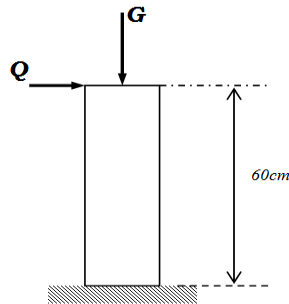


Figure IV. 2: Schéma statique de l'acrotère

### c- L'action des forces horizontales

D'après le [RPA99 V-2003], les forces horizontales de calcul agissant sur les éléments secondaires sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Avec :

$F_p$  : force d'inertie appliquée au centre de base de l'acrotère

$A$  : coefficient d'accélération pour la zone III, groupe 2 →  $A = 0,25$

$C_p$  : facteur des forces horizontales pour un élément consol →  $C_p = 0,8$

$W_p$  : poids de l'acrotère →  $W_p = 1,80 \text{ kN/m}$

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1,80 = 1.440 \text{ kN/m}$$

Donc:  $F_p = 1,440 < 1.5Q = 1,50$

$$Q_h = \max(1,5Q ; F_p) = 1.5$$

Pour une bande de 1m de largeur :  $G = 1.8 \text{ kN/ml}$  et  $Q = 1.5 \text{ kN/ml}$ .

## IV.2.2. Détermination des efforts

### a. Calcul des efforts à l'ELU

$$N_U = 1,35 G = 1,35 \times 1,8 = 2,43 \text{ kN}$$

$$M_U = 1,5 Q h = 1,5 \times 1 \times 0,60 = 0,90 \text{ kN.m}$$

$$T_U = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ kN}$$

### b. Calcul des efforts à l'ELS

$$N_S = G = 1,80 \text{ KN}$$

$$M_S = Q h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ kN.m}$$

$$T_s = Q = 1 \text{ kN}$$

### IV.2.3. Ferrailage de l'acrotère

L'acrotère est sollicité en flexion composée le calcul s'effectuera à l'ELU. [Voir Annexe].

$h = 10 \text{ cm}$ ;  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ,  $F_e = 400 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_b = 14,17 \text{ MPa}$ ,  $c = c' = 2 \text{ cm}$  (enrobage),  $d = 9 \text{ cm}$ ,  $M_U = 0,90 \text{ kN.m}$ ,  $N_U = 2,43 \text{ kN}$ ,  $T_U = 1,5 \text{ KN}$ ,  $d = h - c = 8 \text{ cm}$ .

$$e_o = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,43} = 37,04 \text{ cm}$$

$$\text{On a : } e_o = 37,04 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{SPC}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, donc le calcul se fait comme une section à un moment de flexion fictif tel que :

$$M_F = N_U * f \text{ avec : } f = e_o + (h/2 - c) = 40,04 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } M_F = 0,981 \text{ kN.m}$$

D'après l'organigramme:

**Tableau IV. 1: Ferrailage de l'acrotère**

$M_F$ (KN.m)	$\mu$	$\mu_r$	$\alpha$ (mm)	$Z$ (cm <sup>2</sup> )	$\epsilon_s$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_1 = A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$A_2$ (cm <sup>2</sup> )
0.981	0.0107	0.186	0.0135	7.96	10%	0.35	0	0.28

### A. Condition de non fragilité

$$A_{s \min} \geq 0,23 b d (f_{t28} / f_e) = 0,23 \times 100 \times 8 \times (2,1/400) = 0,97 \text{ cm}^2$$

On prend  $A_s = \max (A_2 ; A_{\min}) = \max ( 0,28 ; 0,97 ) = 0,97 \text{ cm}^2$

La section choisie est 5T6 avec  $A_s = 1,41 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

L'espacement des armatures principales doit vérifier la condition suivante :

$$S \leq \{2h ; 25\}$$

$$20 \leq \{20 ; 25\} \Rightarrow Ok$$

### B. Armature de répartition

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,35 \leq A_r \leq 0,705 \text{ cm}^2$$

La section choisie est  $A_r = 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

### C. Vérification a L'ELS

La fissuration est préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme. (Flexion composée à ELS) [voir annexe]

- Béton : nous devons vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Avec :  $\sigma_{bc} = k \times y_{ser}$

$y$  : position de l'axe neutre, déterminée par l'équation suivante :

$$y_2^3 + P y_2 + q = 0$$

I : moment d'inertie, donné par :

$$I = \frac{b}{3} y_{SER}^3 + 15[A'_s (d - y_{SER}) - A_s (d - y_1)]$$

$$k = \frac{N_s}{I} \times Y_c$$

- Acier : nous devons vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; \max \left( \frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) \right)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (y_1 - y_{ser})$$

Tableau IV. 2: Vérification des contraintes a l'ELS

$M_{ser}$ (kNm)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	vérificatio
0.6	201.63	31.43	15	0.557	vérifié

**D. Vérification de L'effort tranchant**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{1,5 \cdot 10^3}{1000 \times 80} = 0,019 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,019 < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

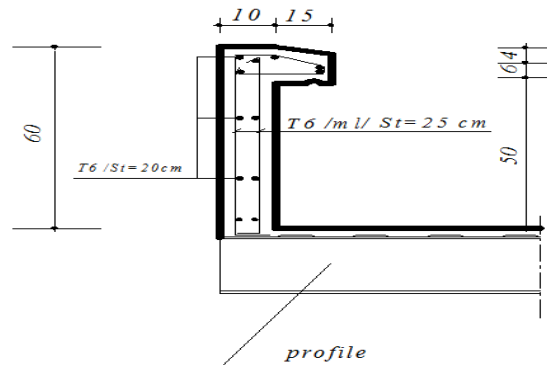


Figure IV. 3: Schéma de ferrailage de l'acrotère

**IV.3. ETUDE DES ESCALIERS**

Les escaliers sont des éléments qui permettent l'accès aux différents étages du bâtiment. Dans notre projet, on a un seul type d'escalier en charpente métallique qui est composé de deux volées liées à un palier de repos, la volée est constituée de deux limons en profilé UPN, et les marches constituées par des cornières de support et de tôle striée.

- **Un palier** : espace plat et spatiaux qui marque un étage après une séries de marche, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- **Une volée** : est une partie droite ou courbé d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- **Un limon** : élément incliné supportant les marches et les contre marches.

Pour dimensionnement des escaliers en charpente métallique, on utilise la formule de BLONDEL

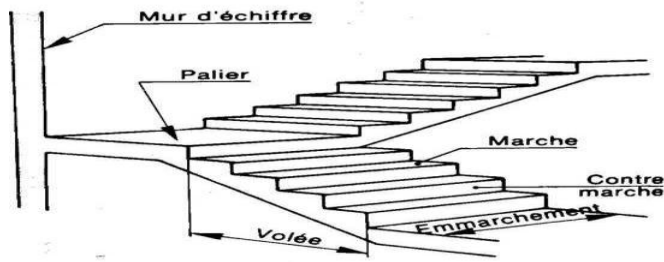


Figure IV. 4: Constituants d'un escalier

**IV.3.1 Caractéristiques dimensionnelles des éléments constituant l'escalier**

H : hauteur d'étage  $\Rightarrow H = 3.20 \text{ m}$

h : hauteur de la marche donné par :  $16\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

g : Longueur d'une marche : Giron donné par :  $25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$

d'après la formel de « **Blondel** »

$$59 \leq g + 2h \leq 66$$

On prend :  $\left\{ \begin{array}{l} h = 17\text{cm} \\ g = 30\text{cm} \end{array} \right\}$

$$59 < 64 < 66 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

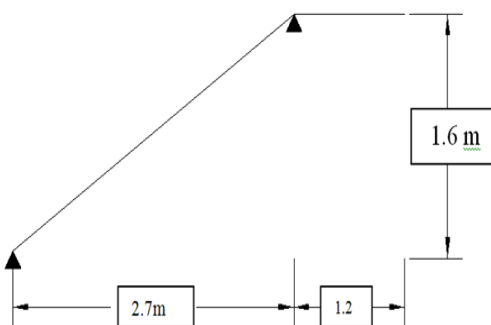


Figure IV. 5: Schème représentant les dimensions d'escaliers

On a :

n : Nombre de contre marche :  $n = \frac{H}{h} = \frac{1.6}{0.17} = 9.4 \approx 10 \text{ contre marches}$



m : Nombre de marches.  $m = \frac{L}{G} = \frac{2.7}{0.3} = 9 \text{ marches}$

H : Hauteur à franchir avec une volée H = 1.6m

➤ Conception d'une marche :

Mortier de pose

Tôle métallique

Cornière

Limon

Carrelage

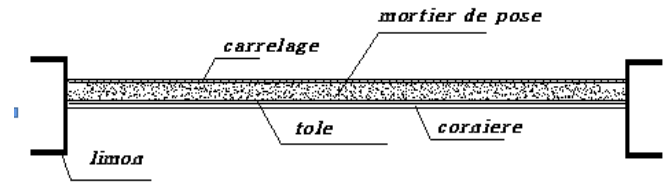


Figure IV. 6: Conception d'une marche

### IV.3.2. Dimensionnement des cornières

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée

#### A. Evaluation des charges et surcharges

##### • Les Charges « G »

Tôle striée : $ep = 1 \text{ cm}$	$\rightarrow 0.785 \text{ KN} / \text{m}^2$
Mortier de pose : $ep = 2 \text{ cm}$	$\rightarrow 0.40 \text{ KN} / \text{m}^2$
Carrelage :	$\rightarrow 0.40 \text{ KN} / \text{m}^2$
	$G = 1.58 \text{ KN} / \text{m}^2$

##### • La Charge « Q »

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par la DTR B.C.2.2 est :

$$Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{sr} = 0,3 \times (2.5 + 1.58) = 1.224 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$\text{Donc : } q_{sr} = 1.224 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$q_u = 0,3 \times [(1,35 \times 1.58) + (1,5 \times 2.5)] = 1,76 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$\text{Donc : } q_u = 1,76 \text{ KN} / \text{ml}$$

#### B. Condition de rigidité

Le pré dimensionnement se fait à partir de la condition de la flèche suivante :

(Tab 4-1, EC3)

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

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

$$I \geq \frac{5 \times 1.224 \times 1200^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^5} = 3.279cm^2$$

⇒ On opte pour une cornière **L50×50×5** qui a les caractéristiques suivantes :

**Tableau IV. 3: Les dimensions et caractéristiques mécaniques de la cornière L50\*50\*5**

DESIGNATION	Poids	Section	Dimensions		Caractéristiques			
	G Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>
<b>L50×50×5</b>	3.77	4.8	50	50	10.96	10.96	3.05	3.05

**C. Vérification de la résistance**

On vérifie que :  $M_{sd} < M_{pLRd}$

Poids propre du profilé choisit :  $P_p = 0,0377KN/m$ .

$$q_u = 1,35(G + P_p) + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 [(1.58 \times 0,3) + 0,0377] + 1,5 (2,5 \times 0,3) = 1,82kN/m$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1,82 \times 1,20^2}{8} = 0,328KNm$$

Le moment résistant de la cornière est :

$$M_{el.Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{3,05 \cdot 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} = 0,763KNm \quad \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

$$M_{sd} = 0,328KNm \leq M_{el.Rd} = 0,763KNm$$

**D. Vérification de cisaillement**

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq V_{plrd}$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{1,82 \times 1,2}{2} = 1,092KN$$

$$V_{plrd} = \frac{0,58 \times f_y \times A_v}{2} = \frac{0,58 \times 275 \times 250}{2} = 19,9738KN$$

On a  $Vsd < Vplrd$  ..... La condition est vérifiée.

**IV.3. 3. Dimensionnement des limons**

Le limon supporte le poids total de l'escalier et qui permet aux marches de prendre appui.

- Inclinaison de limon :  $\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{H}{L} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{160}{270} \right) = 30.65^\circ$
- Longueur de limon :  $l = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{160}{\sin 30.65} = 313.853cm$

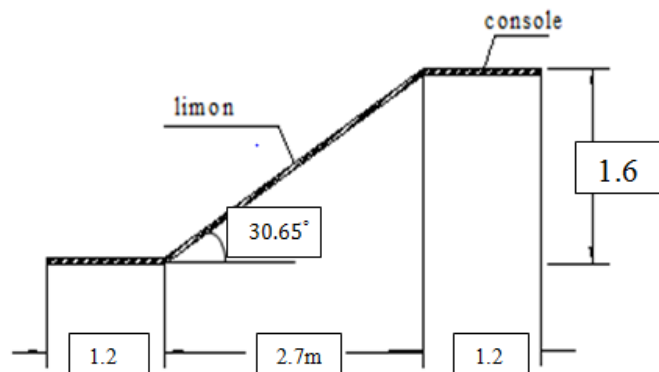


Figure IV. 7: schème représentée les éléments de l'escalier

**A. Evaluation des charges et surcharges**

- Les Charges « G »

- Poids de la tôle striée :.....  $0.785 \times \frac{1.2}{2} = 0.471KN/ml$
- poids de carrelage :.....  $0.4 \times 0.6 = 0.24 KN/ml$
- Poids de cornière :.....  $22 \times 0.0377 \times \frac{0.6}{2.7} = 0.184 KN/ml$
- Poids de garde corps: ..... = 0.3 KN/ml

$$G = 1.195KN / m$$

- Les Charges « Q »

$$Q = 2.5 \times \frac{1.2}{2} = 1.50KN / ml$$

Donc :

-  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 3.863KN/ml$

-  $q_{ser} = G + Q = 2.695KN/ml$

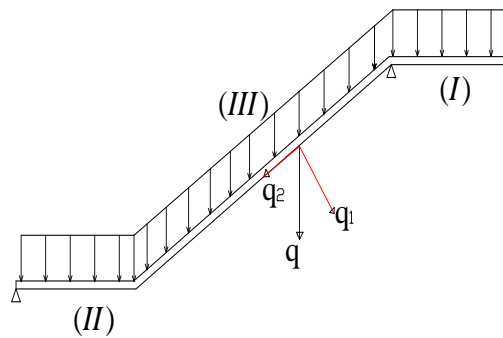


Figure IV. 8 :Schéma des évaluations des charges

Donc:

$$\begin{cases} q_{u1} = q_u \cos \alpha = 3.323 \text{KN} / \text{ml} \\ q_{u2} = q_u \sin \alpha = 1.969 \text{KN} / \text{ml} \end{cases}$$

Avec :  $\alpha = 30.65^\circ$

### B. Condition de rigidité

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \bar{f} = \frac{l}{250} \Rightarrow I \geq \frac{5ql^3 \times 250}{384E}$$

$$I \geq \frac{5 \times 2.695 \times 1200^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^5} = 721.875 \text{cm}^4$$

Donc on choisit : UPN 160 avec :  $I_y = 925 \text{ cm}^4$

### C. Vérification a la résistance

$$M_{sd} \leq M_{plrd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma M_0}$$

On prend en considération le poids propre du profilé  $G = 0.0188 \text{ Kn} / \text{m}$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{3.882 \times 3.90^2}{8} = 7.345 \text{KNm}$$

$$M_{el.Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{138 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} = 34.50 \text{KNm}$$

$$M_{sd} = 7.345 \text{KNm} \leq M_{el.Rd} = 34.50 \text{KNm}$$

La condition est vérifiée.

**D. Vérification de cisaillement**

On doit vérifier que :  $Vsd \leq Vplrd$

$$Vsd = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{3.882 \times 1.2}{2} = 2.318KN$$

$$Vplrd = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{2} = \frac{0.58 \times 275 \times 1260}{2} = 10.05KN$$

$Vsd < Vplrd$  ..... La condition est vérifiée.

**E. Interaction moment fléchissant/effort tranchat**

On doit vérifier que :  $Vsd \leq 0.5 Vplrd$

$Vsd = 2.318KN < 0.5Vplrd = 5.025KN$  ..... La condition est vérifiée.

Le profilé UPN 160 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

**IV.4 ETUDE DE LA RAMPE**

Les rampes sont des planchers collaborant inclinés constitués d'une dalle en béton armé et coulées dans un bac d'acier (HI BOND 55) qui repose sur des solives, ce dernier est portant sur des poutres de rampe.

- . La hauteur d'étage = 3.20 m
- . La largeur de la rampe = 4.00 m
- . La longueur total de la rampe = 9.85 m
- .  $\alpha = 18.96^\circ$

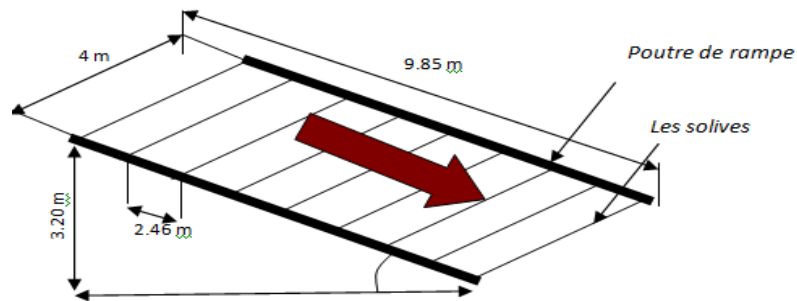


Figure IV.9: Schéma de la rampe

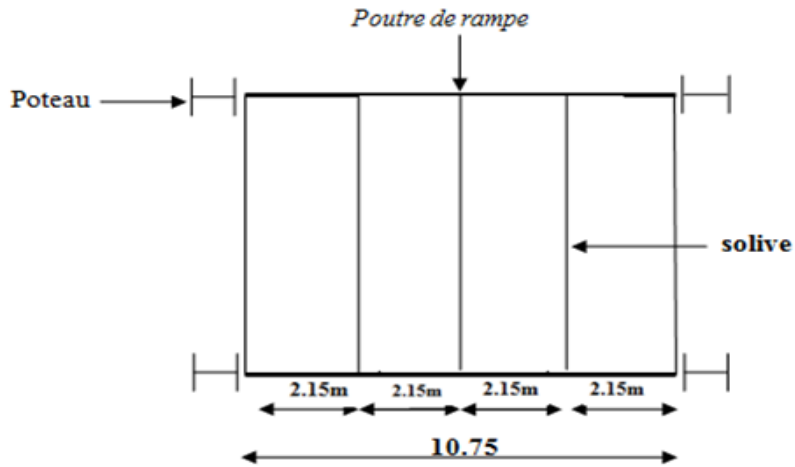


Figure IV. 10: Schéma de la solive et de la poutre

**IV.4.1. Evaluation des charges**

**A. Charges permanentes**

- D. Dalle en béton armé (20 cm).....5.00 KN/m<sup>2</sup>
- E. Tôle profilée (HI BOND 55).....0.15 KN/m<sup>2</sup>

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

**B. Charges d’exploitations**

Plancher étages courants : Q=3KN/m<sup>2</sup>

**IV.4.2. Prédimensionnement des solives**

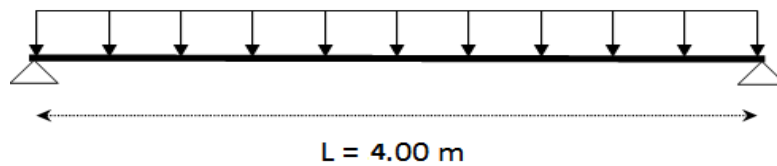


Figure IV. 11: Schéma de la solive de la rampe la plus sollicitée

**A. Dimensionnement des solives**

On prend e=2.5m

$$q=1.35(5.15*2.5)+1.5(3*2.5)=28.63 \text{ KN/ml}$$

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{28.63(4.00)^2}{8} \Rightarrow M = 57.26\text{KN m}$$

$$V = \frac{q l}{2} = \frac{28.63(4.00)}{2} = 57.26\text{KN}$$

Donc:  $W_{nec} \geq \frac{57.26 \times 10^4 \times 1.1}{2750} = 229.04 \text{cm}^3$

On prend **IPE 220** avec :

**Tableau IV. 4: Les dimensions et caractéristiques mécaniques du profilé IPE220**

DÉSIGNATION	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>IPE 220</b>	26.2	33.4	220	110	5.9	9.2	2772	205	285	9.1 1	2.4 8

Donc les valeurs des efforts réelles sont :

$$M_{sd} = 57.26 + \frac{1.35 \times 0.262 \times 4.00^2}{8} = 57.96 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 57.26 + \frac{1.35 \times 0.262 \times 4.00}{2} = 57.96 \text{ KN}$$

**B. Vérification à la flexion**

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

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

$$M_{pl,y} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m_0}} = \frac{275 \times 285 \times 10^{-3}}{1.1} = 70.25 \text{ Kn.m}$$

$M_{max} = 57.96 \text{ KN.m} \leq M_{pl,y} = 70.25 \text{ KN.m}$  .....La condition est vérifiée.

**C. Vérification à l'effort tranchant**

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

$$V_{pl;rd} = \frac{275 \times 1591 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 229.64 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 57.96 \text{ KN} \leq V_{pl;rd} = 229.64 \text{ KN}$  .....La condition est vérifiée.

**D. Vérification de la rigidité**

La vérification de la flèche s'effectue avec des charges non pondérées :

$$q_s = q_s^{\max} + G_p = (8.15 \cdot 2.5) + 0,262 = 20.637 \text{ KN/ml}$$

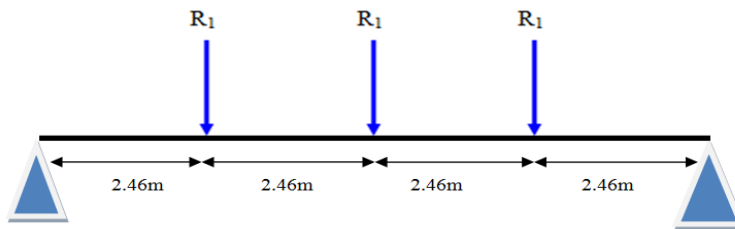
-Il faut vérifier que :  $f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot l^4}{E I} \leq \bar{f}$

Avec :  $\bar{f} = \frac{l}{250} = \frac{4000}{250} = 16 \text{ mm}$

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot l^4}{E I} = \frac{5}{384} \frac{20.637 \cdot (4000)^4}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 2.772 \cdot 10^4} = 11.82 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 11.82 \text{ mm} \leq \bar{f} = 16 \text{ mm} \quad \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

**IV.4.2. Prédimensionnement des poutres de la rampe**



**Figure IV. 4: Schéma statique de la poutre de la rampe**

**A. Dimensionnement de la poutre**

R<sub>1</sub>: les réactions des solives

$$R_1 = \frac{ql^2}{2} = \frac{28.63 \times 4}{2} = 57.26 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = \frac{RL}{2} = \frac{57.26 \times 9.85}{2} = 282.01 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 57.26 \text{ KN}$$

$$W_{nec} \geq \frac{M_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = 1320.05 \text{ cm}^3$$

On prend **IPE 450**



**Tableau IV.5: Les dimensions et caractéristiques mécaniques du profilé IPE450**

DÉSIGNATION	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m		A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm
<b>IPE 450</b>	77.6	98.8	450	190	9.4	14.6	33740	1676	1702	18.5	4.12

Donc les valeurs des efforts réelles sont :

$$M_{sd} = 282.01 + \frac{1,35 \times 0.776 \times 9.85^2}{8} = 294.72 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 57.26 + \frac{1,35 \times 0.776 \times 9.85}{2} = 62.42 \text{ KN}$$

**B. Vérification à la flexion**

Le moment fléchissant  $M_{sd}$  dans la section transversale de classe **I** à mi-travée doit satisfaire la condition suivante :

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

$$M_{sd} = 294.72 \text{ KN.m} < M_{brd} = \frac{1702.275 \cdot 10^3}{1.1} = 425.50 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{La condition est}$$

vérifiée.

**C. Vérification à l'effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$$

$$V_{plRd} = \frac{275 \times 10^3 \times 50.82 \times 10^{-4}}{\sqrt{3} \times 1.1} \Rightarrow V_{plRd} = 733.52 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 62.42 < V_{plRd} = 733.52 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{La condition est}$   
 vérifiée.

**D. Interaction effort tranchant, moment fléchissant**

$V_{sd} < 0,5V_{plRd} = 366.76 \text{ KN} \Rightarrow$  Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

**E. Vérification de la rigidité**

La vérification de la flèche s'effectue avec des charges non pondérées :

$$q_s = q_s^{\max} + G_p = (8.15 \times 2.5) + 0,776 = 21.151 \text{ KN/ml}$$

Il faut vérifier que :  $f^{\max} = \frac{19 \times R \times L^3}{384 E I} \leq \bar{f}$

Avec :  $\bar{f} = \frac{l}{250} = \frac{9850}{250} = 39.4 \text{ mm}$

$R = 57.26 \text{ KN}$

$$f^{\max} = \frac{19 \times R \times L^3}{384 E I} = \frac{19 \times 57.26 \times 10^3 \times 9850^3}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 33740 \times 10^4} = 38.21 \text{ mm}$$

$f^{\max} = 38.21 \text{ mm} \leq \bar{f} = 39.4 \text{ mm}$  ..... La condition est vérifiée.

**IV.4.3. Vérification de la rampe**

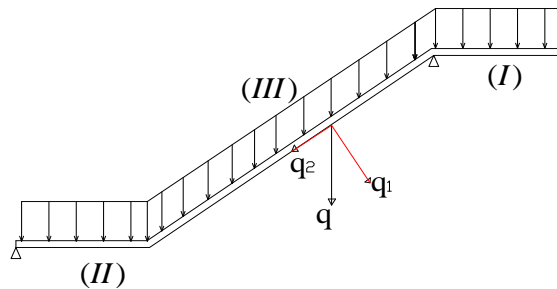


Figure IV. 13-: schème des charges de la rampe.

La charge offerte à la poutre palliée est due aux deux demis de volées et de cloison ci-dessus

- **Les charges**  
 $G = 5.15 \text{ KN/m}^2$   
 $Q = 3.00 \text{ KN/m}^2$

**A. Calcul des solives**

On a :  $e=2.46\text{m}$

On a IPE 220

$$\begin{aligned} \text{avec } W_{ply} &= 285.4\text{cm}^3 \\ I_y &= 2772\text{cm}^4 \\ Gp &= 26.2\text{Kg / ml} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_u &= 1.35G + 1.5 Q \\ &= 1.35 (5.15 \cdot 2.46 + 0.262) + 1.5(3 \cdot 2.46) = 28.527 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_s &= 2.46 (5.15 + 3) \\ &= 20.049 \text{ Kn/m} \end{aligned}$$

Donc :

$$q_z = q \times \cos \alpha = 26.979 \text{ KN / ml}$$

$$q_y = q \times \sin \alpha = 9.269 \text{ KN / ml}$$

Avec  $\alpha = 18.96^\circ$

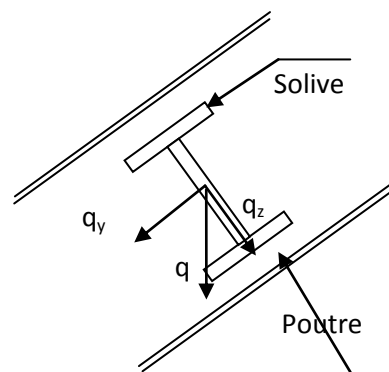


Figure IV. 14: Schéma statique des solives

➤ **calcul des moments**

$$M_{zsd} = \frac{q_z \times l^2}{8} = 53.958 \text{ KN.m}$$

$$M_{ysd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = 18.538 \text{ KN.m}$$

➤ **Les vérifications**

• **Vérification a la résistance**

La rampe est soumis à la flexion déviée donc on doit vérifier :

$$\left( \frac{M_Y}{M_{ply}} \right)^2 + \left( \frac{M_Z}{M_{PLZ}} \right) \leq 1$$

$$M_{plrdy} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = 285.4 \times 10^3 \times \frac{275}{1} = 78.485 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrdz} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = 58.11 \times 10^3 \times \frac{275}{1} = 9.515 \text{KN.m}$$

Donc:

$$\left(\frac{18.538}{78.485}\right)^2 + \left(\frac{53.958}{9.515}\right) = 5.67 \leq 1 \dots\dots\dots \text{La Condition n'est pas vérifiée}$$

⇒ On doit augmentée la section de profil on prend : **IPE400** avec  $I_y = 23130 \text{cm}^4$

$$G_p = 0.663 \text{ Kn/m}$$

En ajoutant le poids propre du profilé on aura :

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q$$

$$= 1.35 (5.15 \cdot 2.46 + 0.663) + 1.5 (3 \cdot 2.46) = 29.068 \text{KN/ml}$$

$$q_s = 2.46 (5.15 + 3)$$

$$= 20.049 \text{ Kn/m}$$

Donc :

$$q_z = q \times \cos \alpha = 27.491 \text{KN / ml}$$

$$q_y = q \times \sin \alpha = 9.444 \text{KN / ml}$$

Avec  $\alpha = 18.96^\circ$

$$M_{zsd} = \frac{q_z \times l^2}{8} = 54.982 \text{KN.m}$$

$$M_{ysd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = 18.888 \text{KN.m}$$

$$\left(\frac{M_y}{M_{ply}}\right)^2 + \left(\frac{M_z}{M_{PLZ}}\right) \leq 1$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = 1307 \times 10^3 \times \frac{275}{1} = 359.425 \text{KN.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = 229 \times 10^3 \times \frac{275}{1} = 62.975 \text{KN.m}$$

Donc:

$$\left(\frac{18.888}{359.425}\right)^2 + \left(\frac{54.982}{62.975}\right) = 0.873 \leq 1 \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

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

Avec :

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

$A_v$  : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2.b.t_f + (t_w + 2.r).t_f \Rightarrow A_v = 42.69 \text{ cm}^2.$$

$$V_{plRd} = \frac{275 \times 10^3 \times 42.69 \times 10^{-4}}{\sqrt{3} \times 1} \Rightarrow V_{plRd} = 677.795 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$V_{zsd} = \frac{qz \times l}{2} = 54.982 \text{ KN}$$

$$V_{ysd} = \frac{qy \times l}{2} = 18.888 \text{ KN}$$

$$V_{\max} = V_{zsd} = 54.982 \text{ KN} < V_{plRd} = 677.795 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots \text{La Condition est vérifiée}$$

➤ **Interaction moment fléchissant / effort tranchant**

$V_{\max} = 54.982 < 0,5V_{plRd} = 338.898 \text{ KN} \dots\dots\dots$  La Condition est vérifiée donc pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant  $\Rightarrow$  Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

- **Vérification de la rigidité**

Il faut vérifiée que :  $f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI} \leq \bar{f}$

Avec :  $q_{\text{ser}} = 20.049 \text{ KN/m.}$

$L = 4.0\text{m.}$

$$E = 2,1.10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$I_y = 23130\text{cm}^4.$$

$$I_z = 1318 \text{ cm}^4.$$

Donc:

$$q_z = q_{ser} \times \cos \alpha = 18.691 \text{KN} / \text{ml}$$

$$q_y = q_{ser} \times \sin \alpha = 6.514 \text{KN} / \text{ml}$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{q_y \cdot l^4}{E I_y} = \frac{5}{384} \frac{6.514 \times (4000)^4}{2,1.10^5 \times 23130.10^4} = 0.447 \text{mm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{q_z \cdot l^4}{E I_z} = \frac{5}{384} \frac{18.691 \times (4000)^4}{2,1 \times 10^5 \times 1318 \times 10^4} = 22.51 \text{mm}$$

$$f^{\max} = 22.51 \text{mm} \leq \bar{f} = \frac{4000}{250} = 16 \text{mm} \dots\dots\dots \text{La condition n'est pas vérifiée par rapport l'axe}$$

(Z) « semelle » donc on doit ajouter des étaielements.

