

**UNIVERSITE DE BLIDA 1**

**Faculté de Technologie**

Département de Génie Civil

## **MEMOIRE DE MASTER**

Spécialité : Charpente métalliques et mixtes

TITRE : ETUDE D'HOTEL R+10 ETAGES + 2 SOUS-SOL EN CHARPENTE  
METALIQUE

Par

**M<sub>elle</sub> : ZAMMOUCHI IKRAM**

**M<sub>elle</sub> : MEZIAN Bouchra**

Devant le jury composé de :

Mr SLITAN	U.Saad Dahleb-Blida	President
AZZAZ Rahmani	U.Saad Dahleb-Blida	Examineur
ZAHAF Ahmed	U.Saad Dahleb-Blida	Promoteur

Blida, Septembre 2022

# Sommaire

ملخص.....	6
RESUME .....	6
ABSTRACT.....	7
DEDICACE .....	8
REMERCIEMENT .....	10
LISTE DES FIGURES .....	11
LISTE DES TABLEAUX .....	13
LISTE DES SYMBOLES.....	16
INTRODUCTION GENERALE .....	21
CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE .....	23
I.1 Introduction : .....	23
I.2 Présentation du projet : .....	23
I.3 Conception de l'ouvrage : .....	24
I.3.1 Données géométriques d'ouvrage : .....	24
I.3.2 Conception architectural : .....	24
I.3.3 Conception structurale : .....	25
I.4 Caractéristiques des matériaux : .....	30
I.4.1 Acier : .....	30
I.4.2 Béton : .....	33
I.5 Règlements utilisés : .....	35
I.6 Conclusion : .....	36
CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX .....	37
II.1 Introduction : .....	37
II.2 Classification des sections transversales selon l'EUROCODE3 : .....	37
II.3 Coefficient partiel de sécurité : .....	38
II.4 Les Valeurs limites des flèches : .....	38
II.5 Plancher collaborant : .....	39
II.6 Pré dimensionnement des éléments principaux .....	42
II.6.1 Pré dimensionnement des solives : .....	42
II.6.2 Pré dimensionnement des Poutres : .....	52
II.6.3 Pré-dimensionnement des Poteaux : .....	74
CHAPITRE III : ETUDE CLIMATIQUE : .....	79
III.1 Introduction : .....	79
III.2 Etude de neige : .....	79

III.2.1 Introduction :	79
III.2.2 Calcul des charges de neige :	80
III.2.3 Conclusion:	80
III.3 ETUDE DE VENT :	81
III.3.1 Introduction :	81
III.3.2 Hypothèses de calcul	82
III.3.3 Données relatives au site :	82
III.3.4 Pression dynamique de pointe	83
III.3.5 Calcul de la pression due au vent direction V1 :	85
III.4 Calcul de la pression due au vent direction V2 :	90
III.5 Conclusion :	92
III.6 Calcul des forces de frottement :	92
III.6.1 Action d'ensemble.....	93
III.6.2 Calculs de coefficient de forme :	96
III.7 Conclusion :	97
CHAPITRE IV : DEMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES	98
IV.1 Introduction	98
IV.2 L'acrotère.....	98
IV.2.1 Définition.....	98
IV.2.2 Dimensions de l'acrotère	98
IV.2.3 Calcul des charges sollicitant l'acrotère :	99
IV.2.4 Détermination des efforts :	100
IV.3 Les escaliers :	105
IV.3.1 Introduction :	105
IV.3.2 Dimensionnement.....	106
CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE	115
V.1 Introduction :	115
V.2 Etude sismique :	115
V.3 L'objectif de l'étude dynamique :	115
V.3.1 La méthode statique équivalente :	117
V.3.2 La méthode modale spectrale :	117
V.4 Résultats de l'analyse dynamique.....	121
V.4.1 Dimensions de l'ouvrage	121
V.4.2 Analyse dynamique de la structure :	122
V.5 Comparaison entre l'effort sismique et l'effort du vent (pour la Structure 1) :.....	149

V.6 Conclusion: .....	150
CHAPITRE VI : VERIFICATION DES ELEMENTS DE L'OSSATURE .....	151
VI.1 Introduction : .....	151
VI.2 Vérification des poteaux .....	151
VI.2.1 Procédure de calcul.....	151
VI.3 Vérification des poutres :.....	160
VI.3.1 Poutre principale.....	160
VI.3.2 Poutre secondaire.....	165
VI.4 Vérification de système de contreventements .....	166
VI.4.1 Généralités .....	166
VI.4.2 Conception du système de contreventement : .....	167
VI.4.3 Dimensionnement des contreventements : .....	167
VI.4.4 Vérifications des contreventements :.....	168
CHAPITRE VII : Calcul des assemblages .....	172
VII.1 Introduction : .....	172
VII.2 Les différents modes d'assemblages .....	172
VII.3 Calcul des assemblages .....	174
VII.4 Calcul manuelle :.....	174
VII.4.1 Assemblage poutre HEA450–solive IPE200 .....	174
VII.4.2 Assemblages par double cornière.....	174
VII.4.3 Choix de diamètre du boulon : .....	175
VII.4.4 Assemblages poteau – poutre :.....	177
VII.5 Calcul avec logiciel ROBOT : .....	185
VII.5.1 Pied de poteau : .....	185
VII.5.2 Assemblage poteau-poteau :.....	187
VII.5.3 Calcule avec IDEA STATICA:.....	188
VII.6 Conclusion.....	227
CHAPITRE VIII : Calcul des éléments du sous sol .....	228
VIII.1 Etude de voile périphérique .....	228
VIII.2 Pré dimensionnement.....	228
VIII.3 predimensionnement des éléments sous sol :.....	230
VIII.3.1 Les poutres :.....	230
VIII.3.2 Les poteaux : .....	231
VIII.4 Méthode de calcul .....	232
CHAPITRE IX : Etude de fondation .....	235

IX.1 Introduction :	235
IX.2 Les types des fondations :	235
IX.3 Fonctions assurées par les fondations :	235
IX.4 Choix des fondations :	236
IX.5 Choix de type de semelle :	237
IX.5.1 Semelles isolées :	237
IX.5.2 Semelle filante croisées :	238
IX.5.3 Les Radiers :	245
IX.5.4 Dimensionnement de la poutre de libage :	246
IX.5.5 Caractéristique géométrique du radier :	249
IX.5.6 Vérification au renversement :	250
IX.5.7 Vérification des contraintes :	252
IX.6 Ferrillage la poutre de libage :	254
IX.6.1 Ferrillage de nervure 1 :	254
IX.6.2 Ferrillage de nervure 2 :	255
IX.6.3 Condition de non fragilité :	256
IX.6.4 Armatures de peau :	256
IX.7 Ferrillage de la dalle du radier (par Socotec) :	256
IX.8 Conclusion :	257
Conclusion générale.....	258
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	259
<b>ANNEXES</b> .....	261

## ملخص

في إطار التحضير لمناقشة مذكرة التخرج قمنا بدراسة فندق ذو بنية حديدية (طابق ارضي + 10). تم اختيار المشروع لينفذ في ولاية الجزائر – الكاليتوس – في منطقة زلزالية **III** وفقا للقواعد RPA99 version 2003. يتكون هذا العمل من مقدمة ووصف لمكونات الهيكل وكذلك خواص المواد المستعملة (الحديد والخرسانة) والمراجع المعتمدة في المشروع. تم أيضا حساب وتحليل التأثيرات المناخية حسب قواعد **RNV2013** ، تم التصميم المبدئي العناصر الحاملة والتحقق منها وفقا للمراجع التالية EC3، RPA99 version 2003 ، CCM97. اما التحليل الزلزالي للمنشأة فقد تم بواسطة برنامج ETABS للتحليل الديناميكي. ختمنا هذه الدراسة بحساب أنماط الربط بين مختلف العناصر الانشائية باستخدام برنامج Robot Structural Analysis وIDEA STATICA بالإضافة الى دراسة أساسات الهيكل.

## RESUME

Le présent mémoire, consiste à étudier un hôtel (R+10) en charpente métallique avec 2 sous-sols situé à Alger –Eucalyptus- classée comme zone de forte sismicité **III** selon le **RPA99 ver2003**.

Il concerne en premier l'introduction et la description des éléments de la structure ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés et les règlements adoptés. L'étude climatique a été fait également selon le **RNV2013**.

Le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au **CCM97**, **BAEL91**, **EC3** et **RPA99 ver2003**. L'analyse sismique de la structure a été réalisée en utilisant le logiciel ETABS.

Cette étude termine par le calcul des assemblages des différents éléments structuraux, en utilisant le logiciel Robot Structural Analysis et IDEA STATICA. Ainsi que l'étude des fondations.

## **ABSTRACT**

As part of our graduation project, we have studied a metal hotel (**Ground floor + 10**). This building is located in Alger -Eucalyptus -, which is classified as a high seismic area **III**, according to the **RPA99 version2003**.

The work consists of the introduction and description of the elements of the structure as well as the characteristics of the used materials and the adopted regulations. The climatic study was also performed according to the **RNV2013**.

The pre design and verifications of the load bearing elements was done according to **CCM97, BAEL91, EC3** and **RPA99 version2003**. The seismic analysis of the structure was performed using the Etabs software.

This study concludes with the design of the steel connections of the various structural elements using Robot Structural Analysis software and IDEA STATICA? and the study of the foundations.

## DEDICACE

*Je tiens à dédier ce modeste travail à :*

*À ma famille*

*Mon père, qui a toujours été mon soutien numéro un, et qui me pousse  
toujours à faire de mon mieux,*

*À ma tendre maman, aucun mot ne peut exprimer l'amour et le respect que j'ai  
pour cette femme si patiente, ses prières et ses bénédictions m'ont accompagné  
durant toutes mes années d'étude.*

*Que dieu les protèges et préserve leur santé.*

*À ma famille, qui m'ont toujours soutenues dans mon parcours.*

*À mes amis :*

*Je dédie ce travail par la même occasion à mes chers amis (e) qui ont partagé  
avec moi les moments d'émotions et de joie lors de mon parcours scolaire.*

## DEDICACE

*J'ai le grand plaisir de dédier ce modeste travail,*

**A la mémoire de mon cher papa Brahim, je ne saurais exprimer mon grand chagrin en ton absence, j'aurais aimé que tu sois à mes côtés ce jour que ce travail soit une prière pour le repos de ton âme.**

*A la lumière de mes jours, mon bonheur, ma très chère mère pour son amour et ses sacrifices*

*A ma chère sœur Imene et son mari Mustapha.*

*A mon frère Abdou et sa femme Aicha.*

*A mes chers frère Nassim et Ninou.*

*A mes chers neveux Nacer, Brahim et Noufel.*

*A mes meilleures amies qui m'ont toujours encouragé Selma, Imane, Flona, Sara.*

*A notre promoteur Mr. Ahmed Zahaf.*

*Une spéciale dédicace à Mr. Fouzi Belhouchet et le team de BEREP.*

*En fin je remercie mon Binôme Ikram, qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

*Bouchra.*

# REMERCIEMENT

*Tout d'abord, nous tenons à remercier Dieu, de nous avoir donné la santé, la volonté et la patience pour mener à terme notre formation de Master.*

*Un grand merci à notre promoteur, Mr. ZAHAF, d'avoir accepté de diriger ce travail avec compétence ; qu'il trouve ici l'expression de ma profonde gratitude.*

*Nous tenons à remercier vivement Mr. BELHOUCHEI Fouzi, pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ses orientations précieuses, tout le long de ce projet.*

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

*On tient enfin à remercier tous nos enseignants et camarades, ainsi que toutes personnes qui nous ont soutenues.*

## LISTE DES FIGURES

Figure 1. 1: vue du projet.....	25
Figure 1. 2 : composition du plancher collaborant .....	26
Figure 1. 3 : Fiche technique de HI-Bond 55 .....	27
Figure 1. 4 : Connecteur de type Nelson (goujon à tête) .....	28
Figure 1. 5 : Escaliers en charpente métallique. ....	30
Figure 1. 6 : Diagramme contraintes / Déformations de l'Acier.....	31
Figure 1. 7 : Diagramme contraintes-déformation ELU.....	35
Figure 2.1: Comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section.....	38
Figure 2. 2: Représentation 3D d'un plancher collaborant .....	39
Figure 2. 3: Largeur effective de dalle en béton .....	40
Figure 2. 4: la solive la plus sollicitée. ....	42
Figure 2. 5: largeur effective de la zone comprimée. ....	47
Figure 2. 6: La 1ère poutre principale.....	53
Figure 2. 7: Largeur participante de la dalle.....	57
Figure 2. 8: la 2ème poutre principale. ....	64
Figure 2. 9: largeur effective de la zone comprimée. ....	71
Figure 3. 1: hauteur de référence $Z_e$ et profil correspondant de la pression dynamique .....	82
Figure 3. 2: Vue en élévation des zones pression des parois verticales sens V1.....	86
Figure 3. 3: Coefficients de pression intérieure applicables pour des ouvertures uniformément réparties.....	87
Figure 3. 4: Vue en plan des zones de pression de la toiture plate. ....	88
Figure 3. 5: Vue en élévation des zones pression des parois verticales sens V2.....	91
Figure 4. 1: Dimensions de l'acrotère.....	98
Figure 4. 2: Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	105
Figure 4. 3: les éléments constituant l'escalier. ....	106
Figure 4. 4: Coupe horizontale des Escaliers.....	106
Figure 4. 5: Schéma représentant les dimensions des escaliers.....	107
Figure 5. 1: Spectre de réponse.....	118
Figure 5. 2 Structure avec palées triangulées en X mode initial.....	122
Figure 5. 3 : Structure avec palées triangulées en X mode final. ....	124
Figure 5. 4: Le 1 <sup>er</sup> mode de translation suivant x-x pour structure 1 .....	125
Figure 5. 5: Le 2 <sup>ème</sup> mode de translation suivant y-y pour structure 1 .....	125
Figure 5. 6: Le 3 <sup>ème</sup> mode de rotation pour structure 1.....	126
Figure 5. 7: Structure 2 avec palées triangulées en X.....	137
Figure 5. 8: Le 1 <sup>er</sup> mode de translation suivant x-x pour la 2 <sup>ème</sup> structure.....	139
Figure 5. 9: Le 2 <sup>ème</sup> mode de translation suivant y-y pour la 2 <sup>ème</sup> structure. ....	140
Figure 5. 10: Le 3 <sup>ème</sup> mode de rotation structure 2 .....	141

Figure 6. 1: Facteurs de distribution de la rigidité.....	152
Figure 6. 2: longueur de flambement pour un nœud fixe.....	153
Figure 6. 3: Types de systèmes de contreventement .....	167
Figure 6. 4: Contreventement en X.....	168
Figure 7. 1: Assemblage solive-poutre.....	176
Figure 7. 2: résultat de l'assemblage poutre HEA450- IPE200 solive .....	177
Figure 7. 3: Assemblage poteau- poutre .....	178
Figure 7. 4: assemblage poteau HEB500- poutre HEA360 .....	181
Figure 7. 5: Résultat de l'assemblage poteau HEB500 - poutre HEA3.....	185
Figure 7. 6: assemblage pied de poteau HEB500 .....	186
Figure 7. 7: résultat de l'assemblage pied de poteau HEB500 .....	187
Figure 7. 8: assemblage poteau-poteau.....	187
Figure 7. 9: résultat de l'assemblage poteau-poteau.....	188
Figure 7. 10: vue d'assemblage poutre HEA300- tube 320×320×17.5 .....	188
Figure 7. 11: Vérification de déformation Poutre HEA300CV tube 320×320×17.5.....	193
Figure 7. 12: les diffèrent zones de sollicitations.....	194
Figure 7. 13: Vue assemblage poutre Poteau contreventement .....	201
Figure 7. 14: Vérification de déformation PoutrePoteau CV tube 320×320×17.5 .....	204
Figure 7. 15: les diffèrent zones de sollicitations.....	205
Figure 7. 16: vue d'assemblage de pied de poteau HEM500 croix et contreventement....	214
Figure 7. 17: vue d'assemblage de pied de poteau HEM500 croix et contreventement....	215
Figure 7. 18: Vérification de déformation pied d Poteau HEM500 et contreventements .	218
Figure 7. 19: les diffèrent zones de sollicitations.....	219
Figure 8. 1: structure modélisé par des voiles périphérique.....	229
Figure 8. 2: les voiles périphériques.....	229
Figure 9. 1: position des points.....	237
Figure 9. 2: semelle isolée .....	238
Figure 9. 3: pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau central .....	239
Figure 9. 4: pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau de rive .....	240
Figure 9. 5: pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau central .....	240
Figure 9. 6: Radier Nervuré .....	246
Figure 9. 7 : Moment de renversement du aux efforts sismique.....	250
Figure 9. 8: Moment de renversement dû aux efforts sismiques.....	251
Figure 9. 9: Contraintes sous le radier.....	252
Figure 9. 10: Diagramme des moments fléchissant nervure 1.....	254
Figure 9. 11: Diagramme des moments fléchissant nervure 2.....	255

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1. 1 : Caractéristique du goujon .....	28
Tableau 1. 2 : Valeurs nominales de $F_y$ et $F_u$ pour les profilés .....	32
Tableau 1. 3 : Valeurs nominales de $f_y$ pour le ferrailage .....	33
Tableau 2. 1: Valeurs limites recommandées de flèches verticales.....	39
Tableau 2. 2: Charge permanente de la terrasse inaccessible .....	41
Tableau 2. 3: Charge permanente de plancher courant.....	41
Tableau 2. 4: dimension Caractéristique mécanique du profilé IPE 200.....	43
Tableau 2. 5: Vérification du profilé en phase finale plancher courant usage chambre .....	49
Tableau 2. 6 : Vérification du profilé en phase finale plancher courant usage cuisine .....	50
Tableau 2. 7 : Vérification du profilé en phase finale plancher courant usage parking .....	50
Tableau 2. 8: Caractéristiques du profilé (HEA360 .....	53
Tableau 2. 9: Largeur participante de la dalle. ....	60
Tableau 2. 10: Vérification du profilé en phase finale plancher courant.....	61
Tableau 2. 11: Caractéristiques du profilé (HEA320) .....	65
Tableau 2. 12: dimension Caractéristique mécanique du profilé HEA300. ....	67
Tableau 2. 13: La descente de charge permanente de poteau central. ....	76
Tableau 2. 14. 11: La charge d'exploitation des trois types de poteau. ....	76
Tableau 2. 15: Choix de la section des profilés. ....	77
Tableau 2. 16: Choix finale de la sections des profilés pour chaque niveau. ....	78
Tableau 3. 1: Catégorie de terrain.....	82
Tableau 3. 2: Coefficient de rugosité.....	83
Tableau 3. 3: Coefficient Intensité de turbulence ( $V_1$ .....	84
Tableau 3. 4: Coefficient d'exposition $C_e$ .....	84
Tableau 3. 5: Valeurs des pressions dynamiques ( $q_p$ ).....	84
Tableau 3. 6 : coefficient de pression extérieure .....	86
Tableau 3. 7: Pression aérodynamique $W_z$ .....	87
Tableau 3. 8: coefficient de pression extérieure .....	88
Tableau 3. 9: Pression aérodynamique $W_z$ .....	89
Tableau 3. 10: pression dynamique de pointe.....	90
Tableau 3. 11: coefficient de pression extérieure .....	92
Tableau 3. 12: Pression dynamique de $V_2$ .....	92
Tableau 3. 13: Récapitulatif pour les valeurs de $C_d$ dans les deux directions.....	96
Tableau 3. 14: Force d'application d'ensemble direction $V_1$ .....	97
Tableau 3. 15: Force d'application d'ensemble direction $V_2$ .....	97
Tableau 4. 1 : les Résumé des efforts normaux, tranchants et moment fléchissent.....	100
Tableau 5. 1: Les périodes et les facteurs de participation massique du modèle initiale. .	123
Tableau 5. 2 : Changement des sections des poteaux et poutres .....	124
Tableau 5. 3: Les périodes et les facteurs de participation massique du modèle final. ....	127
Tableau 5. 4: Coefficient d'accélération en fonction de la zone. ....	129

Tableau 5. 5: Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site.....	130
Tableau 5. 6: valeurs des pénalités $P_q$ .....	131
Tableau 5. 7: Vérification de l'effort tranchant.....	133
Tableau 5. 8: Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe X-X.....	134
Tableau 5. 9: Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe Y-Y.....	134
Tableau 5. 10: Justifications vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ suivant l'axes X-X.....	136
Tableau 5. 11: Justifications vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ suivant l'axes Y-Y.....	136
Tableau 5. 12: Les périodes et les facteurs de participation massique du modèle final. ...	138
Tableau 5. 13: Coefficient d'accélération en fonction de la zone. ....	143
Tableau 5. 14: Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site.....	143
Tableau 5. 15: valeurs des pénalités $P_q$ .....	145
Tableau 5. 16: Vérification de l'effort tranchant.....	146
Tableau 5. 17: Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe X-X.....	146
Tableau 5. 18: Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe Y-Y.....	147
Tableau 5. 19: Justifications vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ suivant l'axes X-X.....	148
Tableau 5. 20: Justifications vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ suivant l'axes Y-Y.....	149
Tableau 6. 1: Vérification du poteau au flambement composé .....	156
Tableau 6. 2: Les valeurs des efforts internes.....	156
Tableau 6. 3: Vérification du poteau au flambement composé .....	156
Tableau 6. 4: Les valeurs des efforts internes.....	157
Tableau 6. 5: Vérification du poteau au flambement composé .....	157
Tableau 6. 6: caractéristique des poteaux croix .....	158
Tableau 6. 7: Vérification du poteau au flambement composé .....	158
Tableau 6. 8 : Les valeurs des efforts internes.....	159
Tableau 6. 9: Les valeurs des efforts internes.....	160
Tableau 6. 10: Vérification du poteau au flambement composé .....	160
Tableau 6. 11: Les valeurs de moment sollicitant .....	161
Tableau 6. 12: Les valeurs de l'effort tranchant sollicitant .....	161
Tableau 6. 13: Les valeurs de moment sollicitant .....	163
Tableau 6. 14: Les valeurs de l'effort tranchant sollicitant .....	163
Tableau 6. 15: Les valeurs de moment sollicitant .....	165
Tableau 6. 16: Les valeurs de l'effort tranchant sollicitant .....	165
Tableau 7. 1:Classes des boulons .....	173
Tableau 7. 2: Caractéristiques géométriques des boulons .....	173
Tableau 8. 1: ferrailage de notre voile périphérique.....	234
Tableau 9. 1: Résultats de répartition des efforts sur les semelles filantes croisé .....	240
Tableau 9. 2: Les charges qui reviennent pour chaque fille sens (x-x) .....	243
Tableau 9. 3: Les charges qui reviennent pour chaque fille sens (y-y) .....	244
Tableau 9. 4: choix final de la largeur de la semelle filante .....	245
Tableau 9. 5: Contraintes sous le radier à l'ELS .....	253

Tableau 9. 6: Contraintes sous le radier à l'ELu .....	253
Tableau 9. 7: Contraintes sous le radier à l'ELu .....	253
Tableau 9. 8: Ferrailage des nervure 1.....	255
Tableau 9. 9 : Ferrailage des nervure 2.....	255
Tableau 9. 10:Vérification de la condition non fragilité .....	256

## 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.

$\varphi$  : Angle de frottement.

$C$  : Cohésion.

$\bar{q}$  : Capacité portante admissible.

$Q$  : Charge d'exploitation.

$\sigma_c$  : Contrainte de consolidation.

$C_c$  : Coefficient de compression.

$C_s$  : Coefficient de sur consolidation.

$K_t$  : Facteur de terrain.

$Z_0$  : Paramètre de rugosité.

$Z_{\min}$  : Hauteur minimale.

$C_r$  : Coefficient de rugosité.

$C_t$  : Coefficient de topographie.

$C_d$  : Coefficient dynamique.

$C_e$  : Coefficient d'exposition.

$C_{pe}$  : Coefficient de pression extérieure.

$C_{pi}$  : Coefficient de pression intérieure.

$C_p$  : Coefficient de pression nette.

$q_{\text{dyn}}$  : Pression dynamique.

$q_{\text{réf}}$  : Pression dynamique de référence.

$q_j$  : Pression dû au vent.

$F_{fr}$  : Force de frottement.

$R$  : Force résultante.

$\gamma_s$  : 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.

$\beta$  : Coefficient de pondération.

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.

$\sigma_m$  : Contrainte moyenne.

$G$  : Charge permanente.

$\xi$  : 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.

$T$  : Effort tranchant, Période.

$\lambda$  : Elancement.

$e$  : Epaisseur, Indice des vides.

$f$  : Flèche.

$\bar{f}$  : Flèche admissible.

D : Fiche d'ancrage.

L : Longueur ou portée.

$L_f$  : Longueur de flambement.

$I_p$  : Indice de plasticité.

$I_c$  : Indice de consistance.

W : Teneur en eau, Poids total de la structure.

$S_r$  : Degré de saturation.

$W_L$  : Limite de liquidité.

$W_p$  : Limite de plasticité.

d : Hauteur utile.

$F_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.

$M_u$  : Moment à l'état limite ultime.

$M_{ser}$  : Moment à l'état limite de service.

$M_t$  : Moment en travée.

$M_a$  : Moment sur appuis.

$M_0$  : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.

I : Moment d'inertie.

$f_i$  : Flèche due aux charges instantanées.

$f_v$  : Flèche due aux charges de longue durée.

$I_{fi}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

$I_{fv}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

M : Moment, Masse.

$E_{ij}$  : Module d'élasticité instantané.

$E_{vj}$  : Module d'élasticité différé.

$E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.

$P$  : Rayon moyen.

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

$f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

$F_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

$\delta$  : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.

$Y$  : Position de l'axe neutre.

$I_0$  : Moment d'inertie de la section totale homogène.

$C_t$  : Coefficient de topographie.

$C_T$  : Coefficient de rugosité.

$C_{p,net}$  : Coefficient de pression nette.

$C_e$  : Coefficient d'exposition.

$C_d$  : Coefficient dynamique.

$I_V(Z)$  : Intensité de la turbulence.

$K$  : Coefficient d'encastrement ou de rigidité poutre-poteau.

$K_0$  : Coefficient de flambement.

$K_t$  : Facteur de terrain.

$q_p(Ze)$  : Pression dynamique de pointe.

$R$  : Coefficient de comportement de la structure.

$S$  : Surface.

$S$  : Charge de la neige.

$S_k$  : Charge de la neige sur le sol.

$V_{sd}$  : Valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant.

$V_{pl,rd}$  : Valeur de calcul de résistance plastique au cisaillement.

$W$  : Pression aérodynamique.

$W_{(z_j)}$  : Pression dynamique.

$W_e$  : Pression extérieure exercée sur la surface élémentaire de la hauteur  $z_e$ .