Donc :  $L/2 = 3650/2 = 1825 \text{mm}$

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{q_z \cdot l^4}{E I_z} = \frac{5}{384} \frac{18.691 \times (2000)^4}{2,1 \times 10^5 \times 1318 \times 10^4} = 1.407 \text{mm}$$

$$f^{\max} = 1.407 \text{mm} \leq \bar{f} = \frac{2000}{250} = 8 \text{mm} \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

**B. Calcul des poutres**

On a IPE450 :

$$W_{ply} = 1702 \text{cm}^3$$

$$I_y = 33740 \text{cm}^4$$

$$Gp = 0.776 \text{Kg} / \text{ml}$$

On a :

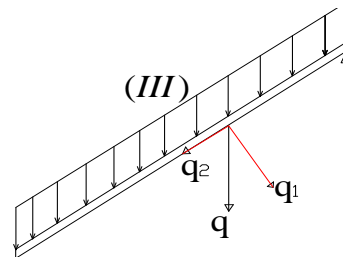


Figure IV. 15: Schéma statique de la poutre

$$q = 1.35G + 1.5 Q$$

$$= 1.35 ((5.15 \times 2.46) + (0.776 \times 2 + 3 \times 0.776/2)) + 1.5(2.46 \times 3) = 31.840 \text{ KN/ml}$$

Donc :  $q_z = q \times \cos \alpha = 30.113 \text{KN} / \text{ml}$

$$q_y = q \times \sin \alpha = 10.345 \text{KN} / \text{ml}$$

- **Vérification à la flexion**

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

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

- Le moment appliqué : 
$$M_{sd} = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{30.113 \times 9.85^2}{8} = 365.205 \text{KN.m}$$

-Moment résistant plastique :

$$M_{PLRd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{276.4 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1} = 76.01 \text{KN.m}$$

$$M_{PLRd} = 76.01 \text{KN.m} > M_{sd} = 365.205 \text{KN.m} \quad \dots\dots\dots \text{la condition n'est pas vérifiée.}$$

⇒ On doit augmenter la section de profilé on prend : **HEM360**

Donc:

$$W_{plz} = 1942 \text{cm}^3$$

$$I_y = 84870 \text{cm}^4$$

$$Gp = 0.25 \text{Kn} / \text{ml}$$

$$q = 1.35G + 1.5 Q$$

$$= 1.35 ((5.15 \times 2.46) + (0.25 \times 2 + 3 \times 0.776 / 2)) + 1.5(2.46 \times 3) = 30.42 \text{KN/ml}$$

Alors :

$$q_z = q \times \cos \alpha = 28.77 \text{KN} / \text{ml}$$

$$q_y = q \times \sin \alpha = 9.884 \text{KN} / \text{ml}$$

- **Vérification à la flexion**

$$M_{sd} = \frac{q_z \times l^2}{8} = 348.917 \text{KN.m}$$

$$M_{PLRd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1942 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1} = 534.05 \text{KN.m}$$

$$M_{PLRd} = 534.05 \text{ KN.m} \geq M_{sd} = 348.917 \text{ KN.m} \quad \dots\dots\dots \text{ la condition est vérifiée.}$$

• **Vérification à la rigidité**

$$q_{ser} = G + Q = 20.299 \text{ KN/ml}$$

$$q_z = q_{ser} \times \cos \alpha = 19.198 \text{ KN / ml}$$

$$q_y = q_{ser} \times \sin \alpha = 6.595 \text{ KN / ml}$$

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

$$f_{\max} = \frac{5q_{ser} \cdot l^4}{384 \cdot EI} = \frac{5 \times 19.198 \times 9850^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 84870 \times 10^4} = 13.203 \text{ mm}$$

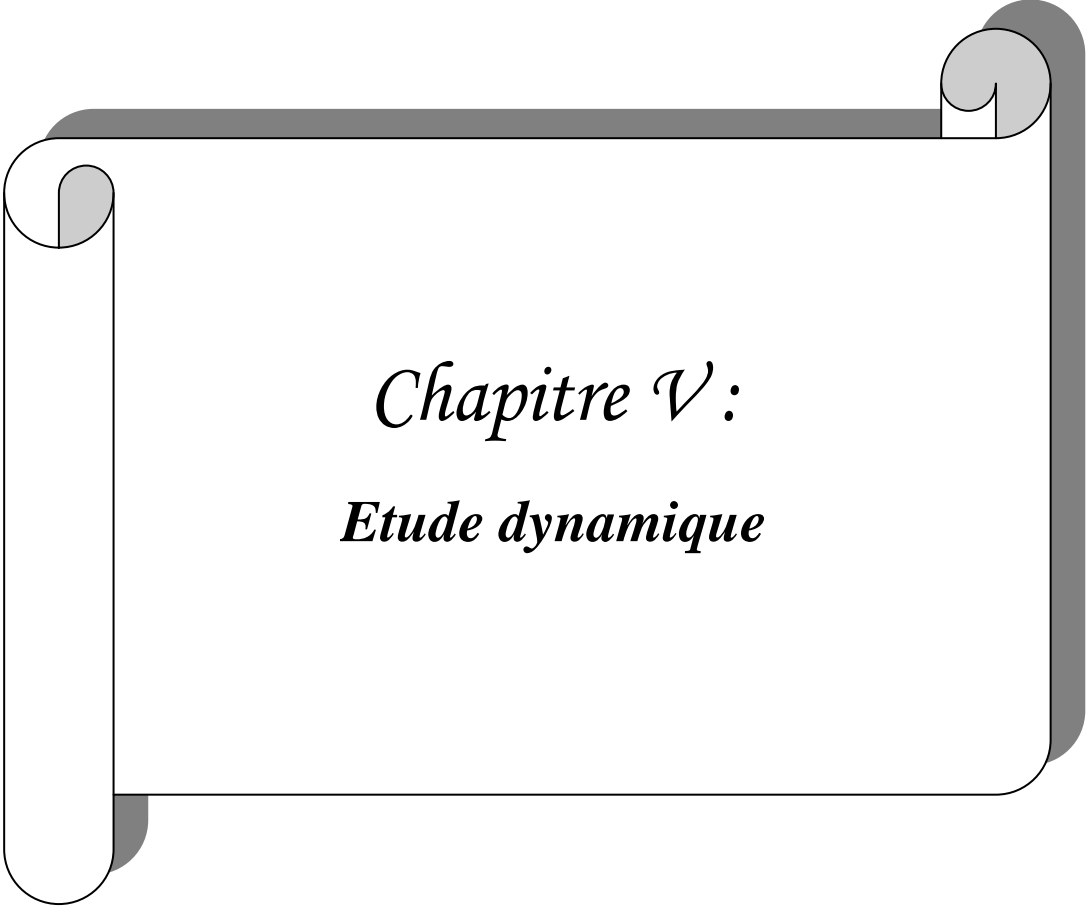
$$f^{\max} = 13.203 \text{ mm} \leq \bar{f} = \frac{9850}{250} = 39.4 \text{ mm} \quad \dots\dots\dots \text{ la condition est vérifiée.}$$

Le profilé **HEM360** répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

#### IV.6 CONCLUSION

Dans ce chapitre on a trouvé les profilés des éléments secondaires qui vérifient la résistance et la rigidité qui sont convenables avec toutes les conditions de CCM97.





*Chapitre V :*  
*Etude dynamique*

## V.1. INTRODUCTION

Le calcul parasismique a pour but d'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage.

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel *Robot 2016* moyennant la méthode d'analyse modale spectrale, vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toute remplies.

## V.2. CLASSIFICATION DE LA STRUCTURE SELON LEUR CONFIGURATION

Chaque bâtiment (et sa structure) doit être classée selon sa configuration en plan et en élévation en bâtiment régulier ou non, selon les critères ci-dessous :

### V.2.1. Régularité en Plan

« A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée ». Art 3.5.1.a2

« La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4. La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction ». Art 3.5.1.a3

«Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier».Art 3.5.1.a4

Donc il faut vérifier que :

$$\left. \begin{array}{l} l_x/L_x \leq 0.25 \\ l_y/L_y \leq 0.25 \\ L_x/L_y \leq 4.0 \end{array} \right\} \text{Régularité géométrique}$$

$$\frac{S_{\text{ouverture}}}{S_{\text{totale}}} \leq 0.15$$

$$e_x \leq 0.15L_x$$

$$e_y \leq 0.15L_y$$



Régularité structurelle
-------------------------

### A. Régularité géométrique en plan

Pour cette configuration en plan, on a :

parties saillantes de :

$$y_1 = 8.00 \text{ m}$$

$$x_1 = 3.00 \text{ m}$$

$$y_2 = 8.00 \text{ m}$$

$$x_2 = 3.00 \text{ m}$$

$$y_3 = 4.75 \text{ m}$$

$$x_3 = 23 \text{ m}$$

donc :

$$(3+3+23)/54 = 0.53 \geq 0.25 \quad \text{non vérifié}$$

$$(5+5+4.75)/24.5 = 0.6 \geq 0.25 \quad \text{non vérifié}$$

$$53/24.5 = 2.16 \leq 4 \quad \text{vérifié}$$

$$\frac{S_{\text{ouverture}}}{S_{\text{totale}}} \leq 0.15$$

$$S_{\text{ouverture}} = (5 \times 3) \times 2 = 30 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{totale}} = 54 \times 24.5 = 1323.5 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{\text{ouverture}}}{S_{\text{totale}}} = \frac{48}{1323} = 0.023 \leq 0.15 \quad \text{vérifié}$$

Irrégularité géométrique en plan.


**B. Régularité structurelle en Plan**

On doit avoir:

$$e_x \leq 0.15L_x \quad \text{et} \quad e_y \leq 0.15L_y$$

$$e_x < 0.15L_x = 0.15 \times 54 = 8.1 \text{ m}$$

$$e_y < 0.15L_y = 0.15 \times 24.5 = 3.67 \text{ m}$$

 la structure est irrégulière en plan

**V.2.2. Régularité en élévation**

« Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.» Art 3.5.1.b1

« Aussi bien la raideur .que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment » Art 3.5.1.b2

Remarque: Les RPA ne donnent pas des bornes pour ce changement Certains règlements [PS 92 (Art 6.61212), RPS 2000 (Art 4.3.1.1), ...] exige que: La variation de la rigidité entre deux étages successifs ne doivent pas dépasser 30%. La variation de la masse entre deux étages

Donc il faut vérifier que :

$$\left. \begin{aligned} \frac{B_{i+1}}{B_i} &\geq 0.8 \\ \frac{B_M}{B} &\geq 0.67 \end{aligned} \right\} \text{Régularité géométrique}$$

$$\left. \frac{I_x^{i+1} - I_x^i}{I_x^i} \leq 0.3 \right\} \text{Régularité structurelle}$$

**A. Régularité géométrique en élévation**

$$\frac{B_9}{B_8} = \frac{B_8}{B_7} = \frac{B_7}{B_6} = \frac{B_6}{B_5} = \frac{B_4}{B_3} = \frac{B_3}{B_2} = \frac{B_2}{B_1} = \frac{B_1}{B_{RDC}} = \frac{53}{53} = 1 \geq 0.8 \quad \text{c'est vérifié}$$

$$\frac{B_M}{B_{RDC}} = \frac{53}{53} = 1 \geq 0.67 \quad \text{c'est vérifié}$$

régularité géométrique en élévation satisfaite.

**B. Régularité structurelle en élévation**

$$I_x^9 = \frac{B_{pot} \times B_{pot}^3}{12} \times nbr_{pot} = \frac{30 \times 30^3}{12} \times 54 = 3.64 \times 10^6$$

$$\frac{I_x^9 - I_x^8}{I_x^8} = \frac{3.64 \times 10^6 - 3.64 \times 10^6}{3.64 \times 10^6} = 0 \leq 0.3 \quad \text{c'est vérifié}$$

régularité structurelle en élévation satisfaite.



la structure est régulière en élévation

La structure est classé irrégulière donc elle ne se comporte pas de façon sécuritaire sous l'action sismique, car ce type de structure présente une irrégularité de la résistance et de la rigidité suivant la hauteur du bâtiment. L'étage où se situe le décrochement en élévation de la structure constitue une zone de concentration des contraintes et des déformations, c'est-à-dire une zone fortement sollicitée de la structure sous l'action sismique, en raison de la réduction brusque de résistance et de raideur latérale de cette dernière.

### V.3. ETUDE DYNAMIQUE

Au début de chaque analyse dynamique, il est toujours nécessaire de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique qui permet la détermination des modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

En d'autres termes la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

#### V.3.1. Modélisation de la rigidité

On considère que notre structure a p nœuds et comporte au total n DDL numérotés de 1 à n, dans le cas général il existe six DDL par nœud, le nombre n a donc pour valeur :  $n=6p$ .

#### V.3.2. Modélisation de la masse

- La masse est calculée par l'équation  $(G + \beta Q)$  imposée par le "RPA99 version 2003" (page 44).
  - Tel que Tel que :  $\beta=0.6$  (Autre locaux non visés dans le tableau)
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle d'acier. à savoir  $7.85 \text{ t/m}^3$ .

## V.4. ETUDE SISMIQUE

### V.4.1. Introduction

Le tremblement de terre est l'un des phénomènes naturels les plus dévastateurs, et l'une des principales causes des dommages dans une structure, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations. Ceci nous oblige à limiter les endommagements causés aux constructions, ce qui nécessite une bonne étude et conception des structures à fin qu'elles résistent aux séismes.

L'action du séisme se traduit par un brusque déplacement horizontal du sol, entraînant les fondations et les parties enterrées de l'ouvrage. Chaque partie de l'ouvrage est donc soumise à une force horizontale proportionnelle à sa masse avec des coefficients divers pour tenir compte des différents paramètres principaux

Les principaux paramètres sont :

- La zone de sismicité
- La forme en plan de l'ouvrage, la répartition des contreventements
- La distribution de la masse sur la hauteur
- La nature du terrain.

Comme notre structure est implantée en zone sismique **III** et vu les dégâts énormes que peut engendrer par un séisme, une étude sismique s'impose. Ainsi, cette dernière consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existante. Dans le cadre de ce projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **ROBOT2016**.

### V.4.2. Choix de méthode de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) proposent trois méthodes de calcul des sollicitations :

- a)- La méthode statique équivalente.
- b)- La méthode d'analyse modale spectrale.
- c)- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

### V.4.3. Méthode statique équivalente

#### V.4.3.1. 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.

#### **V.4.3.2. Modélisation**

- a) Le mode du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que le système de contreventement dans les deux directions puisse être découplé.
- b) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique.

#### **V.4.3.3. Conditions d'applications RPA 99 V 2013 page 36**

- La méthode statique équivalente peut être utilisée dans la condition suivante :
- Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes:

##### **Zone I :**

- Tous groupes

##### **Zone II :**

- Groupe d'usage 3
- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

##### **Zone III :**

- Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

#### V.4.4. 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.

##### V.4.4.1. 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.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit au moins égale 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 réponse 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 :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec}$$

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

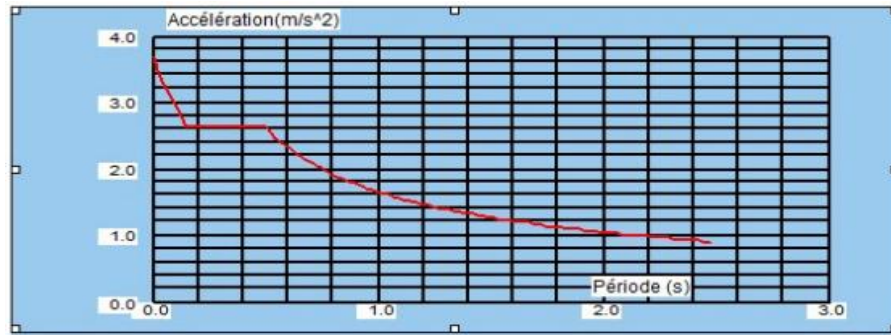
$$K \geq 3\sqrt{9} = 9 \text{ on prend 10 modes}$$

##### V.4.4.2. Spectre de réponse de calcul

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$





**Figure V.1 : Diagramme de spectre de réponse**

**A** : coefficient d'accélération de zone ( $A=0.25$ )

$$\begin{cases} \text{Groupe d'usage : 1B} \\ \text{Zone sismique : III} \end{cases} \Rightarrow A = 0,30.$$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7/2 + \xi} \geq 0.7 \quad (\eta=1)$$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique ( $\xi = 5\%$ )

**R** : coefficient de comportement de la structure ( $R=4$  **RPA page 41 tableau 4.3**)

**T1, T2** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

**Q** : facteur de qualité

**T** : La période fondamentale de la structure

#### **V.4.4.3. Résultante des forces sismiques de calcul**

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

Si  $V_t < 0.8 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements,

moments,...) par la valeur du rapport : 
$$r = \frac{0,8 V}{V_t}.$$

### V.4.5. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente

#### V.4.5.1. Hypothèses de calcul

- Classification de site → *Site de catégorie*  $S_3$  : site meuble.
- Classification de la zone sismique (situation géographique) : notre Parking est situé à ALGER dont la zone est  $Z_{III}$  ; zone à sismicité élevée
- Classification de l'ouvrage : c'est un ouvrage de grande importance. → Groupe 1B.
- Système de contreventement : ossature métallique avec des contreventements en X.
- La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

- **A** : Coefficient d'accélération de zone ;
- **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen;
- **R** : Coefficient de comportement global de la structure ;
- **Q** : Facteur de qualité
- **W** : Poids total de la structure.

➤ **Coefficient d'accélération de zone (A)**

A est donné par le tableau 4.1, suivant la zone sismique et le groupe d'usage de la tour  
 Zone III, groupe 1B      →      A= 0.3.

➤ **Coefficient d'amplification dynamique moyen (D)**

Ce facteur est en fonction de la catégorie de site, le facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

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

- **T1, T2** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)

$$\text{Catégorie } S_3 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ sec} \\ T_2 = 0,5 \text{ sec} \end{cases}$$

➤  $\eta = \sqrt{7/(2+\varepsilon)} \geq 0,7$ , où  $\varepsilon(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, de type de structure et de l'importance des remplissages. Donné par le tableau 4.2

Portique avec acier dense :  $\varepsilon = 5\% \rightarrow \eta = 1$

#### ➤ Estimation de la période fondamentale T de la structure

- La valeur de la période fondamentale de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par la méthode analytique ou numérique ;
- Les formules empiriques à utiliser selon les cas sont les suivantes :

$$T = C_T (h_N)^{3/4} \quad T = C_T (h_N)^{3/4} = 0,085(35,20)^{3/4} \rightarrow T = 0,97 \text{ s}$$

$$T_x = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} = 0,09 \times \frac{35,2}{\sqrt{53}} = 0,435 \text{ s}$$

$$T_y = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} = 0,09 \times \frac{35,2}{\sqrt{24,5}} = 0,65 \text{ s}$$

$$\text{On prend : } T_x = \min(0,722 \text{ s} ; 0,435 \text{ s}) = 0,435 \text{ s} \quad T_x = 0,435 \text{ s}$$

$$T_y = \min(0,722 \text{ s} ; 0,65 \text{ s}) \quad T_y = 0,65 \text{ s}$$

Avec :

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

$$(N) ; h_N = 35,20 \text{ m}$$

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage donné par le tableau 4.6

Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie  $\rightarrow C_T = 0,085$

- D : la dimension du bâtiment mesurée a sa base dans les deux directions de calcul considérées

On a  $T_2=0.5 < T = 1.228 < 3.0s$

$$\text{Donc : } D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2,5 \cdot 1 \left(\frac{0,5}{1,228}\right)^{2/3} \rightarrow D = 1,957$$

➤ **Coefficient de comportement (R) :**

Le coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de contreventement

Dans notre cas R=4 (RPA tableau 4.3 page 41)

- ✓ Mixte portiques/palées triangulées en X :  $R_x = 4.0$
- ✓ Mixte portiques/palées triangulées en X :  $R_y = 4.0$

➤ **Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

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

-  $P_q$  Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  "est satisfait ou non", sa valeur est donné au **tableau 4.4**

- Conditions minimales sur les files de contreventement .... (N/observé)  $\rightarrow 0,05$
- Redondance en plan..... (observé)  $\rightarrow 0,00$
- Régularité en plan ..... (N/observé)  $\rightarrow 0,05$
- Régularité en élévation..... (N/observé)  $\rightarrow 0,05$

- Contrôle de la qualité des matériaux ..... (Observé) → 0,00
  - Contrôle de la qualité de l'exécution.....(Observé) → 0,00
- Total** → 0.15

Donc :

$$Q = 1 + 0,15 = 1,15$$

➤ **Poids de la structure (W) :**

Le poids de la structure est égal à la somme des poids à chaque niveau (i)

$$w = \sum_{i=1}^n w_i \quad \text{et} \quad w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuel, solidaires de la structure ;

$W_{Qi}$  : Charges d'exploitation ;

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le **tableau 4.5** ;

Bâtiment à usage parking  $\Rightarrow \beta = 0,60$

Le poids total du bloc est tiré à l'aide du logiciel **ROBOT2016**

➤ **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 (X et Y) horizontales orthogonales selon la formule :

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

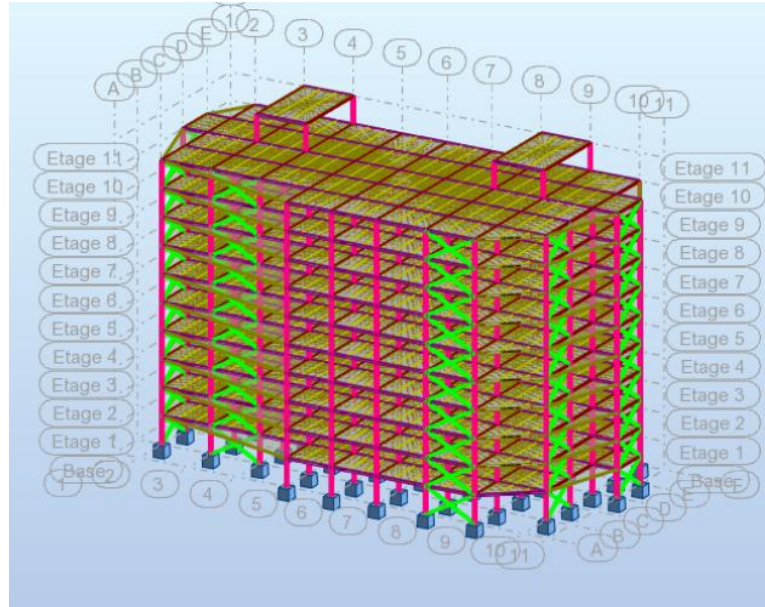
Ou bien :

$$V = C_s \times W = \left( \frac{A \times D \times Q}{R} \right) \times W \quad C_s = \frac{A \times D \times Q}{R}$$

- On calcul la force sismique selon deux direction X et Y

#### V.4.6. Résultats de l'étude dynamique

##### V.4.6.1. Modèle du bâtiment



*Figure V.2 : Le modèle initial contreventé*

On choisit le système de contreventement suivant :

- Contreventement par palées triangulées en X dans les 2 sens X-X et Y-Y  
Coefficient de comportement :  $R=4$
- Le contreventement sera avec des profilés doubles UPN (2UPN260)

##### V.4.6.2. Présentation des résultats

Le tableau suivant regroupe les périodes et les facteurs de participation massique pour le modèle renforcé :

**Tableau V.1: Les périodes et les facteurs de participation massique du model initial.**

Mode	Période (sec)	Masse cumulées UX (%)	Masse cumulées UY (%)	Masse modale UX (%)	Masse cumulées UY(%)
1	1.1	0.00	70.1	0.11	70.1
2	0.92	73.04	70.26	71.03	0.16
3	0.70	73.91	71.01	0.54	0.76
4	0.45	73.93	89.17	0.04	16.16
5	0.36	89.49	89.22	17.29	0.07
6	0.29	89.56	89.60	0.01	0.39
7	0.26	89.58	89.68	0.03	0.05
8	0.23	89.58	89.94	0.16	0.27
9	0.21	89.58	95.13	0.02	5.25
10	0.19	93.40	95.19	5.17	0.02

### ➤ Constatation

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale T=1.1 s.
- Dans le 10eme mode la masse modale atteint les 90% dans les 2 sens X et Y(selon le RPA99 ver 03)
- Le premier mode est un mode de translation.

### ➤ Calcul de la force sismique totale

On calcul la force sismique selon deux direction X et Y

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

### Poids total de la structure

Le poids total du bloc est tiré à l'aide du logiciel **ROBOT2016** : **W=61622KN**

Cas 18 (C)	COMB11					
Somme totale	-0,00	-0,00	61622,70	10,26	3,91	0,08
Somme réaction	-0,00	-0,00	61622,70	823831,58	-1683224,08	-0,41
Somme efforts	-0,00	-0,00	-61622,70	-823831,50	1683224,08	-0,00
Vérification	-0,00	-0,00	-0,00	0,08	-0,00	-0,41
Précision	5,96302e-004	6,15167e-014				

Valeurs / Enveloppe / Extrêmes globaux / Info /

Résultat Réactio Combin Réactio Etages Déplace Déplace Déplace Flèches Réactio Réactio Résultat Etages: Résultat

**Figure V.4 : Capture de poids de la structure**

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

$$\rightarrow V=10401.373KN$$

$$V = \frac{0.3 \times 1.957 \times 1.15}{4} \times 616227$$

### V.4.6.3. Vérification de l'effort tranchant à la base

Selon l'article 4.3.6 du RPA99/2003, la résultante des forces sismique à la base  $V_{dyn}$  obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_t$ .

Si :  $V_{dyn} < 0.8 V_t$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $0,8V_{st} / V_{dyn}$ , on a  $0,8V = 8321.098KN$

#### ➤Vérification

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, dans le logiciel **ROBOT2016** les résultats sont comme suit :

**Tableau V.1 : Les forces sismiques suivant les deux sens.**

	Fx (daN)	Fy (daN)
Ex	5051.33	519.91
Ey	499.91	4153.89

$$V_x = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = \sqrt{5051.33^2 + 519.91^2} = 5078.015KN$$

$$V_y = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = \sqrt{499.91^2 + 4153.89^2} = 4183.863KN$$

**Tableau V.2 : Comparaison de  $V_{dyn}$  avec 80%  $V$ .**

	$V_t$ (daN)	$V$ (daN)	80% $V$ (daN)	$V_t > 80\% V$
$V_x$	5078.015	10401.373	8321.098	N'est pas vérifié
$V_y$	4183.89	10401.373	8321.098	N'est pas vérifié

On a  $V_{dyn} < 0.8 V_t$ , donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $0,8V_{st} / V_{dy}$

$$V_{tx} = \frac{0.8 \times 10401.373}{5078.015} = 1.639 \quad R_x = 1.639 > 1$$

$$V_{ty} = \frac{0.8 \times 10401.373}{4183.89} = 1.989 \quad R_y = 1.989 > 1$$

**On a augmenté les profilés des poteaux jusqu'à HEB650 et les profilés des CV jusqu'à 2UPN400 donc on aura un nouveau poids qui est tiré par le ROBOT  $W=64216.49$**



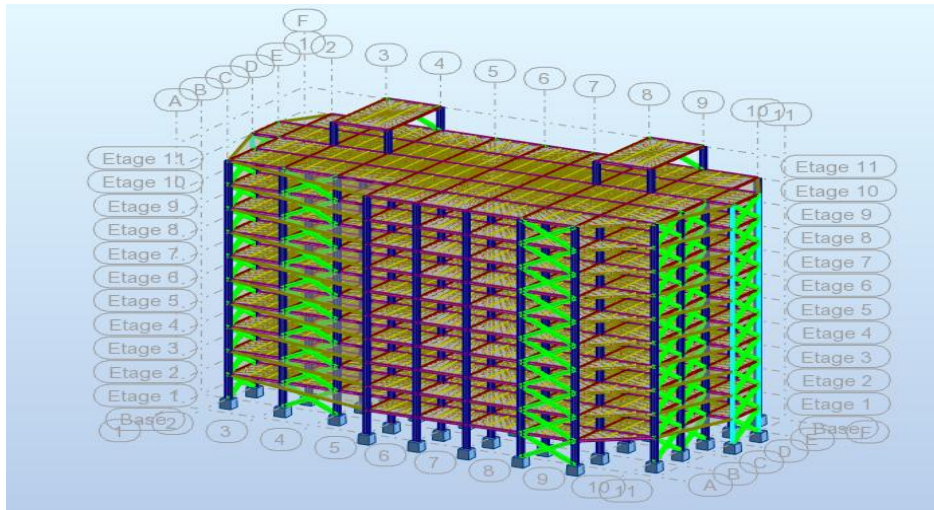


Figure V.2 : Le modèle final contreventé

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
4/ 1	0,96	1,04	0,02	70,97	0,0	0,02	70,97	0,0	3306174,89	3306174,89	0,0
4/ 2	1,30	0,77	73,67	71,02	0,0	73,65	0,05	0,0	3306174,89	3306174,89	0,0
4/ 3	1,68	0,59	74,54	71,76	0,0	0,88	0,74	0,0	3306174,89	3306174,89	0,0
4/ 4	3,62	0,28	74,55	89,51	0,0	0,01	17,74	0,0	3306174,89	3306174,89	0,0
4/ 5	4,49	0,22	90,05	89,52	0,0	15,50	0,01	0,0	3306174,89	3306174,89	0,0
4/ 6	6,55	0,15	90,12	89,77	0,0	0,08	0,25	0,0	3306174,89	3306174,89	0,0
4/ 7	7,04	0,14	90,13	91,50	0,0	0,00	1,73	0,0	3306174,89	3306174,89	0,0
4/ 8	7,60	0,13	90,13	95,06	0,0	0,01	3,56	0,0	3306174,89	3306174,89	0,0
4/ 9	8,23	0,12	90,13	95,38	0,0	0,00	0,31	0,0	3306174,89	3306174,89	0,0
4/ 10	8,75	0,11	94,93	95,39	0,0	4,79	0,01	0,0	3306174,89	3306174,89	0,0

Figure V.3.Capture sur les périodes et les facteurs de participation massique du model

➤ **Constatation**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale T=1.04 s.
- Dans le 7eme mode la masse modale atteinne les 90% dans les 2 sens X et Y(selon le **RPA99 ver 03**)
- Le premier mode est un mode de translation.

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \Longrightarrow \quad V = 10839.182$$

$$V = \frac{0.3 \times 1.957 \times 1.15}{4} \times 6421649$$

Donc on aura :

**Tableau V.3 : Les forces sismiques suivant les deux sens.**

	Fx (daN)	Fy (daN)
Ex	9859.36	1017.21
Ey	1322.27	10911.44

$$V_x = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = \sqrt{9859.36^2 + 1017.21^2} = 9911.695KN$$

$$V_y = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = \sqrt{1322.27^2 + 10911.44^2} = 10991.266KN$$

**Tableau V.4 nouvelle comparaison de Vdyn avec 80% V.**

	Vt (daN)	V (daN)	80% V (daN)	Vt > 80% V
Vx	9911.695	10839.182	8671.346	Condition vérifiée
Vy	10911.44	10839.182	8671.346	Condition vérifiée

#### V.4.6.3. Vérification de la période fondamentale de la structure

Selon l'article 4.2.4 (4) du RPA99/2003 La valeur de T, calculée par le logiciel Robot2016, ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée de plus de 30%. La période fondamentale obtenu par le logiciel : T = 1.04 s.

La période empirique est donnée par la formule suivante :  $T = C_T (h_N)^{3/4} \rightarrow T = 0.97s$

$$T = 1.04 s < 130\% Temp = 1.261 s.$$

La condition est vérifiée, où la période empirique est plus grande que la période calculée par ROBOT.

#### V.4.6.4. Vérification des déplacements inter étages dans les deux sens

Le déplacement horizontal maximal pour chaque structure est limité par la condition suivante :

- $D_{adm} = H/250$
- $\Delta D < \Delta D_{max} = \Delta H/100$

Selon l'article 4.4.3 du RPA99/2003, le déplacement horizontal à chaque niveau 'K' de la structure est calculé comme suit :  $\delta_k = R \delta_{ek}$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques Fi (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement. R=4 Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

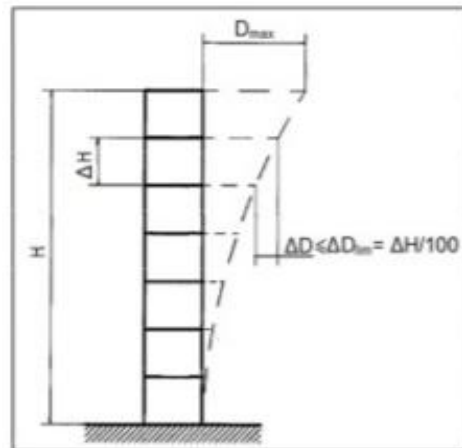


Figure V.5: Déplacements inter étages dans les deux Sens

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

Etages	Hauteur d'étage $\Delta H$ (m)	$\delta k$ (cm)	$\Delta k$ (cm)	$\Delta D \text{ max} = 0.01 \cdot \Delta H$ (cm)	Observation
11	3.2	19.1	1.1	3.2	Vérifié
10	3.2	18	1.8	3.2	Vérifié
9	3.2	16.3	2.0	3.2	Vérifié
8	3.2	14.3	2.1	3.2	Vérifié
7	3.2	12.2	2.1	3.2	Vérifié
6	3.2	10.1	2.2	3.2	Vérifié
5	3.2	7.9	2.1	3.2	Vérifié
4	3.2	5.8	2.0	3.2	Vérifié
3	3.2	3.9	1.7	3.2	Vérifié
2	3.2	2.1	1.4	3.2	Vérifié
1	3.2	0.7	0.7	3.2	Vérifié

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

Etages	Hauteur d'étage $\Delta H$ (m)	$\delta k$ (cm)	$\Delta k$ (cm)	$\Delta D \text{ max} = 0.01 \cdot \Delta H$ (cm)	Observation
11	3.2	1.8	0.2	3.2	Vérifié
10	3.2	1.6	0.2	3.2	Vérifié
9	3.2	1.4	0.2	3.2	Vérifié
8	3.2	1.2	0.2	3.2	Vérifié
7	3.2	1.1	0.2	3.2	Vérifié
6	3.2	0.9	0.2	3.2	Vérifié
5	3.2	0.7	0.2	3.2	Vérifié
4	3.2	0.5	0.2	3.2	Vérifié
3	3.2	0.3	0.2	3.2	Vérifié
2	3.2	0.2	0.1	3.2	Vérifié
1	3.2	0.1	0.1	3.2	Vérifié

#### V.4.6.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

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.

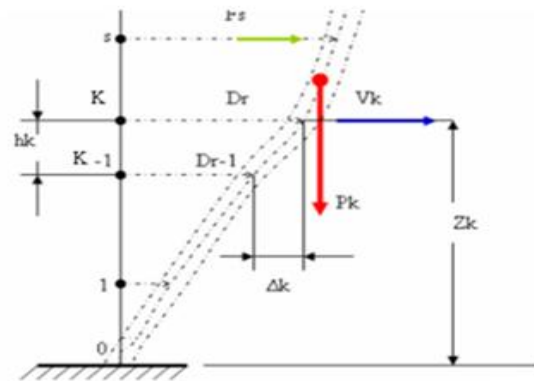


Figure V.6: Evaluation des effets du second ordre

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

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

- $P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation 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" :  $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$
- $\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »
- $h_k$  : hauteur de l'étage « k »

Si  $0,10 < \theta_k \leq 0,20$ , les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur  $1/(1 - \theta_k)$ .

Si  $\theta_k > 0,20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

*Tableau V.7: L'effet P- $\Delta$  selon les 2 sens*

Etages	H <sub>k</sub> (cm)	P <sub>k</sub> (KN)	V <sub>x</sub> (KN)	V <sub>y</sub> (KN)	$\Delta k_x$ (cm)	$\Delta k_y$ (cm)	$\phi_x$	$\phi_y$		Observa tion
11	320	122.37	90.79	11.53	1.1	0.2	0.0046	0.0066	0.1	Vérifié
10	320	3416.3	2177.33	128.38	1.8	0.2	0.0088	0.016	0.1	Vérifié
9	320	6710.23	3886.17	221.09	2.0	0.2	0.011	0.019	0.1	Vérifié
8	320	10004.16	5272.57	290.47	2.1	0.2	0.012	0.021	0.1	Vérifié
7	320	13298.08	6431.76	346.69	2.1	0.2	0.014	0.023	0.1	Vérifié
6	320	16592.02	7413.92	395.64	2.2	0.2	0.015	0.026	0.1	Vérifié
5	320	19885.95	8221.47	437.19	2.1	0.2	0.016	0.028	0.1	Vérifié
4	320	23179.88	8862.64	471.31	2.0	0.2	0.016	0.031	0.1	Vérifié
3	320	26473.81	9357.77	500.19	1.7	0.2	0.015	0.033	0.1	Vérifié
2	320	29767.74	9696.45	523.63	1.4	0.1	0.013	0.018	0.1	Vérifié
1	320	33061.67	9840.00	536.86	0.7	0.1	0.007	0.019	0.1	Vérifié

Vu les résultats obtenus, les conditions  $\theta_x$  et  $\theta_y \leq 0,1$  est satisfaites, d'où les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P-  $\Delta$ ) peuvent être négligés.

## V.5. CONCLUSION

Au vue des résultats obtenue pour ce model :

- Vérification des modes de translations.
- Vérification des déplacements inter étage.
- Vérification de la participation massique.
- les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P-  $\Delta$ ) peuvent être négligés.

Et qu'il n'y a pas d'excentricité accidentelle cela implique que notre model renforcé final est satisfaisant.

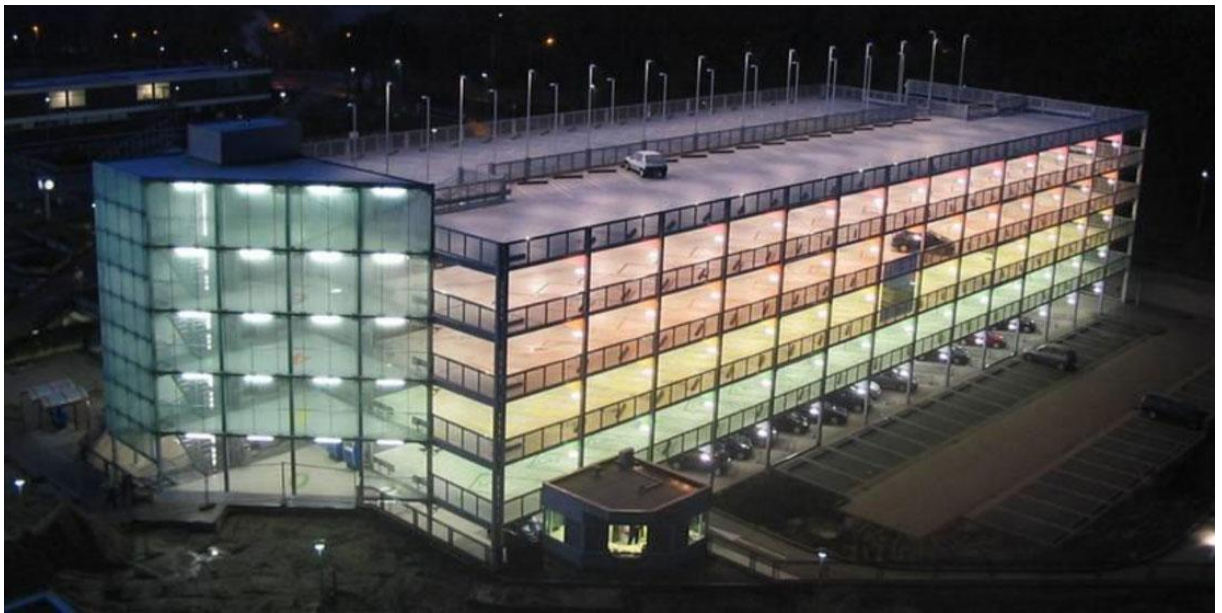


*Chapitre VI :*  
*Exploitation du système*

## VI.1. INTRODUCTION

Les parcs de stationnement en construction métallique permettent de réduire le coût de la construction du parking, d'optimiser l'occupation du parc de stationnement, d'assurer la rentabilité de l'investissement en économisant des m<sup>2</sup> de superficie au sol.

De plus, la ventilation naturelle ainsi que l'entrée massive de lumière du jour par les façades réduisent la nécessité d'éclairage artificiel et de systèmes de ventilation mécanique, économisant ainsi énergie et coûts de maintenance.



*Figure VI.1 : parking multi-étage*

## VI.2. L'ELABORATION DES PLANS

Lors de l'établissement des plans; trois critères doivent être pris en considération :

- ❖ l'optimisation de l'occupation du parc de stationnement en veillant à sa commodité d'utilisation
- ❖ la rentabilité globale pour l'exploitant pendant toute la durée d'utilisation
- ❖ l'insertion du projet dans le plan d'aménagement de la ville ou de l'agglomération.

L'élément prépondérant est la rentabilité; dans la mesure où il faut tenir compte du coût de la construction; de sa durée; des frais d'exploitation et de personnel; du taux moyen d'occupation; des taxes de stationnement ainsi que du mode de financement.

Lors d'une planification de projet ; il arrive de minimiser une flexibilité se caractérisant par une évolution rapide des besoins exprimés; des exigences imposées à un bâtiment et à sa durée d'exploitation variable.



Or; il faut donc attacher la plus grand attention à la souplesse d'adaptabilité d'une construction.

Les structures portantes en acier peuvent; au besoin; être agrandies et surélevées; généralement sans en perturber l'utilisation .Ainsi ; il n'est pas rare que des ouvrages aient été montés ; démontés après utilisation ; puis remontés ailleurs.

En outre ; il convient d'examiner dans chaque cas l'impact des équipements connexes ; tels que ; station-service avec service de vidange; installation de lavage de voitures ; kiosque à journaux ; etc. Ces aménagements peuvent accroître l'attrait du projet et avoir une incidence sur sa rentabilité globale grâce à des sources de bénéfices supplémentaires



Figure VI.2 : parc de stationnement a Leipzig-Allemagne

**VI.3 COMMENT OPTIMISER L'UTILISATION D'UN EMPLACEMENT [NF P 91 – 100]**

Malgré qu'il est possible de déterminer statistiquement l'encombrement d'une voiture type. Toutes les dimensions de base des emplacements, des allées et des rampes ont été fixées en fonction de la voiture dont les dimensions sont indiquées dans la figure.1

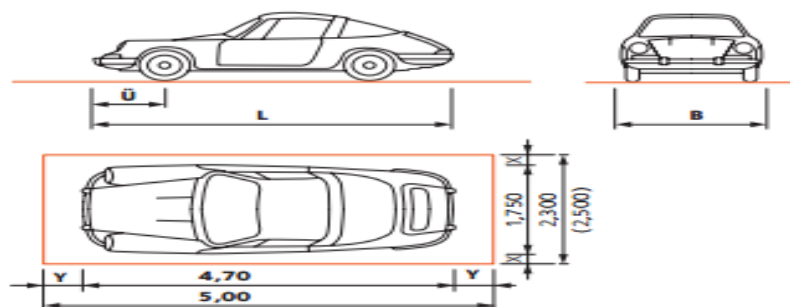


Figure. VI.3: Dimensions de base des emplacements



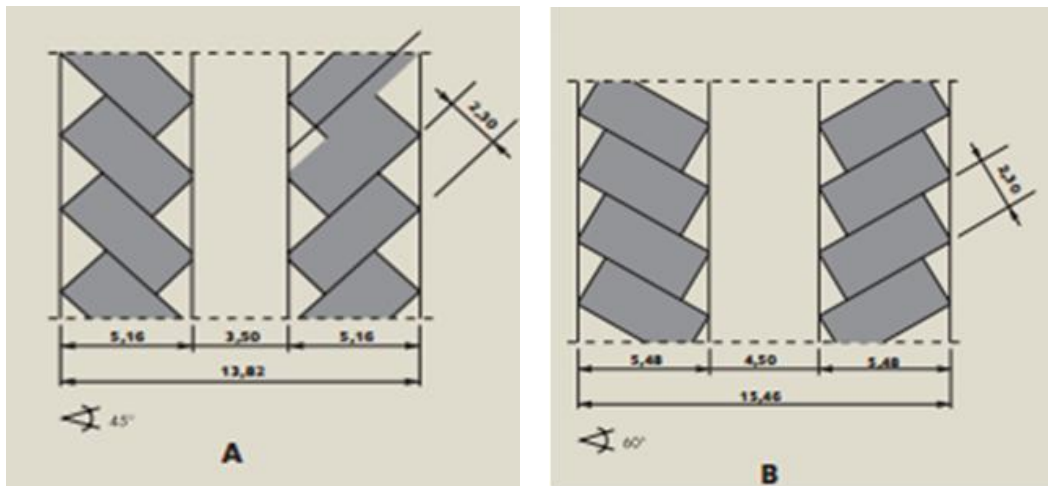


Figure. VI.4 : Dispositions d'emplacements pour les angles 45° et 60°

En dispose d'un espace suffisant, il est préférable d'agencer les emplacements perpendiculairement aux voies pour réduire au minimum la surface nécessaire par emplacement et ainsi éviter l'espace perdu le long des rampes et des murs extérieurs.

La hauteur libre minimale (2,10 m) et la hauteur de construction donnent la hauteur entre étages que les rampes doivent connecter.

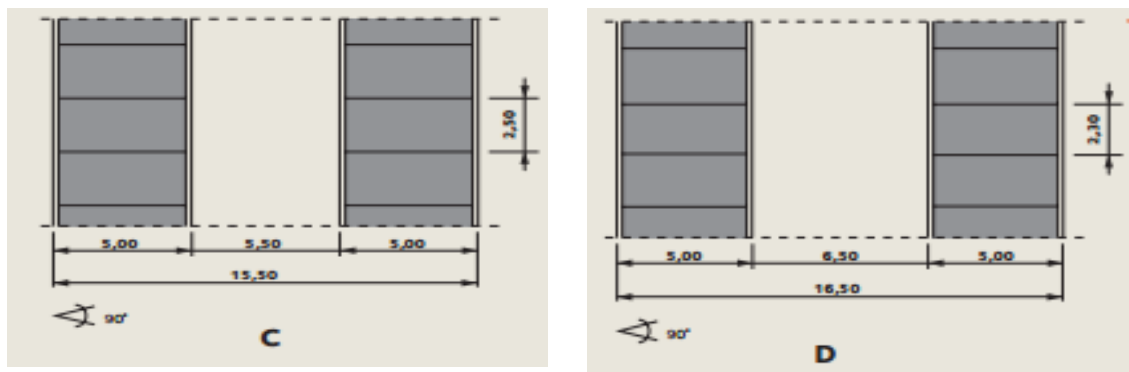


Figure. VI.5 : Disposition d'emplacements pour un angle de 90°

Tableau VI.1 : Comparaison des surfaces nécessaires par emplacement pour la disposition des figures 2 et 3.

	Angle des emplacements (°)	Largeur des emplacements (m)	Largeur du bâtiment (m)	Surface requise par Emplacement	
				(m <sup>2</sup> )	(%)
A	45°	3.253	13.820	22.48	118
B	60°	2.656	15.460	20.53	108
C	90°	2.500	15.500	19.38	102
D	90°	2.300	16.500	18.98	100

### VI.5 COMMENT OPTIMISER L'AMENAGEMENT D'UN PARKING

Lors de la conception d'un parc de stationnement, il faut prévoir des voies de circulation aussi courtes que possible sans pour autant accroître inutilement la surface occupée par les rampes.

La disposition de celles-ci dépend du mode d'utilisation du bâtiment. A cet égard, on établit une distinction entre la durée d'occupation (parc de stationnement permanent, de courte ou de longue durée) et la période d'occupation (occupation intermittente ou continue).

- Les rampes peuvent être situées à l'intérieur ou à l'extérieur du bâtiment, être courbes ou rectilignes.
- ⇒ **Les rampes hélicoïdales sont plus rapides que les rampes droites** : Les voies d'accès au parc doivent longer les aires de stationnement. Dans le sens de la sortie, il faut prévoir des voies aussi courtes que possible.
- ⇒ **L'inclinaison des rampes doit être inférieure à 15 % et on s'efforce de la limiter à 12 %** : Pour les rampes extérieures, il faut choisir une pente inférieure, à moins d'empêcher la formation de verglas par d'autres mesures appropriées. Une moindre pente requiert naturellement des rampes plus longues et donc une surface accrue. Mais des rampes plus larges et moins inclinées augmentent la commodité d'utilisation, qui doit occuper une place importante lors de la conception
- ⇒ Une structure portante de faible hauteur et une hauteur libre réduite permettent de réaliser des rampes plus courtes.



*Figure VI.6 : demi-rampes séparées pour entrée et sortie*

- ⇒ Une autre façon de réduire la longueur des rampes tout en conservant des pentes raisonnables consiste à adopter le système d'Humy dans lequel les nefs de stationnement contiguës sont décalées de la hauteur d'un demi-étage (fig4).

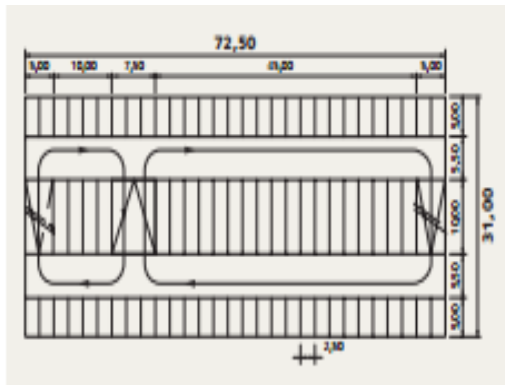


Figure VI.7 : Rampes d'accès et de sortie juxtaposées, située aux extrémités du bâtiment; circulation dans un sens

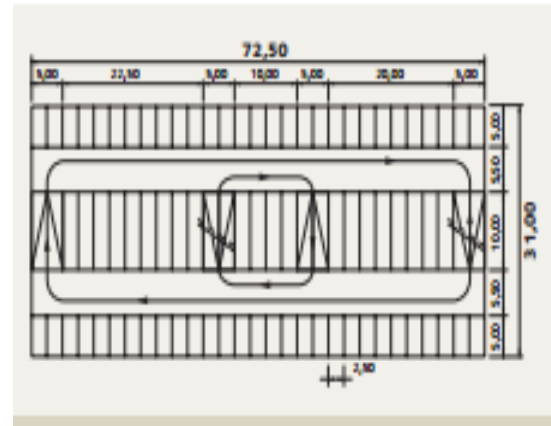


Figure VI.8 Rampes situées aux extrémités du bâtiment avec circulation dans les deux sens

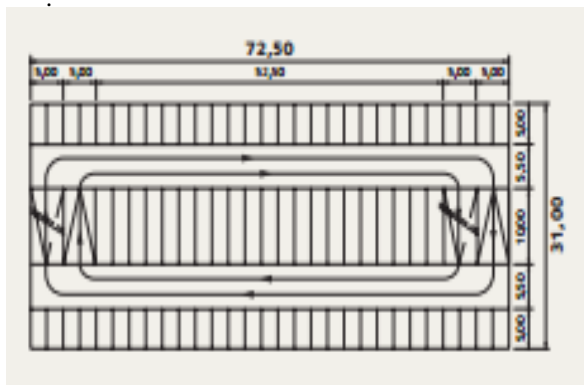


Figure VI.9 Circulation séparée pour entrée et sortie, parcours de sortie raccourci

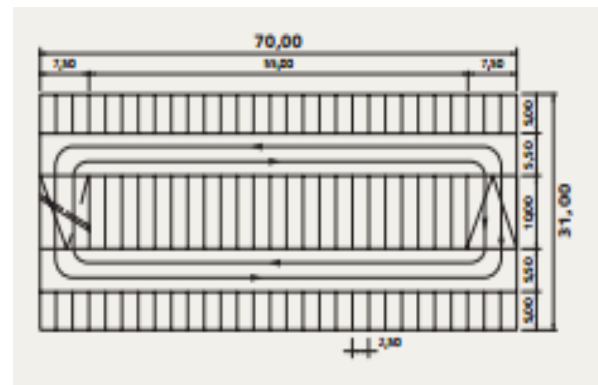


Figure VI.10 Circulation mixte entrée et sortie; parcours de sorties raccourcies.

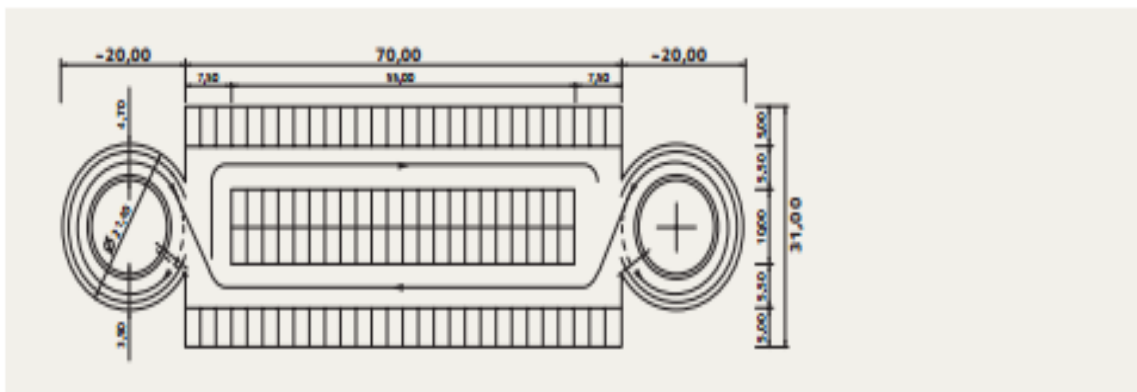
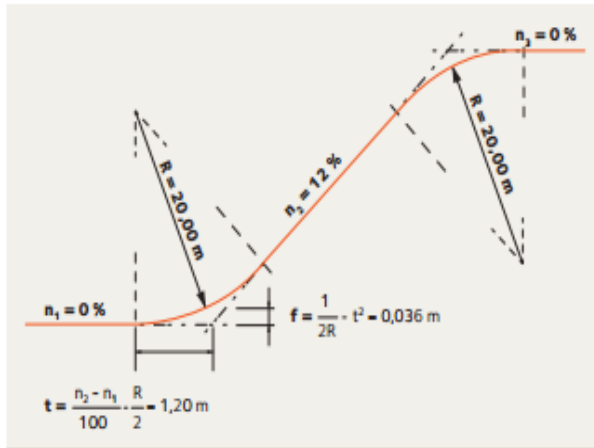


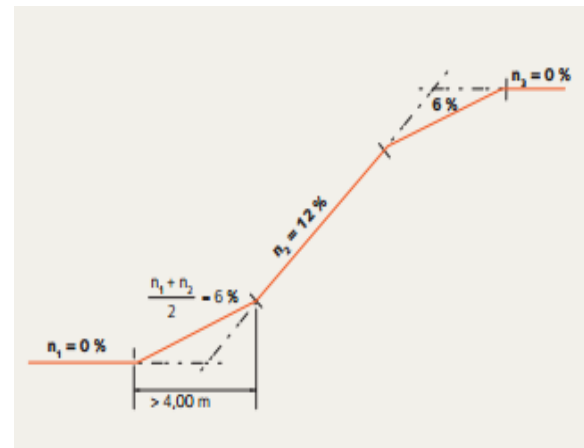
Figure VI.11 Rampes hélicoïdales disposées à l'extérieure du bâtiment.

- ⇒ Lorsque les étages sont disposés verticalement sans chevauchement, ce système requiert cependant une largeur minimale de 31 m.
- ⇒ Pour chaque type de rampes illustrées (fig.5), on calcule l'espace nécessaire et le parcours le plus long pour l'entrée et la sortie d'un bâtiment à quatre niveaux construit selon la méthode d'Humy

⇒ Lors de la conception des rampes, il faut veiller à laisser, au sommet et à la base de celles-ci, une garde au sol et une hauteur suffisante libre. La figure 5. présente deux variantes pour réaliser le changement de pente.



A : avec arrondis.



B: avec inclinaison intermédiaire

*Figure.VI. 12 : Changement de pentes des rampes.*

## VI.6. LA CONSTRUCTION METALLIQUE ADAPTÉE AUX PARKINGS

La structure métallique portante comprend les poteaux verticaux et les poutres horizontales, connectés normalement par boulonnage. Les forces horizontales dues à la poussée du vent et aux forces de freinage sont transmises horizontalement par le plancher aux contreventements verticaux ou aux voiles (p.ex. cages d'escalier).

### ✓ Les poteaux

La position des poteaux dépend normalement de l'ossature du bâtiment sous-jacent. Dans ce cas, il importe de réduire la section des poteaux au strict minimum en utilisant des profilés laminés ou des colonnes mixtes se prêtant parfaitement à ce type de construction.

### ✓ Poutres de plancher

Le choix des poutres de plancher dépend de leur espacement, du mode de réalisation des planchers en béton et de la hauteur de construction disponible. Les diverses constructions se distinguent par le mode de réalisation des planchers :

- les planchers en béton peuvent être composés de dalles en béton préfabriquées ou en béton coulé sur place à l'aide d'un coffrage qui peut être réutilisable, perdu ou intégré dans la construction mixte.
- dans l'emploi de coffrages traditionnels réutilisables, l'entraxe des poutres peut être choisi librement suivant l'épaisseur du plancher. Pour des raisons économiques, cet entraxe ne devrait pas excéder 5 m. Il convient en tout cas de tirer parti de l'effet de liaison des poutres laminées et du plancher en béton armé.
- La collaboration avec la dalle en béton est en règle générale assurée par des goujons soudés sur les poutres en acier (photo 4). Grâce à l'effet de liaison, on réalise une économie d'environ 20 % dans la consommation d'acier ou on peut réduire de 20 % la hauteur de construction pour un volume d'acier quasiment identique.



*Figure VI.13: Poutre mixte avec goujons soudés avant la mise en œuvre.*

- Il est possible de réduire la durée de construction en utilisant des dalles de plancher préfabriquées. Celles-ci sont fabriquées en usine selon des tolérances très strictes et mises en œuvre sur chantier avec les engins de levage servant au montage de la structure métallique. Une collaboration par friction des dalles préfabriquées peut être assurée en les fixant par boulons HR précontraints à l'aile supérieure des poutrelles. Cette méthode demande une très grande précision lors de l'exécution.

Les poutres de plancher se composent essentiellement de poutres laminées de gamme légère IPE, qui forment avec le plancher une construction mixte. Lorsque l'intervalle entre les poutres est d'environ 5m, on utilise, pour de faibles hauteurs de construction, les poutres laminées de la HEA qui ont des ailes plus larges que les poutres IPE.

## VI.7. L'APPLICATION DU CONCEPT DE FEU NATUREL POUR L'OPTIMISATION DE LA PROTECTION INCENDIE

### ✓ Parcs de stationnement à étages ouverts

Suivant les réglementations de la plupart des pays européens, aucune exigence de résistance au feu n'est requise pour la structure métallique de ce type de bâtiment.

Un parking est dit ouvert si chaque niveau possède des ouvertures d'une surface égale à un tiers de la surface totale des murs extérieurs ; et s'il permet une ventilation efficace et permanente. Pour les rares pays où une exigence au feu est demandée, l'ingénierie d'incendie est permise comme alternative au feu standard ISO. Les données de base de cette approche (charge au feu, taux de dégagement de chaleur, nombre de véhicules impliqués...) ont été déterminées par de nombreux essais réalisés dans plusieurs pays.

Au cours des dernières décennies, la propagation du feu d'un véhicule a rarement impliqué plus de 3 véhicules situés l'un à côté de l'autre.

Lors d'essais réels (photo 5), des températures locales maximales de l'acier d'environ 700 °C ont été relevées pendant un court instant, et ce, sur une portion réduite de la poutre.



*Figure VI.14 : Essai de démonstration réalisé à Vernon au CNPP(France) en 2000.*

## VI.8. PARCS DE STATIONNEMENT FERMÉS ET SOUTERRAINS

A la différence des parkings à étages ouverts, les parcs de stationnement fermés et les parkings souterrains sont soumis à des exigences de résistance au feu.

Afin de garantir une exigence de résistance au feu ISO de une à deux heures requise pour ce type de parking, ces bâtiments sont généralement réalisés en système mixte anti feu AF, consistant à

remplir les chambres des profilés de béton armé.

En utilisant ces éléments porteurs mixtes pour les poteaux et les poutres, les charges sont transmises par l'action conjuguée de l'acier et du béton.

Outre son action portante, le béton protège l'acier contre un échauffement trop rapide et offre de ce fait une isolation contre l'incendie.

L'application du concept du feu naturel permet, sous certaines conditions (ventilation, mesures actives de lutte contre le feu), de prévoir les poutres de la structure sans protection passive.

### **VI.9. PROTECTION CONTRE LA CORROSION**

La mise au point de nouveaux produits de revêtement a considérablement amélioré la protection contre la corrosion.

L'expérience montre que les peintures ordinaires de protection contre la corrosion offrent une protection pour une durée de 10 à 20 ans selon les lieux. Au terme de cette période, il suffit de renouveler la couche de finition, l'utilisation d'une autre teinte permettant de donner un nouvel aspect extérieur à l'ouvrage.

La protection contre la corrosion comprend normalement le grenailage de la surface métallique et le revêtement à l'aide de plusieurs couches qui doivent être compatibles entre elles:

- grenailage de la surface degré de pureté SA 2,5
- couche de base 15-25  $\mu\text{m}$
- une ou deux couches d'apprêt (épaisseur 2 x 40  $\mu\text{m}$  ou 1 x 80  $\mu\text{m}$ )
- deux couches de finition (épaisseur 2 x 60  $\mu\text{m}$ ).

A l'exception de la dernière couche de finition, le revêtement est appliqué en atelier. Après montage, les zones endommagées sont réparées et la dernière couche est appliquée sur le chantier. Actuellement, la protection contre la corrosion se fait souvent en galvanisant l'ossature métallique par immersion à chaud.

Une optimisation de cette protection est réalisée en appliquant ultérieurement une peinture de finition.

Ce système de protection contre la corrosion (le procédé DUPLEX) permet de réduire au minimum les frais d'entretien, la galvanisation empêchant la formation de rouille sous la peinture.

Avant la galvanisation, la rouille et la calamine sont éliminées dans un bain d'acide. Lors de



l'immersion dans le bain de zinc liquide à 450 °C, il se forme sous la couche de zinc un alliage adhérent fer-zinc. Pour plus de précision sur le sujet, la brochure protection par galvanisation à chaud des profilés laminés.

### **VI.10. FONDATION**

Les avantages des constructions métalliques, à savoir :

- le poids propre réduit
- l'insensibilité au tassement
- la déformabilité
- les appuis simples ne transmettant pas de moments de flexion permettent de simplifier les fondations.

Toutefois, lorsque la nature du sol représente un risque d'affaissement important du terrain, il faut prévoir des fondations profondes sur pieux. Le faible poids des constructions métalliques permet de réduire considérablement la taille des pieux. Il est judicieux de ne lancer l'appel d'offres pour les travaux de fondation qu'après avoir choisi le type de construction portante, afin de pouvoir bénéficier de la réduction de coûts induite par une construction métallique.

### **VI.11. RENTABILITÉ**

Dans la construction de parcs de stationnement à étages, la notion de rentabilité est essentielle et revêt de multiples aspects. La construction métallique permet :

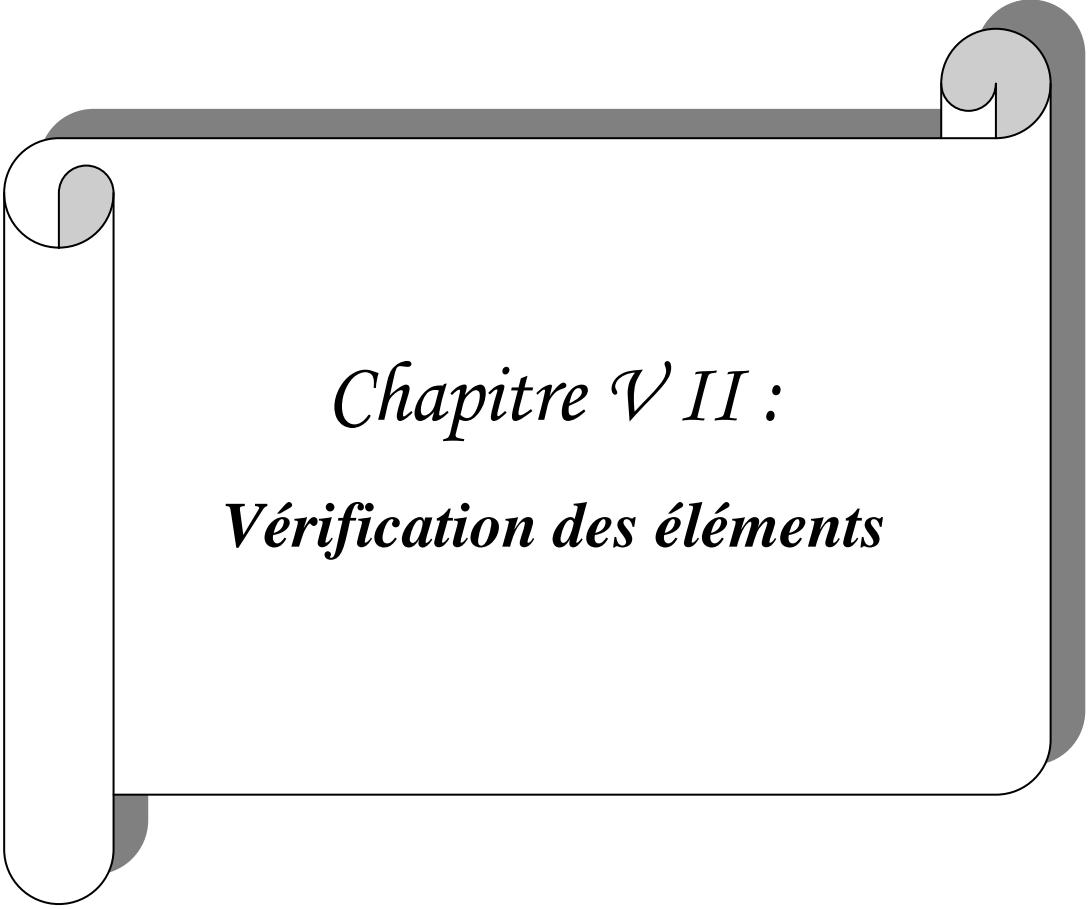
- de réduire le coût de la construction
- d'optimiser l'occupation du parc de stationnement
- d'assurer la rentabilité de l'investissement en gagnant des m<sup>2</sup> de superficie.
- L'accroissement de hauteur libre intérieure, des rampes plus larges, des poteaux allégés, un équipement de meilleure qualité, augmentent le confort et la sécurité de l'utilisateur.