$W_i$  : Pression intérieure exercée sur la surface élémentaire de la hauteur  $z_e$ .

$Z_{eq}$  : Hauteur équivalente.

$Z_{min}$  : Hauteur minimale.

## INTRODUCTION GENERALE

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

Ces procédés règlementés par des normes et des codes et des règlements soit nationaux ou internationaux.

La charpente métallique est un domaine très large et vaste dans le milieu de la construction métallique car elle permet de réaliser des ouvrages dans des temps record avec une meilleure sécurité.

Ce projet de fin d'étude entre nos mains consiste à étudier un **Hôtel R+10** en charpente métallique avec 2 sous-sols qui sera menée selon les étapes suivantes :

- La présentation et la conception du projet ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux qui sont destinés sa réalisation a fait l'objet du 1er chapitre ;
- Le pré dimensionnement des éléments principaux de la structure tel que les solives ; poutres et les poteaux, ainsi les éléments secondaires : les escaliers et l'acrotère.
- L'étude de neige et vent sur les parois verticales de la structure.
- L'étude dynamique, l'étude sera réalisée par le logiciel ETABS 2020.
- Après en a la vérification des éléments de la structure.
- En suite on passe l'étude des différents assemblages par le logiciel AUTODESK ROBOT STRUCTURAL 2020 et le logiciel IDEA STATICA.
- L'étude de l'infrastructures.

L'acier et les ossatures métallique demeure la première solution grâce aux nombreux d'avantage :

- Les transformations ultérieures plus facile et surtout un faible encombrement ;
- L'industrialisation total ; la possibilité du transport ; la grande résistance de l'acier ;
- Possibilité architecturale plus étendue qu'en béton.

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus à la spécialité Génie Civil sur un projet réel. L'objectif

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

## CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

### I.1 Introduction :

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

L'ouvrage en question est un ouvrage séparé par un joint de rupture pour éviter le tassement différentiel. Il compose d'un Hôtel (R+10+sous-sol) en charpente métallique à multi usage.

Ce chapitre contient :

- La localisation et données concernant le site.
- La présentation du projet.
- Conception de l'ouvrage.
- Les caractéristiques des matériaux utilisés.

### I.2 Présentation du projet :

Notre travail consiste à dimensionner et à étudier deux structures :

- Structure 1 : 1<sup>ère</sup> Partie de l'hôtel en R+10+2 Sous-sol étude complète.
- Structure 2 : 2<sup>ème</sup> Partie de l'hôtel étude sismique et dynamique.

Le projet est implanté dans la wilaya d'**ALGER** et plus exactement à **Eucalyptus** classée comme zone de forte sismicité **III** d'après les règles parasismiques algériennes (RPA99V2003).

L'étude de ce projet comprend la partie conception des éléments principaux tels que : les poteaux, poutres, contreventements, planchers, fondations et le calcul des éléments secondaires après l'étude sismique de la structure pour assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des personnes pendant et après la réalisation ainsi que l'étude de l'infrastructure et fondation.

- Localisation et données concernant le site :

Notre projet implanté à **ALGER (Eucalyptus)** dont :

- Le site est considéré comme meuble ( $S_3$ ), et la contrainte admissible du sol est 1.5 bars.

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 1B, c'est un bâtiment à usage multiple et recevant du public et pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes.
- Zone de neige : zone B
- Zone de vent : I
- Zone sismique : zone III (forte sismicité).

### I.3 Conception de l'ouvrage :

#### I.3.1 Données géométriques d'ouvrage :

- Dimension en plan :
  - Longueur totale = 46.4 m.
  - Largeur totale = 35.45 m.
- Dimension en élévation :
  - Hauteur totale = 37.06 m.
  - Hauteur du sous-sol = 3.06 m.
  - Hauteur du de R.D.C :3.40 m.
  - Hauteur de mezzanine :3.06 m.
  - Hauteur d'autres étages : 3.40 m.

#### I.3.2 Conception architectural :





**Figure 1. 1: vue du projet.**

Notre hôtel est de forme polygone, cet ouvrage consiste de :

- Le sous-sol et un parking.
- Le rez-de-chaussée est aménagé comme suit (salle des fêtes, salle de remise en forme centre commercial, showroom).
- 1<sup>er</sup> étage : étage a usage multiple centre de commercial, restaurant, terrasse accessible.
- 2<sup>ème</sup> jusqu'à 10<sup>ème</sup> étages à usage multiple (Chambres et hall).

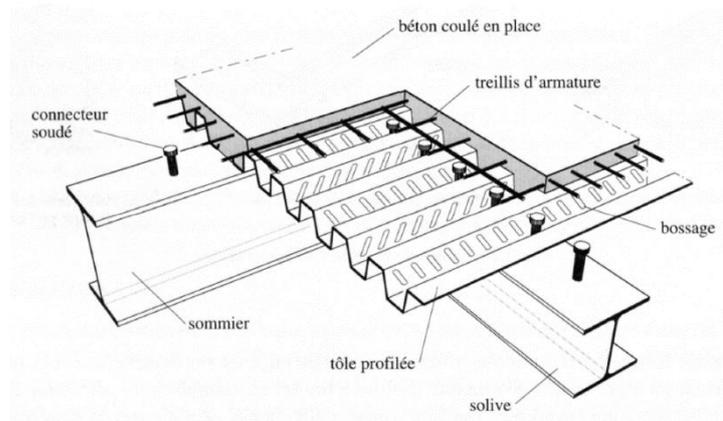
### I.3.3 Conception structurale :

#### I.3.3.1 Superstructure horizontale :

Les planchers : dans cette étude les planchers utilisés sont des planchers mixtes (dalle collaborant) pour les planchers courants et le plancher terrasse.

- Plancher courant :

Pour notre construction, concernant les planchers courants on a choisi des planchers mixtes à dalle collaborant .



**Figure 1. 2 : composition du plancher collaborant**

- Les bacs aciers sont type HIBON55.
- L'épaisseur totale de la dalle BA y compris l'onde, varie entre 7 et 15 cm.
- Les planchers reposent sur un ensemble de poutres et solives métalliques.
- La liaison entre la dalle, le bac acier collaborant et la structure porteuse est assuré par des connecteurs.
- Les planchers mixtes à dalle collaborant étant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement.

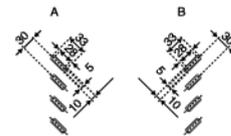
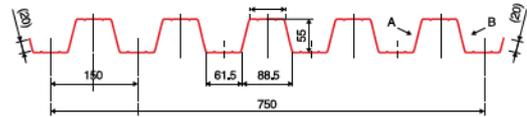
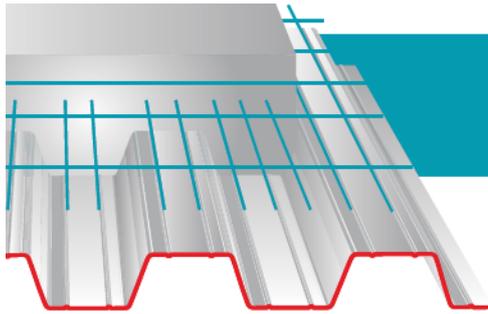
Les planchers mixtes à dalle collaborant étant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement.

a) Bac d'acier :

Le bac d'acier de type HI-BOND55-750 dont les caractéristiques suivantes :

# Tôles pour plancher collaborant

## Hi-Bond 55



### Identification

Ép. t en cm	Masse en kg/m <sup>2</sup>
0,75	9,56
0,88	11,23
1,00	12,83
1,20	15,30

### Manutention - Emballage

Ép. t en cm	Masse en kg/m <sup>2</sup>
0,75	6,97
0,88	8,18
1,00	9,30
1,20	11,16

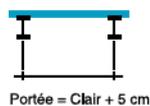
### Valeurs de calcul

Épaisseur t en cm	Ép. Acier en mm	Aire d'Acier en cm <sup>2</sup> /m	Position fibre neutre v <sub>1</sub> en cm	Position fibre neutre v <sub>2</sub> en cm	Mt d'inertie en cm <sup>4</sup>	Module de résistance I.V <sub>1</sub>	Module de résistance I.V <sub>2</sub>
0,75	0,71	11,18	2,75	2,75	57,54	20,92	20,92
0,88	0,84	13,23	2,75	2,75	68,08	24,76	24,76
1,00	0,96	15,12	2,75	2,75	77,80	28,29	28,29
1,20	1,16	18,27	2,75	2,75	94,01	34,19	34,19

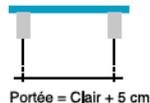
### Portées admissibles au coulage en mètres

Distances maximales franchissable par tôle HI-BOND, telles que mesurées selon la figure de la colonne de gauche, admissibles sans étaie, pour chaque épaisseur de plancher, en fonction de l'épaisseur nominale t de la tôle et du nombre de travées couvertes par la tôle, pour une déformation du coffrage de 240/1<sup>ème</sup> de la portée. Les colonnes de droite indiquent la distance maximale de part et d'autre d'une file détails éventuelle.

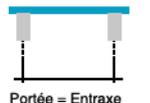
#### Acier



#### Béton



#### Bois



Épaisseur Plancher h cm	t = 0,75 mm				t = 0,88 mm				t = 1,00 mm				t = 1,20 mm			
	Sans Étais		Étais		Sans Étais		Étais		Sans Étais		Étais		Sans Étais		Étais	
10	2,70	3,60	3,33	3,35	2,85	3,80	3,52	3,63	2,96	3,95	3,66	3,97	3,14	4,18	3,88	4,23
11	2,60	3,48	3,22	3,15	2,74	3,66	3,39	3,48	2,85	3,81	3,53	3,71	3,02	4,03	3,73	4,06
12	2,51	3,36	3,11	2,95	2,65	3,54	3,28	3,35	2,76	3,69	3,41	3,57	2,93	3,91	3,62	3,91
13	2,43	3,26	3,02	2,78	2,57	3,44	3,19	3,18	2,68	3,59	3,32	3,44	2,85	3,81	3,52	3,77
14	2,37	3,17	2,94	2,64	2,50	3,34	3,09	3,01	2,61	3,49	3,23	3,33	2,76	3,70	3,42	3,64
15	2,31	3,10	2,87	2,51	2,44	3,26	3,02	2,86	2,54	3,41	3,15	3,17	2,69	3,61	3,34	3,53
16	2,25	3,02	2,80	2,39	2,38	3,19	2,95	2,72	2,48	3,33	3,08	3,02	2,63	3,53	3,26	3,43
17	2,20	2,95	2,73	2,29	2,33	3,12	2,88	2,60	2,43	3,26	3,01	2,89	2,57	3,45	3,19	2,33
18	2,15	2,89	2,67	2,19	2,28	3,05	2,82	2,49	2,37	3,19	2,95	2,77	2,52	3,38	3,13	3,21
19	2,12	2,84	2,63	2,11	2,23	3,00	2,77	2,40	2,34	3,13	2,90	2,66	2,48	3,33	3,08	3,08
20	2,08	2,79	2,58	2,03	2,19	2,94	2,82	2,31	2,29	3,07	2,84	2,56	2,44	3,27	3,02	2,96
22	2,00	2,69	2,49	1,93	2,11	2,84	2,62	2,15	2,21	2,96	2,74	2,38	2,35	3,15	2,91	2,75
24	1,94	2,60	2,41	1,85	2,05	2,76	2,55	2,01	2,14	2,88	2,66	2,23	2,27	3,05	2,82	2,58

*Pour les valeurs en italique, l'élançement du plancher est supérieur à 36.*

Ces valeurs maximales conviennent lorsque les arrêts de coulage éventuels sont au droit des supports, aux extrémités des tôles et si toutes les précautions utiles sont prises au moment du coulage pour éviter une surépaisseur de béton même localisée, même temporaire, sur la tôle. En cas contraires, choisir des portées moindres. Fixer les tôles par deux fixations au moins par bac à chaque extrémité.



Sarl **SES** (Steel Export Service)  
 Route de Blida • Chemin Berbessa • BP233 Koléa • Tipaza • Algérie  
 Tél : 024 59 34 17/ 20/ 21  
 Mob : 05 54 50 30 63/ 64 /65 • 05 60 01 79 19/ 23 • 05 61 93 80 34  
 Email : [commercial@ses-algerie.com](mailto:commercial@ses-algerie.com) • Site Web : [www.ses-algerie.com](http://www.ses-algerie.com)

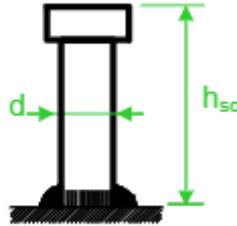


Figure 1. 3 : Fiche technique de HI-Bond 55

b) Les connecteurs :

La liaison acier-béton est réalisée par des connecteurs, ils permettent de développer le comportement mixte entre la poutre en acier et le béton. La connexion est essentiellement prévue pour résister au cisaillement horizontal. Deux types des connecteurs principaux sont disponibles, les goujons soudés et les connecteurs cloués.

- Les goujons à tête sont les plus utilisés. Leurs caractéristiques géométriques, limite élastique ( $f_y$ ) et contrainte de rupture ( $f_u$ ) sont reprise au tableau ci-dessous :



**Figure 1. 4 : Connecteur de type Nelson (goujon à tête)**

Le tableau suivant représente les caractéristiques du goujon adopté :

**Tableau 1. 1 : Caractéristique du goujon**

Dénomination du goujon à tête	$h_{sc}$ (mm)	D (mm)	$F_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$F_u$ (N/mm <sup>2</sup> )
<b>TRW Nelson KB<sup>3/4</sup> -95</b>	95	19	350	450

c) Dalle en béton :

L'épaisseur de la dalle béton armé compris entre 12 et 15 cm.

- Plancher terrasse :

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

- Etanchéité : l'étanchéité des toitures terrasses permet l'évacuation des eaux pluviales et l'étanchéité à l'eau des bâtiments
- Gravillon : l'utilisation de gravier ou de gravillon est une formule moins chère pour protéger la membrane d'étanchéité.

- Les solives :

Les solives sont des poutrelles IPE ou bien UPN travaillent à la flexion simple, leur espacement est compris entre 1.5m et 4m.

- Les poutres :

Les poutres, sont des éléments généralement horizontaux (IPE) ou bien (HEA) qui doivent reprendre essentiellement les efforts de flexion. Leur section doit par conséquent présenter une inertie adaptée dans le sens de flexion et donc une certaine hauteur.

### I.3.3.2 Superstructure verticale :

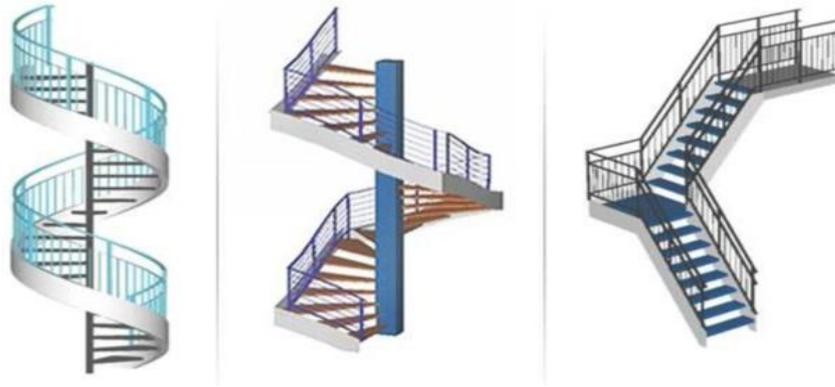
- Les systèmes de stabilités :

Les contreventements dans les bâtiments servent, d'une part, à résister aux efforts horizontaux et à transférer ces efforts aux fondations, d'autre part, à assurer la stabilité de l'ossature tant en service qu'au stade de montage. On examine ci-après la disposition en plan, et en élévation des contreventements dans une ossature, la répartition des efforts entre les divers contreventements, leur nature, leur influence sur la stabilité de l'ensemble du bâtiment et sur la stabilité des poteaux.

La stabilité des bâtiments peut être obtenue de différentes manières : Soit par des palées de stabilité, soit par voiles en béton armé, soit encore par des noyaux en béton armé ou cages en poutres à treillis métallique, soit par des portiques auto stables, soit enfin par toute combinaison de ces divers systèmes.

- Conception des escaliers :

Les escaliers peuvent être droits ou hélicoïdaux. Le champ de création est presque infini, à l'intérieur des règles classiques de dimensionnement des marches et du giron.



**Figure 1. 5 : Escaliers en charpente métallique.**

- Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à réaliser aux charges axiales de compression. On les utilise pour supporter les planchers, ils permettent aussi de transmettre les actions gravitaires (poids propre, charges permanentes, charge de neige et surcharges d'exploitation) jusqu'aux fondations.

- Les fondations :

Les fondations reprenant les charges et surcharges supportées par la superstructure et les transmettent au sol dans les bonnes conditions afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage. Le choix de type de fondation se fait selon le rapport de bon sol et les charges supportées par la structure.

- L'acrotère :

La terrasse est entourée par un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60 cm et une épaisseur de 15cm.

#### I.4 Caractéristiques des matériaux :

##### I.4.1 Acier :

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

##### a) Etat limite ultime ELU :

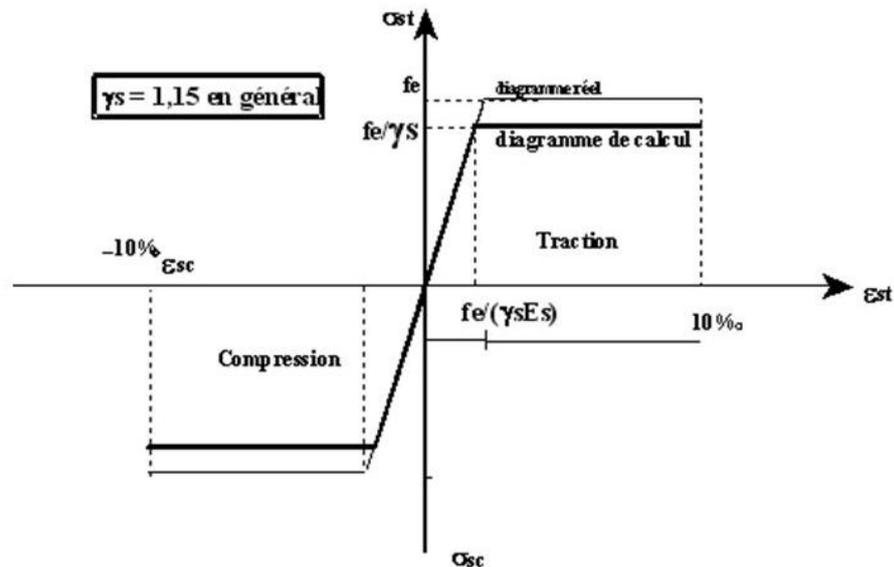
On adoptera un diagramme contraintes déformations déduit des diagrammes précédents par affinité parallèle à la tangente à l'origine dans le rapport  $1/\gamma_s$ .

-  $\sigma_s$  : contrainte de l'acier..... $\sigma_s = f_e/\gamma_s$ .

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

$\gamma_s = 1.15$  cas d'actions courantes.

$\gamma_s = 1.00$  cas d'actions accidentelles.



**Figure 1. 6 : Diagramme contraintes / Déformations de l'Acier.**

b) Etats limites de service ELS :

On ne limite pas de la contrainte de là l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

- Fissuration nuisible : Pas de limitation de contrainte.
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right]$ .
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \min \left[ \frac{1}{2} f_e ; 110\eta \right]$ .

Avec :

- $\eta$  : Coefficient de fissuration tel que :
  - $\eta = 1$  pour des aciers ronds lisses.
  - $\eta = 1.6$  pour des aciers de H.A.
- Acier de Charpente métallique :

Les différentes caractéristiques mécaniques des aciers de Charpente métallique sont [2] :

- Module d'élasticité longitudinale  $E = 210000 \text{ MPa}$ .
- Module d'élasticité transversale (Module de cisaillement) :

$$G = E / (2(1+\nu)) = 8,1 \cdot 10^4 \text{ MPa.}$$

- Coefficient de dilatation :  $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$  par °C.
- Coefficient de poisson  $\nu = 0,3$ .
- Masse volumique  $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$ .

Limite élastique  $f_y$  (MPa) en fonction de l'épaisseur normale :

- La résistance à la traction :  $f_u = 430 \text{ MPa}$ .
- La limite élastique :  $f_y = 275 \text{ MPa}$ .

**Tableau 1. 2 : Valeurs nominales de  $F_y$  et  $F_u$  pour les profilés**

Nuance d'acier	Epaisseur (mm)			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} \leq t \leq 100 \text{ mm}$	
	$F_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$F_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$F_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$F_u$ (N/mm <sup>2</sup> )
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

- Acier pour ferrailage :

Pour le ferrailage en utilisé des armatures et des treuillés à soudé de type HA et de dont les caractéristiques sont :

- Module d'élasticité longitudinale :  $E = 2,1 \times 10^5 \text{ MPa}$
- Contrainte limite d'élasticité :  $f_e = 500 \text{ MPa}$

Tableau 1. 3 Valeurs nominales de fy pour le ferrailage

	Nuance	F <sub>y</sub> (MPa)
<b>Ronds lisses</b>	Fe220	215
	Fe240	235
<b>Barres HA</b>	Fe400	400
	Fe500	500

#### I.4.2 Béton :

Le béton est un assemblage de matériaux de nature généralement minérale. Il met en présence des matières inertes, appelées granulats (gravier, sable...etc.) et un liant (ciment, argile...etc.) et de l'eau.[6]

Le béton de ciment présente une résistance à la compression assez élevée, de l'ordre de 25 à 40 MPa mais sa résistance à la traction est faible. De l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression.

##### I.4.2.1 Résistance de béton :

Le béton utilisé est défini, du point de vue mécanique par :

- Résistance à la compression

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{c_j}$  à j jours d'âge est déterminée à partir sur des éprouvettes 16cm x 32 cm.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité  $f_{c_{28}}$ . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à J jours définies à partir de  $f_{c_{28}}$ .

- Pour des résistances  $f_{c_{28}} \leq 40 \text{ MPa}$ :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{c_j} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c_{28}} & \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ f_{c_j} = 1,1f_{c_{28}} & \text{si } j > 60 \text{ jours.} \end{array} \right\}$$

- Pour des résistances  $f_{c_{28}} > 40 \text{ MPa}$ :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{c_j} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \times f_{c_{28}} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{c_j} = f_{c_{28}} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{array} \right\}$$

➤ Résistance à la traction :

La Résistance caractéristiques à la traction du béton à j jours notée  $f_{t_j}$ , est conventionnellement définie par les relations suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \\ f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} \\ \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.} \end{array}$$

#### I.4.2.2 Module de déformation longitudinal :

Le module de Young, module d'élasticité longitudinal en module de traction et la constante qui relie la contrainte de traction ou de compression et le début de la déformation d'un matériau élastique isotrope.

- Module de déformation :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'où : } E_{i28} = 32164,20 \text{ Mpa.}$$

- Module de déformation différer :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'où : } E_{v28} = 10818,87 \text{ Mpa.}$$

#### I.4.2.3 Coefficient de Poisson

Le coefficient de Poisson est défini comme l'opposé du rapport de l'allongement relatif transversal sur l'allongement relatif longitudinal.

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

Selon [6] :

- $v = 0$  : Pour le calcul des sollicitations et dans le cas de béton fissuré à l'ELU.
- $v = 0,2$  : Pour le calcul des déformations et dans le cas de béton fissuré à l'ELS.

#### I.4.2.4 Contraintes limites :

- L'état limite ultime ELU :

L'état limite ultime correspond à la valeur maximale de la capacité portante :

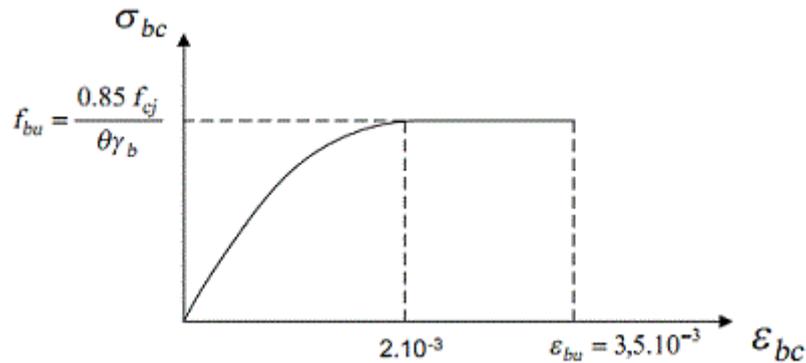
- Résistance de la structure ou de l'un de ces éléments.
- Equilibre statique.
- Stabilité de forme.

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par la formule suivante :

$$\delta_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- $\gamma_b$ : coefficient de sécurité.
- $\gamma_b = 1,5$  cas des actions courantes transitoires.
- $\gamma_b = 1.15$  cas des actions accidentelles.



**Figure 1. 7 : Diagramme contraintes-déformation ELU**

- Etat limite de service ELS :

Qui constituent les frontières au délai des quelles les conditions normales D'exploitation et de durabilité de la construction ou de l'un de ses éléments ne sont plus satisfaites :

- Ouverture des fissures
- Déformations excessives des éléments porteurs
- Vibration inconfortable pour les usages etc.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

I.5 Règlements utilisés :

Pour justifier la sécurité et la résistance de la structure, on se base sur les règlements suivants :

- **CCM97** : règles de calcul des constructions en acier.
- **DTR C 2-2** : document technique réglementaire (charges permanente et D'exploitation)
- **RPA99 V2003** : règlement parasismiques algériennes version 2003
- **RNV2013** : règles définissant les efforts de la neige et du vent version 2003

- **BAEL91** : Béton armé aux états limite
- **EC 1** : EC1-1-4 vent
- **EC3** : Calcul des structures en acier.
- **EC4** : Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton.

#### I.6 Conclusion :

Dans ce chapitre, l'ouvrage de ce projet de fin d'étude est présenté, en déterminant l'usage, la classification et les caractéristiques géométriques en plan et en élévation de la construction. Ensuite, les éléments structurant le bâtiment sont définis et les caractéristiques mécaniques des matériaux de construction adoptés sont détaillées. A la fin, les hypothèses de calcul adoptées sont mentionnées.

## **CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX**

### **II.1 Introduction :**

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres...) d'une structure est une étape essentielle dans tout calcul d'un projet. En se basant sur le principe de la descente de charges verticales transmise par les planchers aux éléments porteurs, qui les transmettent à leur tour aux fondations, le pré dimensionnement des éléments est déterminé, selon les règles de calcul **BAEL91, CBA93, RPA99, CCM97 et EC3**.