#### **⇒ Analyse de rentabilité**

Si l'on prend en considération tous les coûts liés à la construction jusqu'à la fin de la durée de vie possible du bâtiment, les analyses de rentabilité démontrent que les constructions à ossature métallique sont de loin les plus économiques. Ainsi, en considérant uniquement la réduction des délais d'exécution d'un ouvrage en acier et le

reflux anticipé de capitaux investis qui s'ensuit, l'analyse de rentabilité dégage un net avantage en faveur de la construction métallique.





*Chapitre V II :*  
*Vérification des éléments*

## VII.1. INTRODUCTION

Les structures métalliques sont la plupart constituées d'éléments fléchis, comprimés ou simultanément comprimés et fléchis. Ces éléments constituent l'ossature de notre bâtiment. Le calcul de cette dernière exige que sous toutes les combinaisons d'action possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée, globalement au niveau de la structure et individuellement au niveau de chaque élément.

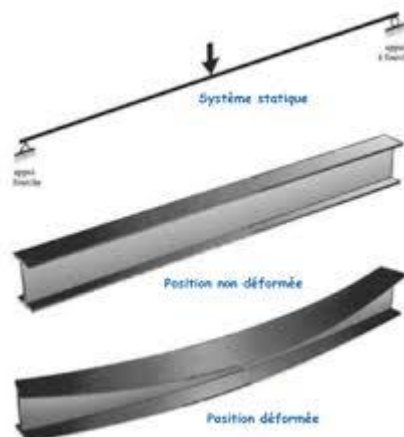
Et pour cela on doit vérifier deux types de phénomènes d'instabilité qui sont :

- Le flambement : La notion de flambement s'applique généralement à des éléments élancés, lorsqu'elles sont soumises à un effort normal de compression, ont tendance à fléchir et se déformer dans une direction perpendiculaire à l'axe de compression, en raison d'un phénomène d'instabilité élastique.



*Figure.VII. 1: phénomène du flambement*

- Le déversement : est un phénomène d'instabilité latérale (une distorsion) qui se manifeste par le flambement latéral des parties comprimées d'une section fléchie par rapport à son axe de forte inertie.



*Figure.VII. 2: phénomène de déversement*

## VII.2. VERIFICATION DES POUTRES PRINCIPALES

Les éléments poutres sont bi encasté dans le sens (X-X) sens porteur, supportant la charge du plancher et travaillant principalement à la flexion sous ces charges.

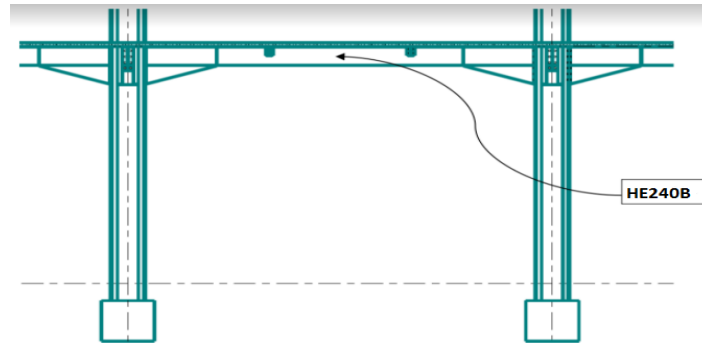


Figure.VII. 3: schéma de la poutre principale

$$\text{On a: } \begin{cases} M_{SD} = 134.61 \text{ KN.m} \\ V_{SD} = 176.01 \text{ KN} \end{cases}$$

### A. Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{Béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa (Béton de classe 25/30)}$$

$$R_{\text{Béton}} = (0,57 \times 25 \times 1500 \times 115) \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{\text{Béton}} = 2458.125 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a$$

$$R_{\text{Acier}} = (0,95 \times 275 \times 10600) \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{\text{Acier}} = 2769.25 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{Béton}} \leq R_{\text{Acier}}$$

Axe neutre se trouve dans la semelle ou l'âme, donc on doit calculer  $R_w$

$$R_w = 0.95 \times f_y \times A_w = 0.95 \times 275 \times ((240 - 2 \times 17) \times 10) = 538.175 \text{ KN}$$

$$R_w \leq R_{\text{Béton}} \text{ l'axe neutre se trouve dans la semelle supérieure}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

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

$$M_{plrd} = \left[ 2769.25 \times \frac{240}{2} + 2458.125 \times \left( \frac{115}{2} + 55 \right) \right] \times 10^{-3}$$

$$M_{plrd} = 608.85 \text{ KN.m}$$

### B. Vérifications

#### ❖ Vérification de la flexion

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

Le moment appliqué :

$$M_{max} = 134.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = 608.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{max} < M_{plrd} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

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

$$A_v = 3323 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 3323 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 479.63 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 176.01 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{pl,rd} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée}$$

➤ **Interaction moment fléchissant / effort tranchant**

$$V_{sd} = 176.01 \text{ KN} < 0.5 \times V_{pl,rd} = 0.5 \times 479.63 = 239.82 \text{ KN}$$

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

**VII.3. VERIFICATION DES POUTRES SECONDAIRES**

Les éléments poutres sont bi encasté dans le sens (X-X) sens porteur, supportant la charge du plancher et travaillant principalement à la flexion sous ces charges.

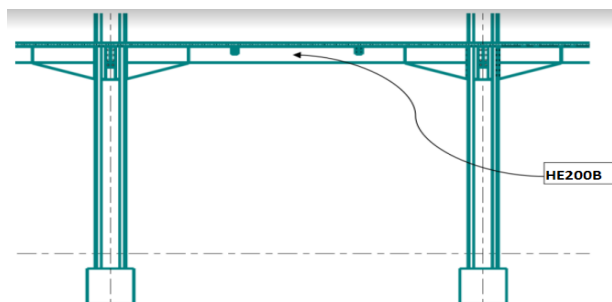


Figure.VII.4: schéma de la poutre secondaire

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{SD} = 78.22 \text{ KN.m} \\ V_{sd} = 109.52 \text{ KN} \end{cases}$$

**A. Position de l'axe neutre plastique**

$$R_{\text{Béton}} = 2048.44 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 2040.36 \text{ kN}$$

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

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton.

Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{\text{plrd}} = 434.039 \text{ kN.m}$$

### B. Verifications

#### ❖ Vérification de la flexion

$$M_{\text{sd}} \leq M_{\text{pl.Rd}}$$

$$M_{\text{max}} = 78.22 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = 78.22 \text{ kN.m} < M_{\text{pl.Rd}} = 434.039 \text{ kN.m} \quad \dots\dots\dots \text{ La condition est vérifiée.}$$

#### ❖ Vérification de l'effort tranchant

$$V_{\text{sd}} = 109.52 \text{ kN}$$

$$V_{\text{PRD}} = A_V \frac{f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{2483 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} = 358.39 \text{ kN}$$

$$V_{\text{sd}} = 109.52 \text{ kN} < V_{\text{plrd}} = 358.39 \text{ kN} \quad \dots\dots\dots \text{ La condition est vérifiée.}$$

## VII.4. VERIFICATION DES POTEAUX

Le pré-dimensionnement des poteaux a été établi vis-à-vis du flambement et après étude dynamique on a remarqué que les poteaux sont sollicités en flexion et en compression axiale.

### VII.4.1. Procédure de calcul

Les poteaux sont soumis à la flexion composée où chaque poteau est soumis à un effort normal « N » et deux moments fléchissant  $M_2$  et  $M_3$ . La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlements sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens.

Les différentes sollicitations doivent être combinées dans les cas les plus défavorables, qui sont :

**Cas 1 :** Une compression maximale  $N_{\text{sd}}$  et un moment  $M_{y,\text{sd}}$  et  $M_{z,\text{sd}}$  correspondant.

**Cas 2 :** Un moment  $M_{y,\text{sd}}$  maximal et une compression  $N_{\text{sd}}$  et  $M_{z,\text{sd}}$  correspondant.

**Cas 3 :** Un moment  $M_{z,\text{sd}}$  maximal et une compression  $N_{\text{sd}}$  et  $M_{y,\text{sd}}$  correspondant.

#### ➤ Combinaisons de charges

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont :

- 0,8 G ± E
- G + Q + E
- 1,35 G + 1,5 Q

Les éléments sollicités en compression flexion doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \times M_{y.sd}}{W_{pl.y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \times M_{z.sd}}{W_{pl.z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Avec :

- $K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$  ;  $K_y \leq 1,5$
- $\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M.y} - 4) + \left( \frac{W_{pl.y} - W_{el.y}}{W_{el.y}} \right)$  ;  $\mu_y \leq 0,90$
- $K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$  ;  $K_z \leq 1,5$
- $\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{M.z} - 4) + \left( \frac{W_{pl.z} - W_{el.z}}{W_{el.z}} \right)$  ;  $\mu_z \leq 0,90$
- $\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z)$
- $\beta_{M.y}$  et  $\beta_{M.z}$  sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

**NB :** Selon le EC3 « article 5.2.5.3 » une ossature métallique peut être classé comme contreventé si le système de contreventement réduit ses déplacement horizontale d'au moins 80%. Dans ce cas Le calcul de longueur de flambement se fait par la méthode des nœuds fixe.

#### VII.4.2. Vérification pour les poteaux RDC

(HE650B)

Hauteur d'étage 3.2m

*Figure VII.1 : Les dimensions et caractéristiques mécaniques du profilés HEB650*

profile	A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>el,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>el,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	i <sub>z</sub> (cm)
<b>HEB650</b>	286.3	210600	13980	7320	1441	6480	932.3	27.12	6.99

$$\text{Plan y-y : } \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9 \times \varepsilon} = \frac{L_{fy}/i_y}{93,9 \times \varepsilon} ; \left( \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.92 \right)$$

$$\text{Plan z-z : } \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9 \times \varepsilon} = \frac{L_{fz}/i_z}{93,9 \times \varepsilon}$$

Alors :

$$\frac{L_f}{L_0} = \left( \frac{1 + 0,145 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \times \eta_1 \times \eta_2}{2 - 0,364 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \times \eta_1 \times \eta_2} \right)$$

Avec :

- $\eta_1 = \frac{K_C + K_{C1}}{K_C + K_{C1} + K_{P11} + K_{P12}}$
- $\eta_2 = \frac{K_C + K_{C2}}{K_C + K_{C2} + K_{P21} + K_{P22}}$
- $K_C$  c'est la rigidité (ou la raideur) de poteau concerné
- $K_{C1}$  et  $K_{C2}$  la rigidité des poteaux adjacents

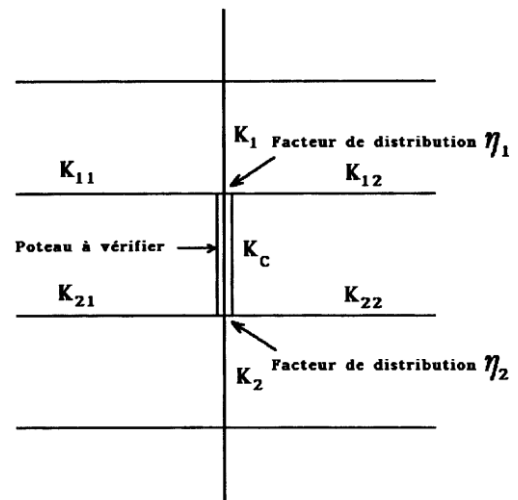


Figure VII.4 La rigidité des barres

- $K_{Pij}$  la rigidité des poutres associées au nœud considéré

Plan y-y ;  $K_C = K_{C1} = K_{C2} = \frac{I_y}{H} = \frac{I_{y(HE650B)}}{H} = \frac{210600 \times 10^4}{3.2 \times 10^3} = 658125$

$$K_{P11} = K_{P21} = K_{P22} = K_{P12} = \frac{I_{y(HE240B)}}{L_{(HE240B)}} = \frac{11260 \times 10^4}{6 \times 10^3} = 18766.67$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \eta_1 = 0,97 \\ \eta_2 = 0,97 \end{cases} \rightarrow \frac{L_f}{L_0} = 0.94 \quad , L_{fy} = 3013.57mm$$

Plan z-z ;  $K_C = K_{C1} = K_{C2} = \frac{I_z}{H} = \frac{13980 \times 10^4}{3.2 \times 10^3} = 43687.5$

$$K_{P11} = K_{P21} = K_{P22} = K_{P12} = \frac{I_{z(HE200B)}}{L_{(HE200B)}} = \frac{2003 \times 10^4}{5 \times 10^3} = 40060$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \eta_1 = 0,52 \\ \eta_2 = 0,52 \end{cases} ; \rightarrow \frac{L_f}{L_0} = 0.64 \quad L_{fz} = 2052.41mm$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{3013.57/271.2}{86.81} = 0,13 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{2052.41/69,9}{86.39} = 0,34 \end{cases} \quad \text{Risque de flambement en plan z-z } (\bar{\lambda}_z > 0,2)$$

En plan y-y le flambement n'est pas considéré donc  $x_y = 1$

Le choix de la courbe de flambement :

$$\frac{H_{(HE650B)}}{b_{(HE650B)}} = \frac{650}{300} = 2.16 > 1,2 \quad \text{Et} \quad t_f = 31\text{mm} < 40\text{mm}$$

La courbe b  $\rightarrow \alpha_y = 0,34$

$$\text{Plan } z - z ; \phi_z = 0,5 \times (1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^{-2})$$

$$\phi_z = 0,5 \times (1 + 0,34 \times (0,34 - 0,2) + 0,34^2) = 0,58$$

$$\text{Plan } z - z ; \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^{-2}}} = \frac{1}{0,58 + \sqrt{0,58^2 - 0,34^2}} = 0,95$$

$$\chi_{min} = 0,95$$

### A. Cas n°1 : $N^{Maxr}; M_2^{Corr}; M_3^{Corr}$

Il s'est avéré d'après les résultats du logiciel **ROBOT2016** que la combinaison la plus défavorable pour ce cas n°1 est **G+Q+E<sub>x</sub>**

#### ➤ Résultats du ROBOT2016

Les efforts internes du logiciel **ROBOT2016** sous la combinaison **G+Q+E<sub>y</sub>** représenté par le poteau sont :

$$N_{sd}^{MAX} \rightarrow M_{y.sd}^{corr} \text{ et } M_{z.sd}^{corr}$$

$$N_{sd}^{MAX} = 5062.98 \text{ kN}$$

$$M_{y.sd}^{corr} = 230.42 \text{ kN.m}$$

$$M_{z.sd} = 4.91 \text{ kN.m}$$

$$\beta_{M.\varphi} = 1,8 - 0,7\varphi \quad ; \quad \varphi = \frac{M_1}{M_2}$$

➤ Pour  $M_{y.sd}$  :

$$\varphi = \frac{11.8}{230.42} = 0,015 \quad \text{Et} \quad \beta_{M.\varphi} = 1,8 - 0,7 \times (0,015) = 1.76$$

$$\mu_y = 0,13 \times (2 \times 1.76 - 4) + \left( \frac{7320 - 6480}{6480} \right) = 0,067 < 0,9$$

$$K_y = 1 - \frac{0,067 \times 5062.98 \times 10^3}{1 \times 286.3 \times 10^2 \times 275} = 0,95 < 1,5$$

➤ Pour  $M_{z.sd}$  :

$$\varphi = \frac{-4.91}{21.38} = -0.23 \quad \text{Et} \quad \beta_{M.\varphi} = 1,8 - 0,7 \times (-0.23) = 1,96$$



$$\begin{aligned} &\text{➤ } \mu_z = 0,34 \times (2 \times 1,96 - 4) + \left( \frac{1441-932,3}{932,3} \right) = 0,52 < 0,9 \\ &\text{➤ } K_z = 1 - \frac{0,52 \times 5062,98 \times 10^3}{0,95 \times 286,3 \times 10^2 \times 275} = 0,65 < 1,5 \\ &\text{➤ } \frac{5062,98 \times 10^3}{0,95 \times 286,3 \times 10^2 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,95 \times 230,42 \times 10^6}{7320 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,65 \times 4,91 \times 10^6}{1441 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} = 0,74 < 1 \end{aligned}$$

*Donc la condition est vérifiée.*

### B. Cas 2 :

- Il s'est avéré d'après les résultats du **logiciel ROBOT2016** que la combinaison la plus défavorable pour ce cas n°2 est  $0,8 G \pm E_x$

$$M_{y.sd}^{MAX} \rightarrow N_{sd}^{corr} \text{ et } M_{z.sd}^{corr}$$

$$M_{y.sd}^{MAX} = 254,42 \text{ kN.m} ; N_{sd}^{corr} = -2143,21 \text{ kN} ; M_{z.sd}^{corr} = 1,28 \text{ kN.m}$$

$$K_y = 0,99 \quad \text{Et} \quad K_z = 0,99$$

$$\frac{2143,21 \times 10^3}{0,95 \times 286,3 \times 10^2 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,99 \times 254,42 \times 10^6}{7320 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,99 \times 1,28 \times 10^6}{1441 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} = 0,46 < 1$$

*Donc la condition est vérifiée.*

### C. Cas 3 :

- Il s'est avéré d'après les résultats du **logiciel ROBOT2016** que la combinaison la plus défavorable pour ce cas n°2 est  $G + Q + E_y$

$$M_{z.sd}^{MAX} \rightarrow N_{sd}^{corr} \text{ et } M_{y.sd}^{corr}$$

$$M_{z.sd}^{MAX} = 43,65 \text{ kN.m} ; N_{sd}^{corr} = 1362,76 \text{ kN} ; M_{y.sd}^{corr} = 59,77 \text{ kN.m}$$

$$K_y = 0,84 \quad \text{Et} \quad K_z = 0,98$$

$$\frac{1362,76 \times 10^3}{0,95 \times 286,3 \times 10^2 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,84 \times 59,77 \times 10^6}{7320 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,98 \times 43,65 \times 10^6}{1441 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} = 0,35 < 1$$

*Donc la condition est vérifiée.*

**VII.5. VERIFICATION DES CONTREVENTEMENT**

Les contreventements sont des éléments stabilisateurs qui permettent à la structure de résister aux force horizontales en les transférant jusqu’aux fondations. Ils contribuent aussi à la limitation des déformations et à l’augmentation de la stabilité de la structure et de ses éléments.

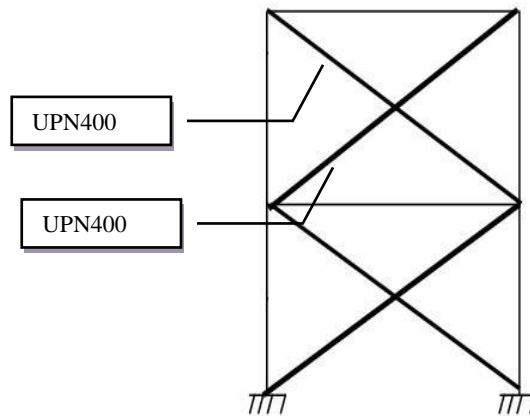
Les charges et actions qui provoquent ces forces sont :

- les actions dues aux vents, les effets sismiques et les chocs,
- Composantes horizontales des actions verticales (poids propre, neige ...)

Les contreventements par palées de stabilité sont tendus ou comprimés, il faut donc faire les vérifications à la compression simple et à la traction.

D’après l’article **8.4.1(RPA99/2003)** « Palées en X, K : Dans ce type de palée, il est admis de Considérer seulement les barres tendues pour un sens donné de l’action sismique, quand ces dernières interviennent avec efficacité dans la résistance dissipative de l’ossature»

On va vérifier les profilés **2UPN 400** les plus sollicités par l’effort de traction.



*FigureVII.6: Palées de stabilité en X*

**A. Résistance a la traction**

On doit vérifie que :  $N \leq N_{Trd}$

Avec : N : effort de traction dans la barre.

$N= 1084.35KN$

$A= 2 \times A_{profile} = 2 \times 91.5 = 183cm^2$

$A_{net} = (A - (d \times t)) \times 2 = (91.5 - (2.7 \times 1.0)) \times 2 = 177.6cm^2$

$$N_{trd} = \min \begin{cases} (0,9 * A_{net} * f_u) / \gamma_{m1} = (0,9 * 17760 * 360) / 1,1 = 5231,12KN \\ (A * f_y) / \gamma_{mo} = (18300 * 275) / 1 = 5032,5 KN \end{cases}$$

$N= 1084.35KN \leq N_{Trd} = 5032.5KN$ ..... La condition est vérifiée.

**B. Resistance a la Compression simple**

$$\begin{cases} N_{sd} = 1800,15KN \\ N_{sd} \leq N_R = \chi \times \beta_A \times A \times f_y / \gamma_{m1} \end{cases}$$

$$A=183cm^2 \quad A_{net}= cm^2 \quad i_y=14.9cm^2 \quad i_z=3.04cm^2 \quad L=5.73m$$

$$\lambda_y = \frac{573}{14.9} = 38.46$$

$$\lambda_z = \frac{573}{3.04} = 188.49$$

On a  $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$  le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

**Remarque :** Pour les sectionnes U la courbe de flambement est " C" donc  $\alpha = 0.49$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\beta_W \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr}} = [\lambda / \lambda_1] \sqrt{\beta_W}$$

$$\text{Avec : } \lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon = 93.9 \times \sqrt{\frac{235}{275}} = 86.80$$

$$\Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{38.46}{86.8} = 0.44$$

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

$$\phi_y = 0.66$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0.66 + \sqrt{0.66^2 - 0.44^2}} = 0.86 \leq 1$$

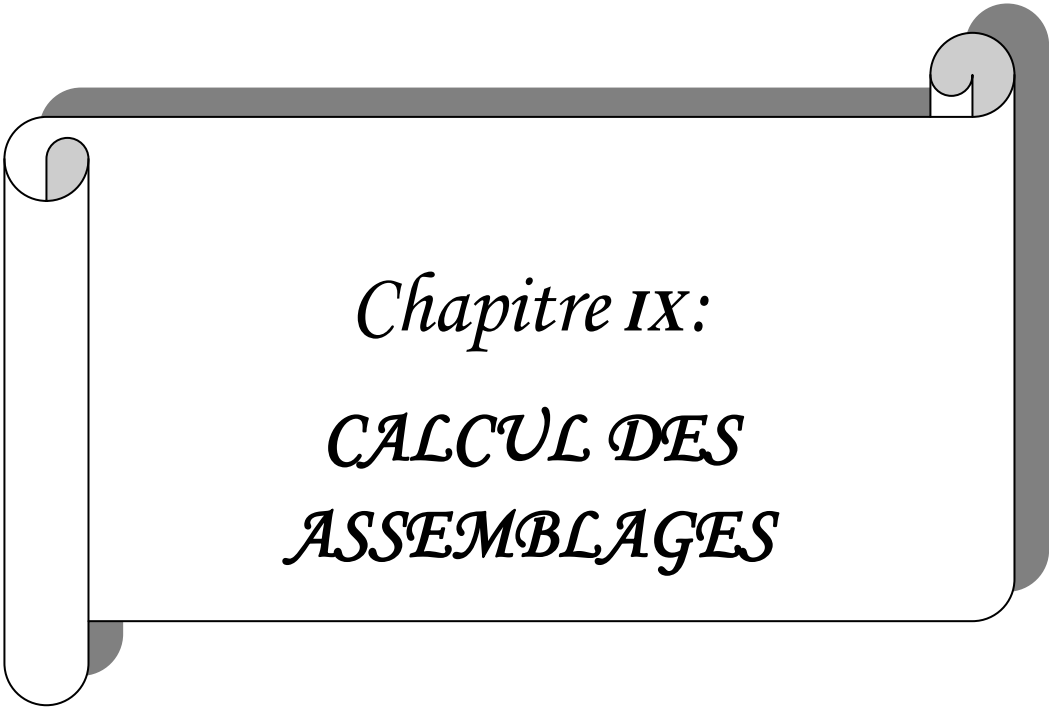
$$N_{brd} = \chi_y \times \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{brd} = 0.86 \times \frac{1 \times 275 \times 18300 \times 10^{-3}}{1.1} = 3934.5KN$$

$N_{sd} = 1800,15KN \leq N_R = 3934.5KN$ ..... La condition est vérifiée.

**VII.6. CONCLUSION**

La structure étudiée est stable vis-à-vis toutes les combinaisons de charge possibles et définies règlementaires.



*Chapitre IX:*  
***CALCUL DES  
ASSEMBLAGES***

### VIII.1. INTRODUCTION

La construction métallique est caractérisée par l'ensemble d'éléments barres (poteaux-poutres) qu'il faut assembler entre eux pour constituer l'ossature. Les liaisons entre ces différents éléments représentent ce qu'on appelle les assemblages qui jouent un rôle très important pour stabiliser la structure.

### VIII.2. ROLE DES ASSEMBLAGES

Un assemblage est un dispositif qui permet de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion. Parmi les assemblages on a :

- a) Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et les efforts tranchants.
- b) Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

❖ Dans notre structure on a 7 types d'assemblages :

- 1- Assemblage de continuité (poteau-poteau).
- 2- Assemblage poteau-poutre principale.
- 3- Assemblage poteau-poutre secondaire.
- 4- Assemblage poutre principale-solive.
- 5- Assemblage de contreventement.
- 6- Assemblage de la rampe : A- assemblage poutre porteuse-poutre de rampe  
B- assemblage solive-poutre de rampe
- 7- Assemblage base poteau.

### VIII.3. CALCUL DES ASSEMBLAGES

#### VIII.3.1. L'assemblage poteau – poteau (HEB650– HEB650) « assemblage de continuité »

L'assemblage est fait à l'aide de des platines avec des fils de boulons ; qui assurent la liaison entre les âmes et les semelles des poteaux successives.

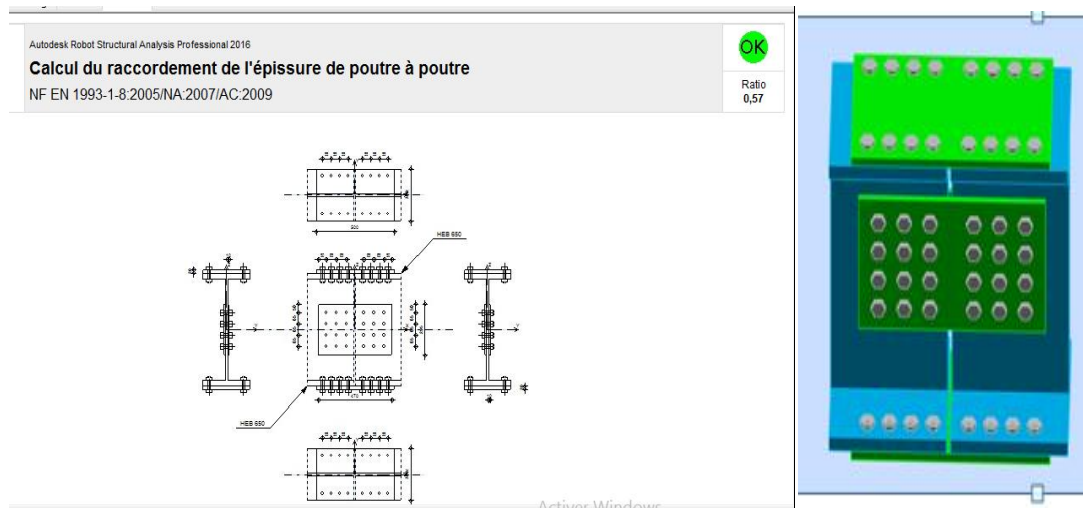


Figure VIII.1- Assemblage de continuité (poteau-poteau).

❖ Sollicitations

Les données du calcul sont tirées à partir du logiciel ROBOT2016.

Les assemblages ci-dessous sont sollicités par :

- Un moment fléchissant :  $M_{sd} = 19.43KN.m$
- Un effort tranchant :  $V_{sd} = 46.08KN$
- Un effort normal :  $N_{sd} = 1890.25KN$

❖ Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques

- Poteaux 2 HEB 650 :

Tableau VIII.1 Dimensions du HEB650

H (mm)	B (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	A (cm <sup>2</sup> )
650	300	16	31	286.3

❖ Le choix des boulons : (EC3)

On choisit **42 boulons 18mm** de diamètre (**M18**) de classe **HR10.9**

$M18 \Rightarrow d = 18mm \quad d_0 = 20mm; t = 10mm$

Tableau: VIII.2-Disposition constructive des boulons.

Disposition constructive		
$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm})$	$24.0\text{mm} \leq e_1 \leq 120.0\text{mm}$	$e_1=40\text{mm}$
$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm})$	$44.0\text{mm} \leq p_1 \leq 140.0\text{mm}$	$p_1=65\text{mm}$
$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm})$	$30.0\text{mm} \leq e_2 \leq 120.0\text{mm}$	$e_2=40\text{mm}$
$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm})$	$60\text{mm} \leq p_2 \leq 140.0\text{mm}$	$P_2=65\text{mm}$

**A- Vérification de la résistance : (EC3)**

L'effort qui sollicite le boulon est un effort incliné (traction+cisaillement).

On a **Catégorie C** : surfaces nettoyées par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes.

Donc il faut vérifier que :

$$F_{vsd} \leq F_{sRd} = \frac{k_s \cdot \mu \cdot m \cdot (F_p - 0.8F_{tsd})}{\gamma_{MSult}}$$

$$F_{tsd} = F_{M1} \quad \text{Avec : } F_{tsd} : \text{effort de traction}$$

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n_p \cdot n_b} \quad \text{Avec : } F_{vsd} : \text{effort de cisaillement}$$

$n_b$  : Nombre des boulons,  $n_b = 24$

$n_f$  : Nombre des files,  $n_f = 6$

$n_p$  : Nombre des plans de cisaillement,  $n_p = 1$

$K_s$  : type de trous utilisés,  $K_s=1$

$m$  : Nombre d'interface de frottement

$\mu$  : Coefficient de frottement = 0.3 (classe c)

• Données du calcul :

Les données du calcul sont tirées à partir du logiciel ROBOT2016

Les assemblages ci-dessous sont sollicités par :

- Un moment fléchissant :  $M_{sd} = 19.43KN.m$

- Un effort tranchant :  $V_{sd} = 46.08KN$

- Un effort normal :  $N_{sd} = 1890.25KN$

### Remarque

-On peut considérer que le moment appliqué **M** se traduit par un effort de traction dans la semelle supérieure et un effort de compression dans la semelle inférieure.

### B- Détermination de l'effort max $F_{M1}$ dans les boulons

$$F_{M1} = \frac{M_{sd} \cdot d_1}{n_f \cdot \sum d_i^2}$$

$$d_1 = 45mm, d_2 = 110mm, d_3 = 175mm, d_4 = 240mm, d_5 = 285mm$$

$$\sum d_i^2 = 183575mm^2$$

$$F_{M1} = 0.8KN$$

$$F_{tsd1} = N_{sd}/nb = 78.75 KN$$

$$F_{tsd} = F_{M1} + F_{tsd1} = 79.55KN$$

### C- Détermination de la précontrainte de calcul

$$\text{Boulons M18} \Rightarrow A_s = 192mm^2 \Rightarrow F_{pCd} = 134.4KN$$

$$F_{sRd} = \frac{k_s \cdot \mu \cdot m \cdot (F_p - 0.8F_{tsd})}{\gamma_{MSult}}$$

-On obtient :  $F_{sRd} = 21.228KN$

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n_p \cdot nb} = 3.84KN$$



$F_{vsd} = 3.84KN \leq F_{srd} = 21.228KN \rightarrow$  La condition est vérifiée

**Conclusion :** On adopte une Platine de dimensions (470, 295,10).

**VIII.3.2. Assemblage poteau – poutre principale (HEB650– HEB240)**

Le principe de l'assemblage est de souder une platine avec les semelles et l'âme de la poutre, elle est percée symétriquement de part et d'autre de la poutre. Les mêmes perçages qui sont effectués sur l'aile du poteau, permettent de solidariser les deux éléments assemblé.

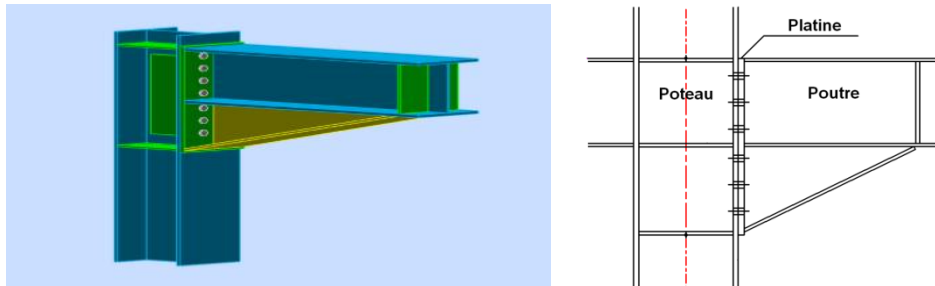


Figure VIII.2- Assemblage poteau-poutre principale

❖ **Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques**

- Poteau HEB650 :

Tableau VIII.3 Dimensions du HEB650

H (mm)	B (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	A (cm <sup>2</sup> )
650	300	16	31	286.3

- Poutre HEB240 :

Tableau VIII.4 Dimensions du HEB240

H(mm)	B(mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	A(cm <sup>2</sup> )
240	240	10	17	106.0

❖ **Le choix des boulons :( EC3)**

On choisit **12 boulons (M20)** de classe **HR10.9**

$M 20 \Rightarrow d = 20mm \quad d_o = 22mm; t = 20mm$

Tableau: VIII.5- Disposition constructive des boulons

Disposition constructive		
$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm})$	$24.0\text{mm} \leq e_1 \leq 240.0\text{mm}$	$e_1=180\text{mm}$
$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm})$	$44.0\text{mm} \leq p_1 \leq 280.0\text{mm}$	$p_1=85\text{mm}$
$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm})$	$30.0\text{mm} \leq e_2 \leq 240.0\text{mm}$	$e_2=180\text{mm}$
$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm})$	$60.0\text{mm} \leq p_2 \leq 280.0\text{mm}$	$p_2=85\text{mm}$

### A) Vérification de la résistance

L'effort qui sollicite le boulon est un effort incliné (traction+cisaillement).

-On a **Catégorie C** : surfaces nettoyées par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes.

Donc il faut vérifier que :

$$F_{vsd} \leq F_{sRd} = \frac{k_s \cdot \mu \cdot m \cdot (F_p - 0.8F_{tsd})}{\gamma_{MSult}}$$

$$F_{tsd} = F_{M1} \text{ Avec } F_{tsd} : \text{effort de traction}$$

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n_p \cdot n_b} \text{ Avec } F_{vsd} : \text{effort de cisaillement}$$

$n_b$  : Nombre des boulons,  $n_b = 12$

$n_f$  : Nombre des files,  $n_f = 2$

$n_p$  : Nombre des plans de cisaillement,  $n_p = 1$

$$k_s = 1$$

$m$  : Nombre d'interface de frottement

$\mu$  : Coefficient de frottement = 0.3 (classe c)

• Données du calcul :

Les données du calcul sont tirées à partir du logiciel ROBOT2016, Les assemblages ci-dessous sont sollicités par :

- Un moment fléchissant :  $M_{sd} = 47.44KN.m$

- Un effort tranchant :  $V_{sd} = 40.29KN$

**Remarque :** On peut considérer que le moment appliqué **M** se traduit par un effort de traction dans la semelle supérieure et un effort de compression dans la semelle inférieure.

**B) Détermination de l'effort max  $F_{M1}$  dans les boulons : (EC3)**

$$F_{M1} = \frac{M_{sd} \cdot d_1}{n_f \cdot \sum d_i^2}$$

$$d_1 = 635.0mm, d_2 = 445mm, d_3 = 360.0mm, d_4 = 275.0mm$$

$$, d_5 = 190.0mm$$

$$\sum d_i^2 = 842575mm^2$$

**C) Détermination de la précontrainte de calcul**

$$\text{Boulons } M20 \Rightarrow A_s = 245mm^2 \Rightarrow F_{pCd} = 0.7 A_s \times f_u = 171.5KN$$

$$F_{tsd} = F_{M1} = \frac{M_{sd} \cdot d_1}{n_f \cdot \sum d_i^2} = 17.875KN$$

-On obtient : 
$$F_{sRd} = \frac{k_s \cdot \mu \cdot m \cdot (F_p - 0.8 F_{tsd})}{\gamma_{MSult}} \cong 47.16KN$$

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n_p \cdot nb} = 3.358KN$$

$F_{vsd} = 3.358KN \leq F_{srd} = 47.16KN \rightarrow$  La condition est vérifiée

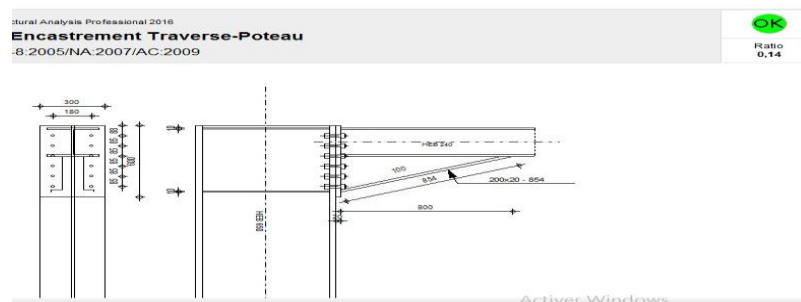


Figure : VIII.3-Schéma d'assemblage poteau-poutre (HEB650-HEB240)

**D) Vérification de la soudure**

⇒ **Les suppositions**

- On suppose que le moment **M** est repris uniquement par les cordons de soudure **1** et **2** ;
- On suppose que l'effort **V** est repris par le cordon de soudure **3** ;
- $C_M = M/W \perp$  à l'axe long du cordon de soudure (C.S)

⇒ les cordons frontal  $\{\sigma_M = \tau_{\perp M} = \frac{C_M}{\sqrt{2}} = \frac{M}{W\sqrt{2}}$

$W = \frac{I_S}{V^{Max}} \text{ avec } V^{Max} = \frac{h}{2}$

- $C_V = V/2.l_3.a \perp$  à l'axe long du cordon de soudure (C.S)

$\{\sigma_v = \tau_{\perp v} = 0$

$\{\tau_{//v} = \frac{V}{2l_3a}$

Nuance S275 ;  $\beta_w = 0,85$  ;  $\gamma_{Mw} = 1,30$  ;  $f_u = 430MPa$  ;

On a:  $l_1 = 240mm$  ;  $l_2 = 110mm$  ;  $l_3 = 206mm$  ;

$a = 7mm$  ;  $h = 240mm$  ;  $t_f = 17mm$ .

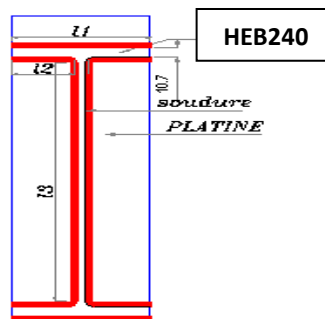


Figure : VIII.4-Les dispositions constructives de la soudure

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

La valeur maximale de l'effort tranchant doit être inférieure à la valeur admissible :  $V \leq V_{adm}$

Avec :  $V_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times l_3 \times a \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{Mw}}$

**Application numérique :**

$$V = 40.29KN$$

$$V_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times 206 \times 7 \times 430}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,30} 10^{-3} = 458.169KN$$

$$V = 40.29KN \leq V_{adm} = 458.169KN \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

### F- Vérification du moment

La valeur maximale du moment doit être inférieure à la valeur admissible :  $M \leq M_{adm}$

$$\text{Avec : } M_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times I_s \times f_u}{\beta_w \times \gamma_{MW} \times h}$$

On a une soudure symétrique donc :

$$I_s = 2 \cdot a \cdot l_1 \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2 + 4 \cdot l_2 \cdot a \cdot \left(\frac{h}{2} - t_f\right)^2$$

**Application numérique :**

Les résultats précédents sont vérifiés pour  $a=7mm$

$$M_{sd} = 47.44KNm$$

$$I_s = 81.06 \times 10^6 mm^4$$

$$M_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times 81.06 \times 10^6 \times 430}{0,85 \times 1,3 \times 240} 10^{-6} = 185.873KNm$$

$$M_{sd} = 47.44KN.m \leq M_{adm} = 185.873 \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

**Conclusion :** On adoptera donc **12** boulons de **M20** de classe **HR10.9**, et une platine de **(600×300×20)mm**, et une soudure de  $a=7mm$ .

### VIII .3.3. Assemblage poteau - poutre secondaire (HEB650– HEB200)

Cet assemblage est réalisé avec boulonnage de l'âme de la poutre secondaire avec la platine soudée perpendiculairement avec l'âme du poteau.

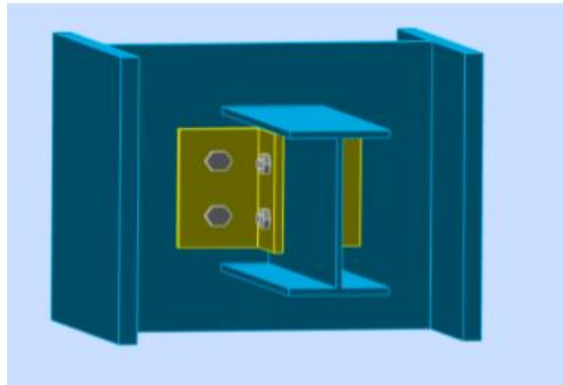


Figure : VIII.5-Assemblage poteau-poutre secondaire.

❖ Le choix des boulons :( EC3)

On choisit 4 boulons (M16) de classe 6.8 avec t=20mm

$$M16 \Rightarrow d = 16mm \quad d_0 = 18mm$$

Tableau: VIII.6. Disposition constructive des boulons.

Disposition constructive		
$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t,150mm)$	$21.60mm \leq e_1 \leq 240.0mm$	$e_1=180mm$
$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t,200mm)$	$39.6mm \leq p_1 \leq 280.0mm$	$p_1=85mm$
$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t,150mm)$	$27.0mm \leq e_2 \leq 240.0mm$	$e_2=180mm$
$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t,200mm)$	$54mm \leq p_2 \leq 280.0mm$	$P_2=85mm$

- Les données du calcul sont tirées à partir du logiciel ROBOT2016, Les assemblages ci-dessous sont sollicités par : - Un effort tranchant :  $V_{sd} = 18.98KN$

Donc on doit vérifier :  $f_v.sd \leq F_v.Rd$

$$f_v.sd \leq F_b.Rd$$

**A- Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement**

$$f_v.sd \leq F_v.Rd$$

$$F_v.sd = Vsd / 4 = 4.745 KN$$

$$F_v.Rd = 0.6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.6 \times \frac{157 \times 600}{1.25} = 45.21 KN$$

$$F_{vsd} = 4.745KN \leq F_{vrd} = 45.21KN \quad \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

**B- Vérification de pression diamétrale**

$$f_{v.sd} \leq F_{b.Rd}$$

$$f_{v.sd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(3.33; 1.32; 1.39; 1) = 1$$

$$f_{v.sd} = \frac{2.5 \times 1 \times 430 \times 16 \times 20}{1.25} = 275.20 \text{ KN}$$

$$F_{v.sd} = 4.745 \text{ KN} \leq F_{b.Rd} = 275.2 \text{ KN} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

**VIII-3.4-Assemblage poutre principale-solive (HEB240– IPE160)**

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive IPE140 avec l'âme de la poutre HEA 280, avec une file verticale de deux boulons.

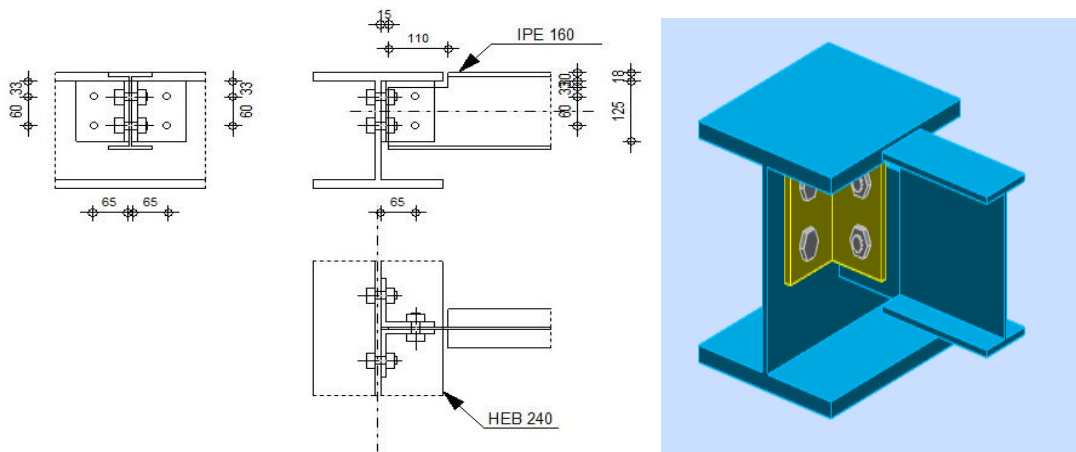


Figure : VIII.6-Assemblage poutre –solive.

❖ **Le choix des boulons :( EC3)**

On choisit **4 boulons (M16)** de classe **4.8**

t=min ( t coniere = 10mm ; tw= 15 mm) donc t= 10 mm ; Conière (CAE 100×100×10).

$$M16 \Rightarrow d = 16 \text{ mm} \quad d_0 = 18 \text{ mm}$$

Tableau: VIII.7-Disposition constructive des boulons.

Disposition constructive		
$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm})$	$21.60\text{mm} \leq e_1 \leq 150.0\text{mm}$	$e_1=35\text{mm}$
$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm})$	$39.6\text{mm} \leq p_1 \leq 140.0\text{mm}$	$p_1=60\text{mm}$
$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm})$	$27.0\text{mm} \leq e_2 \leq 150.0\text{mm}$	$e_2=65\text{mm}$

Les données du calcul sont tirées à partir du logiciel ROBOT2016, Les assemblages ci-dessous sont sollicités par : - Un effort tranchant :  $V_{sd} = 19.87\text{KN}$

Donc on doit vérifier :  $f_v.sd \leq F_v.Rd$

$$f_v.sd \leq F_b.Rd$$

#### A) Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement

$$f_v.sd \leq F_v.Rd$$

$$F_v.sd = V_{sd} / 4 = 4.68\text{KN}$$

$$v.Rd = 0.6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.6 \frac{157 \times 400}{1.30} = 28.98\text{KN}$$

$$F_{v_{sd}} = 4.68\text{KN} \leq F_{v_{rd}} = 28.98\text{KN} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

#### B) Vérification de pression diamétrale $f_v.sd \leq F_b.Rd$

$$f_b.rd = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0.65; 0.86; 0.93; 1) = 0.65$$

$$f_b.rd = \frac{2.5 \times 0.65 \times 430 \times 16 \times 10}{1.30} = 86.00\text{KN}$$

$$F_{v_{sd}} = 4.68\text{KN} \leq F_{b_{rd}} = 86\text{KN} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

**Conclusion :** On adoptera donc 4 boulons M16 de classe 4.8, et une cornière de (CAE 100×100×10).



## VIII .3.5. Assemblage de contreventement (2UPN 400)

Cet assemblage est réalisé avec boulonnage de la barre du contreventement avec le gousset, les deux barres qui forment un X sont boulonnées avec un gousset au milieu.

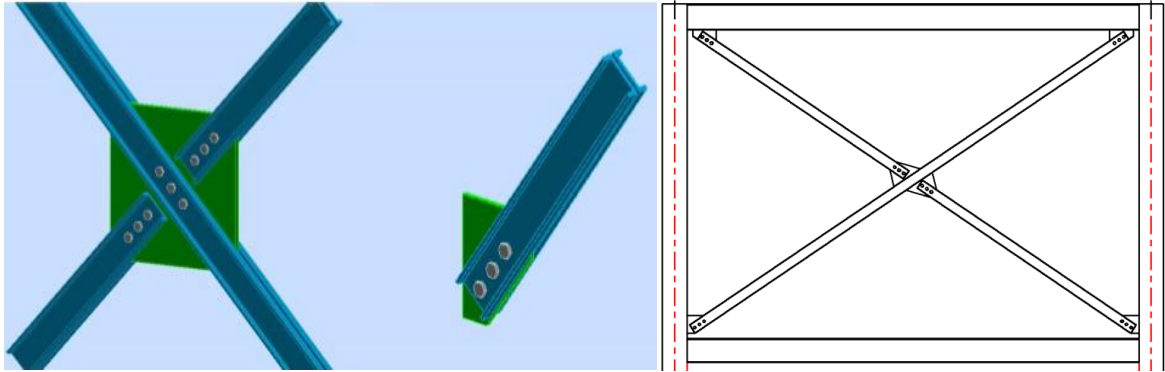


Figure : VIII.7-Assemblage contreventement en X.

❖ Le choix des boulons : (EC3)

On choisit **3 boulons** de diamètre **M20** de classe **8.8**

$$M20 \Rightarrow d = 20mm \quad d_0 = 22mm; t = 10mm$$

L'effort normal maximum dans les palées est :  $N_d = 1011.65KN$

La nuance d'acier : **S275** donc

$$\begin{cases} \beta_w = 0.85 \\ \gamma_{mw} = 1.3 \end{cases}$$

❖ Disposition constructive des boulons

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150mm) \Rightarrow e_1 = 80mm$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200mm) \Rightarrow p_1 = 100mm$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150mm) \Rightarrow e_2 = 80mm$$

A) Vérification de cisaillement

$$F_{vsd} = \frac{N_{sd}}{n_p \cdot n_b} \leq F_{vrd} = \frac{0.6 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

$n_p = 2$  : Nombre de plan de cisaillement

$$F_{vsd} = \frac{N_{sd}}{n_p \cdot nb} = 56.203KN$$

$$F_{vrd} = \frac{0.6 \times 245 \times 800}{1.30} = 90.462KN$$

$F_{vsd} = 56.203KN \leq F_{vrd} = 90.462KN \rightarrow$  La condition est vérifiée

### B) Vérification de pression diamétrale

On doit vérifier :  $f_v.sd \leq F_b.Rd$

$$f_b.rd = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma mb}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min\left(\frac{e1}{3d_0}; \frac{p1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(1.21; 1.26; 1.86; 1) = 1$$

$$f_b.rd = \frac{2.5 \times 1 \times 430 \times 20 \times 10}{1.30} = 165.385 KN$$

$F_{vsd} = 56.203KN \leq F_{brd} = 165.385KN \rightarrow$  La condition est vérifiée

**Conclusion :** On adoptera donc 3 boulons M20 de diamètre 20mm de classe 8.8 l'épaisseur de la platine 10mm.

## VIII -3.6-Assemblages de la rampe

### VIII-3.6.1-Assemblage poutre porteuse - poutre de rampe (HEB240– HEM360)

A partir du chapitre " calcul des éléments" on tire les valeurs suivantes :

$$q_u = 28.63 KN$$

$$M_{Sd} = 294.72 KN.m$$

$$V_{Sd} = \frac{q \times L}{2} = \frac{28.63 \times 9.84}{2} = 140.86KN$$

#### ❖ Données de calcul

On a 4 boulons(M30) de classe 10.9

$$d = 30mm, d_0 = 33mm$$

- Cornière 200×200×20
- Trusquinage  $tr = 130mm$
- Poutre porteuse HEB240
- Poutre de rampe HEM360

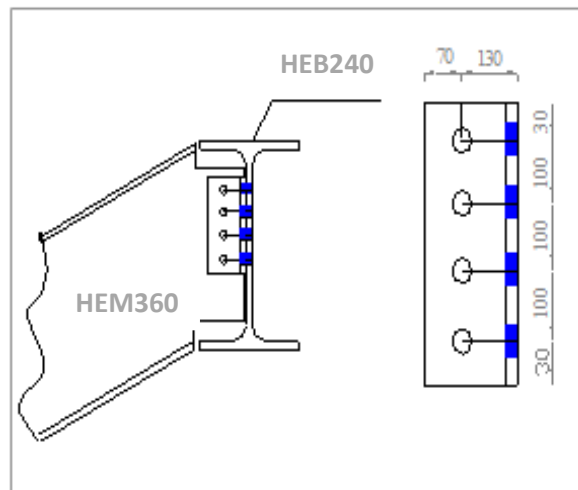


Figure: VIII.8-Assemblage poutre-rampe (HEB240- HEM360)

**-Disposition des boulons : (EC3)**

$$2.2 d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200) \text{ mm}$$

$$2.4 d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200) \text{ mm}$$

$$1.2 d_0 \leq e_1, e_2$$

D’ou:

$$P_1 = 100\text{mm}$$

$$P_2 = 100\text{mm}$$

$$e_1, e_2 = 30\text{mm}$$

**1) Coté poutre portée**

**1) A- Vérification des boulons: (EC3)**

Il faut vérifier que :  $F_{r, sd} \leq 2F_{v, Rd}$  avec :  $F_{r, sd} = \sqrt{F_{v, sd}^2 + F_{h, sd}^2}$

$$F_{v, sd} = \frac{V_{sd}}{n}$$

$$F_{v, sd} = \frac{140.86}{4} = 32.215\text{KN}$$

$F_{v, sd}$  : Effort de cisaillement de calcul exercé par boulon à l’ELU

$n = 4$  : nombre de rangées de boulons.

$$F_{h,sd} = \frac{V_{sd} e}{I_p} d_{\max} \quad \text{Avec : } I_p = \sum_{i=1}^m d_i^2$$

Où "d<sub>i</sub>" est la distance du boulon "i" à l'axe neutre du groupe de boulons de l'attache et d<sub>max</sub> la distance du boulon le plus éloigné de l'axe neutre.

$$F_{h,sd} = \frac{V_{sd} e}{d} \quad (e = t_r)$$

d : distance séparant les rangées extrêmes de boulons.

$$F_{h,sd} = \frac{V_{sd} \times t_r}{d} = \frac{140.86 \times 130}{300} = 61.039 \text{KN}$$

$$\text{Donc : } F'_{rsd} = \sqrt{F_{V,sd}^2 + F_{h,sd}^2} = \sqrt{32.215^2 + 61.039^2} = 69.02 \text{KN}$$

Comme les boulons travaillent au double cisaillement, l'effort maximal résultant doit vérifier :

$$F_{r,sd} \leq 2F_{v,Rd}$$

F<sub>v,Rd</sub> : résistance de calcul au cisaillement de calcul.

$$F'_{vrd} = \frac{0,6 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,6 \times 1000 \times 561 \times 10^{-3}}{1,30} = 258.923 \text{KN} \Rightarrow F_{vRd} = 2 \times F'_{vrd} = 517.846 \text{KN}$$

$$F_{rsd} = 69.02 \text{KN} \leq F_{vrd} = 517.846 \text{KN} \quad \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

### 1) B- Vérification des cornières

⇒ **Pression diamétrale**

$$\text{Il faut vérifier : } \frac{F_{r,sd}}{2} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} : \text{résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon : } F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb1}}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min\left(\frac{e1}{3d_0}; \frac{p1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0.30; 0.76; 2.33; 1) = 0.30$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.30 \times 430 \times 30 \times 20}{1.30} = 148.846 \text{KN}$$

D'où:  $\frac{F_{r.sd}}{2} = \frac{69.02}{2} = 34.51KN \leq F_{b.Rd} = 148.846KN \Rightarrow$  Vérifiée

$\frac{F_{r.sd}}{2} = 34.51KN \leq F_{brd} = 148.846KN \rightarrow$  La condition est vérifiée

$\Rightarrow$  **Cisaillement**

Il faut vérifier :  $V_{sd} / 2 \leq V_{plrd} = \frac{A_w \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{Mb}}$

Avec:

$A_{w,eff} = A_w$  (aire de cisaillement de la section brute)

$A_w = 360 \times 20 = 7200 \text{ mm}^2$  (section transversale)

$V_{sd} / 2 = 70.43KN$

$V_{pl.Rd} = \frac{7200 \times 275}{\sqrt{3}} = 1143.154KN$

$V_{sd} / 2 = 70.43KN \leq v_{plrd} = 1143.154KN \rightarrow$  La condition est vérifiée

**1) C- Vérification de la poutre portée**

$\Rightarrow$  **Pression diamétrale: (EC3)**

Il faut vérifier :  $V_{sd} \leq F_{b.Rd}$

$F_{b,Rd}$  calculé avec les caractéristiques cette fois – ci de l'âme de la poutre.

$F_{b.Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb1}}$

d = hauteur du profilé

$F_{b.Rd} = \frac{2.5 \times 0.30 \times 430 \times 360 \times 12}{1.30} = 1071.69KN$

$V_{sd} = 140.86KN \leq F_{brd} = 1071.69KN$

$\rightarrow$  La condition est vérifiée

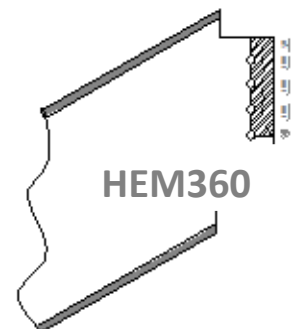


Figure : VIII.9- Schéma de bloc

$\Rightarrow$  **Cisaillement:** il faut vérifier

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{Mb}}$$

$$V_{pl,Rd} = 807.352 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 140.86 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 807.352 \text{ KN} \rightarrow$  La condition est vérifiée

$\Rightarrow$  Vérification de la section grugée la plus sollicitée

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

$$M_{v,Rd} = \left( W_{pl} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w} \right) \frac{f_y}{\gamma_{M_0}}$$

IPE450:classe1

$$W_{pl} = 1702 \text{ cm}^3$$

$$\rho = \left( \frac{2V_{sd}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 = \left( \frac{2 \times 140.86}{807.352} - 1 \right)^2 = 0.424$$

$$A_w = t_w \times d = 9.4 \times 420.8 = 3955.52 \text{ mm}^2$$

Avec  $d = h - 2t_f$

$$M_{r,Rd} = \left( 1702 \times 10^3 - \frac{0.424 \times 3955.52^2}{4 \times 9.4} \right) \frac{275}{1} = 420.041 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 294.72 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 294.72 \text{ KN} \leq M_{r,Rd} = 420.041 \text{ KN} \rightarrow$  La condition est vérifiée

## 2) Coté poutre porteuse

Il n'y a que l'effort tranchant  $V_{sd}$  à reprendre.

$\Rightarrow$  A-Vérification de la pression diamétrale dans la poutre support

$$\text{Il faut vérifier que : } F_{r,sd} = \frac{\beta V_{sd}}{2 \times n} \leq F_{bRd}$$

$\beta = 2$  :  $\beta$  est le nombre total des poutres supporté par la poutre porteuse

$$F_{r.sd} = \frac{2 \times 140.86}{2 \times 4} = 35.215KN$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2.5 \times 0.30 \times 430 \times 360 \times 12}{1.30} = 1071.692KN$$

$F_{b,Rd}$  : calculé avec les caractéristiques de l'âme de la poutre porteuse.

$F_{r.sd} = 35.215KN \leq F_{brd} = 1071.69KN \rightarrow$  La condition est vérifiée

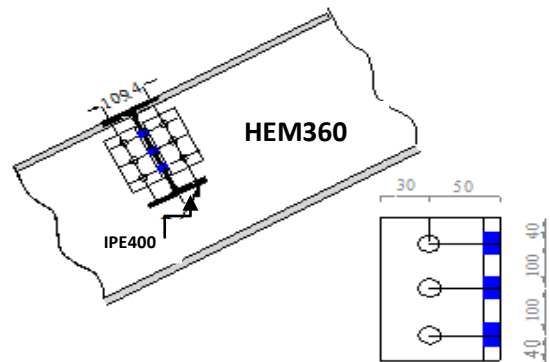
**VIII.3.6.2. Assemblages solive – poutre:(IPE 400 – HEM360)**

A partir du chapitre " calcul des éléments" on tire les valeurs suivantes :

- $V_{ZSD} = 54.98KN$
- $V_{YSD} = 18.89KN$
- $M_{YSD} = 18.89KN.m$
- $M_{ZSD} = 54.98KN.m$

On à vérifier l'axe le plus sollicité donc:

- $V_{SD} = 54.98KN$
- $M_{SD} = 54.98KN.m$



**Données de calcul**

*Figure : VIII.10-Assemblage solive-poutre (IPE400- HEM360)*

Boulons de classe 4.6  $d = 16mm, d_0 = 18mm$

Cornière  $80 \times 80 \times 8$

Trusquinage  $tr = 50mm$

Solive IPE 220

Poutre porteuse IPE 450

Disposition des boulons :

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200) mm$$

$$2.4d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200) mm$$

$$1.2d_0 \leq e_1, e_2$$

D'ou:

$$P_1 = 100\text{mm} ; P_2 = 100\text{mm} ; e_1, e_2 = 40\text{mm}$$

### A) Coté poutre portée

#### A.1) Vérification des boulons: (EC3)

Il faut vérifier que :  $F_{r,sd} = \sqrt{F_{v,sd}^2 + F_{h,sd}^2}$

Dans laquelle :  $F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n}$

$F_{v,sd}$  : Effort de cisaillement de calcul exercé par boulon à l'ELU.

$n=3$  : nombre de rangées de boulons.

$$F_{v,sd} = \frac{54.98}{3} = 18.33\text{KN}$$

$$F_{h,sd} = \frac{V_{sd}e}{I_p} d_{\max} \quad \text{Avec : } I_p = \sum_{i=1}^m d_i^2$$

Où " $d_i$ " est la distance du boulon " $i$ " à l'axe neutre du groupe de boulons de l'attache et  $d_{\max}$  la distance du boulon le plus éloigné de l'axe neutre.