### **II.2 Classification des sections transversales selon l'EUROCODE3 :**

Pour les besoins de calcul, l'eurocode3 à proposer quatre classes de section transversales qui est définis comme suite :

- a) Classe 1 : Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.
- b) Classe 2 : Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée
- c) Classe 3 : Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique
- d) Classe 4 : Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit-être déterminée avec prise en compte moment-rotation correspondant à chaque classe de section sont présentées sur la figure ci-dessous :

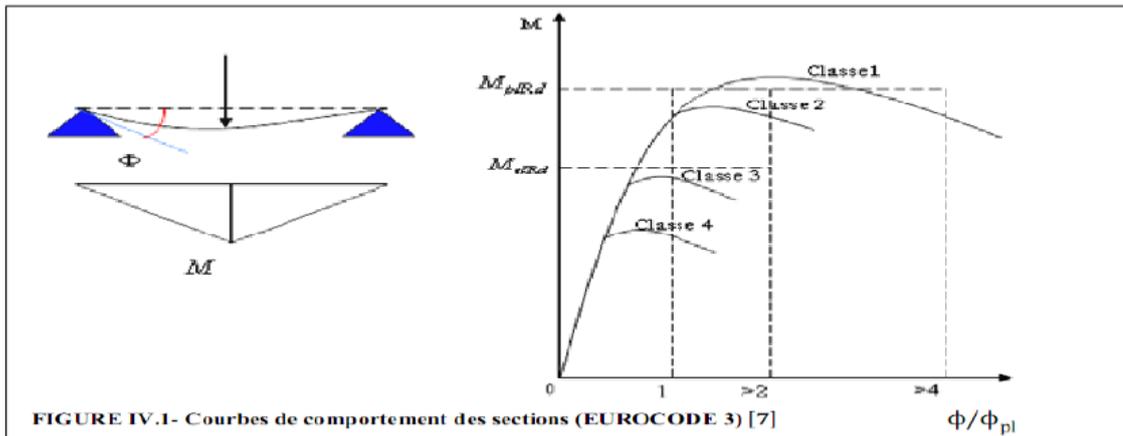


FIGURE IV.1- Courbes de comportement des sections (EUROCODE 3) [7]

$M_{pl,Rd}$ : moment à l'état plastique réduit.

$M_{el,Rd}$ : moment à l'état élastique réduit

$\Phi_p$ : rotation

$\Phi_{pl}$ : rotation à l'état plastique

## Figure 2.1: Comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section

### II.3 Coefficient partiel de sécurité :

Le coefficient partiel de sécurité  $\gamma_m$  pour les matériaux doit être pris égal à valeurs suivantes :

- Sections de classe (1, 2, 3)  $\rightarrow \gamma_m = 1.1$
- Sections de classe (4)  $\rightarrow \gamma_m = 1.1$
- Sections nettes au droit des trous  $\rightarrow \gamma_{m_2} = 1.25$
- Cas des états limites ultimes des éléments  $\rightarrow \gamma_{m_1} = 1.1$

### II.4 Les Valeurs limites des flèches :

Les structures en acier doivent être dimensionnées de manière que les flèches restent dans les limites appropriées à l'usage et à l'occupation envisagées du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage devant être supportés.

- Les valeurs limites recommandées de flèches verticales sont indiquées dans le tableau ci-dessous.

**Tableau 2. 1: Valeurs limites recommandées de flèches verticales**

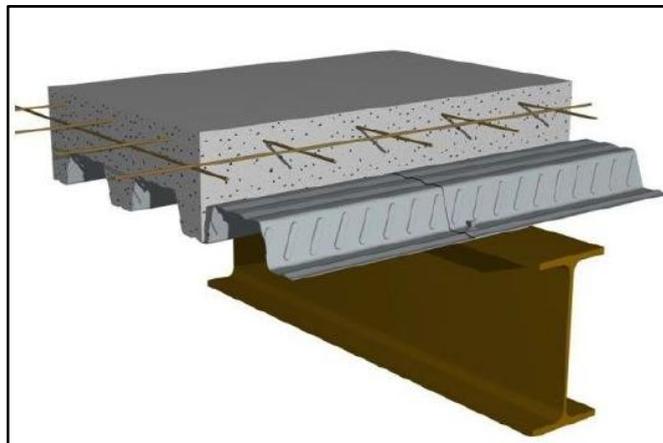
Conditions	$\delta_{vmax}$ (Flèches dans l'état final)
Toitures en général	L/200
Toiture supportant des personnels Autres que les personnels d'entretien	L/250
Planchers en général	L/250
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides	L/250
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime)	L/400

### II.5 Plancher collaborant :

Le plancher collaborant appelé aussi plancher mixte est un plancher qui est généralement utilisé dans les constructions métalliques. Il est obtenu par l'association de tôle d'acier en profilé à froid placée au-dessus de la solive et du béton, ainsi les deux collaborent par l'intermédiaire des connecteurs.

Le calcul du plancher se fait en deux phases :

- Phase initiale (phase de construction).
- Phase finale.



**Figure 2. 2: Représentation 3D d'un plancher collaborant**

- Phase de construction :

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

- Poids propre de profilé.
- Poids propre de béton frais.
- Surcharge de construction (ouvrier).

- Phase finale :

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

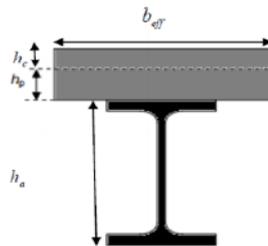
On doit tenir compte des charges suivantes :

- Le poids propre de profilé.
- Le poids propre de béton.
- La surcharge d'exploitation.
- Finition.

- Largeur de la dalle collaborant :

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 :

$$B_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2l_0/8 \quad l_0: \text{largeur libre d'une poutre simple appuis} \\ b: \text{l'entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$



**Figure 2. 3: Largeur effective de dalle en béton**

- Evaluation des charges et surcharges :

Cette étape consiste à déterminer les charges et surcharges.

- Plancher terrasse inaccessible :

- a) Charge permanente :

**Tableau 2. 2: Charge permanente de la terrasse inaccessible**

Charge permanente de terrasse	G (kN/m <sup>2</sup> )
Protection en gravillon	0,12
Etanchéité	0,85
Forme de pente (e=5cm)	1
Isolation thermique (4cm)	0,16
Dalle en BA (15cm)	2,907
Bac d'acier HI-BOND 55(1.25 mm)	0,15
Faux plafond (2 cm ;10 KN/m <sup>3</sup> )	0,20
<b>Total</b>	<b>5,39</b>

b) Charge d'exploitation :

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

• Plancher courant :

a) Charge permanente :

**Tableau 2. 3: Charge permanente de plancher courant**

Charge permanente de terrasse	G (kN/m <sup>2</sup> )
Dalle de sol	0,50
Mortier de pose	0,40
Dalle en béton arme (15cm)	2,907
Bac d'acier HI-BOND 55 (1.2mm)	0,15
Faux plafond (2 cm ;10 KN/m <sup>3</sup> )	0,20
Cloisonnement	1,00
<b>Total</b>	<b>5,16</b>

b) Charge d'exploitation :

- Usage chambre : 1,5KN/m<sup>2</sup>.
- Usage cuisine : 4KN/m<sup>2</sup>.
- Usage parking : 2,5KN/m<sup>2</sup>.

## II.6 Pré dimensionnement des éléments principaux

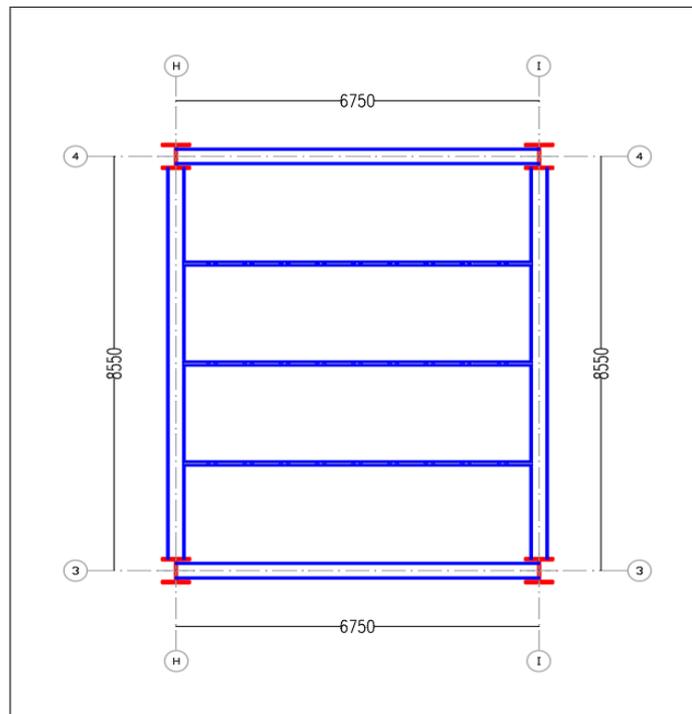
### II.6.1 Pré dimensionnement des solives :

Les solives sont généralement des profilés en IPE, IPN, leur espacement est compris entre 1,5 et 4m selon le type du bac d'acier utilisé. Le pré dimensionnement se fait selon le critère de résistance ou le critère de flèche, mais dans notre cas, on utilise une formule approchée et simplifiée qui est en fonction de la hauteur de profilé et la portée de la solive. On pré-dimensionnera la solive la plus sollicitée pour chaque plancher.

- Plancher terrasse inaccessible :

Il se fait par la formule simplifiée avec  $L=6,75$  m et d'espacement entre solive de 2 m.

$$L_{\text{solive}} = 6.75\text{m.}$$



**Figure 2. 4: la solive la plus sollicitée.**

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

Avec:

- H : la hauteur du profilé.
- L : la longueur de la solive.

$$\frac{6750}{25} \leq h \leq \frac{6750}{15} \Rightarrow 135\text{mm} \leq h \leq 225\text{mm}$$

On choisit un **IPE200**

**Tableau 2. 4: dimension Caractéristique mécanique du profilé IPE 200.**

Désignation Abrégée	Poids	Section	Dimensions			
	G (kg/ml)	A (mm <sup>2</sup> )	h (mm)	b (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	t <sub>w</sub> (mm)
<b>IPE 200</b>	22,4	2848	200	100	8,5	5,6
	<b>Caractéristiques</b>					
	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (mm <sup>4</sup> )	W <sub>pl-y</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	i <sub>z</sub> (cm)	
1943	142,4	220,6	8,25	2,24		

a) 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>=22,4 kN/ml.
- Poids propre du béton frais (15cm) .....G<sub>b</sub>=2,907 kN/m<sup>2</sup>.
- Poids du bac d'acier.....g=0,15 kN/m<sup>2</sup>.
- Surcharge de construction (ouvrier).....q<sub>c</sub>=0,75 kN/m<sup>2</sup>.

➤ Combinaisons des charges :

L'entraxe entre les solives est de 2 m.

• **ELU**

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

$$q_u = 1,35 \times [0,224 + (2,907 + 0,15) \times 2] + 1,5 \times 0,75 \times 2$$

$$q_u = 1,80\text{KN/ml}$$

• **ELS**

$$q_s = [g_p + (G_b + g) \times e] + q_c \times e$$

$$q_s = [0,224 + (2,907 + 0,15) \times 2] + 0,75 \times 2$$

$$q_s = 7,84 \text{ kN/ml.}$$

- Vérification du moment fléchissant résistant :

Le profilé étant en classe 1 alors on utilise la formule suivante :

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

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{(220,6 \times 10^3 \times 275)}{1.1} \times 10^{-6} = 55.15 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{10,80 \times (3,375)^2}{8} = 15,38 \text{ kN.m} \quad (\text{Avec un étaieiment})$$

$15,38 \text{ kN.m} < 55.15 \text{ kN.m} \rightarrow \text{conditon verifiée.}$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

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

$A_v$ : aire de cisaillement

$$A_v = 2848 - 2(100 \times 8,5) + (5,6 + 2 \times 12) \times 8,5$$

$$A_v = 1399,6 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 1399,6}{\sqrt{3} \times 1.1} = 202 \text{ kN.}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{10,80 \times 3,375}{2} = 18,23 \text{ kN.m} \quad (\text{Avec un étaieiment})$$

$18,23 \text{ kN} < 202 \text{ kN} \rightarrow \text{conditon verifiée.}$

$$V_{sd} < 0,5V_{plrd} \Rightarrow 18,23 \text{ kN} < 101 \text{ kN}$$

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

- Vérification de la rigidité :

Il faut vérifier que :

$$f_1^{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E \times I_y} \leq \bar{f} = \frac{L}{250}$$

$$f_1^{max} = \frac{5}{384} \times \frac{7,84 \times 3375^4}{2,1 \times 10^5 \times 1943 \times 10^4}$$

$$f_1^{max} = 3,25 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{3375}{250}$$

$$\bar{f} = 13,5 \text{ mm}$$

$3,25 \text{ mm} < 13,5 \text{ mm} \rightarrow$  condition vérifiée.

- Vérification du déversement :

$$M_{sd} \leq M_{b,rd} = x_{LT} \times \beta_w \times w_{pl,rd} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

Calcul de  $\chi_{LT}$  :

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times [\beta_w]^{0,5}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\sqrt{c_1} \times \left[ \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right] \right]^{0,25}}$$

Avec:

$K_z = 1$  (appuis simples aux deux extrémités)

$k_w = 1$  (aucun dispositif pour empêcher le gauchissement)

$C_1 = 1,132$  et  $C_2 = 0,459$

$\beta_w = 1$  (section de classe) et  $\alpha_{LT} = 0,21$  (profilé laminé)

$$\lambda_{LT} = \frac{3375/22,4}{\sqrt{1 \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{3375/22,4}{200/8,5} \right)^2 \right]}} = 114.$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{114}{86,81} \right] \times [1]^{0,5} = 1,31 > 0,4 \text{ alors il y a risque de déversement.}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times (1 + 0,21 \times (1,31 - 0,2)) + 1,31^2 = 1,48$$

$$X_{LT} = \frac{1}{1,48 + \sqrt{1,48^2 - 1,31^2}} = 0,46$$

$$M_{b,rd} = 0,46 \times 1 \times 220,6 \times \frac{275}{1,1} = 25,37 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 15,38 \text{ kN.m} < M_{b,rd} = 25,37 \text{ kN.m} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) Phase finale :

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

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

- Poids propre du profilé (IPE200) .....  $G_p = 22,4 \text{ kN/ml}$ .
- Charge permanente.....  $G = 5,39 \text{ kN/m}^2$ .
- Surcharge d'exploitation.....  $Q = 1 \text{ kN/m}^2$ .

➤ Combinaisons des charges :

L'entraxe entre les solives est de 2 m.

• **ELU**

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

$$q_u = 1,35 \times [0,224 + (5,39 \times 2)] + 1,5 \times 1 \times 2$$

$$q_u = 17,86 \text{ kN/ml}$$

• **ELS**

$$q_s = [g_p + (G \times e)] + Q \times e$$

$$q_s = [0,224 + (5,39 \times 2)] + 1 \times 2$$

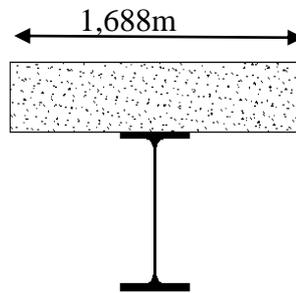
$$q_s = 13 \text{ kN/ml.}$$

- Largeur efficace participant de la dalle :

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 : [10]

$$b_{eff} = \inf \left\{ \frac{2L}{8}, b \right\} = \inf \left\{ 1,688 \text{ m}, 2 \text{ m} \right\}$$

$$b_{eff} = 1,688 \text{ m}.$$



**Figure 2. 5: largeur effective de la zone comprimée.**

- Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{béton} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{Avec : } f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$$

$$R_{béton} = (0,57 \times 25 \times 1688 \times 95) \times 10^{-3}$$

$$R_{béton} = 2285,13 \text{ KN}.$$

$$R_{acier} = 0,95 \times f_y \times A_a = 0,95 \times 275 \times 2848 \times 10^{-3}$$

$$R_{acier} = 744 \text{ KN}.$$

$$R_{béton} = 2285,13 \text{ KN} > R_{acier} = 744 \text{ KN}.$$

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

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

- Vérification a flexion :

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

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

$$M_{plrd} = 744 \times \left[ \frac{200}{2} + 95 + 55 - \left( \frac{95 \times 744}{2285,13 \times 2} \right) \right] \times 10^{-3} = 174,50 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{17,8 \times 6,75^2}{8} = 101,38 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{275 \times 1399,6}{\sqrt{3} \times 1,1} = 202 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{17,86 \times 6,75}{2} = 60,28 \text{ kN.m}$$

$$60,28 \text{ kN} < 202 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$V_{sd} < 0,5V_{plrd} \Rightarrow 60,28 \text{ KN} < 101 \text{ KN}$$

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

- Vérification du déversement :

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

- Vérification de la rigidité :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} m = E_a/E_b = 15 \\ v = A_a/A_b = 2848/1688 \times 95 = 0,017 \end{array} \right.$$

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

$$- I_c = \frac{2848(95 + 2 \times 55 + 200)^2}{4(1 + 15 \times 0,017)} + \frac{1688 \times 95^3}{12 \times 15} + 1934$$

$$- I_c = 120,53 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$- f_{2}^{max} = \frac{5}{384} \times \frac{13 \times 6750^4}{2,1 \times 10^5 \times 120,53 \times 10^6} = 13,88 \text{ mm}$$

$$- f_{tot} = f_{1}^{max} + f_{2}^{max} = 3,25 + 13,88 = 17,13 \text{ mm}$$

$$f_{tot} = 17,13 \text{ mm} < \bar{f} = 27 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Solives pour étage courant ;

- Usage chambre : 1.5KN/m<sup>2</sup>

a) Phase de construction :

On prend les mêmes données pour l'étage courant dans la phase de construction car il ne change pas alors on adopte un IPE 200.

➤ Combinaisons des charges :

$$q_u = 20,31 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 13,54 \text{ KN/ml.}$$

**Tableau 2. 5: Vérification du profilé en phase finale plancher courant usage chambre**

Vérification du profile en phase finale		
Moment résistant	Effort tranchant	Rigidité
$M_{sd} = 115,61 \text{ KN.m}$	$V_{sd} = 68,55 \text{ KN}$	$f_{total} = 17,71 \text{ mm}$
$M_{pl,rd} = 174,50 \text{ KN.m}$	$V_{pl,rd} = 202 \text{ KN}$	$\bar{f} = 27 \text{ mm}$
CV	CV	CV

- Usage cuisine : Q=4

➤ Combinaisons des charges :

$$q_u = 26,23 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = 18,54 \text{ KN/ml.}$$

**Tableau 2. 6 : Vérification du profilé en phase finale plancher courant usage cuisine**

Vérification du profile en phase finale		
Moment résistant	Effort tranchant	Rigidité
$M_{sd} = 149,39 \text{ KN.m}$	$V_{sd} = 88,52 \text{ KN}$	$f_{total} = 19,80 \text{ mm}$
$M_{pl,rd} = 174,50 \text{ KN.m}$	$V_{plrd}=202\text{KN}$	$\bar{f} = 27\text{mm}$
CV	CV	CV

- Usage parking :  $Q=2,5$

$$q_u = 21,73 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = 15,54 \text{ KN/ml.}$$

**Tableau 2. 7 : Vérification du profilé en phase finale plancher courant usage parking**

Vérification du profile en phase finale		
Moment résistant	Effort tranchant	Rigidité
$M_{sd} = 123,76 \text{ KN.m}$	$V_{sd} = 73,34 \text{ KN}$	$f_{total} = 19,85 \text{ mm}$
$M_{pl,rd} = 174,50 \text{ KN.m}$	$V_{plrd}=202\text{KN}$	$\bar{f} = 27\text{mm}$
CV	CV	CV

- Calcul des connecteurs :

Type goujon Hauteur  $h = 95 \text{ mm}$  ; Diamètre :  $d = 19 \text{ mm}$

- Détermination de la résistance du goujon :

$$p_{rd} = k_t \times \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times \alpha \times d_{RD}^2 \times \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \\ 0,8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \end{array} \right. \quad [4]$$

- $f_{ck}$ : Résistance caractéristique de béton..... 25 N/mm<sup>2</sup>
- $E_c$ : Module de Young de béton..... 30,5 KN/ mm<sup>2</sup>
- $F_u$  : Résistance caractéristique des connecteurs..... 450 N/mm<sup>2</sup>
- $\gamma_v$  : Coefficient partiel de sécurité.....1,25

$$\alpha = \begin{cases} 0,2 \times \left( \frac{h_{sc}}{d_{sc}} + 1 \right) & \text{pour } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d_{sc}} \leq 4 \\ 1 & \text{pour } \frac{h_{sc}}{d_{sc}} > 4 \end{cases}$$

$K_T$ : est un facteur de réduction pour tenir compte de la disposition des nervures.

$$K_T = \begin{cases} 0,6 \times \frac{b_0}{h_p} \times \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1 & \text{« Nervures parallèles à la poutre »} \\ \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1 & \text{« Nervures perpendiculaires à la poutre »} \end{cases}$$

$N_r$  = Nombre de goujon par nervure  $\leq 2$ , alors  $N_r = 1$

$h_p = 55\text{mm}$  ;  $h_{sc} = 95\text{mm}$  ;  $d = 19\text{mm}$ ;  $b_0 = 88,5\text{mm}$

Les solives les nervures seront perpendiculaires alors on obtient :

$$K_T = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{88,5}{55} \times \left( \frac{95}{55} - 1 \right) = 0,82 \leq 1$$

$$p_{rd} = k_t \times \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5}}{1,25} = 73,13 \text{ KN} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 81,66 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$p_{rd} = 59,97\text{KN}$ .

- Effort tranchant repris par les goujons Détermination de RL :

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

$$R_l = \text{Inf}(R_{\text{béton}}; R_{\text{acier}}) = \text{Inf}(2285,13 ; 744) = 744\text{KN}$$

$$N_{br} = \frac{R_L}{p_{rd}} = \frac{744}{59,97} = 12,40$$

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

- Espacement entre goujon de solive

$$e_{min} = 5 \times d_{sc} = 5 \times 19 = 95\text{mm}$$

$$e_{min} = 5 \times h_{sc} = 6 \times 95 = 570\text{ mm}$$

$$e_{sp} = \frac{L}{N_{br} - 1} = \frac{6750}{26 - 1} = 270\text{mm}$$

$$95\text{mm} \leq 270\text{mm} \leq 570\text{mm}$$

- Conclusion :

On utilisera des solives de profilé IPE 200 pour tout le plancher avec 26 connecteurs avec un espacement de 270 mm.

## II.6.2 Pré dimensionnement des Poutres :

Les poutres porteuses sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

II.6.2.1 1<sup>er</sup> cas de poutre principale L=8.55m :

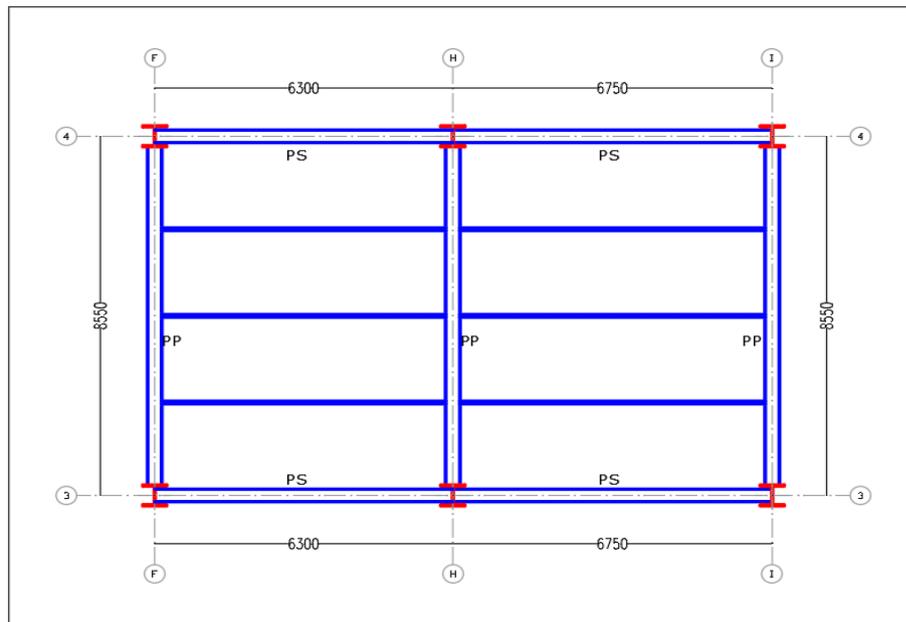


Figure 2. 6: La 1ère poutre principale

- Plancher terrasse inaccessible :

On utilise une formule approchée et simplifiée qui est en fonction de la hauteur de profilé et la portée de la poutre. La poutre la plus sollicitée a une longueur L= 8.55 m.

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

$$342mm \leq h \leq 570mm$$

On choisit un **HEA360**.

- Caractéristiques de poutre utilisée HEA360 :

Tableau 2. 8: Caractéristiques du profilé (HEA360)

Désignation Abrégée	Poids	Section	Dimensions			
	G (kg/ml)	A (mm <sup>2</sup> )	h (mm)	b (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	t <sub>w</sub> (mm)
<b>HEA360</b>	112	14280	350	300	17,5	10
	<b>Caractéristiques</b>					
	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (mm <sup>4</sup> )	W <sub>pl-y</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	i <sub>z</sub> (cm)	

	33090	7887	2088	15,22	7,43
--	-------	------	------	-------	------

a) Phase de construction :

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

- Poids propre du profilé..... $g_p = 1,12$  KN/ml.
- Poids propre du béton frais..... $G_b = 2,907$  KN/m<sup>2</sup>.
- Poids du bac d'acier..... $g = 0,15$  KN/m<sup>2</sup>.
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $q_c = 0,75$ KN/m<sup>2</sup>.

• Calcul des réactions des solives :

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

- ELU :

$$R_u = \frac{q_{u\ solive} \times L_{solive}}{2} = \frac{7,49 \times 8,55}{2} = 32\text{KN}$$

$$2R_u = 64\text{KN}$$

- ELS :

$$R_s = \frac{q_{s\ solive} \times L_{solive}}{2} = \frac{5,84 \times 8,55}{2} = 24,97\text{KN}$$

$$2R_s = 49,94\text{KN}$$

• Combinaisons des charges

- ELU :

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

$$q_u = 1,35 \times [1,12 + (2,907 + 0,15) \times 0,3] + 1,5 \times 0,75 \times 0,3$$

$$q_u = 3,10\text{KN/ml.}$$

ELS :

$$q_s = [g_p + (G_b + g) \times b_s] + q_c \times b_s$$

$$q_s = [1,12 + (2,907 + 0,15) \times 0,3] + 0,75 \times 0,3$$

$$q_s = 2,26 \text{ KN/ml}$$

- Vérification du moment fléchissant :

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

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{(2088 \times 10^3 \times 275)}{1.1} \times 10^{-6} = 522 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{(2R_u \times L)}{2} = \frac{3,1 \times (8,55)^2}{8} + \frac{64 \times 8,55}{2} = 301,93 \text{ kN.m}$$

301,93 kN.m < 522 kN.m → condition vérifiée.

- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

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

$A_v$ : aire de cisaillement

$$A_v = 14280 - 2(300 \times 17,5) + (10 + 2 \times 27) \times 17,5$$

$$A_v = 4900 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 4900 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 707,25 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = \frac{3}{2} \times R_u + \frac{q_u \times l}{2} = \frac{3}{2} \times 64 + \frac{3,1 \times 8,55}{2} = 109,25 \text{ kN}$$

109,25 kN < 707,25 kN → condition vérifiée.

$$V_{sd} < 0,5V_{plrd} \Rightarrow 109,25 \text{ KN} < 353,63 \text{ KN}$$

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

- Vérification de la rigidité :

Il faut vérifier que :

$$f_{qser1} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{2,26 \times 8550^4}{2,1 \times 10^5 \times 33090 \times 10^4} = 2,26 \text{ mm}$$

$$f_{qser2} = \frac{19 \times R_s \times l^3}{384 \times EI} = \frac{19 \times 49,94 \times 8550^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 33090 \times 10^4} = 0,022 \text{ mm}$$

$$f^{max} = f_{qser1} + f_{qser2} = 2,26 + 0,022 = 2,28 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{8550}{250} = 34,2 \text{ mm}$$

2,28 mm < 34,2 mm → Condition vérifiée

b) Phase finale :

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

- Poids propre du profilé (HEA360) .....  $G_p = 1.127 \text{ KN/ml}$ .
- Charge permanente.....  $G = 5,39 \text{ KN/ml}$ .
- Surcharge d'exploitation.....  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$ .

➤ Combinaisons des charges :

- ELU :

$$R_u = \frac{q_{u \text{ solive}} \times L_{\text{solive}}}{2} = \frac{17,86 \times 8,55}{2} = 76,35 \text{ KN}$$

$$2R_u = 152,70 \text{ KN}$$

- ELS :

$$R_s = \frac{q_{s \text{ solive}} \times L_{\text{solive}}}{2} = \frac{13 \times 8,55}{2} = 55,58 \text{ KN}$$

$$2R_s = 111,16 \text{ KN}$$

- Combinaisons des charges

- **ELU :**

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

$$q_u = 1,35 \times [1,12 + (5,39 \times 0,3)] + 1,5 \times 1 \times 0,3$$

$$q_u = 4,14 \text{ KN/ml.}$$

ELS :

$$q_s = [g_p + (G \times b_s)] + Q \times b_s$$

$$q_s = [1,12 + (5,39 \times 0,3)] + 1 \times 0,3$$

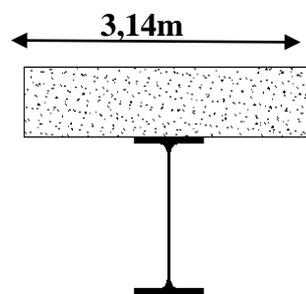
$$q_s = 3,04 \text{ KN/ml}$$

- Largeur efficace participant de la dalle :

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 :

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2L/8 \\ b = 3,375m \end{array} \right. = 2 \times 8,55/8 \rightarrow \inf \left\{ \begin{array}{l} 3,14 \text{ m} \\ 3,375 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$b_{eff} = 3,14 \text{ m.}$$



**Figure 2. 7: Largeur participante de la dalle..**

- Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c \quad \text{Avec : } f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$$

$$R_{\text{béton}} = (0,57 \times 25 \times 3140 \times 95) \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{béton}} = 4250,78 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a = 0,95 \times 275 \times 14280 \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{acier}} = 3730,65 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{béton}} = 4250,78 \text{ KN} > R_{\text{acier}} = 3730,65 \text{ KN.}$$

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

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

- Vérification a flexion :

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

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

$$M_{\text{plrd}} = 3730,65 \times \left[ \frac{350}{2} + 95 + 55 - \left( \frac{3730,65 \times 95}{4250,78 \times 2} \right) \right] \times 10^{-3}$$

$$= 1056,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = \frac{q_u \times L^2}{8} + \frac{(2R_u \times L)}{2} = \frac{4,14 \times 8,55^2}{8} + \frac{152,7 \times 8,55}{2} = 690,62 \text{ KN.m}$$

$690,62 \text{ kN.m} < 1056,94 \text{ kN.m} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{\text{sd}} \leq V_{\text{plrd}}$$

$$V_{\text{plrd}} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 4900 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 707,25 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = \frac{3}{2} \times R_u + \frac{q_u \times l}{2} = \frac{3}{2} \times 64 + \frac{4,14 \times 8,55}{2} = 113,7 \text{ kN}$$

113,7 kN < 707,25 kN → *conditon verifiée.*

$$V_{sd} < 0,5V_{plrd} \Rightarrow 113,7 \text{ KN} < 353,63\text{KN}$$

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

- Vérification de la rigidité :

Il faut vérifier que :

$$f^{max} = f_1 + f_2 < \bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{8550}{250} = 34,2\text{mm}$$

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

$$\begin{cases} m = E_a/E_b = 15 \\ v = A_a/A_b = 14280/95 \times 3140 = 0,04 \end{cases}$$

$$I_c = \frac{14280(95 + 2 \times 55 + 350)^2}{4(1 + 15 \times 0,04)} + \frac{3140 \times 95^3}{12 \times 15} + 33090 \times 10^4$$

$$I_c = 1033,14 \times 10^6 \text{mm}^4$$

$$f_1 = \frac{5}{384} \times \frac{3,04 \times 8550^4}{2,1 \times 10^5 \times 1033,14 \times 10^6} = 0,97 \text{ mm}$$

$$f_2 = \frac{19 \times R_s \times l^3}{384 \times EI} = \frac{19 \times 111,16 \times 8550^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 1033,14 \times 10^6} = 0,015$$

$$f^{max} = f_1 + f_2 = 0,97 + 0,015 = 0,985 \text{ mm} < \bar{f} = 34,2\text{mm}$$

→ *conditon verifiée.*

- Poutre principale pour étage courant :

Usage chambre : 1,5KN/m<sup>2</sup>

a) Phase de construction :

On prend les mêmes données pour l'étage courant dans la phase de construction car il ne change pas alors on adopte un HEA360.

• Combinaisons des charges :

$$q_u = 4,28 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 3,12 \text{ KN/ml.}$$

**Tableau 2. 9: Largeur participante de la dalle.**

Vérification du profile en phase finale		
Moment résistant	Effort tranchant	Rigidité
$M_{sd} = 781,47 \text{ KN.m}$	$V_{sd} = 278,77 \text{ KN}$	$f_{total} = 1,02 \text{ mm}$
$M_{pl,rd} = 1056,94 \text{ KN.m}$	$V_{pl,rd} = 707,25 \text{ KN}$	$\bar{f} = 34,2 \text{ mm}$
CV	CV	CV

- Usage cuisine : Q=4
  - Combinaisons des charges :

$$q_u = 5,40 \text{ KN/ml.}$$

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

<b>Vérification du profile en phase finale</b>		
<b>Moment résistant</b>	<b>Effort tranchant</b>	<b>Rigidité</b>
$M_{sd} = 1008,1 \text{ KN.m}$	$V_{sd} = 348,50 \text{ KN}$	$f_{total} = 1,26 \text{ mm}$
$M_{pl,rd} = 1056,94 \text{ KN.m}$	$V_{plrd}=707,25\text{KN}$	$\bar{f} = 34,2\text{mm}$
CV	CV	CV

- Usage parking Q=2,5
  - $q_u = 4,73 \text{ KN/ml}$
  - $q_s = 3,42 \text{ KN/ml.}$

**Tableau 2. 10: Vérification du profilé en phase finale plancher courant**

<b>Vérification du profile en phase finale</b>		
<b>Moment résistant</b>	<b>Effort tranchant</b>	<b>Rigidité</b>
$M_{sd} = 837,52 \text{ KN.m}$	$V_{sd} = 298,92 \text{ KN}$	$f_{total} = 1,12 \text{ mm}$
$M_{pl,rd} = 1056,94 \text{ KN.m}$	$V_{plrd}=707,25\text{KN}$	$\bar{f} = 34,2\text{mm}$
CV	CV	CV

• Calcul des connecteurs :

Type goujon Hauteur  $h = 95 \text{ mm}$  ; Diamètre :  $d = 19 \text{ mm}$

- Détermination de la résistance du goujon :

$$p_{rd} = k_t \times \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times \alpha \times d_{RD}^2 \times \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \\ 0,8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \end{array} \right.$$

- $f_{ck}$ : Résistance caractéristique de béton..... 25 N/mm<sup>2</sup>
- $E_c$ : Module de Young de béton..... 30,5 KN/ mm<sup>2</sup>
- $F_u$  : Résistance caractéristique des connecteurs..... 450 N/mm<sup>2</sup>
- $\gamma_v$  : Coefficient partiel de sécurité.....1,25.

$$\alpha = \begin{cases} 0,2 \times \left( \frac{h_{sc}}{d_{sc}} + 1 \right) & \text{pour } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d_{sc}} \leq 4 \\ 1 & \text{pour } \frac{h_{sc}}{d_{sc}} > 4 \end{cases}$$

$K_T$ : est un facteur de réduction pour tenir compte de la disposition des nervures.

$K_T$

$$= \begin{cases} 0,6 \times \frac{b_0}{h_p} \times \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1 & \text{« Nervures parallèles à la poutre »} \\ \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1 & \text{« Nervures perpendiculaires à la poutre »} \end{cases}$$

$N_r = \text{Nombre de goujon par nervure} \leq 2$ , alors  $N_r = 1$

$h_p = 55 \text{ mm}$  ;  $h_{sc} = 95 \text{ mm}$  ;  $d = 19 \text{ mm}$ ;  $b_0 = 88,5 \text{ mm}$

Les solives les nervures seront perpendiculaires alors on obtient :

$$0,6 \times \frac{b_0}{h_p} \times \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) = 0,6 \times \frac{88,5}{55} \times \left( \frac{95}{55} - 1 \right) = 0,702 \leq 1$$

$$p_{rd} = k_t \times \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5}}{1,25} = 73,13 \text{ KN} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 81,66 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$p_{rd} = 51,34 \text{ KN.}$$

- Effort tranchant repris par les goujons Détermination de  $R_L$  :

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

$$R_l = \text{Inf}(R_{\text{béton}}; R_{\text{acier}}) = \text{Inf}(4250,78; 3730,65) = 3730,65 \text{ KN}$$

$$N_{br} = \frac{R_L}{p_{rd}} = \frac{3730,65}{51,34} = 72,66$$

Soit  $N = 73$  goujons sur la demi longueur de la poutre ; c'est-à-dire 146 connecteurs sur toute la longueur totale de la poutre

- Espacement entre goujon :

$$e_{min} = 5 \times d_{sc} = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

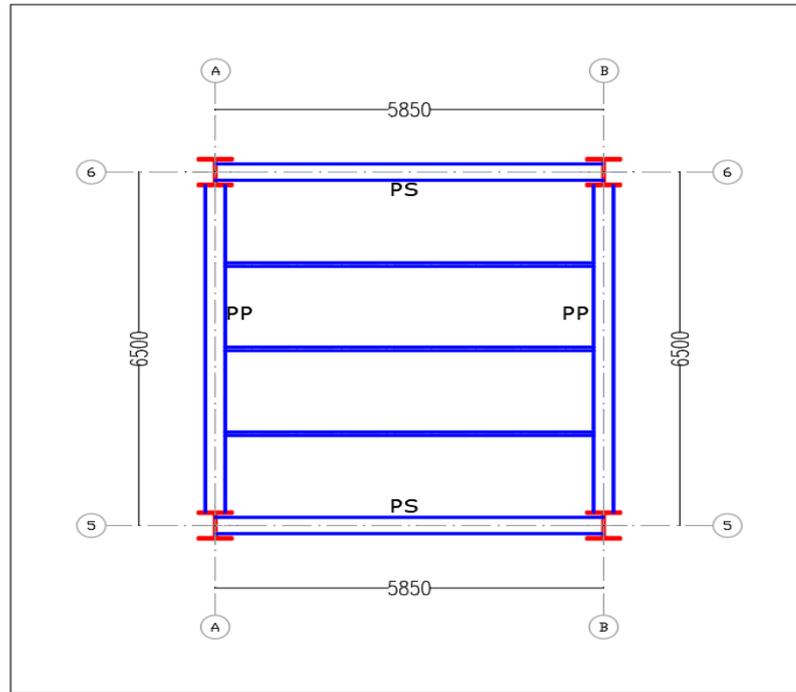
$$e_{min} = 5 \times h_{sc} = 6 \times 95 = 570 \text{ mm}$$

$$e_{sp} = \frac{L}{N_{br} - 1} = \frac{8550}{146 - 1} = 58,96 \text{ mm}$$

On opte  $p_{rd} = 95 \text{ mm}$ .

## II.6.2.2 2<sup>ème</sup> cas :

Poutre principale  $L=6.5 \text{ m}$



**Figure 2. 8: la 2ème poutre principale.**

- Plancher courant :

$$Q=4 \text{ KN/m}^2$$

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

$$260 \text{ mm} \leq h \leq 450 \text{ mm}$$

On choisit un **HEA320**.

- Caractéristiques de poutre utilisée HEA320 :

**Tableau 2. 11: Caractéristiques du profilé (HEA320)**

Désignation Abrégée	Poids	Section	Dimensions			
	<b>G</b> (kg/ml)	<b>A</b> (mm <sup>2</sup> )	<b>h</b> (mm)	<b>b</b> (mm)	<b>t<sub>f</sub></b> (mm)	<b>t<sub>w</sub></b> (mm)
<b>HEA320</b>	97.6	124.4	310	300	15,5	9
	<b>Caractéristiques</b>					
	<b>I<sub>y</sub></b> (cm <sup>4</sup> )	<b>I<sub>z</sub></b> (mm <sup>4</sup> )	<b>W<sub>pl-y</sub></b> (cm <sup>3</sup> )	<b>i<sub>y</sub></b> (cm)	<b>i<sub>z</sub></b> (cm)	
	22930	6985	1628	13.58	7,49	

- Combinaison de charge :

a) Phase de construction :

- ELU :

$$q_u = 2.89 \text{ KN/ml}$$

- ELS :

$$q_s = 2.12 \text{ KN/ml}$$

- Réaction de solive :

- ELU :

$$q_u = 37.36 \text{ KN/ml}$$

$$R = 37,36 \text{ KN} ; 2R = 74,74 \text{ KN}$$

- ELS:

$$q_s = 8.04 \text{ KN/ml}$$

$$R = 27,14 \text{ KN} ; 2R = 54,28 \text{ KN}$$

- Vérification a la flexion :

$$M_{pl,rd} = 4074 \text{ KN.m} ; M_{sd} = 285,10 \text{ KN.m}$$

- Vérification a l'effort tranchant :

$$v_{pl,rd} = 352,54 \text{ KN} ; V_{sd} = 130,81 \text{ KN.}$$

- La flèche :

$$f_{adm} = 26 \text{ mm.}$$

$$f_{tot} = 16.34 \text{ mm.}$$

b) Phase finale :

- ELU :

$$q_u = 5.30 \text{ KN/ml}$$

- ELS :

$$q_s = 3.8 \text{ KN/ml}$$

- La largeur de la dalle :

$$b_{\text{eff}} = 1.63\text{m}$$

- Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{béton}} = 2193.71\text{KN}$$

$$R_{\text{acier}} = 638.10 \text{ KN}$$

- Vérification a la flexion :

$$M_{\text{pl,rd}} = 183.83\text{KN.m} ; M_{\text{sd}} = 111.96 \text{ KN.m}$$

- Vérification a l'effort tranchant :

$$V_{\text{pl,rd}} = 352.54\text{KN} ; V_{\text{sd}} = 17.22 \text{ KN.}$$

- La flèche :

$$f_{\text{ser}} = 0.69\text{mm}$$

$$f_{\text{max}} = 26 \text{ mm.}$$

$$f_{\text{tot}} = 17.03 \text{ mm.}$$

- Poutre secondaire

Il se fait par la formule simplifiée avec  $L=6,75$  m et d'espacement entre poutre de 2 m.

$$L_{\text{ps}} = 6.75\text{m.}$$

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

$$\frac{6750}{25} \leq h \leq \frac{6750}{15} \Rightarrow 270\text{mm} \leq h \leq 450\text{mm}$$

On choisit un **HEA300**

**Tableau 2. 12: dimension Caractéristique mécanique du profilé HEA300.**

Désignation Abrégée	Poids	Section	Dimensions			
	G (kg/ml)	A (mm <sup>2</sup> )	h (mm)	b (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	t <sub>w</sub> (mm)
<b>HEA300</b>	88,3	112,5	290	300	14	8,5
	<b>Caractéristiques</b>					
	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (mm <sup>4</sup> )	W <sub>pl-y</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	i <sub>z</sub> (cm)	
	18260	6310	1383	12,74	7,49	

a) 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>=88,3 kN/ml.
- Poids propre du béton frais (15cm) .....G<sub>b</sub>=2,907 kN/m<sup>2</sup>.
- Poids du bac d'acier.....g=0,15 kN/m<sup>2</sup>.
- Surcharge de construction (ouvrier).....q<sub>c</sub>=0,75 kN/m<sup>2</sup>.

• Combinaisons des charges :

L'entraxe entre les solives est de 2 m.

• **ELU**

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

$$q_u = 1,35 \times [0,883 + (2,907 + 0,15) \times 2] + 1,5 \times 0,75 \times 2$$

$$q_u = 11,70 \text{ KN/ml}$$

• **ELS**

$$q_s = [g_p + (G_b + g) \times e] + q_c \times e$$

$$q_s = [0,883 + (2,907 + 0,15) \times 2] + 0,75 \times 2$$

$$q_s = 8,50 \text{ KN/ml.}$$

- Vérification du moment fléchissant résistant :

Le profilé étant en classe 1 alors on utilise la formule suivante :

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

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{(1383 \times 10^3 \times 275)}{1,1} \times 10^{-6} = 345,75 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{11,70 \times (6,75)^2}{8} = 66,64 \text{ kN.m}$$

$66,64 \text{ kN.m} < 345,75 \text{ kN.m} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

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

$$A_v = 11250 - 2(300 \times 14) + (8,5 + 2 \times 27) \times 14$$

$$A_v = 3725 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 3725}{\sqrt{3} \times 1,1} = 537,66 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{11,70 \times 6,75}{2} = 39,49 \text{ kN.m}$$

$39,49 \text{ kN} < 537,66 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

$$V_{sd} < 0,5V_{plrd} \Rightarrow 39,49 \text{ KN} < 268,83 \text{ KN}$$

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

- Vérification de la rigidité :

Il faut vérifier que :

$$f_1^{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E \times I_y} \leq \bar{f} = \frac{L}{250}$$

$$f_1^{max} = \frac{5}{384} \times \frac{8,50 \times 6750^4}{2,1 \times 10^5 \times 18260 \times 10^4}$$

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

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{6750}{250}$$

$$\bar{f} = 27 \text{ mm}$$

6 mm < 27 mm → condition vérifiée.

- Vérification du déversement :

$$M_{sd} \leq M_{b,rd} = x_{LT} \times \beta_w \times w_{pl,rd} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

Calcul de  $\chi_{LT}$  :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \text{ et } \phi_{LT} = 0,5 \times (1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2)) + \bar{\lambda}_{LT}^2$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times [\beta_w]^{0,5}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\sqrt{c_1} \times \left[ \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right] \right]^{0,25}}$$

Avec:

- $K_z = 1$  (appuis simples aux deux extrémités)
- $k_w = 1$  (aucun dispositif pour empêcher le gauchissement)
- $C_1 = 1,132$  et  $C_2 = 0,459$
- $\beta_w = 1$  (section de classe) et  $\alpha_{LT} = 0,21$  (profilé laminé)

$$\lambda_{LT} = \frac{6750/7,49}{\sqrt{1 \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{6750/7,49}{290/14} \right)^2 \right]}} = 288,18.$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{288,18}{86,81} \right] \times [1]^{0,5} = 3,32 < 0,4 \quad \text{pas risque de déversement.}$$

b) Phase finale :

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

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

- Poids propre du profilé (HEA300) .....  $G_p = 88,3 \text{ kN/ml}$ .
- Charge permanente.....  $G = 5,39 \text{ kN/m}^2$ .
- Surcharge d'exploitation.....  $Q = 1 \text{ kN/m}^2$ .

• Combinaisons des charges :

L'entraxe entre les poutres est de 2 m.

• **ELU**

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

$$q_u = 1,35 \times [0,883 + (5,39 \times 2)] + 1,5 \times 1 \times 2$$

$$q_u = 18,75 \text{ KN/ml}$$

• **ELS**

$$q_s = [g_p + (G \times e)] + Q \times e$$

$$q_s = [0,883 + (5,39 \times 2)] + 1 \times 2$$

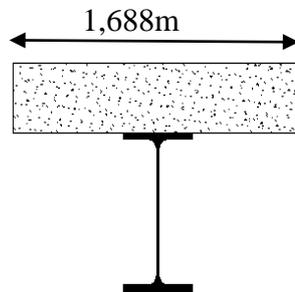
$$q_s = 13,66 \text{ KN/ml.}$$

• Largeur efficace participant de la dalle :

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 :

$$b_{eff} = \inf \left\{ \frac{2L}{8}, b \right\} = \inf \left\{ 1,688 \text{ m}, 2 \text{ m} \right\}$$

$$b_{eff} = 1,688 \text{ m.}$$



**Figure 2. 9: largeur effective de la zone comprimée.**

- Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{béton} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{Avec : } f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$$

$$R_{béton} = (0,57 \times 25 \times 1688 \times 95) \times 10^{-3}$$

$$R_{béton} = 2285,13 \text{ KN.}$$

$$R_{acier} = 0,95 \times f_y \times A_a = 0,95 \times 275 \times 11250 \times 10^{-3}$$

$$R_{acier} = 2939,06 \text{ KN.}$$

$$R_{béton} = 2285,13 \text{ KN} < R_{acier} = 2939,06 \text{ KN.}$$

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

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

- Vérification a flexion :

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

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

$$M_{plrd} = 744 \times \left[ \frac{200}{2} + 95 + 55 - \left( \frac{95 \times 744}{2285,13 \times 2} \right) \right] \times 10^{-3} = 174,50 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{18,75 \times 6,75^2}{8} = 106,79 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \tau_{m0}} = \frac{275 \times 3725}{\sqrt{3} \times 1.1} = 537,66 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{18,75 \times 6,75}{2} = 63,28 \text{ kN.m}$$

$$63,28 \text{ kN} < 537,66 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$V_{sd} < 0,5V_{plrd} \Rightarrow 63,28 \text{ KN} < 268,83 \text{ KN}$$

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

- Vérification du déversement :

- Vérification de la rigidité :

$$f^{max}_2 = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E \times I_c} \leq \bar{f}$$

$$\begin{cases} m = E_a/E_b = 15 \\ v = A_a/A_b = 11250/1688 \times 95 = 0,07 \end{cases}$$

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

$$I_c = \frac{11250(95 + 2 \times 55 + 290)^2}{4(1 + 15 \times 0,07)} + \frac{1688 \times 95^3}{12 \times 15} + 18260$$

$$I_c = 344,22 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$f_{2}^{max} = \frac{5}{384} \times \frac{13,66 \times 6750^4}{2,1 \times 10^5 \times 344,22 \times 10^6} = 5,10 \text{ mm}$$

$$f_{tot} = f_{1}^{max} + f_{2}^{max} = 6 + 5,10 = 11,1 \text{ mm}$$

$$f_{tot} = 11,1 \text{ mm} < \bar{f} = 27 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Calcul des connecteurs :

Type goujon Hauteur  $h = 95 \text{ mm}$  ; Diamètre :  $d = 19 \text{ mm}$

- Détermination de la résistance du goujon :

$$p_{rd} = k_t \times \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times \alpha \times d_{RD}^2 \times \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \\ 0,8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \end{array} \right.$$

- $f_{ck}$ : Résistance caractéristique de béton..... 25 N/mm<sup>2</sup>
- $E_c$ : Module de Young de béton..... 30,5 KN/ mm<sup>2</sup>
- $F_u$  : Résistance caractéristique des connecteurs..... 450 N/mm<sup>2</sup>
- $\gamma_v$  : Coefficient partiel de sécurité..... 1,25.

$$\alpha = \begin{cases} 0,2 \times \left( \frac{h_{sc}}{d_{sc}} + 1 \right) & \text{pour } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d_{sc}} \leq 4 \\ 1 & \text{pour } \frac{h_{sc}}{d_{sc}} > 4 \end{cases}$$

$K_T$ : est un facteur de réduction pour tenir compte de la disposition des nervures.

$$K_T = \begin{cases} 0,6 \times \frac{b_0}{h_p} \times \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1 & \text{« Nervures parallèles à la poutre »} \\ \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1 & \text{« Nervures perpendiculaires à la poutre »} \end{cases}$$

$$N_r = \text{Nombre de goujon par nervure} \leq 2, \quad \text{alors } N_r = 1$$

$$h_p = 55 \text{ mm} ; \quad h_{sc} = 95 \text{ mm} \quad ; d = 19 \text{ mm} ; \quad b_0 = 88,5 \text{ mm}$$

$$K_T = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{88,5}{55} \times \left( \frac{95}{55} - 1 \right) = 0,82 \leq 1$$

$$p_{rd} = k_t \times Inf \begin{cases} 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5}}{1,25} = 73,13 \text{ KN} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 81,66 \text{ KN} \end{cases}$$

$$p_{rd} = 59,97 \text{ KN.}$$

- Effort tranchant repris par les goujons Détermination de RL :

$$R_l = Inf(R_{b\acute{e}ton}; R_{acier}) = Inf(2285,13; 2939,06) = 2285,13 \text{ KN}$$

$$N_{br} = \frac{R_l}{p_{rd}} = \frac{2285,13}{59,97} = 38,10$$

Soit  $N = 39$  goujons sur la demi longueur de la poutre ; c'est-à-dire 78 connecteurs sur toute la longueur totale de la poutre.

- Espacement entre goujon :

$$e_{min} = 5 \times d_{sc} = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$e_{min} = 5 \times h_{sc} = 6 \times 95 = 570 \text{ mm}$$

$$e_{sp} = \frac{L}{N_{br} - 1} = \frac{6750}{78 - 1} = 87,66 \text{ mm}$$

On opte pour :  $e_{sp} = 95 \text{ mm}$ .

## II.6.3 Pré-dimensionnement des Poteaux :

### II.6.3.1 Définition :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent les charges et les surcharges, et qui transmettent ces derniers aux fondations, ils sont généralement des profilés en HEA ou HEB.

### II.6.3.2 Principe de calcul :

Les poteaux sont près- dimensionnés en compression simple.

- Etapes de pré dimensionnement :
  - Calcul de la surface reprise par chaque poteau
  - Evaluation de l'effet normal ultime de la compression à chaque niveau d'après la descente des charges.

- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La surface qui revient aux poteaux :
  - $S = 6,75 \times 6,455 = 43,54 \text{m}^2$ .
- La descente des charges :
  - Charge permanente :

$$G = G_{(\text{terrasse,courant})} \times S_{\text{poteau}} + G_{pp} \times L_{pp} + G_{ps} \times L_{ps} + G_s \times L_s$$

$G_{(\text{terrasse,courant})}$ : charge de plancher terrasse ou courant .

$G_{pp}$ : Poids propre de la poutre principale (HEA360).

$G_{ps}$ : poids propre de la poutre secondaire (HEA300).

$G_s$ : poids propre de la solive (IPE200).

$S$ : surface reprise par le poteau.

$$G_{\text{terrasse}} = 5,39 \text{KN/m}^2. \quad G_{\text{courant}} = 5,16 \text{KN/m}^2. \quad G_{pp} = 1,12 \text{KN/ml.}$$

$$G_{ps} = 0,883 \text{KN/ml.} \quad G_s = 0,224 \text{KN/ml.} \quad L_{pp} = 8,55 \text{m.} \quad L_{ps} = 6,75 \text{m.} \quad L_s = 6,75 \text{m.}$$

- Terrasse :

$$G_T = 5,39 \times 43,54 = 234,68 \text{KN}$$

$$\text{Solive (IPE200) : } G_s = 0,224 \times 6,75 \times 4 = 6,05 \text{KN}$$

$$\text{Poutre principale (HEA360) : } G_{pp} = 8,55 \times 1,12 = 9,58 \text{KN}$$

$$\text{Poutre secondaire (HEA300) : } G_{ps} = 0,883 \times 6,75 = 5,96 \text{KN}$$

$$G_T = 256,27 \text{KN}$$

- Etage courant :

$$G_T = 5,16 \times 43,54 = 224,66 \text{KN}$$

$$\text{Solive (IPE200) : } G_s = 0,224 \times 6,75 \times 4 = 6,05 \text{KN}$$

$$\text{Poutre principale (HEA360) : } G_{pp} = 8,55 \times 1,12 = 9,58 \text{KN}$$

$$\text{Poutre secondaire (HEA300) : } G_{ps} = 0,883 \times 6,75 = 5,96 \text{KN}$$

$$G_T = 246,25 \text{KN}$$

**Tableau 2. 13: La descente de charge permanente de poteau central.**

Etages	Charges permanentes (KN)	G cumulées (KN)
10 <sup>ème</sup> étage	256,27	256,27
9 <sup>ème</sup> étage	246,25	502,52
8 <sup>ème</sup> étage	246,25	748,77
7 <sup>ème</sup> étage	246,25	995,02
6 <sup>ème</sup> étage	246,25	1241,27
5 <sup>ème</sup> étage	246,25	1487,52
4 <sup>ème</sup> étage	246,25	1733,77
3 <sup>ème</sup> étage	246,25	1980,02
2 <sup>ème</sup> étage	246,25	2226,27
1 <sup>er</sup> étage	257,48	2483,75
RDC	246,25	2730,00

**Tableau 2. 14. 11: La charge d'exploitation des trois types de poteau.**

Niveau des planchers	Surcharges (Q)	Q <sub>i</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]	Σ Surcharges (Q)	Σ Surcharges [KN/m <sup>2</sup> ]	Σ Surcharges [KN]
N <sub>1</sub>	Q <sub>0</sub>	1,00	Q <sub>0</sub>	1,00	43,54
N <sub>2</sub>	Q <sub>1</sub>	1,50	Q <sub>0</sub> + Q <sub>1</sub>	2,50	108,85
N <sub>3</sub>	Q <sub>2</sub>	1,50	Q <sub>0</sub> + 0,95(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> )	3,85	167,63
N <sub>4</sub>	Q <sub>3</sub>	1,50	Q <sub>0</sub> +0,90(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> )	5,05	219,88
N <sub>5</sub>	Q <sub>4</sub>	1,50	Q <sub>0</sub> +0,85(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> )	6,10	265,60
N <sub>6</sub>	Q <sub>5</sub>	1,50	Q <sub>0</sub> +0,80(Q <sub>1</sub> +.....+Q <sub>5</sub> )	7,00	304,78
N <sub>7</sub>	Q <sub>6</sub>	1,50	Q <sub>0</sub> +0,75(Q <sub>1</sub> +.....+Q <sub>6</sub> )	7,75	337,44
N <sub>8</sub>	Q <sub>7</sub>	1,50	Q <sub>0</sub> +0,714(Q <sub>1</sub> +..... +Q <sub>7</sub> )	8,50	370,09
N <sub>9</sub>	Q <sub>8</sub>	1,50	Q <sub>0</sub> +0,687(Q <sub>1</sub> +.....+Q <sub>8</sub> )	9,24	402,31
N <sub>10</sub>	Q <sub>9</sub>	4,00	Q <sub>0</sub> +0,666(Q <sub>1</sub> +..... +Q <sub>9</sub> )	11,66	507,68
N <sub>RDC</sub>	Q <sub>10</sub>	2,50	Q <sub>0</sub> +0,650(Q <sub>1</sub> +.....+Q <sub>10</sub> )	13,03	567,33

**Tableau 2. 15: Choix de la section des profilés.**

Etages	N <sub>G</sub> [KN]	N <sub>Q</sub> [KN]	N <sub>sd</sub> [KN]	A <sup>cal</sup> [cm <sup>2</sup> ]	A <sup>choisi</sup> [cm <sup>2</sup> ]	Profilé
10 <sup>ème</sup> étage	256,27	43,54	411,27	16,45	161,3	HEB320
9 <sup>ème</sup> étage	502,52	108,85	841,68	33,67	161,3	HEB320
8 <sup>ème</sup> étage	748,77	167,63	1262,28	50,50	170,9	HEB340
7 <sup>ème</sup> étage	995,02	219,88	1673,10	66,92	170,9	HEB340
6 <sup>ème</sup> étage	1241,27	265,60	2074,11	82,96	170,9	HEB340
5 <sup>ème</sup> étage	1487,52	304,78	2465,32	98,61	180,6	HEB360
4 <sup>ème</sup> étage	1733,77	337,44	2846,75	113,87	180,6	HEB360
3 <sup>ème</sup> étage	1980,02	370,09	3228,16	129,13	180,6	HEB360
2 <sup>ème</sup> étage	2226,27	402,31	3608,93	144,36	197,8	HEB400
1 <sup>er</sup> étage	2483,75	507,68	4114,58	164,58	197,8	HEB400
RDC	2730,00	567,33	4536,50	181,46	197,8	HEB400

- Vérification des éléments au flambement :

Il faut vérifier que :  $N_{sd} \leq N_{b,rd} = x \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$

$$x = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \leq 1 \quad \text{avec} \quad \phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda} = \max \left[ \frac{\lambda_y}{\lambda_1}; \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right] \quad \text{avec} \quad \lambda_{y,z} = \frac{L_{fy,z}}{i_{y,z}} \quad \text{et} \quad \varepsilon = 0,924$$

Exemple de calcul :

On suppose que les poteaux du RDC sont doublement encastres dans les deux sens.

- Sens Y-Y :

La longueur de flambement est :

$$L_{fy} = 0,5l_0 = 0,5 \times 3,4 = 1,7$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{170}{17,08} = 9,95 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,91\varepsilon} = \frac{9,95}{86,81} = 0,11$$

0,11 < 0,2 alors il n'y a pas risque de flambement .

- Sens Z-Z :

La longueur de flambement est :  $L_{fz} = 0.5l_0 = 0,5 \times 3,4 = 1,7m$ .

Calcul de l'élanement réduit  $\bar{\lambda}_z$  :

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{170}{7,40} = 22,97 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,91\varepsilon} = \frac{22,97}{86,81} = 0,26.$$

$0,26 < 0,2$  alors il y a pas risque de flambement .

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{450}{300} = 1,5 \\ t_f = 26mm \end{array} \right. \Rightarrow Z - Z \rightarrow \text{courbe b} \rightarrow \alpha_z = 0,34.$$

$$\phi = 0,5[1 + 0,34(0,26 - 0,2) + 0,26^2] = 0,54$$

$$x = \frac{1}{0,54 + \sqrt{0,54^2 - 0,26^2}} = 0,98 \leq 1$$

$$N_{b,rd} = 0,98 \times 1 \times 19780 \times \frac{275}{1,1} = 4846,1 \text{ KN et } N_{sd} = 4536,50 \text{ KN.}$$

$$r_0 = \frac{4536,50}{4846,1} = 94\% \quad \text{condition vérifiée.}$$

Dans le tableau ci-dessous on a les résultats de la vérification au flambement des poteaux.

**Tableau 2. 16: Choix finale de la sections des profilés pour chaque niveau.**

Etages	H(m)	Profilé calculé	$N_{sd}$ KN	$N_{b,rd}$ KN	Observation
10ème	3,4	HEB320	411,27	3992,18	Vérifiée
9ème	3,4	HEB320	841,68	3992,18	Vérifiée
8ème	3,4	HEB340	1262,28	4334,4	Vérifiée
7ème	3,4	HEB340	1673,10	4334,4	Vérifiée
6ème	3,4	HEB340	2074,11	4229,76	Vérifiée
5ème	3,4	HEB360	2465,32	4334,4	Vérifiée
4ème	3,4	HEB360	2846,75	4334,4	Vérifiée
3ème	3,4	HEB360	3228,16	4334,4	Vérifiée
2ème	3,4	HEB400	3608,93	4846,1	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	3.06	HEB400	4114,58	4895,55	Vérifiée
RDC	3,4	HEB400	4536,50	4846,1	Vérifiée

## CHAPITRE III : ETUDE CLIMATIQUE :

### III.1 Introduction :

L'effet du vent sur une construction a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles. Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et Vent 2013. Ce document technique réglementaire (**RNV2013**) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble des constructions et des bâtiments y compris leur composants et élément de façade. Il s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200 m.

- Domaine d'application de RNV :

Ça règlement s'applique aux constructions suivantes dont la hauteur est inférieure à 200m :

- L'ensemble des bâtiments (à usage d'habitation, administratif, scolaire, industriel, lieu de culte, et autres ouvrages)
  - Les cheminées et ouvrages assimilables.
  - Les ouvrages de stockage (réservoirs, châteaux d'eau, silo, et autres)
  - Les structures verticales et horizontales en treilles (pylônes, grues, échafaudage, passerelles, et autres)
  - Les panneaux de signalisation, murs de clôtures et drapeaux.
- Principes de DTR RNV (version2013) :
  - Le règlement impose d'étudier le vent toutes les parois de la structure
  - Le bâtiment à étudier est considéré de forme rectangulaire donc l'étude se fera sur deux parois

### III.2 Etude de neige :

#### III.2.1 Introduction :

L'accumulation de la neige sur la terrasse produite une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de la structure.

### III.2.2 Calcul des charges de neige :

La charge caractéristique de neige  $S$  par unité de surface en projection horizontale de toitures ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (\text{Partie 3.1.1[7]}).$$

Où :

–  $S_k$  (en  $\text{kN/m}^2$ ) est la charge de neige sur le sol, fonction de l'altitude et de la zone de neige.

–  $\mu$  est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

Notre structure se trouve dans la zone **B** selon les classifications de [7].

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

$$S_k = \frac{0.04 \times H + 10}{100}$$

Avec  $H=63$  m

$$S_k = \frac{0.04 \times 63 + 10}{100} = 0.1252 \text{ kN/m}^2$$

D'après le tableau des coefficients de forme des toitures (**Tableau 6.2. [7]**).

$$\mu = 0,8$$

On suppose que la neige est sur toute la toiture, donc :

$$\mu = 0,8$$

$$\text{Alors: } S = 0,8 \times 0.1252 \quad S = 0.100 \text{ kN/m}^2$$

### III.2.3 Conclusion:

La charge de la neige  $S_n = 0.100 \text{ kN/m}^2$ , on va la négliger.

### III.3 ETUDE DE VENT :

#### III.3.1 Introduction :

Le vent est une action climatique due au mouvement de l'air résultant de la différence de pression entre les zones de l'atmosphère.

L'objet de cette partie de l'étude est l'évaluation des sollicitations d'ensembles engendrés par l'action du vent, ainsi le calcul est conduit conformément au règlement algérien Neige et Vent 2013.

Dans le calcul, la structure sera assimilée à une console encadrée dans le sol et sera soumise à une pression le long de sa hauteur. Les sollicitations sont proportionnelles à la hauteur de la structure.

Les valeurs de pression du vent dépendent d'un certain nombre de facteurs :

- De la région.
- Site d'implantation.
- La hauteur de la structure.
- La forme géométrique de la structure.
- La rigidité de la structure.

- **Notation**

$C_t$  : Coefficient de topographie.

$Q_{ref}$  : la pression dynamique de référence

$V_{ref}$  : la vitesse de référence du vent

$Z_e$  : la hauteur de référence

$K_T$  : Facteur de terrain

$Z_0$  : Paramètre de rugosité

$Z_{min}$  : hauteur minimale

$\varepsilon$  : Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient  $C_d$

$C_r$  : Coefficient de rugosité

$C_e$  : Coefficient d'exposition

$P_{dyn}$  : pression dynamique

$C_{pe}$  : Coefficient de pression extérieur

$C_{pi}$  : Coefficient de pression intérieur

### III.3.2 Hypothèses de calcul

On suppose que notre structure est de forme régulière (le vent souffle dans les deux directions).

### III.3.3 Données relatives au site :

- Site plat : .....  $C_t(Z) = 1$  pour  $\phi \leq 0.05$
- Zone I : .....  $q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$  (Tab 2.3. [7])

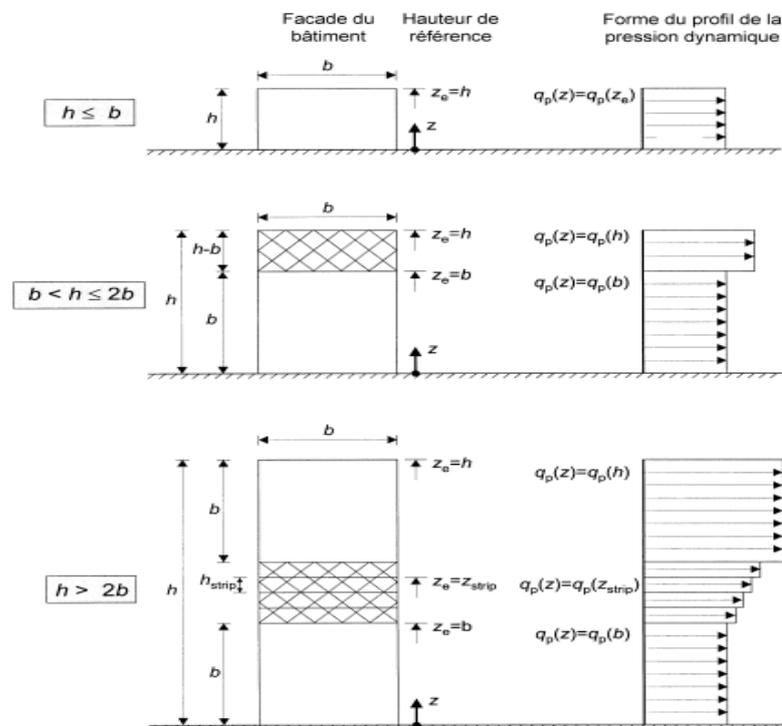
**Tableau 3. 1: Catégorie de terrain**

Catégories de terrain	$K_T$	$Z_e$ (m)	$Z_{min}$ (m)	$\varepsilon$
III	0.215	0.3	5	0.61

#### ➤ Direction V1

- Hauteur de référence  $Z_e$  :

Pour les murs au vent des bâtiments à parois verticales,  $Z_e$  est déterminé comme indiqué par la figure



**Figure 3. 1: hauteur de référence  $Z_e$  et profil correspondant de la pression dynamique**

Donc on a :

- $h = 37.06\text{m}$  ;  $b = 36\text{ m}$ .
- La hauteur de référence est :  $b < h < 2b$
- $z_e = b \Rightarrow q_p(z) = q_p(b)$
- $z_e = h \Rightarrow q_p(z) = q_p(z_e)$

### III.3.4 Pression dynamique de pointe

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

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

- Coefficient de rugosité :

Le coefficient de rugosité  $C_r(z)$  traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent, Il est défini par la loi suivant :

$$\begin{cases} C_r(z) = K_t * \ln\left(\frac{Z}{z_0}\right) & \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = K_t * \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) & \text{pour } Z < Z_{min} \end{cases}$$

**Tableau 3. 2: Coefficient de rugosité[7]**

Tronçon	Z [m]	C <sub>r</sub>
De 0 à 36.00	36	1.029
De 36 à 37.06	37.06	1.035

- Coefficient de topographie :

Le site où notre projet se situe est plat, d'après le [7] partie 2,4,5 :

$$C_t = 1$$

- Intensité de turbulence :

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par l'équation :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{pour } Z > Z_{\min} \\ I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{z_0}\right)} \quad \text{pour } Z \leq Z_{\min} \end{array} \right.$$

**Tableau 3. 3: Coefficient Intensité de turbulence (VI)**

Tronçon	Z [m]	I <sub>v</sub>
De 0 à 36.00	36	0.209
De 36 à 37.06	37.06	0.208

- Coefficient d'exposition :

Le coefficient d'exposition  $C_e(z)$  dépend de plusieurs facteurs dont le coefficient de rugosité.

Coefficient de topographie et la catégorie de terrain.

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

**Tableau 3. 4: Coefficient d'exposition C<sub>e</sub>**

Tronçon	Ze [m]	C <sub>e</sub>
De 0 à 36.00	36	2.608
De 36 à 37.06	37.06	2.631

On regroupe les résultats dans le tableau suivant :

**Tableau 3. 5: Valeurs des pressions dynamiques (qp)**

Tronçon	Z (m)	I <sub>v</sub>	C <sub>r</sub>	C <sub>e</sub>	q <sub>réf</sub> (N/m <sup>2</sup> )	q <sub>p</sub> (N/m <sup>2</sup> )
<b>0 – 36m</b>	36	0.209	1.029	2.608	375	978
<b>36 – 37.06m</b>	37.06	0.208	1.035	2.631	375	987

### III.3.5 Calcul de la pression due au vent direction V1 :

- Détermination de la pression dynamique :

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

$$W(z_j) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2] \quad (\S 2.5.2. [7]).$$

- coefficients de pressions extérieures  $C_{pe}$  :

Le coefficient de pression extérieure s'obtient à partir des formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} C_{pe} = C_{pe,1} & \text{si : } S < 1m^2 \\ C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) * \log_{10}(S) & \text{si : } 1 m^2 < S < 10 m^2 \\ C_{pe} = C_{pe,10} & \text{si : } S > 10 m^2 \end{array} \right.$$

- Paroi Verticale :

On a :  $d=46.85m$  ;  $b=36m$  ;  $h=37.06m$

$e = \min(b ; 2h) = \min(36 ; 74.12)$  d'où :  **$e=36m$**

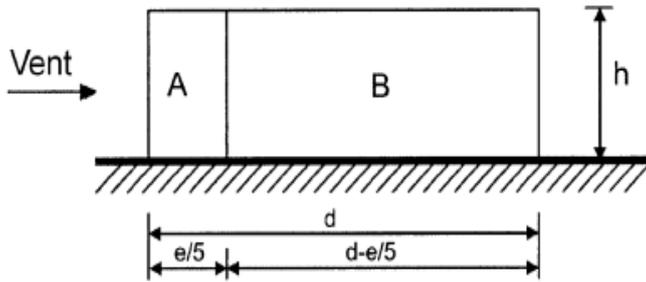
On a :  $d > e$  donc il existe trois zones A ,B,C.

$$S_A = \frac{e}{5} \times h = \frac{36}{5} \times 37.06 = \mathbf{266.83 m^2}$$

$$S_B = (e - \frac{e}{5}) \times h = (36 - \frac{36}{5}) \times 37.06 = \mathbf{1067.33 m^2}$$

$$S_C = (d - e) \times h = (46.85 - 36) \times 37.06 = \mathbf{402.1 m^2}$$

$$S_D = S_E = e \times h = 36 \times 37.06 = \mathbf{1334.16 m^2}$$



**Figure 3. 2: Vue en élévation des zones pression des parois verticales sens V1.**

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

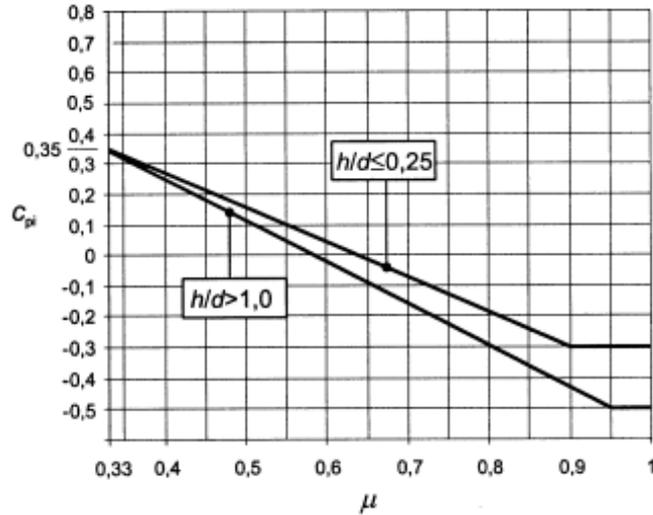
**Tableau 3. 6 : coefficient de pression extérieure**

Zone	Aire	$C_{pe}$
A	266.83	<b>-1</b>
B	1067.33	<b>-0.8</b>
C	402.1	<b>-0.5</b>
D	1334.16	<b>+0.8</b>
E	1334.16	<b>-0.3</b>

- Coefficient de pression intérieure :

Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  est déterminé à partir de la **Figure 5,14 du [7]** avec (h) est la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et  $\mu_p$  l'indice de perméabilité donné par :

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



**Figure 3. 3: Coefficients de pression intérieure applicables pour des ouvertures uniformément réparties.**

**On a :**  $\mu_p = \frac{373.61}{781.41} = 0,48$

$h/d = 0.79$

$0,25 < h/d=0,79 < 1$  donc on procède par interpolation linéaire pour déterminer la valeur de  $C_{pi}$  est :

Pour  $\mu_p = 0,48$  et  $h/d > 1$  →  **$C_{pi} = 0.1$**

Pour  $\mu_p = 0,48$  et  $h/d = 0,25$  →  **$C_{pi} = 0.15$**

Pour  $\mu_p = 0,48$  et  $h/d = 0,79$  →  **$C_{pi} = 0.11$**

$$C_{pi} = 0.1 + \frac{0.15-0.1}{0.25-1} \times (0.79 - 1) = 0.11$$

- Pression aérodynamique  $W_{(ze)}$  :

- Le calcul de la pression aérodynamique se fait par la **formule 2,6 du [7]** qui est comme suit :  $W(ze) = q_p * [C_{pe} - C_{pi}]$ .
- Les résultants de  $W(Ze)$  [N/m<sup>2</sup>] sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

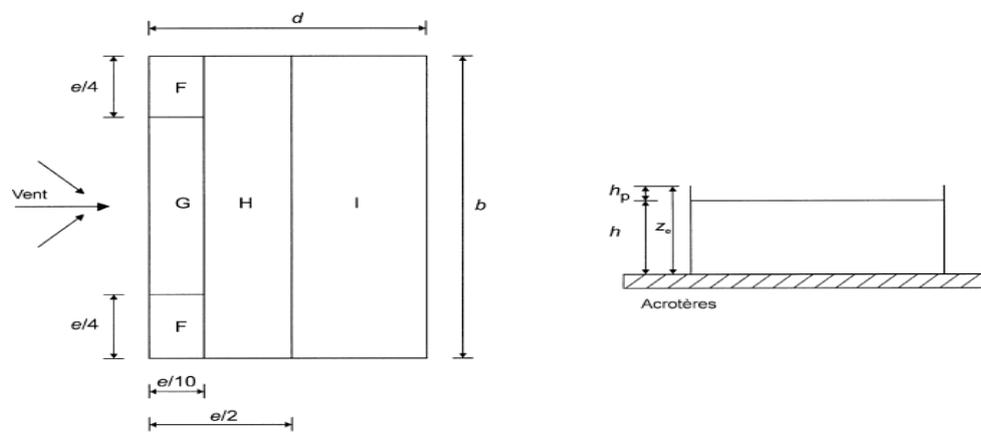
**Tableau 3. 7: Pression aérodynamique  $W_z$**

Zone	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_p(z)$	$W(ze)$
<b>A</b>	-1	0.11	987	-1095.6
<b>B</b>	-0.8	0.11	987	-898.2

<b>C</b>	-0.5	0.11	987	-602.1
<b>D</b>	+0.8	0.11	987	681.03
<b>E</b>	-0.3	0.11	987	-404.7

- Terrasse : (Toiture plate )

Les toitures plates sont celles dont l'angle de la pente est inférieur ou égal à 5°, les différentes zones de pression F, G, , I sont représentées sur la figure  $e = \min [b ; 2h] = 36\text{m}$ .



**Figure 3. 4: Vue en plan des zones de pression de la toiture plate.**

On a :  $h_p=1.20\text{m}$

$h_p/h = 1.20/37.06 = 0.03$

$e= 36 \text{ m} ; d= 46.85 \text{ m}$ .