Pour  $n = 2$  ou  $3$ ,

$$F_{h,sd} = \frac{V_{sd}e}{d} \quad (e = t_r)$$

$d$  : distance séparant les rangées extrêmes de boulons.

$$F_{h,sd} = \frac{V_{sd} \times t_r}{d} = \frac{54.98 \times 50}{200} = 13.75\text{KN}$$

$$\text{Donc: } F'_{v,sd} = \sqrt{F_{v,sd}^2 + F_{h,sd}^2} = \sqrt{18.33^2 + 13.75^2} = 22.91\text{KN}$$

Comme les boulons travaillent au double cisaillement, l'effort maximal résultant doit vérifier :

$$F_{r,sd} \leq 2F_{v,Rd}$$

$F_{b,Rd}$  : résistance de calcul au cisaillement de calcul.



$$F'_{vrd} = \frac{0,6 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,6 \times 400 \times 157 \times 10^{-3}}{1,30} = 28.985KN \Rightarrow F_{VRd} = 2 \times F'_{VRd} = 57.97KN$$

$$F_{r,sd} = 22.91KN \leq 2F_{vrd} = 57.97KN \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

### A.2) Vérification des cornières

⇒ **Pression diamétrale: (EC3)**

$$\text{Il faut vérifier que: } \frac{F_{r,sd}}{2} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd}: \text{résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon: } F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb1}}$$

$$\text{Avec: } \alpha = \min\left(\frac{e1}{3d_0}; \frac{p1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0.74; 1.60; 0.93; 1) = 0.74$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,74 \times 430 \times 16 \times 8}{1,30} = 78.326KN$$

$$\frac{F_{r,sd}}{2} = \frac{57,97}{2} = 28.985KN \leq F_{brd} = 78.356KN$$

⇒ **Cisaillement**

$$\text{il faut vérifier: } V_{sd} / 2 \leq V_{plrd} = \frac{A_w \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{Mb}}$$

Avec:  $A_{w,eff} = A_w$  (aire de cisaillement de la section brute)

$$A_w = 280 \times 8 = 2240 \text{ mm}^2 \text{ (section transversale)}$$

$$V_{sd} / 2 = 27.49KN$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{2240 \times 275}{\sqrt{3}} = 355.65KN$$

$$V_{sd}/2 = 27.49KN \leq v_{plrd} = 355.65KN \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

### A.3) Vérification de la poutre portée

⇒ **Pression diamétrale: (EC3)**

$$\text{il faut vérifier } V_{sd} \leq F_{b,Rd}$$

$F_{b,Rd}$  : calculé avec les caractéristiques cette fois – ci de l'âme de la

poutre  $F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M_{b1}}}$  avec :  $d$  = hauteur du profilé

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.74 \times 430 \times 420.8 \times 9.4}{1.30} = 2420.47 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 54.98 \text{ KN} \leq F_{brd} = 2420.47 \text{ KN} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

⇒ **Cisaillement**

il faut vérifier :  $V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{Mb}}$  Avec:  $V_{pl,Rd} = 807.352 \text{ KN}$

$$V_{sd} = 54.98 \text{ KN} \leq v_{plrd} = 807.352 \text{ KN} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

#### A.4) Vérification de la section grugée la plus sollicitée

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

$$M_{v,Rd} = \left( W_{pl} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w} \right) \frac{f_y}{\gamma_{M_0}}$$

IPE 220: classe 1

$$W_{pl} = 285.4 \text{ cm}^3$$

$$\rho = \left( \frac{2V_{sd}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 = \left( \frac{2 \times 54.98}{807.352} - 1 \right)^2 = 0.746$$

$$A_w = t_w \times d = 5.9 \times 201.6 = 1189.44 \text{ mm}^2$$

$$M_{r,rd} = \left( 285.4 * 10^3 - \frac{0.746 \times 1189.44^2}{4 \times 5.9} \right) \frac{275}{1} = 66.228 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 54.98 \leq M_{r,Rd} = 66.2284 \text{ KN} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

#### B) Coté poutre porteuse

Il n y a que l'effort tranchant  $V_{sd}$  à reprendre.

⇒ **Vérification de la pression diamétrale dans la poutre support**

Il faut vérifier que :  $F_{r.sd} = \frac{\beta V_{sd}}{2 \times n} \leq F_{bRd}$

$$F_{r.sd} = \frac{\beta V_{sd}}{2 \times n}$$

$\beta$  : est le nombre total des poutres supporté par la poutre porteuse ;  $\beta = 2$

$$F_{r.sd} = \frac{2 \times 54.98}{2 \times 3} = 18.33 \text{KN}$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2.5 \times 0.74 \times 430 \times 208.2 \times 15}{1.30} = 1911.036 \text{KN}$$

$F_{sd} = 70.43 \text{KN} \leq F_{blrd} = 1143.154 \text{KN} \rightarrow$  **La condition est vérifiée**

### VIII.3.7. Assemblage pied de poteau

#### VIII.3.7.1.Introduction

Les poteaux doivent être munis de plaques d'assises capables de répartir les efforts de compression du poteau sur une aire d'appui de telle sorte que la pression de contact ne dépasse pas la résistance de calcul de la liaison.

#### VIII -3.7.2-Définitions

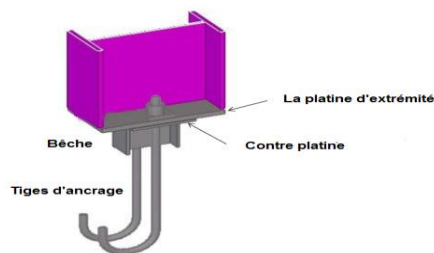


Figure : VIII.11-pied de poteau.

#### ✚ La platine d'extrémité

C'est un plat en acier rectangulaire soudé à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé constituant le poteau .elle est percée sur sa ligne médiane pour recevoir les extrémités filetées de deux tiges d'ancrages scellés dans fondation .sous l'action du serrage des écrous, la platine prend directement appui sur surface de béton de fondation, la platine peut être renforcée par un raidisseur .

**✚ les tiges d’ancrage**

Elles sont droites ou recourbées à une extrémité, elles sont destinées à s’opposer à un effort très important. L’extrémité recourbée de certaines tiges s’accroche à une barre horizontale, appelée clé d’ancrage, encastrée dans le béton de fondation. L’autre extrémité, celle qui est filetée, traverse la platine sur laquelle elle est boulonnée.

**✚ la bêche**

La bêche est un tronçon de profilé soudé sous la platine pour armer une butée contre le béton. Elle sert la transmission au béton de fondation l’effort horizontal qui peut affecter le poteau

**✚ la contre platine**

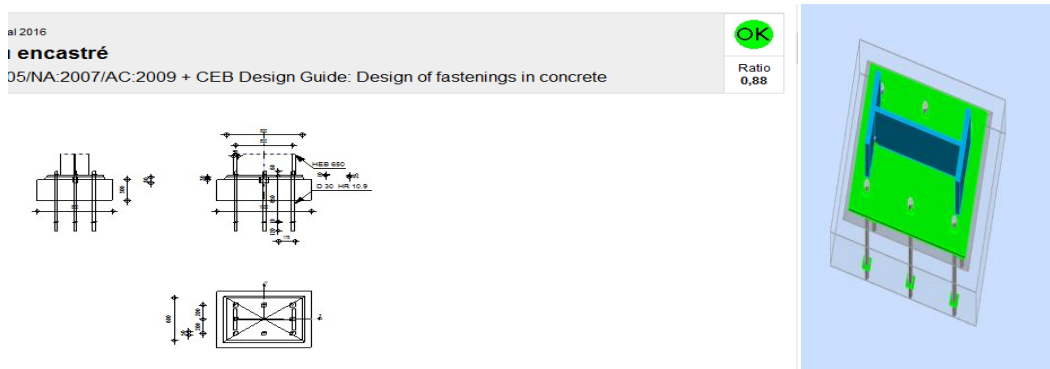
La contre platine est une plaque en acier laminé scellée à la surface de béton de fondation. la contre platine a deux fonctions, l’un est destinée pour répartir les efforts de compression transmis par poteau et l’autre permet au pied de poteau des mouvements de rotation.

**VIII -3.7.3-Hypothèses**

La liaison des poteaux à leur extrémité est considérée comme articulé dans les deux sens longitudinal et transversal. Le béton des poteaux est dosé à  $350 \text{ kg/ m}^3$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

**❖ Sollicitation**

Le poteau le plus sollicité est le poteau central donc :  $\bullet N = 2357.26 \text{ KN}$



**Figure : VIII.12- assemblage pied de poteau.**

**❖ Choix des cordons de soudures**

Poteau HE650 ( $t_f = 31 \text{ mm}$ ;  $t_w = 16 \text{ mm}$ )

Cordon semelle:  $a_s = 0.7$   $t_f = 0.7 \times 27 = 21.7 \text{ mm} \implies$  on prend  $a_s = 22 \text{ mm}$

Cordon d'âme:  $a_d=0.7 \quad t_w = 0.7 \times 14.5 = 11.2\text{mm} \implies$  on prend  $a_d=12\text{mm}$

### VIII.3.7.4. Calcul des platines et des tiges d'ancrage

#### VIII 3.7.4.1 Hypothèses de calcul

**Remarque :** On dimensionnera les platines sous les efforts du poteau le plus sollicité

$N$  est tirée du ROBOT2016 sous la combinaison la plus défavorable (G+Q+1,2E) .

#### Données

Béton dosé à  $350\text{Kg}/\text{m}^3$ ;  $f_{ub} = 25\text{MPa}$ ;  $\varphi = 30\text{mm}$ ;

Nombre des tiges :  $n = 8$  (3 ligne ; 3 colonnes)

Le poteau est sollicité en pied par un effort normal centré  $N$

#### VIII.3.7.4.2- Les vérifications : (EC3)

##### A- Vérification de la contrainte de compression du béton

$$A = 5,61 \times 8 = 44,88\text{cm}^2$$

$$l = 100\text{cm}$$

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

$$b = 80\text{cm}$$

L'équation de 3<sup>ème</sup> degré en  $h'$  s'écrit alors :

$$h'^3 + 3(l-h)h'^2 + 90A \frac{l}{b} h' - 90A \frac{l}{b} h = 0$$

Et on a pour solution  $\Rightarrow h' \approx 143.15\text{cm}$

La contrainte de compression dans le béton est alors :

$$\sigma_b \leq f_{ub}$$

$$\sigma_b = \frac{2 * N_{sd} l}{bh' \left( h - \frac{h'}{3} \right)} = \frac{2 \times -2357.26 \times 10^3 \times 100}{80 \times 143.15 \left( 30 - \frac{143.15}{3} \right)} = 23.23\text{Pa}$$

$\sigma_b = 23.23\text{MPa} \leq f_{ub} = 25\text{MPa} \rightarrow$  La condition est vérifiée

**B-Vérification des goujons à la traction : (EC3)**

$$\sigma_a \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{N_{sd}}{A} \times \frac{\left(l - h + \frac{h'}{3}\right)}{\left(h - \frac{h'}{3}\right)} = \frac{-2357.26 \times 10^3}{8000} \times \frac{\left(100 - 30 + \frac{143.15}{3}\right)}{\left(30 - \frac{143.15}{3}\right)} = 195.78 MPa$$

$$\sigma_a = 195.78 MPa \leq f_y = 235 MPa \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

**VIII.3.7.5. Calcul des tiges d'ancrage**

La tige d'encrage doit être calculée en respectant un certain nombre de condition :

**A) Effort admissible**

$$N_{ad} = 0,1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} (l_1 + 6,4r + 3,5l_2) \geq \frac{N}{8}$$

Avec

$$g_c = 350 Kg / m^3 = 350 dan / m^3$$

$$\phi = 30 mm$$

$$l_1 = 3\phi = 90 mm$$

$$l_2 = 20\phi = 600 mm$$

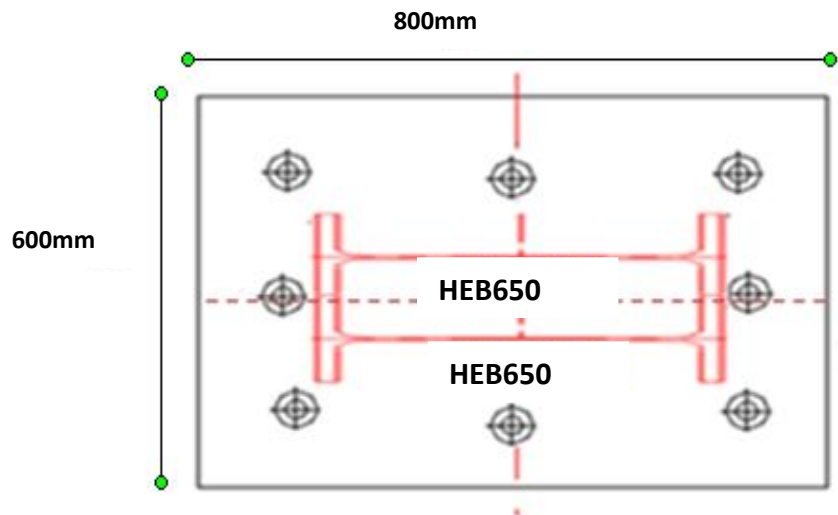
$$l_3 = 5\phi = 150 mm$$

$$D'où l'on tire 1.48\Phi^2 - 1379.56\Phi + 33333 \geq 0$$

Soit  $\Phi \geq 25 mm$   $\Longrightarrow$  pour notre cas en prend  $\Phi = 30 mm$

On prend des tiges qui ont un diamètre  $\phi 30 mm$ . Section résistante  $A_r = 561 mm^2$ .

**Conclusion** On adoptera des platines de (800, 600, 25), et de 8 tiges de  $\phi 30$



*Figure : VIII.13-Détail d'assemblage de pied de poteau HEB650.*

#### VII.4. CONCLUSION

L'étude des assemblages est une étape très importante pour réaliser la continuité entre les éléments de la structure et assurer la stabilité de la structure.







*Chapitre IX:*  
*Etude de l'infrastructure*

## IX.1. INTRODUCTION

L'infrastructure est constitué d'un ensemble d'éléments qui ont pour objectif de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales appliquées à la structure et qui peuvent nuire à sa résistance.

## IX.2. ETUDE DES ELEMENTS DU SOUS SOL

Dans notre cas on a 2 sous sols, nous devons pour cela faire un pré dimensionnement des éléments résistants en respectant les règles et les normes en vigueur données par le RPA99 (version 2003) et le CBA93 afin de concevoir une structure économique et sécuritaire.

- Les planchers : On a choisis d'utiliser des planchers mixtes comme dans les étages courants en gardant les mêmes dimensions et charges .
- Les poutres : Les mêmes profiles que celles des étages courants
- Voiles périphérique : Le voile est calculé comme une dalle supposée uniformément charger par la poussée des terres.
- Les poteaux : On vas utiliser des poteaux mixtes

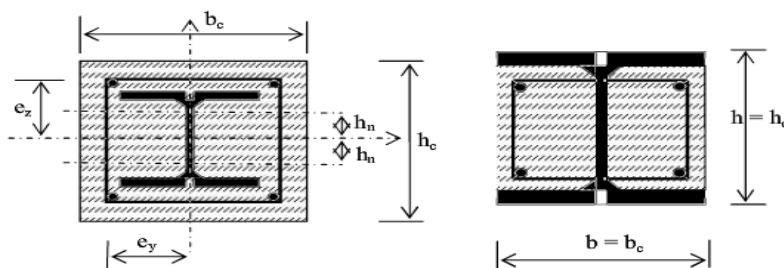
### IX.2.1. Etude des poteaux mixtes

Les poteaux mixtes sont des éléments porteurs verticaux composés essentiellement d'un profilé métallique et du béton armé ou non.

Les poteaux mixtes acier-béton sont deux types :

- Les poteaux partiellement ou totalement enrobés de béton
- Les poteaux en profilés creux remplis de béton

Pour les poteaux totalement enrobés les semelles et l'âme des profilé les constituant sont enrobé d'une couche de béton par contre, pour les poteaux partiellement seulement l'espace entre les semelles qui est remplis de béton.



*Figure IX.1: Poteau partiellement ou totalement enrobé*

On va utiliser la méthode simplifié qui sera appliqué sur un poteau entièrement enrobé soumis à la compression axiale.

**IX.2.1.1. Pré-dimensionnement du poteau mixte**

Pour réaliser un poteau mixte, on utilise généralement quatre matériaux de base : L'acier de construction, l'acier d'armature ou de renfort, les tôles profilées en acier et le béton. Pour le profilé en acier on a utilisé HE650B.

Par l'utilisation de la condition d'enrobage de béton on détermine les dimensions de la section en béton.

$$40\text{mm} < c_y < 0.4 h_c$$

$$40\text{mm} \leq c_z \leq 0.3 h_c$$

On prend :  $c_y = 100 \text{ mm}$  et  $c_z = 75 \text{ mm}$

Donc :  $H_c = 2 \times c_z + h_p = 150 + 650 \rightarrow H_c = 800 \text{ cm}$

$B_c = 2 \times c_y + b_p = 200 + 300 \rightarrow B_c = 500 \text{ cm}$

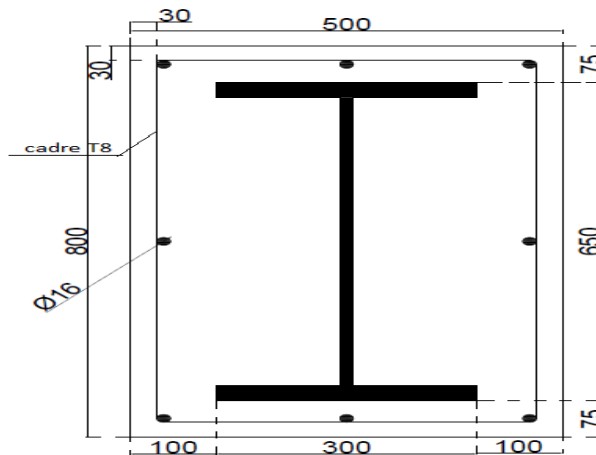
Section des armatures est déterminée à l'aide de la condition suivante :

Béton C25/30 :

$$A_s \geq 0.3\% AC = \frac{0.3}{100} \times [(800 \times 500) - 28630] = 11.14 \text{ cm}^2$$

$$A_s \leq 0.6\% AC = \frac{0.6}{100} \times [(800 \times 500) - 28630] = 22.28 \text{ cm}^2$$

Le choix : 8T16  $A_{s \text{ choisi}} = 16.08 \text{ cm}^2$



**Figure IX.2: Section transversale du poteau totalement enrobé**

➤ Les caractéristiques du profilé laminé :

HE650B ; Acier S275 ;  $f_y = 275 \text{ MPa}$  ;  $E_a = 2,1 \times 10^8 \text{ MPa}$  ,  $\gamma_a = 1,1$

$A_a = 286.3 \text{ cm}^2$

$I_y = 210600 \times 10^4 \text{ mm}^4$

$I_z = 13980 \times 10^4 \text{ mm}^4$

➤ Les caractéristiques des armature:

8Φ 16 , Acier S400 ;  $f_{sk} = 400 \text{ N/mm}^2$  ;  $E_s = 2,10.105 \text{ MPa}$

$$A_s = 2412 \text{ mm}^2$$

$$I_s = N_{\text{barre}} \times A \times d^2$$

$$I_{sy} = 6 \times \frac{\pi \times 16^2}{4} \times 354^2$$

$$I_{sy} = 151.177661 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{sz} = 6 \times \frac{\pi \times 16^2}{4} \times 204^2$$

$$I_{sz} = 50.20436 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

➤ Béton C25/30 :

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa} ; E_{cm} = 31.476 \times 10^3 \text{ Mpa} ; E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_c} = \frac{31476}{1.35} = 23.32 \times 10^3 \text{ MPa}$$

$$A_c = [A_{\text{béton}} - (A_{\text{barre}} + A_{\text{profilé}})]$$

$$A_c = 369762 \text{ mm}^2$$

$$I_{cy} = \frac{bh^3}{12} - [I_{sy} + I_{ay}]$$

$$I_{cy} = 19.07615567 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_{cz} = \frac{bh^3}{12} - [I_{sz} + I_{az}]$$

$$I_{cz} = 8.143328973 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

### IX.2.1.2. Vérification des conditions d'application de la méthode simplifiée

#### A. La section transversale

La section transversale du poteau est constante et présente une double symétrie sur toute la hauteur du poteau et est telle que le rapport de sa hauteur à sa largeur soit compris entre 0,2 et 5,0.

- La symétrie de la section .....Vérifiée.
- $0.2 < \frac{h}{b} < 5$  avec  $\frac{h}{b} = \frac{800}{500} = 1.6$ .....Vérifiée.

#### B. La section totalement enrobée

Pour les sections totalement enrobées, l'aire des armatures doit au moins être égale à 0,3% de l'aire de béton et doit être inférieure à 0.6% de l'aire de béton et les armatures présentent des épaisseurs d'enrobage de béton satisfaisant les conditions suivantes : ( $40 \text{ mm} < c_y < 0,4 B_c$  et  $40 \text{ mm} < c_z < 0,3 H_c$ ).

$$- A_s \geq 0.3\% A_c$$

$$\text{Avec : } A_s = 16.08 \text{ cm}^2 \text{ et } 0.3\% A_c = 0.3\% \times (3697.62) = 11.09 \text{ cm}^2 \text{ .....Vérifiée.}$$

$$- A_s \leq 0.06 A_c$$

$$\text{Avec : } A_s = 16.08 \text{ cm}^2 \text{ et } 0.6\% A_c = 0.06 \times (3697.62) = 221.86 \text{ cm}^2 \text{ .....Vérifiée.}$$

$$- 40 \text{ mm} < c_y < 0.4 \times B_c$$

$$\text{Avec : } c_y = 100 \text{ mm} \text{ et } 0.4 B_c = 0.4 \times 500 = 200 \text{ mm} \text{ .....Vérifiée.}$$

-  $40mm < Cz < 0.4 \times Hc$

Avec :  $cz=75mm$  et  $0.4Hc=0.4 \times 800=320mm$ .....Vérifiée.

**C. La contribution relative**

La contribution relative de la section en acier à la résistance de calcul de la section complète, à

savoir  $\delta = \left( \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \right) \times \frac{1}{N_{pl,rd}}$  est compris entre 0,2 et 0,9 .

➤ Détermination de la résistance de calcul de la section transversale :

- $N_{pl,rd}$  :

$$N_{pl,rd} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} + A_c \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

$$N_{pl,rd} = 28630 \times \frac{275}{1.1} + 369.762 \times 10^3 \times 0.85 \times \frac{25}{1.5} + 1608 \times \frac{400}{1.15}$$

$$N_{pl,rd} = 12955.099 \text{ KN}$$

- $N_{pl,rd}^*$  :

$$N_{pl,rd}^* = A_a \times f_y + A_c \times 0.85 \times f_{ck} + A_s \times f_{sk}$$

$$N_{pl,rd}^* = 28630 \times 275 + 369.762 \times 10^3 \times 0.85 \times 25 + 1608 \times 400$$

$$N_{pl,rd}^* = 16373.893 \text{ KN}$$

➤ Détermination du rapport vde contribution de l'acier :

$$\delta = \frac{(A_a \times f_y) / \gamma_{m0}}{N_{pl,rd}^*}$$

$$\delta = \frac{(28630 \times 275) / 1.1}{16373.893 \times 10^3} = 0.44$$

$0.2 < \delta < 0.9$ .....Vérifiée.

**D. L'élancement réduit**

L'élancement réduit  $\lambda$  du poteau mixte, ne dépasse pas la valeur de 2,0.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,rd}^*}{N_{cr}}}$$

Avec :  $N_{cr} = \frac{\pi^2 \times EI}{L_f^2}$   $L_f = 3200m$

- Suivant y :

$$EI_y = E_a \times I_{ay} + 0.6 E_{cd} \times I_{cy} + E_s \times I_{sy}$$

$$EI_y = 2.1 \times 10^5 \times 210600 \times 10^4 + 0.6 \times 23.32 \times 10^3 \times 19.07615567 \times 10^9 + 2.1 \times 10^5 \times 151.17766 \times 10^6$$

$$EI_y = 7.409 \times 10^{14} \text{ N mm}^2$$

$$N_{cry} = \frac{\pi^2 \times E I_y}{L_{fy}^2} \times 10^{-3} = \frac{\pi^2 \times 7.409 \times 10^{14}}{3200^2} \times 10^{-3} = 714120.7 \text{ KN}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{N_{pl,rd}^*}{N_{cry}}} = \sqrt{\frac{16373.893}{714120.7}} = 0.15$$

$$\bar{\lambda}_y = 0.15 < 2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- Suivant z :

$$EI_z = E_a \times I_{az} + 0.6 E_{cd} \times I_{cz} + E_s \times I_{sz}$$

$$EI_z = 2.1 \times 10^5 \times 13980 \times 10^4 + 0.6 \times 23.32 \times 10^3 \times 8.1433289 \times 10^9 + 2.1 \times 10^5 \times 50.20436 \times 10^6$$

$$EI_z = 1.538 \times 10^{14} \text{ N. mm}^2$$

$$N_{cry} = \frac{\pi^2 \times EI_z}{L_{fz}^2} \times 10^{-3} = \frac{\pi^2 \times 1.538 \times 10^{14}}{3200^2} \times 10^{-3} = 148277.674 \text{ KN}$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{N_{pl,rd}^*}{N_{crz}}} = \sqrt{\frac{16373.893}{148277.674}} = 0.33$$

$$\bar{\lambda}_z = 0.33 < 2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode simplifiée est applicable.

**IX.2.1.3. Vérification de la stabilité des poteaux mixtes en compression axiale**

En ce cas, la sollicitation N de compression simple doit satisfaire à :

$$N_{sd} \leq \chi N_{pl,rd}$$

Il y a un risque de flambement suivant l'axe z-z seulement où  $\bar{\lambda}_z$  est supérieure à 0.2.

**A. Calcul de  $\chi_z$**

$$\frac{h}{b} = \frac{650}{300} = 2.16 > 1,2 \text{ Et } t_f = 31 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

$$\alpha_z = 0,34$$

$$\phi_z = 0,5 \times (1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2) = 0,577$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0.95$$

**B. Calcul du  $N_{sd}$**

$N_{sd}$  est l'effort normal total revenant au poteau du deuxième sous-sol le plus défavorable.

$$N_{total} = N_{Rdc} + N_{sous\ sol} \text{ telle que :}$$

➤  $N_{RDC}$  : L'effort normal revenant au poteau du rez-de-chaussée :

La décente des charges des 9 étages supérieurs et de niveau de la terrasse est donné par logiciel ROBOT en prenant le poteau le plus sollicité.

$$N_u(\text{RDC}) = 3416.27 \text{ KN}$$

➤ L'effort normal dû aux charges des 2 sous sols :

Prenons le poteau le plus sollicité dont la surface est :  $S = 6 \times 5 = 30\text{m}^2$

a. Charge permanente (G) :

- Poids du plancher ... ..  $30 \times 5.15 = 154.5\text{kN}$
  - Poids de la poutre principale (Pp) ... ..  $0.832 \times 6 = 4.992 \text{ kN}$
  - Poids de la poutre secondaire (Ps) ... ..  $0.613 \times 5 = 3.065 \text{ kN}$
  - Poids du poteau ... ..  $3.2 \times 2.25 + 0.329762 \times 3.2 \times 25 = 33.58 \text{ kN}$
- $G = 196.14\text{KN}$

b. Surcharge d'exploitation (Q) :

La charge d'exploitation est  $3\text{KN/m}^2$  et par la loi de dégression on aura :

$$(Q) = Q(\text{KN/m}^2) \times \text{coef de dégression} \times S = 3 \times 0.5 \times 30 = 45 \text{ KN}$$

$$Q = 45\text{KN}$$

*Tableau IX.1: Décence des charge dans les poteaux du sous-sol*

Niveau	G(KN)	Q(KN)	Nu(KN) =1.35G+1.5Q	Nser(KN) =G+Q
Sous sol 1	196.14	45	332.29	241.14
Sous sol 2	392.28	90	664.58	482.28

$$N_u(\text{sous-sol}) = 664.58 \text{ KN}$$

Donc l'effort normal total revenant au poteau du 2ème sous-sol :

$$N_{\text{total}} = 3416.27 + 664.58 = 4080.85\text{KN}$$

**C. La résistance au flambement**

$$N_{sd} \leq \chi N_{pl,rd}$$

Avec :

$$N_{sd} = 4080.85$$

$$\chi N_{pl,rd} = 0.95 \times 12955.099 = 12307.34\text{KN}$$

$4080.85\text{KN} \leq 12307.34\text{KN}$ .....Le poteau est stable.

**D. Vérification du voilement local**

Pour le cas d'un profilé totalement enrobé, ce risque ne se présente pas.

**IX.2.2. Etude du voile périphérique**

Le voile périphérique est un mur en B A qui entoure tout le bâtiment (Boite de rigidités) et assure un bon encastrement et une bonne stabilité de l'ensemble.

Il se comporte comme un mur de soutènement encastré à sa base ou radier pour résister à la poussée des terres et reprend les efforts du séisme au niveau de la base de la construction.

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

### IX.2.2.1. Pré dimensionnement

D'après leRPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur  $\geq 15$  cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical)
- Un recouvrement de  $40 \phi$  pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur  $e = 20$  cm.  $L_x=3,2$  m ;  $L_y=6$  m ;  $e=20$  cm.

### IX.2.2.2. Evaluation des charges

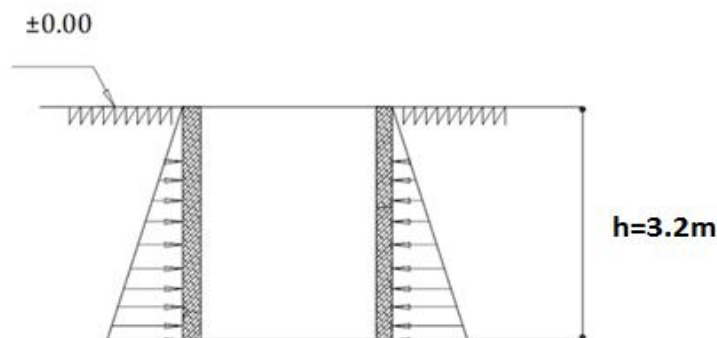


Figure IX.3 : Poussées des terres.

La charge de poussées des terres est donnée par:

$$Q = A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

$\gamma$  : Poids spécifique des terres ( $\gamma = 19$  KN/m<sup>3</sup>).

h : Hauteur du voile.

A : coefficient de poussée des terres en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\phi = 19^\circ \Rightarrow A = f(\phi) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 0,51$$

$$Q = A \times \gamma \times h = 30.93 \text{ KN/ml} \quad \rightarrow \quad q_u = 1.35 \times 30.93 = 41.76 \text{ KN/ml}$$



**IX.2.2.3. Effort dans le voile périphérique**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.2}{6} = 0.53 \geq 0.4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les 2 sens.}$$

- 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  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont fonction de  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  et de  $\nu$ .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\rho = 0.53 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0922 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 39.42 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 9.86 \text{KN.m}$$

- Moments en travées :  
 $M_{tx} = 0,75 M_x = 29.57 \text{ kNm.}$   
 $M_{ty} = 0,75 M_y = 7.4 \text{ kNm.}$
- Moments sur appuis :  
 $M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 19.71 \text{ kNm}$

**IX.2.2.4. Ferrailage du voile périphérique**

$b=100\text{cm}$  ;  $h=20\text{cm}$  ;  $d=0,9h=18\text{cm}$  ;  $f_c=400\text{MPa}$  ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$  ;  $\sigma_s=348\text{MPa}$  ;  $F_{bc}=14,17\text{MPa}$  (organigramme I voir annexe)

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

*Tableau IX.2 : Ferrailage du voile périphérique*

	Sens	$M_u$ (kNm)	$\mu$	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
<b>Travée</b>	x-x	29.57	0,064	4,48	5T12	7.7	25
	y-y	7.4	0,020	1.19	5T10	3.95	25
<b>Appuis</b>	x-x	19.71	0,043	3.22	5T12	5,65	25
	y-y						

**IX.2.2.5. Condition exigée par les RPA99/version 2003**

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposé en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**IX.2.2.6. Condition de non fragilité**

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm.

On a :  $12 \text{ cm} \leq e \leq 30 \text{ cm}$

$h=e=20 \text{ cm}$  ;  $b=100 \text{ cm}$ .

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[ 3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,0008$  pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0.0008 \times \left( 3 - \frac{3.2}{6} \right) \times \frac{100 \times 20}{2} = 1.97 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_x = 7.7 \text{ cm}^2 \geq A_x^{\min} = 1.97 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 5.95 \text{ cm}^2 \geq A_y^{\min} = 1.6 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$A_x = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_x^{\min} = 1.97 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_y^{\min} = 1.6 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité est vérifiée en travée et sur appui.

**IX.2.2.7. Vérification de l'effort tranchant**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 \times L_x + L_y} = \frac{41.76 \times 3.2 \times 6}{2 \times 3.2 + 6} = 64.66 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u \times L_x}{3} = 44.54 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \max\{T_x; T_y\} = 64.66 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{64.66 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.36 \text{ kN}$$

$\Rightarrow 0.36 \text{ Mpa} < 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots$  vérifiée.