**Tableau 3. 8: coefficient de pression extérieure**

<b>Zone</b>	<b>Aire</b>	<b>Cpe</b>
F	32.4	-1.56
G	64.8	-1.06
H	518.4	-0.7
I	1038.6	-0.2

- Pression aérodynamique  $W_{(ze)}$ :
  - Le calcul de la pression aérodynamique se fait par la **formule 2,6 du RNV 2013** qui est comme suit :  $W(ze) = q_p * [C_{pe} - C_{pi}]$ .
  - Les résultants de  $W(Ze)$  [N/m<sup>2</sup>] sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 3. 9: Pression aérodynamique  $Wz$**

Zone	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_p(z)$	$W(ze)$
F	-1.56	0.11	987	-1648.29
G	-1.06	0.11	987	-1154.79
H	-0.7	0.11	987	-799.47
I	-0.2	0.11	987	-305.97

➤ Direction V2 :

**On a :**

- La hauteur de référence est :  $h < b$
- $h = 37.06\text{m}$  ;  $b = 46.85\text{ m}$ .
- $z_e = h \Rightarrow q_p(z) = q_p(ze)$

- Pression dynamique de pointe

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

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

- Coefficient de rugosité :

Le coefficient de rugosité  $Cr(z)$  traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent, Il est défini par la loi suivant :

$$\begin{cases} Cr(z) = Kt * \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) & \text{pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200\text{m} \\ Cr(z) = Kt * \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) & \text{pour } Z < Z_{\min} \end{cases}$$

**Donc :**  $Cr(z) = 0.215 * \ln\left(\frac{37.06}{0.3}\right)$

$$Cr(z) = 1.03$$

- Coefficient de topographie :

Le site où notre projet se situe est plat, d'après le [7] partie 2,4,5 :

$$C_t = 1$$

- Intensité de turbulence :

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par l'équation :

$$\begin{cases} Iv(z) = \frac{1}{Ct(z) * \ln\left(\frac{z}{Z_0}\right)} & \text{pour } Z > Z_{\min} \\ Iv(z) = \frac{1}{Ct(z) * \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right)} & \text{pour } Z \leq Z_{\min} \end{cases}$$

**Donc :**  $Iv(z) = \frac{1}{1 * \ln\left(\frac{37.06}{0.3}\right)} = 0.21$

On regroupe les résultats dans le tableau suivant :

**Tableau 3. 10: pression dynamique de pointe**

<b>Ze</b>	<b>Iv</b>	<b>Cr</b>	<b>Ce</b>	<b>q<sub>réf</sub> (N/m<sup>2</sup>)</b>	<b>q<sub>p</sub> (N/m<sup>2</sup>)</b>
<b>37.06m</b>	0.21	1.03	2.62	375	982.5

#### III.4 Calcul de la pression due au vent direction V2 :

- Détermination de la pression dynamique

La pression dynamique **W** (**z<sub>j</sub>**) agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante :

$$W(z_j) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [\text{N/m}^2] \quad (\text{\S}2.5.2. [7]).$$

- Coefficients de pressions extérieures  $C_{pe}$  :

Le coefficient de pression extérieure s'obtient à partir des formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} C_{pe} = C_{pe,1} \\ C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) * \log_{10}(S) \\ C_{pe} = C_{pe,10} \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{si : } S < 1\text{m}^2 \\ \text{si : } 1\text{ m}^2 < S < 10\text{ m}^2 \\ \text{si : } S > 10\text{ m}^2 \end{array}$$

- Paroi Verticale :

On a :  $d=36\text{m}$  ;  $b=46.85\text{m}$  ;  $h=37.06\text{m}$

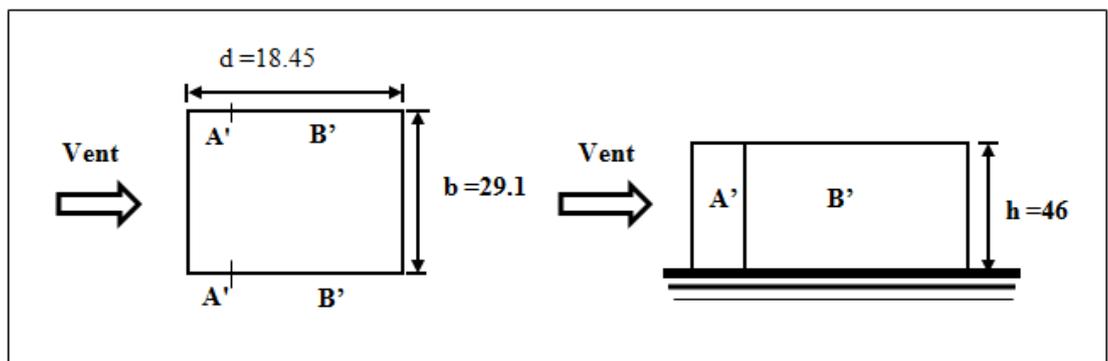
$e = \min(b ; 2h) = \min(46.85 ; 74.12)$  d'où :  **$e=46.85\text{m}$**

On a :  **$e > d$**  donc il existe trois zones A ,B,C.

$$S_{A'} = \frac{e}{5} \times h = \frac{46.85}{5} \times 37.06 = \mathbf{347.25\text{ m}^2}$$

$$S_{B'} = (d - \frac{e}{5}) \times h = (36 - \frac{46.85}{5}) \times 37.06 = \mathbf{986.91\text{ m}^2}$$

$$S_D = S_E = e \times h = 46.85 \times 37.06 = \mathbf{1736.26\text{ m}^2}$$



**Figure 3. 5:Vue en élévation des zones pression des parois verticales sens V2.**

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

**Tableau 3. 11: coefficient de pression extérieure**

<b>Zone</b>	<b>Aire</b>	<b>C<sub>pe</sub></b>
A'	347.25	<b>-1</b>
B'	986.91	<b>-0.8</b>
D	1736.26	<b>+0.8</b>
E	1736.26	<b>-0.3</b>

- Pression aérodynamique  $W_{(ze)}$ :

- Le calcul de la pression aérodynamique se fait par la **formule 2,6 du [7]** qui est comme suit :  $W(ze) = q_p * [C_{pe} - C_{pi}]$ .
- Les résultants de  $W(Ze)$  [N/m<sup>2</sup>] sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 3. 12: Pression dynamique de  $V_2$**

<b>Zone</b>	<b>C<sub>pe</sub></b>	<b>C<sub>pi</sub></b>	<b>q<sub>p</sub> (z)</b>	<b>W(ze)</b>
<b>A'</b>	-1	0.11	982.5	-1090.6
<b>B'</b>	-0.8	0.11	982.5	-894.1
<b>D</b>	+0.8	0.11	982.5	677.92
<b>E</b>	-0.3	0.11	982.5	-402.8

### III.5 Conclusion :

Afin de prendre le cas le plus défavorable, on doit comparer les résultats de l'étude vent par rapport les résultats sortant de l'étude sismique.

### III.6 Calcul des forces de frottement :

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

(Au vent et sous le vent).

Condition à vérifier :

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

➤ Direction V1

$$2 \times (46.85 \times 37.06) \leq 4 \times (2 \times 36 \times 37.06)$$

3472.522 ≤ 10673.28.....Condition vérifiée.

➤ Direction V2

$2 \times 36 \times 37.06 \leq 4 \times (2 \times 46.85 \times 37.06)$  Il n'y a pas de force de frottement sur les parois.

2668.32 ≤ 13890.09.....Condition vérifiée.

### III.6.1 Action d'ensemble

La force exercée par le vent  $F_w$  agissant sur une construction ou un élément de construction peut être déterminée directement en utilisant l'expression suivante :

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

- $C_d$  : Coefficient dynamique.
- $C_f$  : Coefficient de force.

• Coefficient dynamique  $C_d$ :

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 proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Il est donné par la formule suivant :

$$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_v(Z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(Z_{eq})} \quad (\S 3.3. [7]).$$

$Z_{eq}$  (**En m**) : Hauteur équivalente de la construction.

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

$Q^2$  : Partie quasi-statique.

$R^2$  : Partie résonante.

$g$  : Facteur de pointe.

- ✓ Construction verticales telles que bâtiments.

$$Z_{eq} = 0,6 \times h \geq Z_{min}.$$

$$Z_{eq} = 0,6 \times 37.06 = 22.24 \text{ m} > Z_{min}.$$

a) Partie quasi-statique

Elle est donnée par la formule suivant :

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \times \left( \frac{(b+h)}{Li(Z_{eq})} \right)^{0,63}} \quad (\S 3.3.1. [7]).$$

Avec :

b et h (en m) sont la largeur et la hauteur de la construction  $\longrightarrow$  b = 36m et h = 37.06m

Li(Z<sub>eq</sub>) est l'échelle de turbulence pour Z = Z<sub>eq</sub> donnée par :

$$Li(Z_{eq}) = 300 \times \left( \frac{Z}{200} \right)^{\epsilon} \quad \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m} (\S 3.3.1. [7]).$$

$$Li(z) = Li(Z_{min}) \quad \text{pour } Z \leq Z_{min}$$

$$10 \text{ m} \leq 37.06 \text{ m} \leq 200 \text{ m} \longrightarrow Li = 300 \times \left( \frac{37.06}{200} \right)^{0,67} = 107.28$$

$$\longrightarrow Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \times \left( \frac{(37.06+36)}{107.28} \right)^{0,63}} = 0.62.$$

#### b) Partie résonnante

Elle est donnée par la formule suivant :

$$R^2 = \frac{\eta^2}{2 \times \delta} \times R_n \times R_h \times R_b \quad (\S 3.3.2. RNV version 2013).$$

$\delta$ : Décrément logarithmique d'amortissement structural  $\longrightarrow \delta = \delta_s + \delta_a$

$\delta_s$ : Décrément logarithmique d'amortissement structural.

$\delta_s = 0,05$  (tableau 3.1 § 3.3. [7]).

$\delta_a$ : Le décrément logarithmique d'amortissement aérodynamique pris égal à 0.

$\delta_a = 0$  (§ 3.3.2. [7]).

Alors :  $\delta = 0,05 + 0 = 0,05$ .

R<sub>N</sub> : Fonction adimensionnelle de la densité spectrale de puissance.

$$R_N = \frac{6,8 \times N_x}{(1 + 10,2 \times N_x)^{\frac{5}{3}}} \quad (\S 3.3.2. [7]).$$

N<sub>x</sub>: Fréquence adimensionnelle dans la direction x du vent.

$$N_x = \frac{n_{1,x} \times Li(Z_{eq})}{Vm(z_{eq})}$$

n<sub>1,x</sub> : Fréquence fondamentale (§ 3.3.4 RNV version 2013).

$$n_{1,x} = \frac{0,5}{\sqrt{f}}$$

f (en m) : Flèche de la structure dû au poids propre appliqué dans la direction de vibration.

Pour ce cas en prendre le cas le plus défavorable avec une flèche  $f = \frac{h}{100}$ .

**h:** Hauteur totale de la structure.

$$f = \frac{37.06}{100} = 0,37\text{m.}$$

$$n_{1,x} = \frac{0,5}{\sqrt{0,37}} = 0,82$$

$$V_m(z) = C_r(z) \times C_t(z) \times V_{\text{réf}} \quad \text{Avec} \quad V_{\text{réf}} = 25 \text{ m/s.}$$

$$V_m(z_{\text{eq}}) = 25.89 \text{ m/s.}$$

$$N_x = \frac{0,82 \times 107.28}{25.89} = 3.4.$$

$$R_N = \frac{6,8 \times 3.4}{(1 + 10,2 \times 3.4)^{\frac{5}{3}}} = 0,06.$$

**R<sub>h</sub>** et **R<sub>b</sub>** sont des fonctions d'admittance aérodynamique donnée par :

$$R_h = \left(\frac{1}{\eta_h}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_h^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_h}) \text{ avec : } \eta_h = \frac{4,6 \times N_x \times h}{\text{Li}(Z_{\text{eq}})} = \frac{4,6 \times 3,4 \times 37,06}{107,28} = 5,4 R_h \longrightarrow = 0,17.$$

$$R_b = \left(\frac{1}{\eta_b}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_b^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_b}) \text{ avec : } \eta_b = \frac{4,6 \times N_x \times b}{\text{Li}(Z_{\text{eq}})} = \frac{4,6 \times 3,4 \times 36}{107,28} = 5,25 \longrightarrow R_b = 0,17.$$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times 0,05} \times 0,06 \times 0,17 \times 0,17 = 0,17.$$

#### a) Facteur de pointe g

Il est donné par la formule suivante :

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}} \geq 3 \quad (\text{\S 3.3.3. [7]}).$$

La fréquence moyenne  $v$  :

$$v = n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0,08 \quad v = 0,82 \times \sqrt{\frac{0,17}{0,62 + 0,17}} = 1,04 \geq 0,08.$$

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times 1,04)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times 1,04)}} = 3,75 > 3.$$

$$I_v(z) = 0,23.$$

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

$$C_d = \frac{1 + 2 \times 3,75 \times 0,23 \times \sqrt{0,62 + 0,17}}{1 + 7 \times 0,23} = 0,95 < 1.$$

La structure est considéré peu sensible aux excitations dynamiques.

On considère une valeur conservatrice de **C<sub>d</sub>=1**, d'après le règlement [7] Cas d'un bâtiment à ossature comportant des murs dont la hauteur est à la fois inférieure à 100 m et à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du ven

**Tableau 3. 13: Récapitulatif pour les valeurs de Cd dans les deux directions.**

	La direction	Le coefficient $C_d$
H =37.06 m B =36 m	V1	0,95
H =37.06m B =46.85 m	V2	0,98

### III.6.2 Calculs de coefficient de forme :

➤ Direction V1 :

$$C_f = C_{f,0} \times \psi_\lambda \quad (\S 4.1. [1])$$

- $C_{f,0}$  : Coefficient de force des constructions en considérant un élancement effectif infini
- $\psi_\lambda$  : Facteur d'élancement donné par (figure 4.1 RNV 2013) en fonction de l'élancement effectif  $\lambda_e$ .

$$C_{f,0} = 2.0 \quad (\text{figure 4.4 } \S 4.2 \text{ RNV 2013})$$

$$\lambda_e = \max(0.7 \times l/b ; 70)$$

$$\lambda_e = 70$$

$$\text{Pour } \psi = 1 \quad \rightarrow \quad \psi_\lambda = 0.92 \quad (\S 4.1. 1 [1])$$

$$C_f = 2.0 \times 0.92$$

$$= 1.84$$

➤ Direction V2 :

$$C_{f,0} = 2.3 \quad (\text{figure 4.4 } \S 4. [7])$$

$$\lambda_e = \max(0.7 \times l/b ; 70)$$

$$\lambda_e = 70$$

$$\text{Pour } \psi = 1 \quad \rightarrow \quad \psi_\lambda = 0.92 \quad (\S 4.1. 1 [1])$$

$$C_f = 2.3 \times 0.92$$

$$= 2.12$$

**Tableau 3. 14: Force d'application d'ensemble direction V1**

Tronçon	H	L (m)	C <sub>d</sub>	C <sub>f</sub>	Q <sub>p</sub> (N/m <sup>2</sup> )	A <sub>réf</sub> (m <sup>2</sup> )	F <sub>w</sub> (KN)
0→36	34	36	0,95	1.84	978	1296	2215,57
36→37,06	1,06	36	0,95	1.84	987	38.16	65.84

**Tableau 3. 15: Force d'application d'ensemble direction V2**

Tronçon	H	L (m)	C <sub>d</sub>	C <sub>f</sub>	Q <sub>p</sub> (N/m <sup>2</sup> )	A <sub>réf</sub> (m <sup>2</sup> )	F <sub>w</sub> (KN)
37.06	37.06	46.85	0.98	2.12	982.5	1704.76	3479.83

### III.7 Conclusion :

Afin de prendre le cas le plus défavorable, on doit comparer les résultats de l'étude vent par rapport les résultats sortant de l'étude sismique.

## CHAPITRE IV : DEMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

### IV.1 Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne font pas partie du système de contreventement, leur calcul se fait généralement sous des actions permanentes et surcharges d'exploitation, cependant ils doivent reprendre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

### IV.2 L'acrotère

#### IV.2.1 Définition

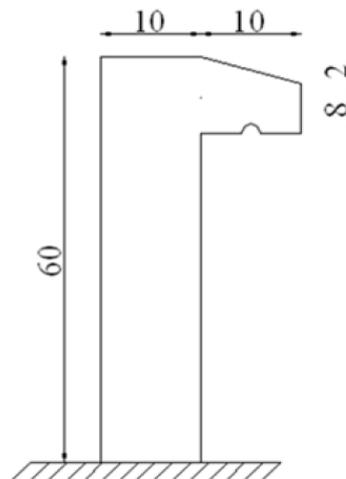
Acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante  $Q = 1\text{KN/ml}$ .

#### IV.2.2 Dimensions de l'acrotère

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions suivantes :

- La largeur  $b = 100\text{ cm}$ .
- La hauteur  $h = 60\text{ cm}$ .
- L'épaisseur  $e = 10\text{ cm}$ .



**Figure 4. 1: Dimensions de l'acrotère**

#### IV.2.3 Calcul des charges sollicitant l'acrotère :

##### a) Charge permanente et charge d'exploitation :

- charge permanente :

Surface de l'acrotère:

$$S = 0.1 \times 0.6 + 0.08 \times 0.1 + (0.02 \times 0.1) / 2 = \mathbf{0.069 \text{ m}^2}$$

$$P = (0.6 + 0.1 + 0.1 + 0.02 + 0.08 + 0.5) = \mathbf{1.4 \text{ m}}$$

Revêtement en ciment : ( $e=2 \text{ cm}$  ;  $\rho=14 \text{ KN/m}^3$ )

Poids propre de l'acrotère ( $G=\rho_b \times S$ ).....  $25 \times 0.069 = 1.725 \text{ KN/m}$

Revêtement en ciment .....  $15 \times 0.02 \times 1.4 = 0.392 \text{ KN/m}$

**Totale** **G=2.12kN/ml**

- La force horizontale due à l'effet du séisme:

Les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments

Non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule:

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{(6-3 RPA99/V2003)}$$

**A** : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

**C<sub>p</sub>**: Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (tableau 6.1) .

**W**: Poids de l'élément considéré.

$$\left[ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 1B} \\ \text{Zone sismique III} \end{array} \right. \quad \mathbf{A=0.3 ; C=0.8}$$

$$F_p = 4 \times 0.3 \times 0.8 \times 2.12 = \mathbf{2.03 \text{ KN/ml}}$$

- charge d'exploitation :

On prend en considération l'effet de la main courante

D'où :

- $Q = 1,00 \text{ kN/ml}$
- $Q = \text{Max} (1.5Q ; F_p) = \text{Max} (1.5 ; 2.03)$
- $Q = 2.03 \text{ KN/ml}$

Donc pour une bonde de **1m** de largeur : **G= 2.12 KN/ml** et **Q= 2.03 KN/ml**

#### IV.2.4 Détermination des efforts :

- Calcul des efforts à l'ELU :

$$N_U = 1,35 G$$

$$M_U = 1.5 F_p \times h$$

$$T_U = 1.5 F_p$$

- Calcul des efforts à l'ELS :

$$N_S = G$$

$$M_S = F_p \times h$$

$$T_U = F_p$$

	ELU	ELS
Efforts normaux (KN)	$N_U = 2.86$	$N_S = 2.12$
Efforts tranchants (KN)	$T_U = 3.04$	$T_S = 2.03$
Moment fléchissant (KN.m)	$M_U = 1.83$	$M_S = 1.21$

**Tableau 4. 1 : les Résumé des efforts normaux, tranchants et moment fléchissent**

- Ferraillage de l'acrotère :

L'acrotère est sollicité en flexion composée le calcul s'effectuera à l'ELU.

Données :

$$h = 10 \text{ cm} ; \quad b = 100 \text{ cm}, \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \quad M_U = 1,83 \text{ KN.m}$$

$$N_U = 2,86 \text{ kN}, \quad \sigma_b = 14,17 \text{ MPa}, \quad F_e = 400 \text{ MPa}, \quad d = 0.9h = 9 \text{ cm}$$

$$c = c' = 2,5 \text{ cm (enrobage)}$$

#### IV.2.4.1 Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = e_1 + e_a + e_2$$

- $e_1$ : excentricité de la résultante.
- $e_a$ : Excentricité dus aux effets de second ordre.

- $e_2$ : excentricité additionnelle.
- $\Phi$ : rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.
- $\Phi=2$  (en générale).

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1,83}{2,86} = 0,64 \text{ m} = 64 \text{ cm}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{l}{250}\right) = \max(2 \text{ cm}; 0,24 \text{ cm}) = 0,02 \text{ m}$$

$$e_2 = l_f^2 \frac{3(2 + \alpha\Phi)}{10^4 h}$$

$$l_f = 2l_0 = 2(0,6) = 1,2 \text{ m (console)}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_U}{1,5M_{ser}}\right) = 0$$

$$e_2 = 0,0014 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,551 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2,5 = 2,5 \text{ cm}$$

On a **53cm > 3cm** Donc: **(S.P.C)**

#### IV.2.4.2 Calcul du moment fictif :

$$M_F = N_u (d - (h/2) + e)$$

$$M_f = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e\right) = 1,69 \text{ KN.m}$$

$$\text{D'où : } M_F = 1,69 \text{ KN.m}$$

$$\text{D'après l'organigramme : } M = M_F = 1,69 \text{ KN.m}$$

$$\mu_R = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,014$$

$$\mu = 0,014 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow A_s' = 0 \text{ (les aciers comprimés ne sont pas nécessaires)}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}\right) = 0,017$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,089 \text{ m}$$

$$\mu < 0,186 \Rightarrow \varepsilon_s = 10\% \text{ d'où } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 54,56 \text{ mm}^2$$

- $A_{s1} = A'_s = 0$
- $A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_U}{\sigma_s} = 46,34 \text{ mm}^2$

On obtient :  $A_{s1} = 0$  et  $A_{s2} = 46,34 \text{ mm}^2$

#### IV.2.4.3 Condition de non fragilité :

Il faut vérifier  $A_s$  avec la section minimale imposée par la règle millièème et par la condition de non fragilité :

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; F_e = 400 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 9 \text{ cm} ; h = 10 \text{ cm}.$$

$$A_s^{min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0,23bd \left( \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \right\}$$

$$A_s^{min} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2 ; 1,09 \text{ cm}^2 \} = 1,09 \text{ cm}^2$$

Donc la section choisie est 6T10,  $A_s = 4,71 \text{ cm}^2$  avec un espacement :

$$S_t = \frac{100 - 5}{5} = 19 \text{ cm}$$

#### IV.2.4.4 Armature de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 1,18 \leq A_r \leq 2,35 \text{ cm}^2$$

La section choisie est  $A_r = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$  avec un espacement :

$$S_t = \frac{60 - 5}{3} = 18,33 \text{ cm} \cong 18 \text{ cm}$$

#### IV.2.4.5 Vérifications :

- Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable (selon l'organigramme de la flexion composée à l'ELS) .

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,01}{2,12} = 0,476 ; \text{ On prend } e_0 = 47,6 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 2,5 \text{ cm}$$

On a :  $e_0 = 47,6 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2,5 \text{ cm} \Rightarrow$  section partiellement comprimée (SPC) on doit vérifier le béton et l'acier.

- Position de l'axe neutre :

- $Y_c$  : distance de l'axe neutre au centre de pression.
- $C$  : distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$N_{ser} > 0 \Rightarrow C < 0$$

$$C = \frac{h}{2} - e_0 = \frac{10}{2} - 47,6 = -42,6 \text{ cm}$$

D'après le **BAEL91 (modifier 99)** on doit résoudre l'équation suivante :

$$Y_c^3 + pY_c^2 + q = 0$$

Avec :

$$P = -3c^2 - \left[ \frac{90A'_s}{b} \times (c - c') \right] + \left[ \frac{90A_s}{b} \times (d - c) \right]$$

$$q = -2c^3 - \left[ \frac{90A'_s}{b} \times (c - c')^2 \right] - \left[ \frac{90A_s}{b} \times (d - c)^2 \right]$$

$$\text{Avec : } A_s = 0$$

$$\Rightarrow p = -5225.54 \text{ cm}^2 ; q = 143330.96 \text{ cm}^3$$

D'où l'équation (1) devient :

$$Y_c^3 - 5225.54 + 143330.96 = 0$$

La solution de l'équation est donnée par le BAEL91 (modifier 99) :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -595,49 \times 10^6 < 0$$

$$\text{D'où : } \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{-\frac{3}{p}} = -0,985$$

$$\cos \varphi = -0,985 \rightarrow \varphi = 170,06^\circ$$

Après l'itération on trouve :

$$Y_1 = a \cos(\varphi/3) = 45,84 \text{ cm}$$

$$Y_2 = a \cos(\varphi/3 + 240^\circ) = 37,48 \text{ cm}$$

$$Y_3 = a \cos(\varphi/3 + 120^\circ) = -83,33 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } a = 2 \sqrt{-\frac{p}{3}} = 83,47$$

La solution qui convient est :  $Y_c = 45,84 \text{ cm}$

$$\text{Car : } 0 < Y_{\text{ser}} = Y_c + C < d$$

$$0 < Y_{\text{ser}} = 3,24 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

$$\text{Donc: } \begin{cases} Y_{\text{ser}} = 3,24 \text{ cm} \\ Y_c = 45,84 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul le moment d'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b}{3} y_{\text{ser}}^3 + n[A_s(d - y_{\text{ser}})^2 + A'_s(y_{\text{ser}} - c')^2]$$

$$I = 3477,73 \text{ cm}^4$$

- Vérification des contraintes :

- Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{N_{\text{ser}}}{I} \times y_c \right) y_{\text{ser}} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{(2,12 \times 10^3 \times 45,84 \times 10)}{3477,73 \times 10^4} \times 3,24 \times 10 = \mathbf{0,9} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \Rightarrow \textit{vérifiée}.$$

- Contrainte de l'acier :

$$\sigma_s = n \left( \frac{N_{\text{ser}}}{I} \times y_c \right) (d - y_{\text{ser}}) \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow \textit{Acier tendu}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa } \eta = \mathbf{1,6} \text{ (Acier HA)}$$

$$\sigma_s = \mathbf{24,14 \text{ MPa}} < \bar{\sigma}_s = \mathbf{201,63 \text{ MPa}} \Rightarrow \textit{Vérifiée}$$

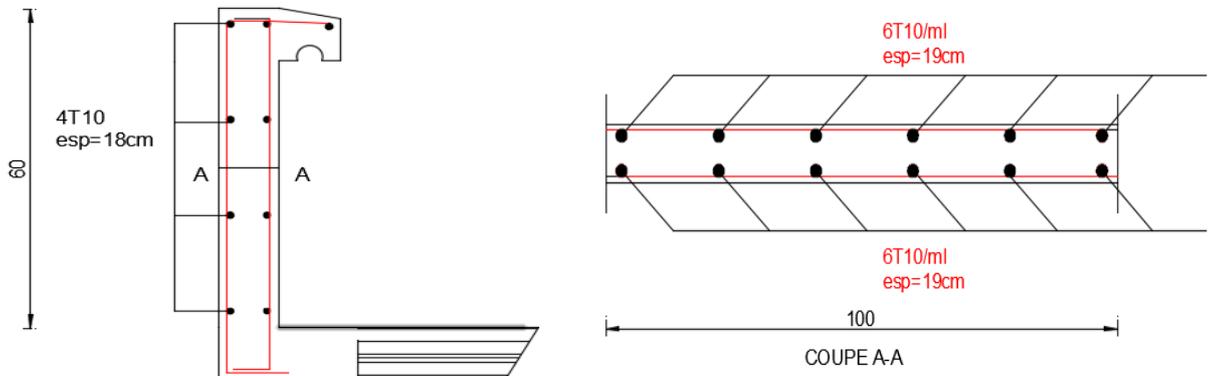
- Vérification de L'effort tranchant :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\}.$$

$$\tau_u = \frac{2,54 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,028 MPa \leq \overline{\tau}_u = 2,5MPa \Rightarrow \text{Vérifiée}.$$



**Figure 4. 2: Schéma de ferrailage de l'acrotère**

### IV.3 Les escaliers :

#### IV.3.1 Introduction :

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

- **Palier** : c'est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escalier, sa fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- **Palier intermédiaire** : est un palier placé entre deux niveaux.
- **Volée** : une partie droite (ou courbe) d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- **Marche** : elle peut être encastré entre deux limons ou reposée sur un ou deux limons

Les escaliers sont en charpente métallique : pour le dimensionnement des marches (g) et (h), on utilise la formule de **BLONDEL** :

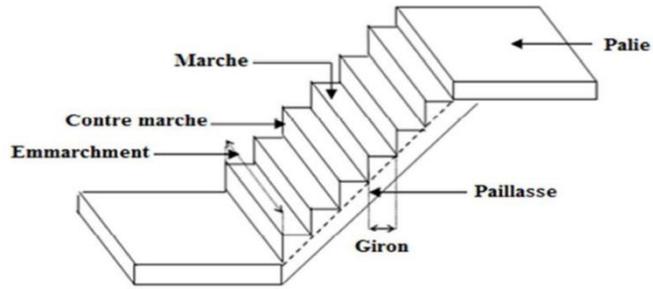


Figure 4. 3: les éléments constituant l'escalier.