**IX.2.2.8. Vérification à L'ELS**

- Evaluation des sollicitations à l'ELS:

$$q_{ser} = 30.93 \text{ kN/m}$$

$$\rho = 0.53 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0961 \\ \mu_y = 0.3949 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 30.44 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 12.02 \text{ KN.m}$$

- Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,75M_x = 22.83 \text{ kN.m.}$$

$$M_{ty} = 0,75M_y = 9.02 \text{ kN.m.}$$

- Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 15.22 \text{ kNm}$$

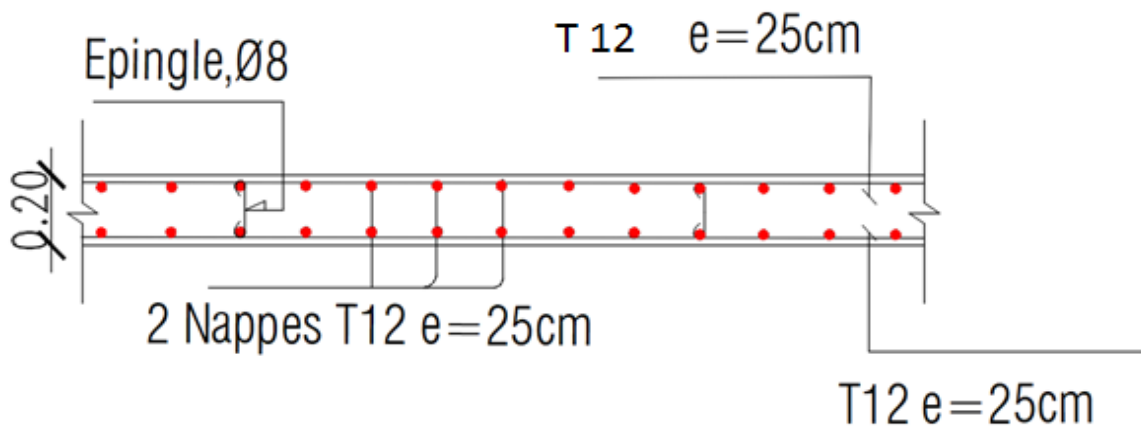
### IX.2.2.9. Vérification des contraintes

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

**Tableau IX.3 : Vérifications des contraintes.**

	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Travée	x-x	22.83	7.7	5,22	15	183.01	201.63	OK
	y-y	9.02	3.95	2.67	15	137.19	201.63	OK
Appuis	x-x	15.22	5,65	3,91	15	164.06	201.63	OK
	y-y							



**Figure IX.4: Schéma de ferrailage du voile périphérique**

### IX.3. ETUDE DU FONDATION

Les fondations sont des éléments situés en dessous du niveau de base  $\pm 0,00$ , elles ont pour but de transmettre les charges totales apportées par la structure au sol. Pour le cas des bâtiments courants, on distingue deux types de fondations qui sont :

Fondation superficielles (Semelles isolées, semelles filantes, radier général).

Fondation profondes (Semelles sur puits et semelles sur pieux)

#### IX.3.1. Choix de type de fondation

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 2 bars) sur le quel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface..

On doit vérifier la condition suivante :  $\frac{N_{ser}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

D'après un calcul fait au préalable on a trouvé que la semelle isolées et la semelle filant ne passent pas donc on a opté pour un radier général.

L'effort normal a l'ELS :  $N_{s_{total}} = N_{s_{superstructure}} + N_{s_{sous\ sol}}$

Pour :  $\begin{cases} N_s = 115464.91 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} \end{cases}$

On trouve :  $S \geq 577.32 \text{ m}^2$

Avec la surface du bâtiment  $S_b = 1063.31 \text{ m}^2$

Avec un débord de 50 cm

Donc la surface totale du radier est :  $S_r = 1146 \text{ m}^2$

$$\frac{S_{nec}}{S_b} = \frac{577.32}{1063.31} = 54.3\%$$

Donc l'utilisation du radier est justifiée.

**Tableau IX.4: Données général**

Nu (KN)	Ns (KN)	f <sub>c28</sub> (MPA)	σ <sub>sol</sub> (Bar)	S <sub>b</sub> (m <sup>2</sup> )	Débord (cm)	S <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )
161697.91	115464.91	25	2	1063.31	50	1146

#### IX.3.2. Pré dimensionnement 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 (plus économique que pratique) renversé.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

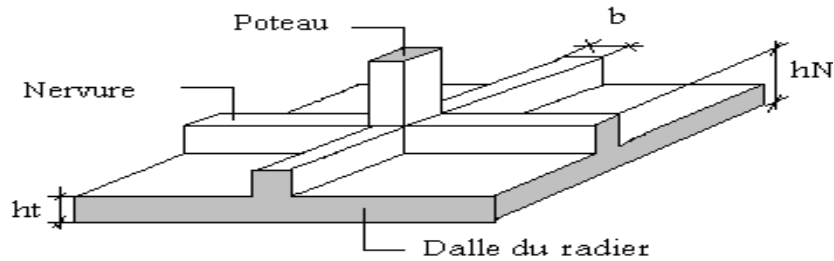


Figure IX.4 : Schéma su radier

**IX.3.2.1. Dalle**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

**A. Condition forfaitaire**

$$\frac{L_{max}}{25} = h_{r1} = \frac{L_{max}}{20}$$

Avec:

$L_{max}$ : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$0,24m \leq h_{r1} \leq 0.3m \rightarrow h_{r1} = 25cm$$

**B. Condition de cisaillement**

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa$$

Avec:  $T_u = \frac{qL}{2}$  ;  $q = \frac{N_u \cdot 1ml}{S_{rad}}$

$N_u = 161697.91 \text{ kN}$

$L = 6 \text{ m}$  ;  $b = 1 \text{ m}$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad}bd} = \frac{N_u L}{2S_{rad}b(0.9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h_{r2} \geq \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad}b(0.9\bar{\tau})} = 18.8 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_{r2} \geq 18.8cm$$

**Conclusion:**  $h_r \geq \text{Max}(h_{r1}; h_{r2}) = 25 \text{ cm}$

Pour des raisons constructif on adopte  $h_r = 40 \text{ cm}$

**IX.3.2.2. Nervures**

**A. Condition de coffrage**

$$b \geq \frac{L_x}{10}$$

Donc on opte :  $b=60\text{cm}$

**B. Condition de la raideur**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par l'expression

suiivante:  $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e + a$

Avec:  $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

Avec:

E: Module de Young ( $E=20000\text{MPa}$ ).

K: Coefficient de raideur du sol ( $0,5\text{kg/m}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$ ).

$a=0,50$  : Largeur de poteau.

I: Inertie de la section transversale du radier.

Pour un sol de densité moyenne on a  $K=4\text{Kg/cm}^3 = 4 \times 10^{-2}\text{N/m}^3$

$$\begin{aligned} \text{On aura : } h_{N1} &\geq \sqrt[3]{\frac{3K\left(\frac{2(L_{\max}-a)}{\pi}\right)^4}{E}} \\ &\Rightarrow h_{N1} \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 4 \times 10^{-2} (2 \times (6000 - 700) / 3.14)^4}{20000}} = 0.92 \text{ m} \\ &\Rightarrow h_{N1} = 100\text{cm} \end{aligned}$$

**Tableau IX.5: Choix de la hauteur des nervures**

H nervure (m)	I ( m <sup>4</sup> )	$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \cdot I}{b \cdot K}}$	$\frac{\pi}{2} \cdot L_e + a$
1	0.05	3.59	6.2

**C. Condition de la flèche**

$$\frac{L_{\max}}{15} < h_{N2} < \frac{L_{\max}}{10}$$

On a :  $L_{\max} = 6 \text{ m}$

$$\Rightarrow 40 \text{ cm} \leq h_{N2} \leq 60 \text{ cm}$$

On prend :  $h_{N2} = 60\text{cm}$

**Conclusion:**

$$h_N \geq \text{Max}(h_{N1}; h_{N2}) = 100 \text{ cm}$$

$$h_N = 100\text{cm}$$

**IX.3.2.3. Le choix final**

- Epaisseur de la dalle du radier  $h=40\text{cm}$
- Les dimensions de la nervure:  $\begin{cases} h_N = 100\text{cm} \\ b = 60\text{cm} \end{cases}$

**IX.3.3. Caractéristiques géométriques du radier**

Après plusieurs calculs on a opté pour un débord de 0.5 m de chaque côté.

Position du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = 27.5968 \text{ m} \\ Y_G = 13.9316 \text{ m} \end{cases}$$

Moments d'inertie :

$$\begin{cases} I_{xx} = 275586.3817 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 1096612.8262 \text{ m}^4 \end{cases}$$

**IX.3.4. Vérifications Nécessaires**

**IX.3.4.1. Vérification de la Stabilité du Radier**

Selon RPA99/version 2003(Art.10.1.5), quelque 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 reversement.

$$e_0 = \frac{M_r}{N_r} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

$e_0$  : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

$M_r$ : Moment de renversement dû aux forces sismique. :  $M_R = M_0 + V_0 \cdot h$

$N_r$  : effort normal de la structure

B : la largeur du radier

➤ **Suivant le sens xx :**

$$B_x = 54 \text{ m} \quad \Leftrightarrow \frac{B_x}{4} = 13.5\text{m}$$

$M_0 = 220579.97 \text{ KN.m}$  ;  $V_0 = 9771.78 \text{ KN}$  ;  $h = 7.4 \text{ m}$

Donc:  $M_R = 292891.14 \text{ KN.m}$

$$N_{ser}(\text{structure}) = 115464.91 \text{ KN}$$

Donc:

$$N_{ser} = N_{ser}(\text{structure}) + N_{ser}(\text{radier})$$

$$N_{ser} = 115464.91 + 25 \times 0.4 \times 1146 = 126924.91 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{Mr}{Nr} = \frac{293891.14}{126924.91} = 2.31m \leq \frac{B}{4} = 13.5m$$

➤ **Sens y-y**

$$B_x = 25.5 \text{ m} \Leftrightarrow \frac{B_x}{4} = 6.38m$$

$$M_0 = 234352 \text{ KN.m} ; V_0 = 234352 \text{ kN} ; h = 7.4 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } M_R = 312076.49 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{Mr}{Nr} = \frac{312076.49}{126924.91} = 2.46m \leq \frac{B}{4} = 6.38m$$

La condition est vérifiée donc le bâtiment est stable.

### IX.3.4.2. Vérification des Contraintes Sous le Radier

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire :  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

#### A. Sollicitation du premier genre

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{126924.91}{1146} = 110.75 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\sigma_{ser} = 110.75 \text{ (kN/m}^2\text{)} < 200 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\sigma_{ser} \leq \overline{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

#### B. Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier ( $\sigma_1 ; \sigma_2$ )

Avec:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

Avec :

$\sigma_1$  : Contrainte maximale du sol.

$\sigma_2$  : Contrainte minimale du sol.



- Si  $\sigma_2 > 0$ : la Répartition est trapézoïdale; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible  $\sigma_{sol}$  ( $\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$ ).
- Si  $\sigma_2 = 0$ : la Répartition est triangulaire; La contrainte  $\sigma_1$  ne doit pas dépasser 1,33 fois la contrainte admissible.

On vérifie que:

$\sigma_1$ : Ne doit pas dépasser  $1,5\sigma_{sol}$

$\sigma_2$ : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}$$

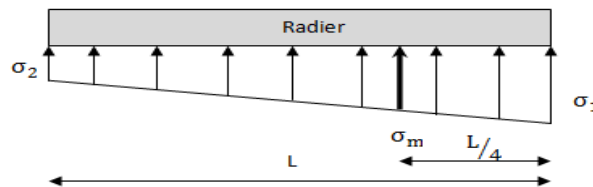


Figure IX.5: Contraintes sous le radier

➤ ELU:

$$N_u = 1.35G + 1.50Q = 177168.91 \text{ kN}$$

M : le moment de renversement.

$$M_x = 292891.14 \text{ kN.m} \quad ; \quad M_y = 312076.49 \text{ kN.m}$$

$$I_{xx} = 275586.38 \text{ m}^4 \quad ; \quad I_{yy} = 1096612.83 \text{ m}^4$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Tableau IX .6 Contraintes sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
<b>Sens x-x</b>	183.93	125.26	169.26
<b>Sens y-y</b>	158.56	150.63	156.58
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1.33\sigma_{sol} = 266$

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

➤ ELS:

$$N_s = G + Q = 126924.91 \text{ kN}$$

M : le moment de renversement.

$$M_x = 292891.14 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 312076.49 \text{ kN.m}$$

$$I_{xx} = 275586.38 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 1096612.83 \text{ m}^4$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

**Tableau IX.7 : Contraintes sous le radier à l'ELS**

	$\sigma 1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma 2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma \left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
<b>Sens x-x</b>	140.09	81.42	125.42
<b>Sens y-y</b>	114.72	106.79	112.74
<b>Vérification</b>	$\sigma 1_{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma 2_{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4}\right) < 1.33 \sigma_{sol} = 266$

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

**C. Détermination des sollicitations les plus défavorables**

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{ELU : } \sigma_u = \sigma \left(\frac{L}{4}\right) = 169.26 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } \sigma_{ser} = \sigma \left(\frac{L}{4}\right) = 125.42 \text{ KN/m}^2$$

**IX.3.5. Ferrailage du radier**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

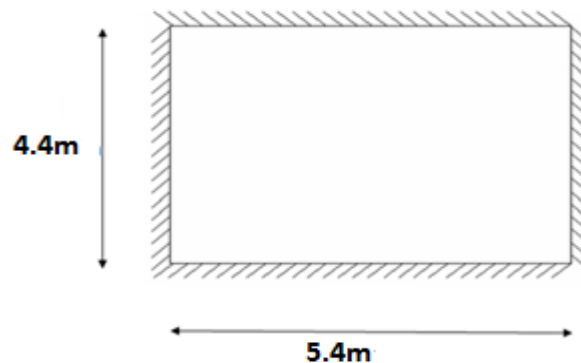
La fissuration est considérée préjudiciable.

**IX.3.5.1. Ferrailage de la dalle du radier**

Valeur de la pression sous radier :

- ELU :  $q_u = \sigma_u \times 1m = 169.26 \text{ KN/m}$
- ELS :  $q_{ser} = \sigma_{ser} \times 1m = 125.42 \text{ KN/m}$

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 04 cotés.



**Figure IX.6 : Dimensions du panneau le plus défavorable**

**A. Calcul des**

**moments**

Si  $0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1.0 \rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

- 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  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont en fonction de  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  et de  $v$ .

$$v: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 modifié 99 "

$$\rho = 0.82 \begin{cases} \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.9037 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 201.53 \text{ (kN.m)}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 127.23 \text{ (kN.m)}$$

- Moments en travées :

$$M_{t_x} = 0.75 \times M_x = 151.15 \text{ (kN.m)}$$

$$M_{t_y} = 0.75 \times M_y = 95.42 \text{ (kN.m)}$$

- Moments sur appuis :

$$M_{a_x} = 0.50 \times M_x = 100.76 \text{ (kN.m)}$$

$$M_{a_y} = 0.50 \times M_x = 100.76 \text{ (kN.m)}$$

**B. Calcul du ferrailage**

Le ferrailage se calcule avec le moment maximum en travée et sur appuis.

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}; f_{t28} = 2.10 \text{ MPa}; f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}; f_e = 400 \text{ MPa}; \sigma_s = 348 \text{ MPa};$$

$$b = 100 \text{ cm}; h = 40 \text{ cm}; d = 0.9h = 36 \text{ cm}.$$

**Tableau IX.8 : Ferrailage des panneaux du radier.**

	Sens	$M_u$ (kN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	x-x	151.15	0.082	0.108	344.52	16.82	7T20	21.98
	y-y	95.42	0.052	0.067	350.39	10.44	6T16	12.06
<b>Appui</b>	x-x	100.76	0.052	0.071	349.83	8.28	6T16	12.06
	y-y	100.76	0.066	0.071	349.83	8.28	6T16	12.06

➤ **Espacement**

$$Esp \leq \text{Min}(3h, 33\text{cm}) \rightarrow St \leq \text{min}(120\text{cm}, 33\text{cm})$$

- Travée :

$$\text{Sens x-x : } S_t = \frac{100}{7} = 14.28 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t = \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 25 \text{ cm}$$

- Appui :

$$\text{Sens x-x : } S_t = \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t = \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 25 \text{ cm}$$

**C. Vérifications nécessaires**

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{s \text{ min}} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 4.35 \text{ cm}^2$$

h= 40 cm; b=100cm.

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_0 = 0.8 \text{ ‰} ; \text{ pour l'acier Tor.} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.82 ; \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} bh = 3.49 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 3.2 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

$$\rho = 0.82 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0539 \\ \mu_y = 0.6313 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 149.33 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 94.27 \text{ kN.m}$$

- Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 M_x = 111.99 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_y = 70.71 \text{ kNm}$$

- Moments sur appuis :

$$M_{ax} \approx M_{ay} = 0.5 M_x = 74.67 \text{ kNm}$$

**Tableau IX.9 : Vérification des contraintes**

Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérif
------	---------------------------	--------------------------------------	--------------------------	---------------------------	-------------------------	--------------------------	-------

<b>Travée</b>	x-x	111.99	21.98	5.65	15	160.00	201,63	OK
	y-y	70.71	12.06	4.43	15	179.02	201,63	OK
<b>Appui</b>	x-x	74.67	12.06	4.68	15	189.03	201,63	OK
	y-y	74.67	12.06	4,68	15	189.03	201,63	OK

Donc la condition est vérifiée pour toutes les sections adoptées.

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15}{\gamma b} f_{c28}, 4MPa \right)$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15}{\gamma b} f_{c28}, 4MPa \right) = 2.5 MPa$$

$$T_y = \frac{q_u \times L}{3} = \frac{169.26 \times 5.75}{2} = 486.62 kN$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{486.62 \times 10^3}{1000 \times 360} = 1.35 kN$$

1.35 Mpa < 2.5 Mpa ... .. Vérifiée

**Remarque**

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T10 généralement, appelées CHAISES donc on prévoit : chaises de T10 / m<sup>2</sup>.

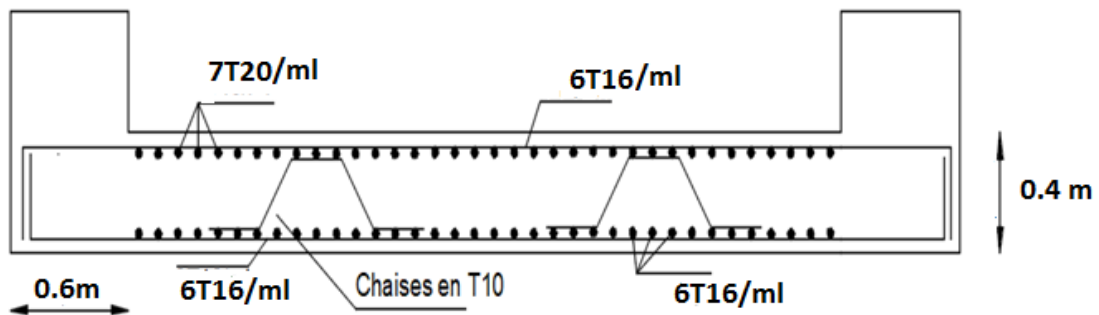


Figure IX.7 : Schéma de ferrailage du radier

**IX.3.5.2. Ferrailage des nervures**

**A. Calcul des efforts**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (BAEL91 modifier 99) ... ..

On a  $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

En travée :  $M_t = 0.75M_0$

Sur appuis :  $M_a = 0.50M_0$

**B. Calcul des armatures**

$b = 60 cm ; h = 100 cm ; d = 0.9h = 90 cm ; L_x = 5.4 m ; L_y = 4.4m ;$

$$P_u = 169.26 \text{ kN/m},$$

$$\rightarrow \text{sens porteur : } M_0 = 594.31 \text{ (kN.m)}$$

$$\rightarrow \text{sens non porteur : } M_0 = 391.2 \text{ (kN.m)}$$

**Tableau IX.10 : Ferrailage des nervures**

	Sens	$M_u$ (kN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	Porteur	445.73	0.065	0.084	86.99	14.72	7T20	21.98
	Non porteur	293.4	0.043	0.054	88.04	9.58	7T16	14.07
Appui	Porteur	297.16	0.043	0.055	88.01	9.7	5T20	15.7
	Non porteur	195.6	0.028	0.036	88.7	6.34	5T16	10.05

**C. Vérifications nécessaires**

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{s \text{ min}} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 6.52 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée pour toutes les sections adoptées.

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

$$b = 60 \text{ cm} ; h = 100 \text{ cm} ; d = 0.9h = 90 \text{ cm} ; L_x = 5.4 \text{ m} ; L_y = 4.4 \text{ m} ;$$

$$P_{ser} = 125.42 \text{ kN/m},$$

$$\rightarrow \text{sens porteur : } M_0 = 440.38 \text{ (kN.m)}$$

$$\rightarrow \text{sens non porteur : } M_0 = 289.88 \text{ (kN.m)}$$

**Tableau IX.11: Vérification des contraintes**

	Sens	$M_{ser}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	Porteur	330.29	21.98	5.13	15	185.08	201.63	oui
	Non porteur	217.41	14.07	4	15	186.84	201.63	oui
Appui	Porteur	220.19	15.7	3.88	15	170.3	201.63	oui
	Non porteur	144.94	10.05	3.05	15	172.31	201.63	oui

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

On doit vérifier que :  $\tau < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.50 \text{ MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{169.26 \times 5.40}{2} = 448.54$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{448.54 \times 10^3}{600 \times 900} = 0.83 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow 0.83 \text{ MPa} < 2.50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier.}$$

➤ **Armatures transversales**

• **BAEL 91 modifié 99**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,40\text{MPa}$$

• **RPA99 version 2003**

$$A_t \geq 0.003 b_0 S_t$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 16.8 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 50 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1.60 \text{ cm} \text{ et } \phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_l^{max} = 0.53 \text{ cm}$$

$\phi_l$  : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$\phi_t$  : Diamètre minimum des armatures transversales

$$f_e = 400 \text{ MPa} ; \tau_u = 0.83 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.10 \text{ MPa} ; b_0 = 60 \text{ cm} ; d = 100 \text{ cm}$$

**Tableau IX.12: Choix des armatures transversales.**

Section (cm <sup>2</sup> )	Zone	S <sub>t</sub> <sup>RPA</sup> (cm)	S <sub>t</sub> <sup>CBA</sup> (cm)	S <sub>t</sub> <sup>Choisit</sup> (cm)	φ <sub>t</sub> (mm)	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>t</sub> <sup>choisit</sup>
(60 × 100)	Courante	50	40	20	10	3.6	8T8	4.02
	Nodale	16.8	40	10	10	1.8	8T6	2.24

➤ **Armatures de peau**

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3 cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$$h = 100 \text{ cm}$$

$$A_p = 3 \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On choisit A<sub>p</sub> = 3T12

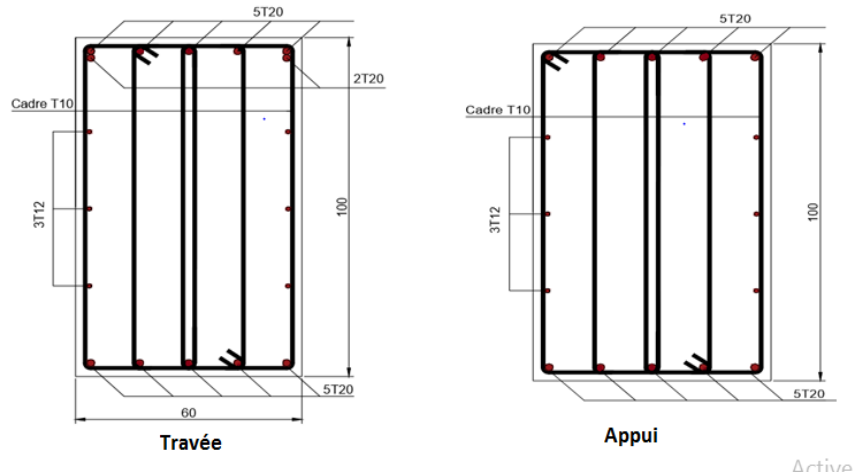


Figure IX.8 : Schéma de ferrailage de la nervure de section (60\*100) dans le sens porteur

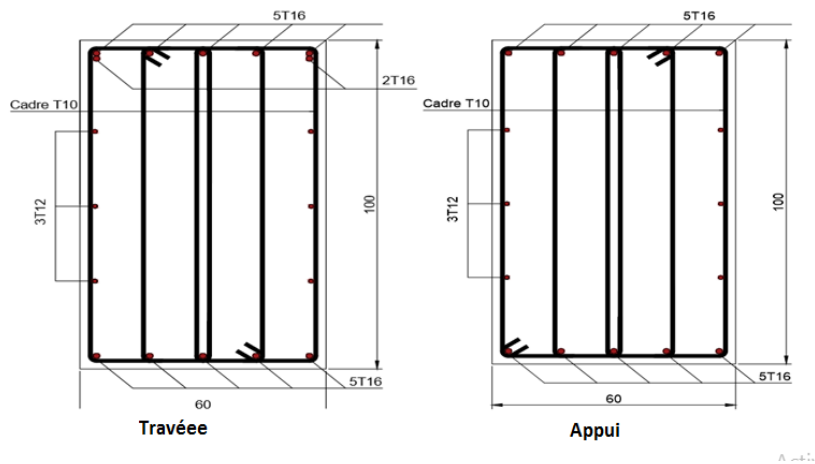


Figure IX.9 : Schéma de ferrailage de la nervure de section (60\*100) dans le sens non porteur

### IX.3.5.1. Ferrailage des débords

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur  $L=0.50\text{ m}$ . Le ferrailage de débord sera la continuité du ferrailage du radier.

## IX.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons calculé le ferrailage des voiles périphériques selon RPA99-Version2003, et le BAEL91, ils sont calculés à la flexion simple sous l'effet de la poussée des terres, nous avons aussi dimensionner les poteaux du sous sol .



Le choix de type de fondation a été pris en considération des conditions de stabilité d'ensembles, le calcul de ferrailage du radier a été effectué après plusieurs vérifications de façon à avoir un comportement stable de la structure vis-à-vis des différentes sollicitations statiques et dynamiques.

## CONCLUSION GENERALE

Malgré les circonstances exceptionnelles cette année a cause de la pandémie qui a entravé l'avancement des projets de fin d'études et qui nous a empêchés de faire notre stage pratique dans CR METAL , mais l'étude de ce projet nous a permis d'exploiter et approfondir les connaissances théoriques acquises durant notre cursus universitaire, et d'acquérir de nouvelles connaissances importantes et nécessaires dans le domaine de la construction métallique et le génie civil en général, cela en utilisant les différentes règles de calcul et de conception qu'on retrouve dans les règlements en vigueur à savoir les D.T.R, RPA 99 version 2003, et les différents Eurocode.

D'ailleurs, ce travail nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

- ✓ La maîtrise de logiciel de calcul (ROBOT2016) est plus que nécessaire, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel et des résultats justifiés.
- ✓ La collaboration entre le béton et l'acier dans les planchers mixtes à diminuer les dimensions des profilés des poutres et des solives et augmenter leur résistance (en termes de flèche).
- ✓ La présence de planchers mixtes rigides rend la structure sensible aux actions sismiques, mais le système de contreventement (palées de stabilités en X) lui donne un bon comportement vis-à-vis de ces dernières.
- ✓ Une étude dynamique s'impose pour définir le comportement de la structure dans le cas du séisme. Cette étude est très importante pour limiter les dégâts dans les éléments structuraux et éviter l'effondrement de la structure.
- ✓ L'acier permet de réaliser des ouvrages très importants du point de vue capacité portante, légèreté par rapport au béton armé et rapidité d'exécution.
- ✓ Cette étude nous a permis de donner une attention particulière pour les méthodologies et le dimensionnement de fondation de ce type de structures et à leur mise en œuvre.

Enfin, ce travail qui est la résultante des longues années d'études a un objectif final qui est l'obtention d'un ouvrage résistant et garantissant la sécurité des vies humaines et de leurs biens, donc nous espérons qu'il sera une clé de support et d'apport pour les promotions à venir.

## *Références bibliographiques*

- ✚ Les **CCM97** : Règlement de conception et de calcul des structures en acier.
- ✚ **RNV99** : Règlement Neige et Vent
- ✚ Le **RPA 99** : D.T.R. B.C. 2.48, Règles parasismiques Algériennes, **version 2003**.
- ✚ **Le BAEL99** : D.T.U, Béton armé aux états limites 91, modifié 99.
- ✚ **EC3** : Calcul des structures en acier, partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- ✚ **EC4** : Conception et dimensionnement des structures mixtes acier- béton, partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- ✚ **D.T.R 2.2, 88** : Charges permanentes et charges d'exploitation, CGS 1988.
- ✚ Cours charpente métallique 1, (4<sup>ème</sup> année), **Mr MENADI**.
- ✚ NF P91-100 pour les parkings accessibles au public

# ANNEXE

## ORGANIGRAMME -I- SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

### Cas générale

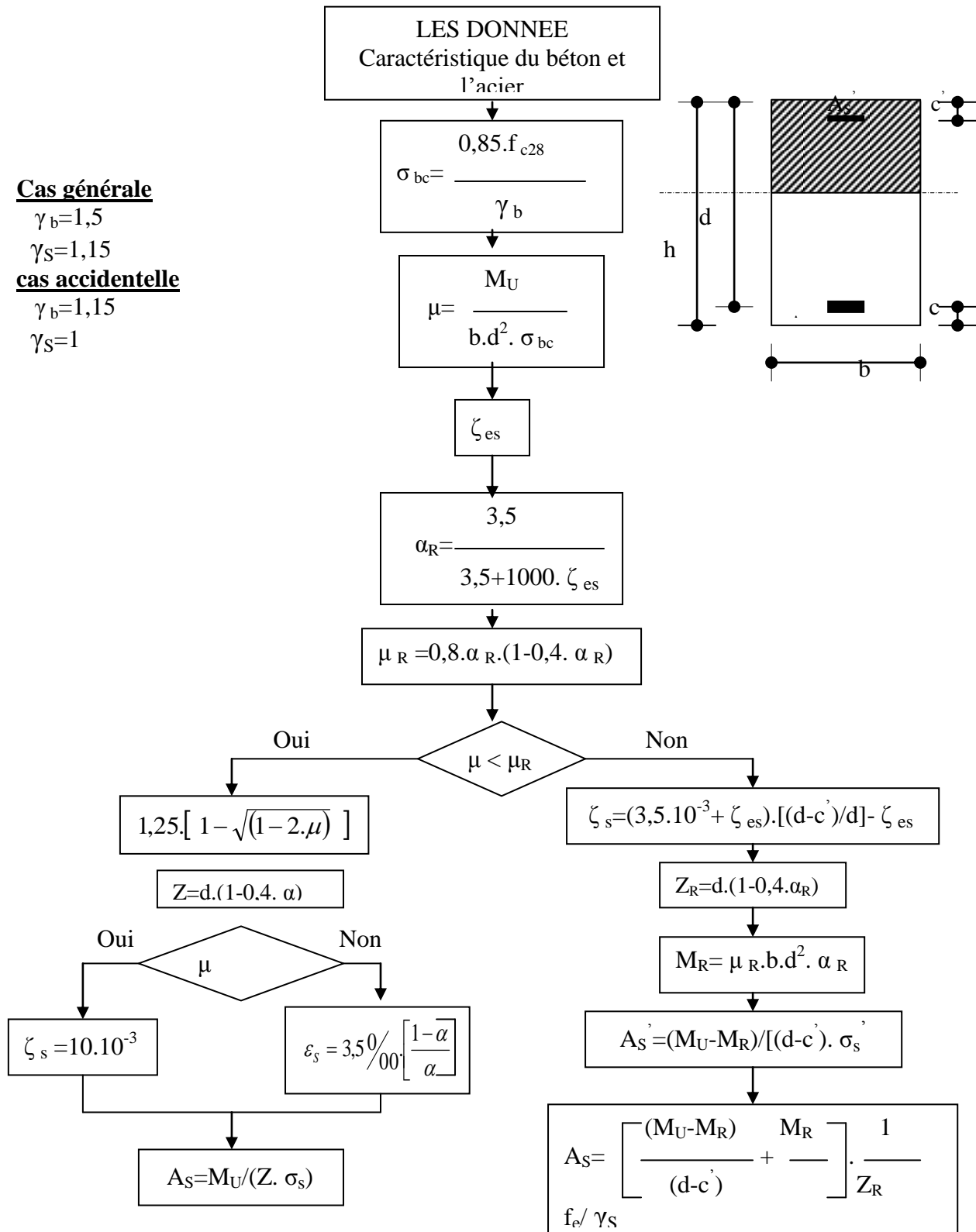
$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

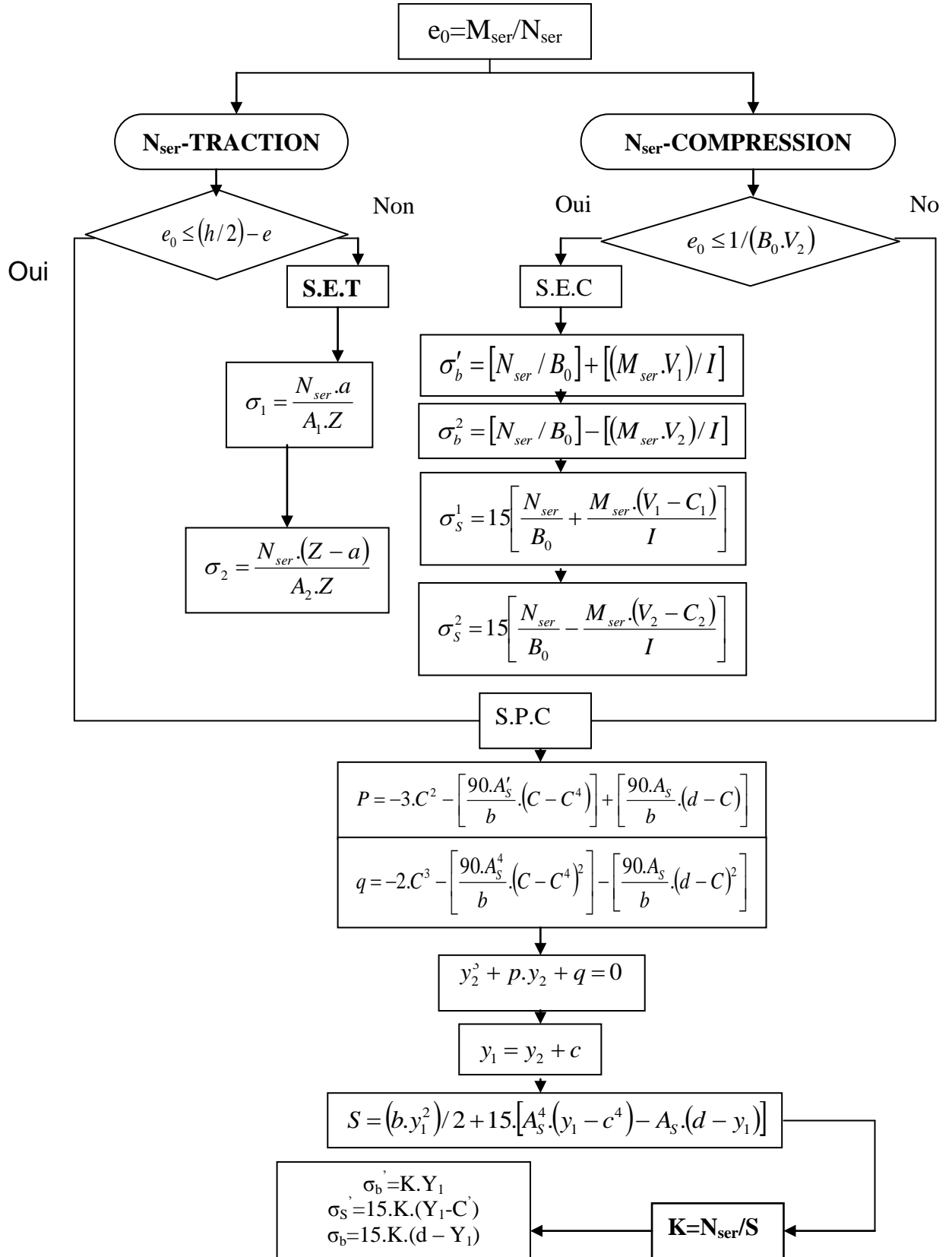
### cas accidentelle

$$\gamma_b = 1,15$$

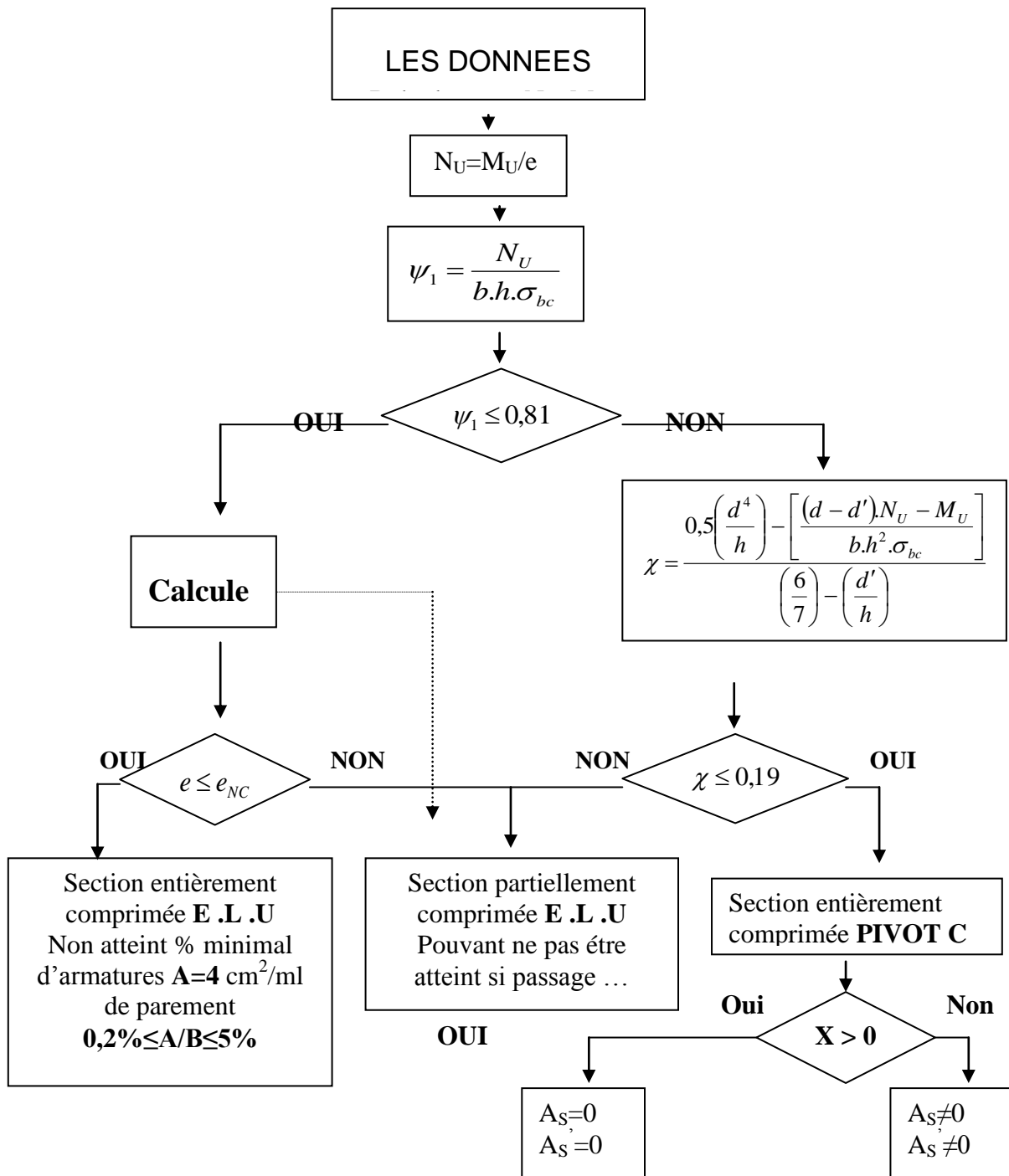
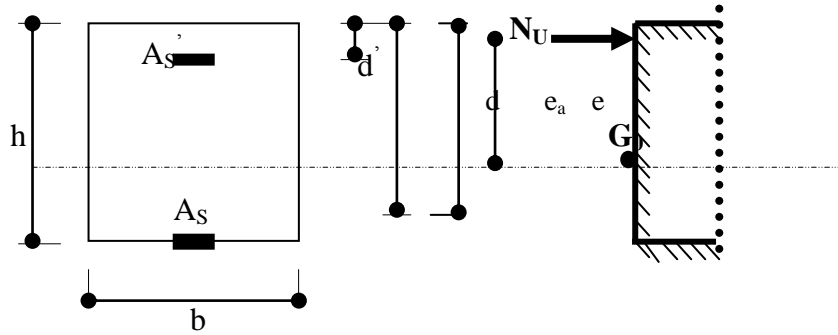
$$\gamma_s = 1$$



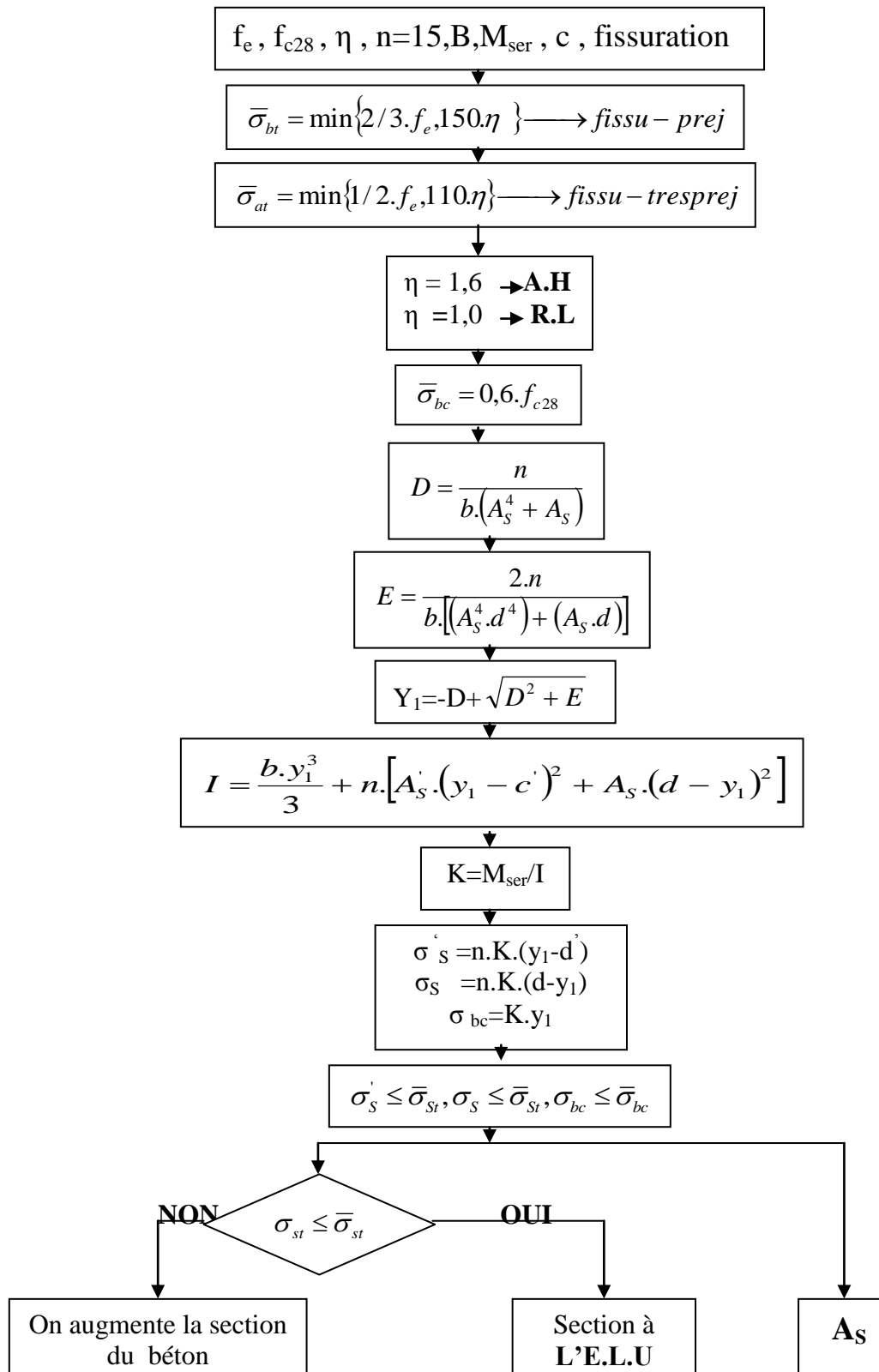
**ORGANIGRAMME-II-  
FLEXION COMPOSEE A E.L.S**



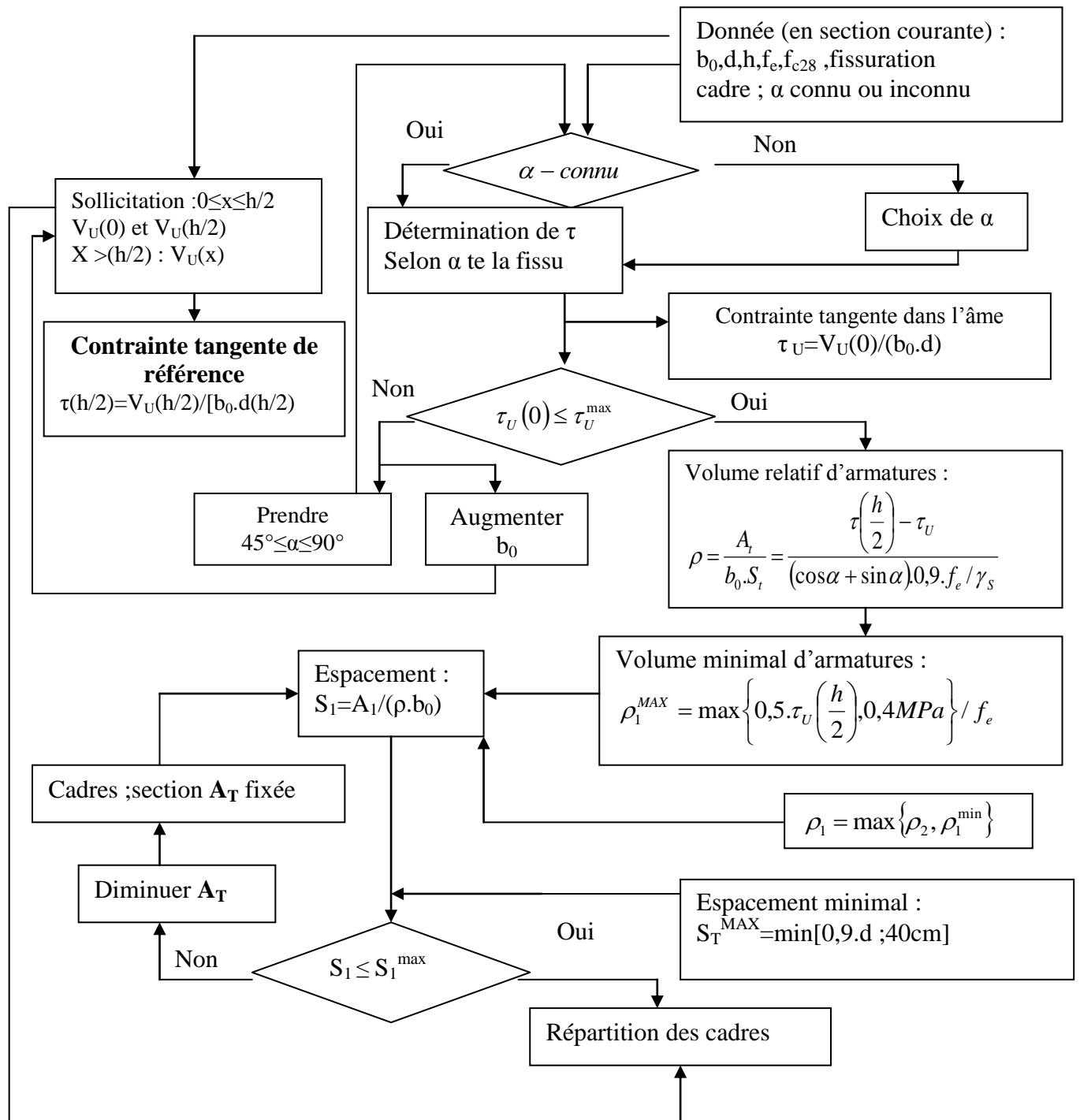
**ORGANIGRAMME -III-**  
**CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE**  
**A L'E .L .U EN FLEXION COMPOSEE**



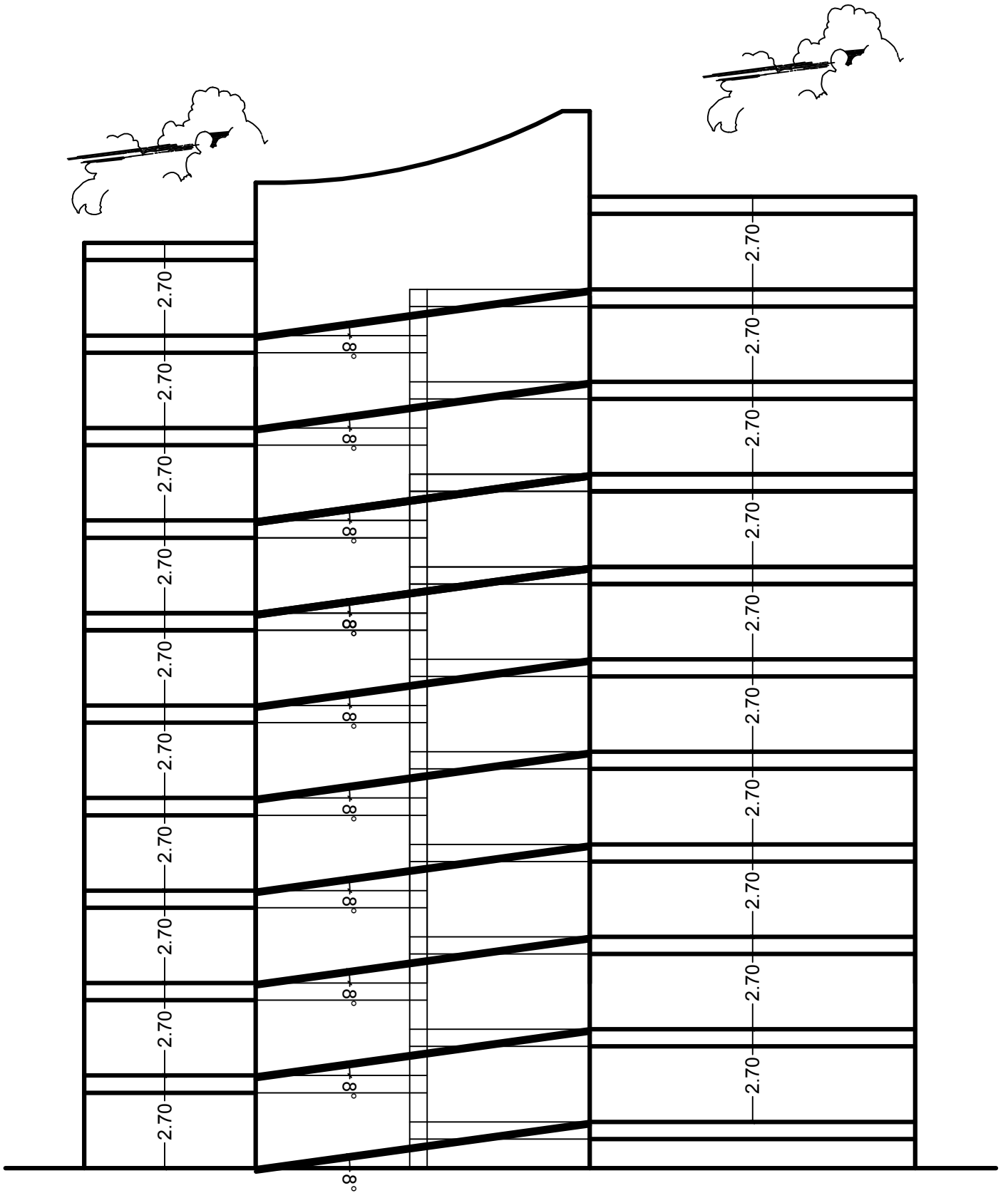
**ORGANIGRAMME -IV-  
VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A -L'E.L.U-**



**ORGANIGRAMME -V-**  
**CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE**  
**A L'EFFORT TRANCHANT**

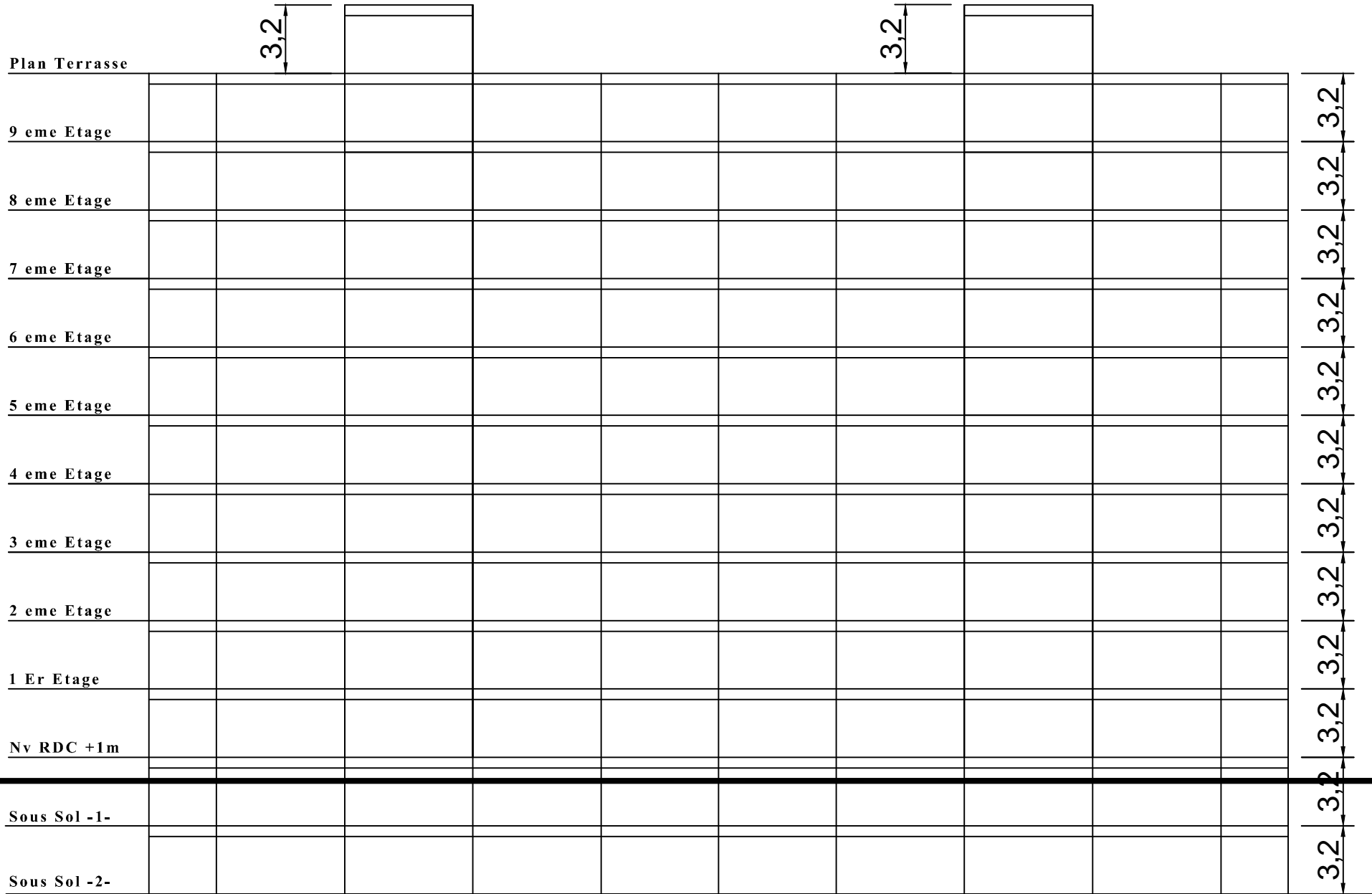




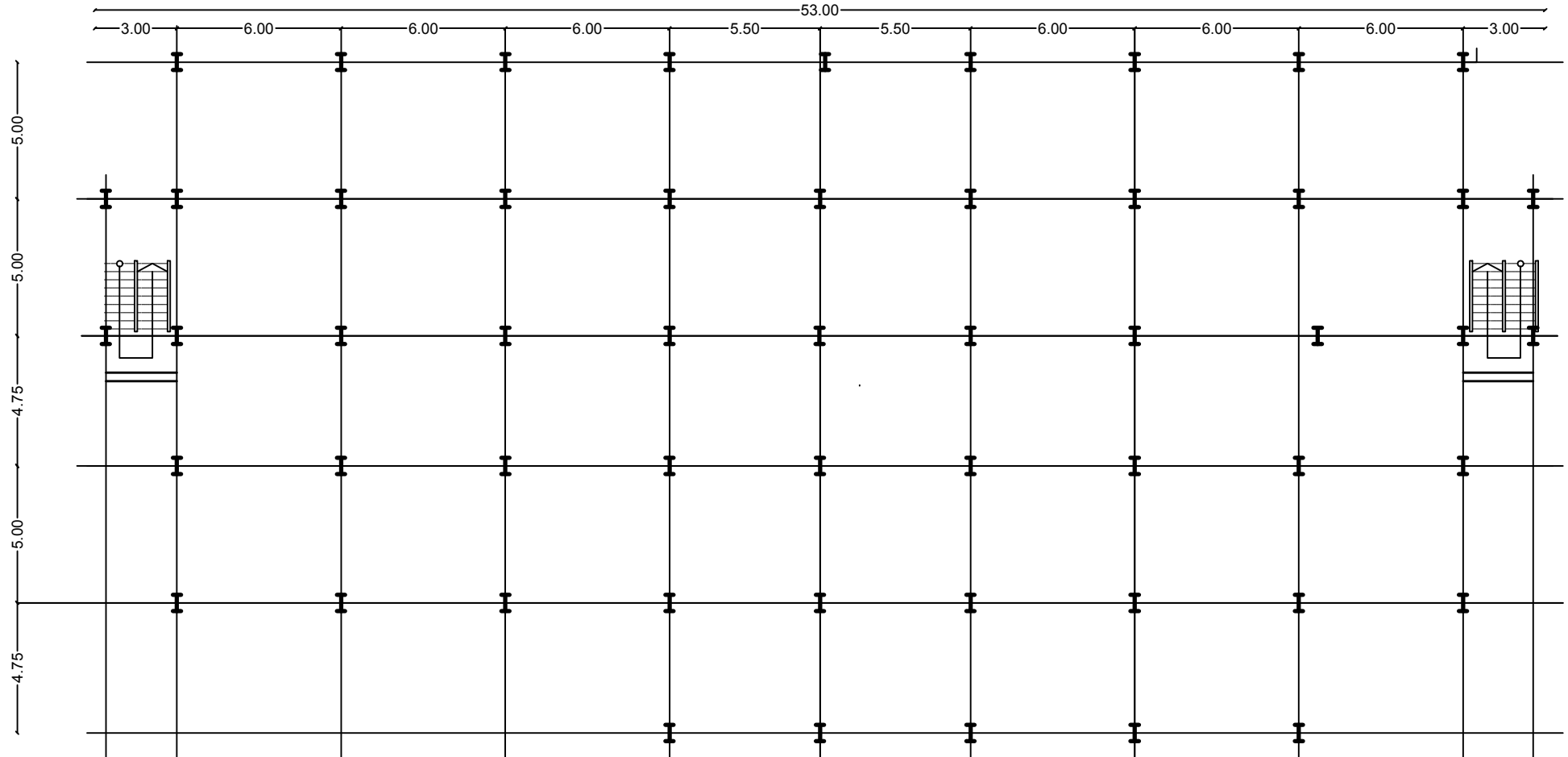


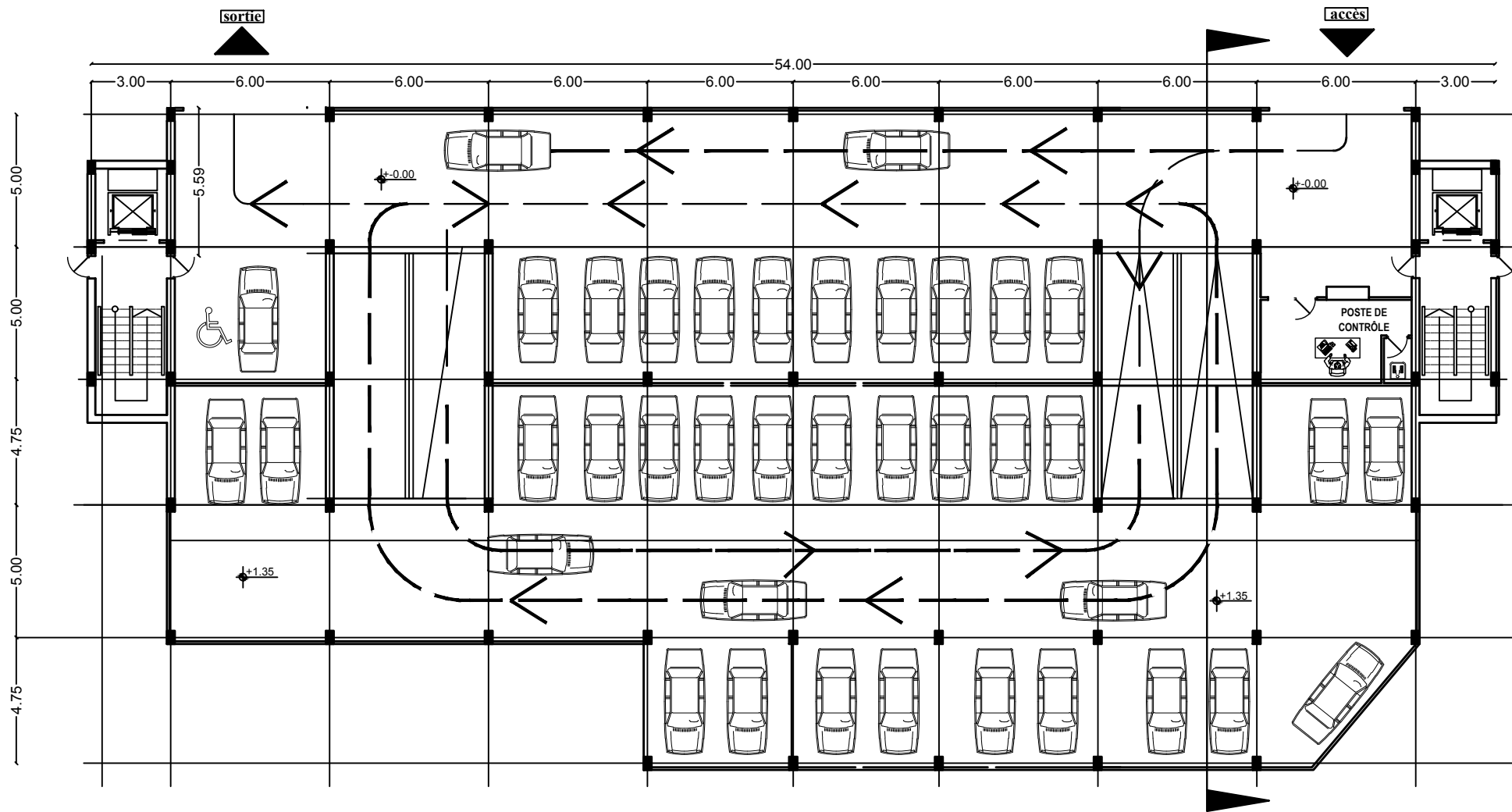
# COUPE SCHEMATIQUE

Nbre total de place= 396



# VUE EN PLAN POUR CHARGE CHAQUE POTEAUX





**PLAN RDC**