#### IV.3.2 Dimensionnement

Les escaliers sont en charpente métallique : pour le dimensionnement des marches (g) et (h), on utilise la formule de BLONDEL :

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

Avec :

-h varie de 14 cm à 20 cm  $\longrightarrow$  h = 17cm.

-g varie entre 22 cm à 30 cm  $\longrightarrow$  g = 30cm.

La hauteur des étages = 3,40m

Nombre de contre marche  $n = \frac{3,4/2}{0,17} = 10$  contres marches.

Nombres des marches  $m = n-1 = 10-1 = 9$  marches.

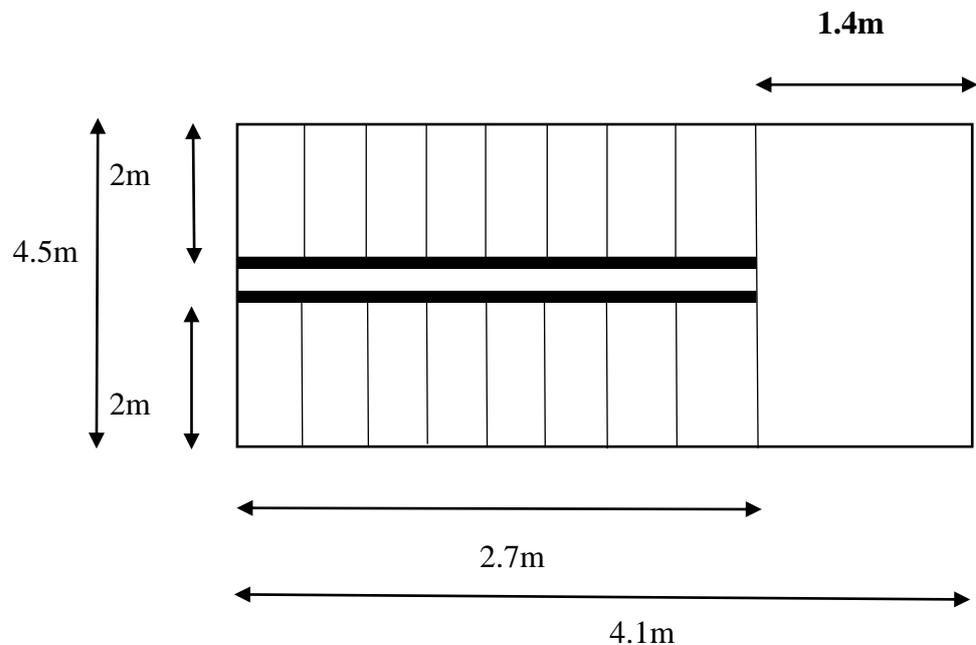


Figure 4. 4: Coupe horizontale des Escaliers



- Pré dimensionnement des cornières :

Chaque cornière reprend la moitié de la charge de la marche plus la charge de la contre marche

• **ELS :**

$$Q_s = (G+Q) \times 0.15 + (G+Q) \times 0.17$$

$$Q_s = (1.23+2.5) \times 0.15 + (1.23+2.5) \times 0.17$$

$$Q_s = 1.19 \text{ KN/m}$$

- Condition de la flèche :

$$f = \frac{5q_s l^4 250}{384EI} \leq f = \frac{l}{250}$$

$$I \geq \frac{5q_s l^3 250}{384E}$$

• **AN :**

$$I \geq \frac{5 \times 250 \times 1.19 \times (1400^3) \times 10^{-4}}{384 \times 2,1 \times 10^5} = 5.06$$

$$I \geq 5.06 \text{ cm}^4$$

→ On opte pour une cornière **L50x50x4**.

• Vérification en tenant compte le poids propre de la cornière :

$$Q_s = (1.23 \times 0.15 + 1.23 \times 0.17 + 0.03) + 2.5 \times (0.15 + 0.17)$$

$$Q_s = 1.22 \text{ KN/m}$$

$$Q_u = 1.35 \times (1.23 \times 0.15 + 1.23 \times 0.17 + 0.3) + 1.5 \times (2.5 \times (0.15 + 0.17))$$

$$Q_u = 1.77 \text{ KN/m}$$

- La flèche :

$$f = \frac{5q_s l^4 250}{384EI} = \frac{5 \times 1,22 \times 1400^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 9.3 \times 10^4}$$

$$f = 3.19 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{1400}{250} = 5,6 \text{ mm}$$

$f \leq f_{adm}$  **Condition vérifiée**

- Résistance :

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

$$\frac{c}{t_f} = \frac{50-15-4}{4} = 7,75 < 10\varepsilon = 9,2 \quad \text{Donc la cornière est de classe 1}$$

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

$$M_{sd} = \frac{1,77 \times 1,4}{8} = 0,43 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times w_{ply}}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{plrd} = \frac{275 \times 2,6 \times 10^3}{1,1} = 0,65 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} \leq M_{plrd}$  **Condition vérifiée**

- Cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{2}$$

$$V_{sd} = \frac{1,77 * 1,4}{2}$$

$$V_{sd} = 1,24 \text{ N}$$

$$\tau = \frac{V_{sd} \times S}{e \times l}$$

$$S = \sum A_i \times z_i$$

$$s = \frac{(50 \times 4) \times 4}{2} + \frac{(50 - 4) \times 4 \times 50}{2}$$

$$s = 5000 \text{ mm}^3$$

$$\tau = \frac{1.24 \times 5000 \times 10^3}{4 \times 9.3 \times 10^4}$$

$$\tau = 16.67$$

$$\tau' = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 158,77$$

$$\tau < \tau'$$

condition vérifiée

a) Dimensionnement de limon de volée :

- Evaluation des charges :

• Charges permanente G :

Cornière .....  $2 \times 11 \times 0.0279 \times 0.675 / 3.3 = 0.126 \text{ KN/m}$

Poids de garde-corps .....  $0.3 \text{ KN/m}$

Revêtement + mortier de pose + tôle .....  $1.23 \times 1.35 / 2 = 0.83 \text{ KN/m}$

**Totale G = 1.256 KN/m**

Charge d'exploitation :  $Q = 2.5 \times \frac{1.4}{2} = 1.75 \text{ KN/m}$

Donc :

$$Q_s = 1.256 + 1.75 = 3 \text{ KN/m}$$

$$Q_u = 1.35 \times 1.256 + 1.5 \times 1.75 = 4.32 \text{ KN/m}$$

**Donc**

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{u1} = Q_u \times \cos\alpha = 3.65 \text{ KN/m} \\ Q_{u2} = Q_u \times \sin\alpha = 2.30 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

$$f = \frac{5q_s L^4 \times \cos\alpha}{384EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$I \geq \frac{250 \times 5 \times Q_s \times \cos\alpha \times L^3}{(384 \times E)} = \frac{5 \times 250 \times 3 \times \cos 32.2 \times (3910)^3 \times 10^{-4}}{384 \times 2.1 \times 10^5}$$

$$I \geq 227.74 \text{ mm}^4$$

## UAP100

- Vérification en tenant compte le poids propre de limon :

$$Q_s = 3 + 0.105 \text{ KN/m}$$

$$Q_s = 3.11$$

$$Q_{u1} = 3.77 \text{ KN/m}$$

$$Q_{u2} = 2.38 \text{ KN/m}$$

- La flèche :

$$f = \frac{5 \times 3.11 \times \cos 32.20 \times (3910^4)}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 209.5 \times (10^4)}$$

$$f = 8.06 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f_{adm} = \frac{3910}{250}$$

$$f_{adm} = 12.76 \text{ mm}$$

$(f \leq f_{adm})$  **condition vérifiée**

- Résistance :

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

$$M_{sd} = \frac{Q_{u1} \times L^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{3.76 \times 3.91^2}{8} = 7.185 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{plrd} = \frac{275 \times 10^3 \times 49.59 \times 10^{-6}}{1.1} = 12.40 \text{ KN.m}$$

$(M_{sd} \leq M_{plrd})$  **condition vérifiée**

- Cisaillement :

$$V_{sd} < V_{plrd}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$A_v = A - 2 \times b \times tf + (tw + 2r)tf$$

$$A_v = 1338 - 2 \times 50 \times 8.5 + (5.5 + 2 \times 8.5)8.5$$

$$A_v = 679.25 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{679.25 \times 275 \times 10^{-3}}{(\sqrt{3} \times 1.1)}$$

$$V_{plrd} = 98.04 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_{uz} \times L}{2} = \frac{2.38 \times 3.91}{2}$$

$$V_{sd} = 4.65 \text{ KN}$$

**condition vérifiée**

Donc :

On opte un **UAP100** pour le limon

a) Etude de pallier :

Evaluation des charges :

Charge permanente :

Cofraplus 55 ..... 0.13 KN/m<sup>2</sup>

Poids de la dalle (e=8cm) ..... 2.00 KN/m<sup>2</sup>

Mortier de pose (e=2cm) ..... 0.4 KN/m<sup>2</sup>

Revêtement en carrelage (2cm) ..... 0.44 KN/m<sup>2</sup>

**Totale                    G= 2.97 KN/m<sup>2</sup>**

Charge d'exploitation :

**Q= 2.5 KN/m<sup>2</sup>**

- Chargement linéaire :

G= 2.97×4.5 = 13.36 KN/m

Q= 2.5×4.5 = 11.25 KN/m

- **ELS**

$$Q_s = 11.25 + 13.36 = 24.61 \text{ KN/m}$$

- **ELU**

$$Q_u = 1.35 \times 13.36 + 1.5 \times 11.25 = 34.91 \text{ KN/m}$$

$$f = (5Q_s * L^4) / (384 * E * I) = \frac{5Q_s \times L^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = L/250$$

$$I \geq \frac{(250 \times 5 \times Q_s * L^3)}{384 \times E} = \frac{5 \times 250 \times 24.61 \times 4500^3 \times 10^{-4}}{384 \times 2.1 \times 10^5}$$

$$I \geq 3476.23 \text{ cm}^4$$

On opte: **IPE240**

• Vérification en tenant compte le poids propre de la poutre :

$$Q_s = 24.61 + 0.307$$

$$Q_s = 24.92 \text{ KN/m}$$

$$Q_u = 34.91 + 1.35 \times 0.307$$

$$Q_u = 35.32 \text{ KN/m}$$

- La flèche :

$$f = \frac{5 \times Q_s \times L^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 24.92 \times 4500^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 3892 \times 10^4}$$

$$f = 16.28 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f_{adm} = \frac{4500}{250} = 18 \text{ mm}$$

$$f < f_{adm}$$

**Condition vérifiée**

- Résistance :

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

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

$$M_{sd} = \frac{35.32 \times 4.5^2}{8} = 89.40 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{plrd} = \frac{275 \times 10^3 \times 366.6 \times 10^{-6}}{1.1} = 91.65 \text{ KN.m}$$

**( $M_{sd} \leq M_{plrd}$ ) condition vérifiée**

## **CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE**

### **V.1 Introduction :**

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

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui détermine les efforts induits et leur distribution et la vérification des conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes [5].

### **V.2 Etude sismique :**

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

### **V.3 L'objectif de l'étude dynamique :**

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

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

La modélisation de notre structure a été effectuée. À l'aide du logiciel **ETABS** qui est un logiciel de calcul de structure.

a) Modélisation de rigidité

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

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

b) Modélisation de la masse

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation  $(G+\beta Q)$  imposée par le RPA99 version 2003 avec  $(\beta = 0,3)$  pour un bâtiment à multi usages.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux, voiles et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir  $25 \text{ kN/m}^3$ .

• Choix de la méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes [5] proposent trois méthodes de calcul des sollicitations.

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

### V.3.1 La méthode statique équivalente :

- 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.

- Modélisation :

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers en un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux directions puissent être découplés.

### V.3.2 La méthode modale spectrale :

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

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

- Principe :

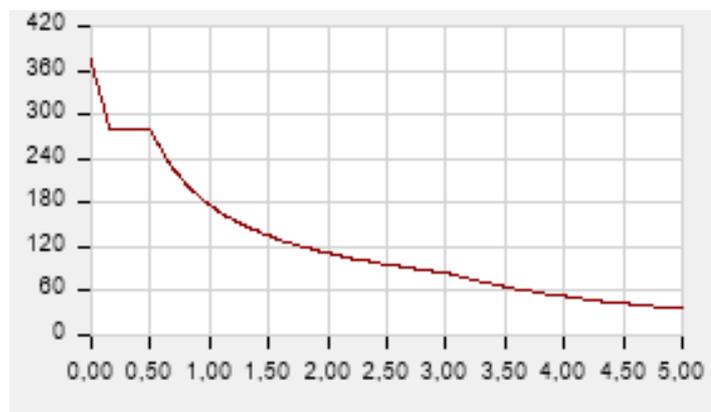
Chapitres I II est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

### V.3.2.1 Spectres de réponse de calcul

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

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

- A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)[ 5].
- $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.
- R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement (tableau 4.3) 5.
- Q : Facteur de qualité (tableau 4.4).
- $T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7) [5].



**Figure 5. 1: Spectre de réponse**

### V.3.2.2 Principales vérifications exigent par le RPA pour cette méthode :

- Nombre de modes à considérer (article 4.3.4 [5])
  - Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
  - Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la repense totale de la structure.
  - Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.
  - Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{Et} \quad T_K \leq 0.20\text{sec} \quad \dots (4-14) [5]$$

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

### V.3.2.3 V.3.2.3 Résultante des forces sismiques de calcul (article 4.3.6 [5])

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

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

### V.3.2.4 Déplacements inter étages (article 5.10 [5])

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

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

Avec :

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

Où :  $h_e$  représente la hauteur de l'étage.

Avec :

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

- $\Delta_K^x$  : Déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  dans le sens  $x-x$ .
- $\Delta_K^y$  : Déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  dans le sens  $y-y$ .
- $\delta_{eK}^x$  : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau  $K$  dans le sens  $x-x$ .
- $\delta_{eK}^y$  : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau  $K$  dans le sens  $y-y$ .
- $R$  : Coefficient de comportement.

#### V.3.2.5 Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ (les effets du second ordre)

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

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

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

Avec :

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

$K$  :

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

- $V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau 'K' .
- $\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1' .
- $h_k$  : Hauteur d'étage 'k'.

#### V.4 Résultats de l'analyse dynamique

##### V.4.1 Dimensions de l'ouvrage

- Structure 1 :

- Dimensions en élévation

- Hauteur totale : 37,06 m.
- Hauteur du RDC : 3,40m.
- Hauteur d'étage courant : 3,40m.

- Dimensions en plan

- Largeur totale : 46,4m.
- Longueur totale : 35,45m.

- Structure 2 :

- Dimensions en élévation

- Hauteur totale : 37,06 m.
- Hauteur du RDC : 3,40m.
- Hauteur d'étage courant : 3,40m.

- Dimensions en plan

- Largeur totale : 23,44 m.
- Longueur totale : 34,31m.

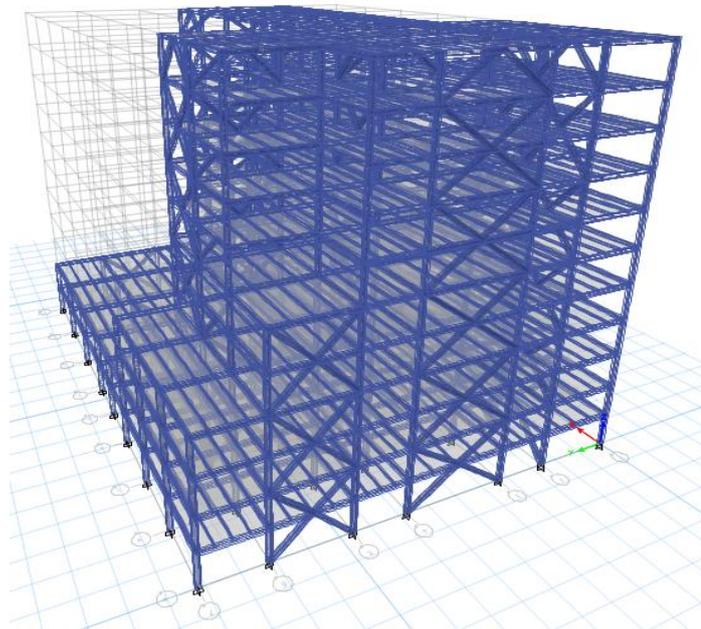
#### V.4.2 Analyse dynamique de la structure :

Cette analyse nous permet de de déterminer les efforts et les déplacements maximum d'une structure lors d'un séisme par l'étude de son comportement en vibrations libres non amorties en tenant compte de ses caractéristiques dynamiques propres.

On a choisi deux modèles qui convient plus à notre structure réelle.

##### V.4.2.1 Structure 1 :

- Model 1 :



**Figure 5. 2 Structure avec palées triangulées en X mode initial**

**Tableau 5. 1: Les périodes et les facteurs de participation massique du modèle initiale.**

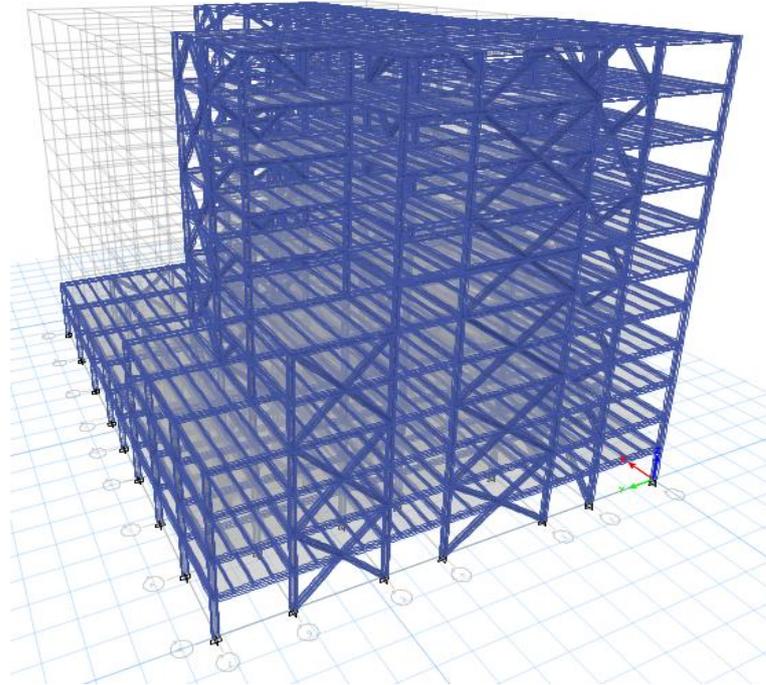
Mode	Période	UX	UY	UZ	sumUX	sumUY
1	1,156	0,6131	0,001	0	0,6131	0,001
2	0,944	0,0017	0,5653	0	0,6148	0,5662
3	0,791	0,0009	0,0514	0	0,6157	0,6177
4	0,291	0,2344	0,0003	0	0,8501	0,618
5	0,257	0,0003	0,2151	0	0,8504	0,8331
6	0,226	0,0001	0,0005	0	0,8505	0,8335
7	0,146	0,0899	1,37E-06	0	0,9404	0,8335
8	0,134	4,606E-06	0,0949	0	0,9404	0,9285
9	0,119	0,0003	0	0	0,9406	0,9285
10	0,096	0,0327	0,0002	0	0,9734	0,9286
11	0,092	0,0002	0,0367	0	0,9735	0,9654
12	0,081	1,357E-06	0,0001	0	0,9735	0,9655

Résultat de l'analyse dynamique (modèle initiale)

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale  $T=1,156s$ .
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation suivant x-x.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation suivant y-y.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode est un mode de torsion.
- La participation massique atteint les 90% dans le 8<sup>ème</sup> mode suivant le sens (y-y), et le 7<sup>ème</sup> mode suivant le sens (x-x).

- Model final :



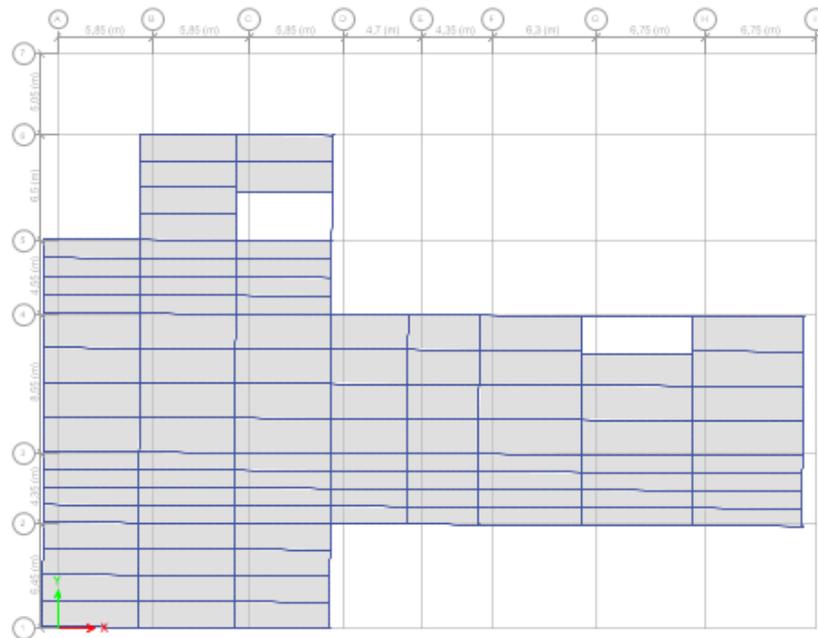
**Figure 5. 3 : Structure avec palées triangulées en X mode final.**

- Les changements qui sont fait dans notre structure :

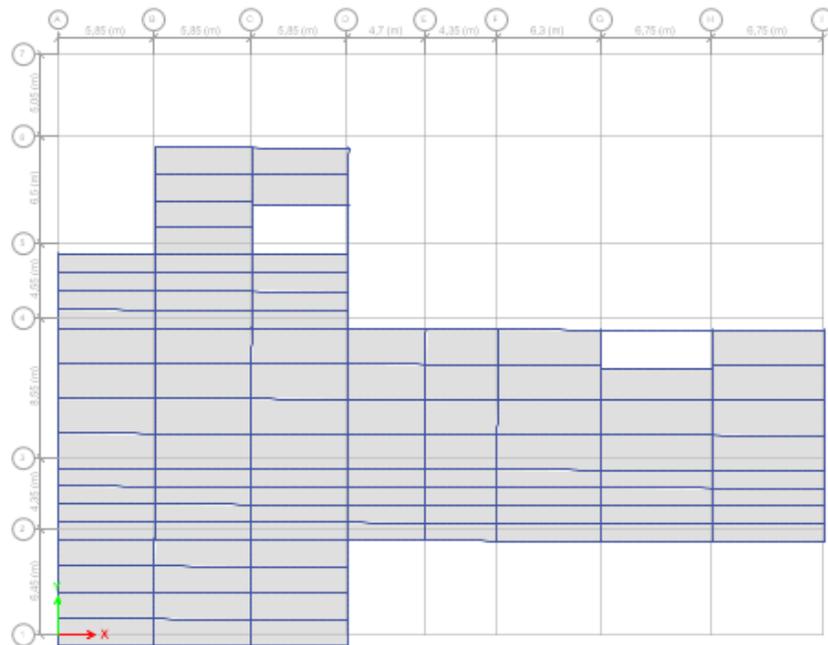
**Tableau 5. 2 : Changement des sections des poteaux et poutres**

Section	Dimensionné	Nouvelle
RDC ,1 <sup>er</sup> 2 <sup>ème</sup>	HEB400	HEB500, HEM500 en croix
3 <sup>ème</sup> ,4 <sup>ème</sup> ,5 <sup>ème</sup>	HEB360	HEB450, HEAM450 en croix
6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ème</sup> ,8 <sup>ème</sup>	HEB340	HEB400, HEAM400 en croix
9 <sup>ème</sup> ,10 <sup>ème</sup>	HEB320	HEB400, HEAM400 en croix

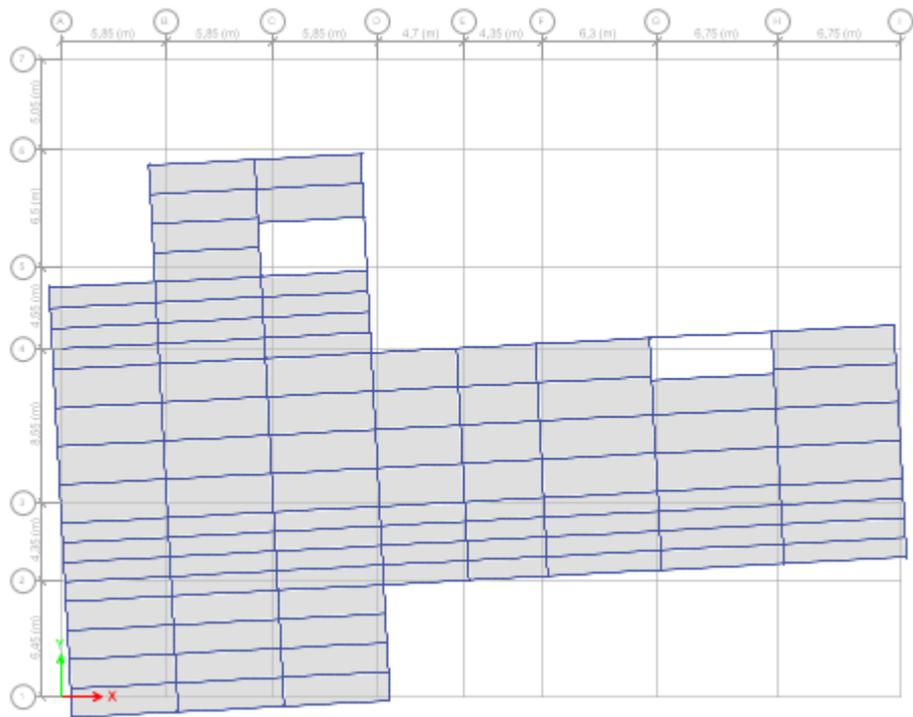
Section	Dimensionné	Nouvelle
Poutre principale (1)	HEA360	HEA450



**Figure 5. 4: Le 1<sup>er</sup> mode de translation suivant x-x pour structure 1**



**Figure 5. 5: Le 2<sup>ème</sup> mode de translation suivant y-y pour structure 1**



**Figure 5. 6: Le 3<sup>ème</sup> mode de rotation pour structure 1.**

**Tableau 5. 3: Les périodes et les facteurs de participation massique du modèle final.**

Mode	Période	UX	UY	UZ	sumUX	sumUY
1	0,948	0,6271	0,0035	0	0,6271	0,0035
2	0,734	0,0049	0,646	0	0,632	0,6495
3	0,642	0,0083	0,0038	0	0,6403	0,6533
4	0,254	0,2299	0,0003	0	0,8702	0,6536
5	0,222	0,0001	0,2011	0	0,8703	0,8547
6	0,199	0,0004	0,0047	0	0,8707	0,8593
7	0,132	0,0766	0,0001	0	0,9473	0,8594
8	0,121	0,0001	0,0785	0	0,9474	0,9379
9	0,109	3,833E-05	0,0001	0	0,9474	0,9379
10	0,089	0,0261	0,0007	0	0,9735	0,9386
11	0,085	0,0006	0,0296	0	0,9741	0,9682
12	0,076	5,573E-07	0,0001	0	0,9741	0,9682

- Résultat de l'analyse dynamique (modèle finale)

L'analyse dynamique de la structure a conduit à

- Une période fondamentale  $T=0,948$  s.
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation suivant x-x.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation suivant y-y.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode est un mode de torsion.
- La participation massique atteint les 90% dans le 7<sup>ème</sup> mode suivant le sens (y-y), et le 8<sup>ème</sup> mode suivant le sens (x-x).
- Remarque : ce modèle est satisfaisant vis –vis le comportement de la structure et la période fondamentale.

- Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

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

Les formules empiriques à utiliser dans notre cas selon le [5] sont :

$$T = \min \begin{cases} T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \dots (1) \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \dots (2) \end{cases}$$

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

$$h_N = 37.06 \text{ m.}$$

$C_T$  : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau (4.6) du [5].

$$C_T = 0.050.$$

D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

$$D_x = 46.4 \text{ m} \rightarrow T'_x = 0,49\text{s.}$$

$$D_y = 35.45 \text{ m} \rightarrow T'_y = 0,56 \text{ s.}$$

D'après la formule (1) :

$$T_{exp} = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}}$$

$$T_{exp} = 0,05 \times 37,06^{\frac{3}{4}} = 0,75\text{s.}$$

La valeur de T considéré dans les deux directions :

$$\begin{cases} \text{sens (x - x): } T_x = \min(0,49 ; 0,75) = 0,49\text{s.} \\ \text{sens (y - y): } T_y = \min(0,56 ; 0,75) = 0,56\text{s.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 1,3 \times T_x = 0,637 \\ 1,3 \times T_y = 0,767 \end{cases}$$

- Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad [5]$$

Avec :

- $A$  : coefficient d'accélération de zone

**Tableau 5. 4: Coefficient d'accélération en fonction de la zone.**

Groupe d'usage	ZONE		
	I	II	III
<b>1B</b>	0,08	0,15	<b>0.30</b>

- $D$  : facteur d'amplification dynamique moyen.

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

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

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le tableau 4.7 [5]. Catégorie du site :  $S_3$  site meuble

**Tableau 5. 5: Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site.**

Site	S1	S2	S3	S4
T <sub>1</sub>	0,15	0,15	<b>0,15</b>	0,15
T <sub>2</sub>	0,30	0,40	<b>0,50</b>	0,70

$$T_{analytique} > 1,3 T_{empirique}$$

$$\begin{cases} T = 0.948 (s) > 0.637 (s) \\ T = 0.948 (s) > 0.767 (s) \end{cases}$$

$$T = T_{analytique}$$

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

$$\begin{cases} T_2 \leq T \leq 3s \rightarrow D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \\ T_2 \leq T \leq 3s \rightarrow D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \end{cases}$$

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

-  $\eta$  : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement différent à 5%)

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

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 1 \times \left(\frac{0.5}{0.637}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.12 s \\ D_x = 2.5 \times 1 \times \left(\frac{0.5}{0.728}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.94 s \end{cases}$$

- R : coefficient de comportement

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification,

d'un coefficient de comportement **R** qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement.

Comme le bâtiment ce projet est une ossature métallique contreventée par contreventements mixtes en V donc on a choisi un coefficient de comportement (**R = 4**).

- Q : facteur de qualité

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 de contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

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

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

Sa valeur est donnée par le tableau (4.4) [5]

**Tableau 5. 6: valeurs des pénalités  $P_q$**

Les critères	Observée(O/N)	$P_q // xx$	Observée (O/N)	$P_q // yy$
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1	Non	0.1

$$Q//xx=1+(0+0+0,05+0,05+0+0.1)=1,20$$

$$Q//yy=1+(0+0+0,05+0,05+0+0.1)=1,20$$

- W : poids de la structure

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Wi Étant donné par :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

- $W_i$  : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher « i ».
- $W_{Gi}$  : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau « i ».
- $W_{Qi}$  : Surcharges d'exploitation au niveau « i ».
- B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.
- $\beta = 0,3$  (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés). (Tableau 4.5) [5]

Le poids de la structure (W) : W 92757.16 KN (Valeur extraite du logiciel ETABS).

- Vérification de l'effort tranchant:

Sens	A	D	Q	R	W	V	0,8V
x-x	0,3	2,12	1,2	4	92757,16	17698,06	14158,45
y-y	0,3	1,94	1,2	4	92757,16	16195,40	12956,32

Il faut que :

$V_{\text{dynamique}} \geq 0.8 V_{\text{statique}}$  Et cela dans les deux sens.

**Tableau 5. 7: Vérification de l'effort tranchant**

	$V_{\text{dynamique}}$	$0.8 V_{\text{statique}}$	Observation
<b>Sens X-X</b>	12 520,52	14158,45	<b>Non vérifiée</b>
<b>Sens Y-Y</b>	14 386,40	12956,32	<b>Vérifiée</b>

$V_t < 0.8V$  , il faut augmenter tous les paramètres de la réponse sismique (force, déplacements, moments,) par la valeur de rapport :  $r = \frac{0.8V}{V_t}$

- Vérification des déplacements inter étage:

L'une des vérifications préconisées par le [5], concerne les déplacements latéraux inter-étage. L'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{Et} \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

**Tableau 5. 8: Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe X-X**

Niveau	Elévation (m)	X-Dir (mm)	R	$\delta_k$ (mm)	$\Delta_k$ (mm)	H étage(mm)	1%h étage(mm)	r %
<b>10</b>	37,06	74,478	4	297,912	29,832	3400	34,0	88%
<b>9</b>	33,66	67,02	4	268,08	31,516	3400	34,0	93%
<b>8</b>	30,26	59,141	4	236,564	32,756	3400	34,0	96%
<b>7</b>	26,86	50,952	4	203,808	33,608	3400	34,0	99%
<b>6</b>	23,46	42,55	4	170,2	32,656	3400	34,0	96%
<b>5</b>	20,06	34,386	4	137,544	32,84	3400	34,0	97%
<b>4</b>	16,66	26,176	4	104,704	29,444	3400	34,0	87%
<b>3</b>	13,26	18,815	4	75,26	28,492	3400	34,0	84%
<b>2</b>	9,86	11,692	4	46,768	21,116	3400	34,0	62%
<b>1</b>	6,46	6,413	4	25,652	17,284	3060	30,6	56%
<b>RDC</b>	3,4	2,092	4	8,368	8,368	3400	34,0	25%

**Tableau 5. 9: Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe Y-Y**

Niveau	Elévation (m)	Y-Dir (mm)	R	$\delta_k$ (mm)	$\Delta_k$ (mm)	h étage(mm)	1%h étage(mm)	r %
<b>10</b>	37,06	49,461	4	197,844	14,228	3400	34,0	42%
<b>9</b>	33,66	45,904	4	183,616	16,752	3400	34,0	49%
<b>8</b>	30,26	41,716	4	166,864	19,072	3400	34,0	56%

<b>7</b>	26,86	36,948	4	147,792	20,808	3400	34,0	61%
<b>6</b>	23,46	31,746	4	126,984	21,976	3400	34,0	65%
<b>5</b>	20,06	26,252	4	105,008	22,964	3400	34,0	68%
<b>4</b>	16,66	20,511	4	82,044	22,484	3400	34,0	66%
<b>3</b>	13,26	14,89	4	59,56	22,78	3400	34,0	67%
<b>2</b>	9,86	9,195	4	36,78	16,512	3400	34,0	49%
<b>1</b>	6,46	5,067	4	20,268	12,048	3060	30,6	39%
<b>RDC</b>	3,4	2,055	4	8,22	8,22	3400	34,0	24%

- Remarque :

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le règlement.

[5]

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

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux (**Article 5.9[5]**) :

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

Avec :

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

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

- $V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau 'K' .
- $\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1' .

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

**Tableau 5. 10: Justifications vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  suivant l'axes X-X**

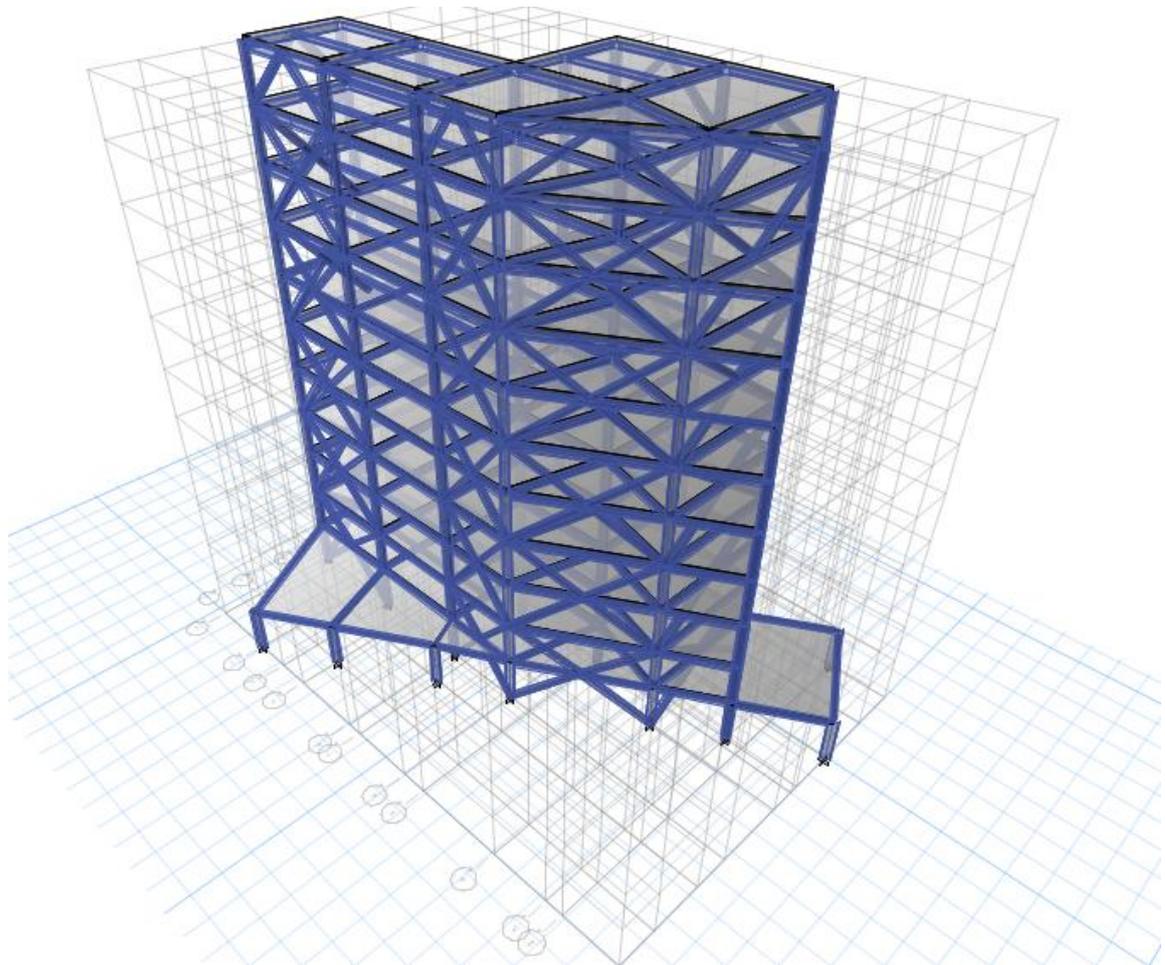
Niveau	P(KN)	$\Delta_k(mm)$	$E_x$	H(mm)	$\theta$	Limite	r %
<b>10</b>	6087,65	29,83	2420,02	3400	0,02	0,1	22%
<b>9</b>	13718,23	31,52	4837,92	3400	0,03	0,1	26%
<b>8</b>	21348,82	32,76	6538,02	3400	0,03	0,1	31%
<b>7</b>	28979,40	33,61	7821,46	3400	0,04	0,1	37%
<b>6</b>	36609,99	32,66	8892,78	3400	0,04	0,1	40%
<b>5</b>	44505,59	32,84	9915,57	3400	0,04	0,1	43%
<b>4</b>	52397,03	29,44	10839,39	3400	0,04	0,1	42%
<b>3</b>	61035,12	28,49	11750,91	3400	0,04	0,1	44%
<b>2</b>	69883,46	21,12	12583,66	3400	0,03	0,1	34%
<b>1</b>	83166,38	17,28	13619,64	3060	0,03	0,1	34%
<b>RDC</b>	93601,35	8,37	14045,03	3400	0,02	0,1	16%

**Tableau 5. 11: Justifications vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  suivant l'axes Y-Y**

Niveau	P(KN)	$\Delta_k(mm)$	$E_y$	H(mm)	$\theta$	Limite	r %
<b>10</b>	6087,65	14,23	2141,97	3400	0,01	0,1	12%
<b>9</b>	13718,23	16,75	4472,01	3400	0,02	0,1	15%
<b>8</b>	21348,82	19,07	6294,35	3400	0,02	0,1	19%
<b>7</b>	28979,40	20,81	7770,84	3400	0,02	0,1	23%

<b>6</b>	36609,99	21,98	8997,55	3400	0,03	0,1	26%
<b>5</b>	44505,59	22,96	10088,29	3400	0,03	0,1	30%
<b>4</b>	52397,03	22,48	11043,04	3400	0,03	0,1	31%
<b>3</b>	61035,12	22,78	11951,52	3400	0,03	0,1	34%
<b>2</b>	69883,46	16,51	12698,41	3400	0,03	0,1	27%
<b>1</b>	83166,38	12,05	13527,03	3060	0,02	0,1	24%
<b>RDC</b>	93601,35	8,22	13915,79	3400	0,02	0,1	16%

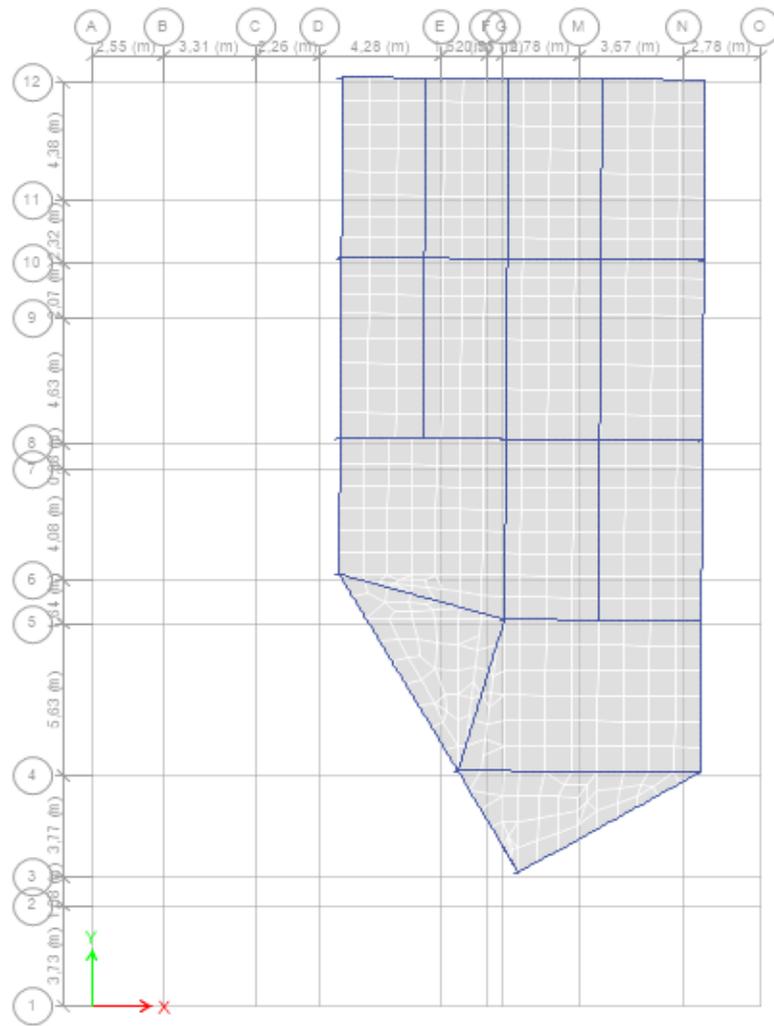
V.4.2.2 Structure 2 :



**Figure 5. 7: Structure 2 avec palées triangulées en X**

**Tableau 5. 12: Les périodes et les facteurs de participation massique du modèle final.**

<b>Mode</b>	<b>Période</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>	<b>UZ</b>	<b>sumUX</b>	<b>sumUY</b>
<b>1</b>	0,905	0,5963	0,0302	0	0,5963	0,0302
<b>2</b>	0,782	0,0241	0,5611	0	0,6205	0,5914
<b>3</b>	0,503	0,013	0,0789	0	0,6334	0,6703
<b>4</b>	0,289	0,2155	0,0001	0	0,8489	0,6704
<b>5</b>	0,249	0,0023	0,1862	0	0,8512	0,8566
<b>6</b>	0,157	0,0062	0,0163	0	0,8574	0,873
<b>7</b>	0,139	0,0832	0,0002	0	0,9406	0,8732
<b>8</b>	0,124	0,0007	0,0659	0	0,9414	0,9391
<b>9</b>	0,098	0,0253	4,868E-05	0	0,9666	0,9391
<b>10</b>	0,087	0,0001	0,0308	0	0,9667	0,9699
<b>11</b>	0,082	0,0062	0	0	0,9729	0,9699
<b>12</b>	0,074	0,017	0,0001	0	0,9899	0,97



**Figure 5. 8: Le 1<sup>er</sup> mode de translation suivant x-x pour la 2<sup>ème</sup> structure**

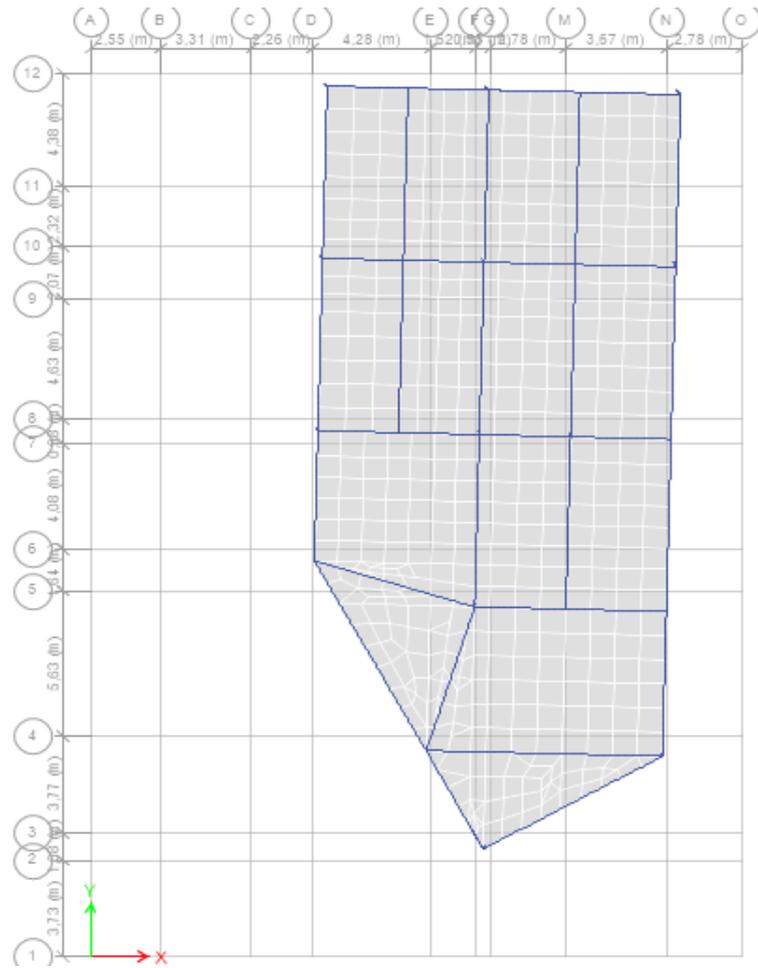
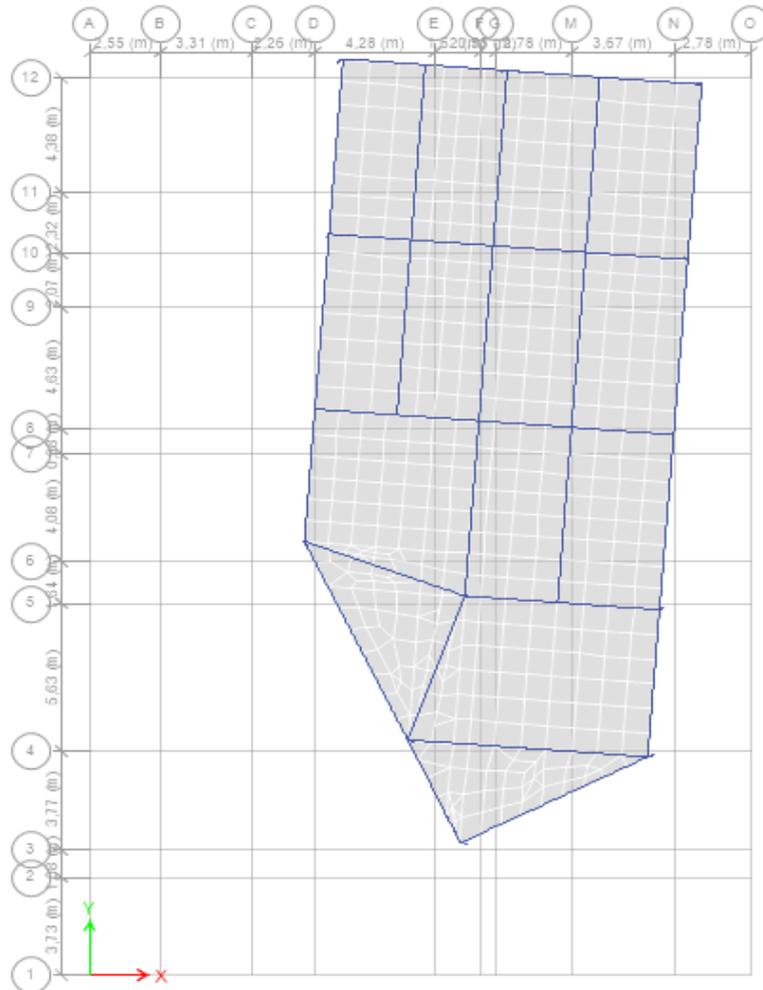


Figure 5. 9: Le 2<sup>ème</sup> mode de translation suivant y-y pour la 2<sup>ème</sup> structure.



**Figure 5. 10: Le 3<sup>ème</sup> mode de rotation structure 2**

- Résultat de l'analyse dynamique (modèle finale)

L'analyse dynamique de la structure a conduit à

- Une période fondamentale  $T=0,905s$ .
  - Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation suivant x-x.
  - Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation suivant y-y.
  - Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode est un mode de torsion.
  - La participation massique atteint les 90% dans le 8<sup>ème</sup> mode suivant le sens (y-y), et le 7<sup>ème</sup> mode suivant le sens (x-x).
- Remarque : ce modèle est satisfaisant vis –vis le comportement de la structure et la période fondamental.

- Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

$$T = \min \begin{cases} T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \dots (1) \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \dots (2) \end{cases} \quad [5]$$

$$h_N = 37.06 \text{ m.}$$

$$C_T = 0.050.$$

D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

$$D_x = 23.44 \text{ m} \rightarrow T'_x = 0,69\text{s.}$$

$$D_y = 34.31 \text{ m} \rightarrow T'_y = 0,57 \text{ s.}$$

D'après la formule (1) :

$$T_{exp} = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \quad [5]$$

$$T_{exp} = 0,05 \times 37,06^{\frac{3}{4}} = 0,75\text{s.}$$

La valeur de T considéré dans les deux directions :

$$\begin{cases} \text{sens}(x - x): T_x = \min(0,75 ; 0,69) = 0,49\text{s.} \\ \text{sens}(y - y): T_y = \min(0,75 ; 0,57) = 0,57\text{s.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 1,3 \times T_x = 0,894 \\ 1,3 \times T_y = 0,741 \end{cases}$$

- Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente:

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

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone

**Tableau 5. 13: Coefficient d'accélération en fonction de la zone.**

Groupe d'usage	ZONE		
	I	II	III
<b>1B</b>	0,08	0,15	<b>0.30</b>

- D : facteur d'amplification dynamique moyen.

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

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le tableau 4.7 [5]. Catégorie du site :  $S_3$  site meuble

**Tableau 5. 14: Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site.**

Site	S1	S2	S3	S4
<b><math>T_1</math></b>	0,15	0,15	<b>0,15</b>	0,15
<b><math>T_2</math></b>	0,30	0,40	<b>0,50</b>	0,70

$$T_{analytique} > 1,3 T_{empirique}$$

$$\begin{cases} T = 0,905(s) > 0.894 (s) \\ T = 0,905(s) > 0.741 (s) \end{cases}$$

$$T = T_{analytique}$$

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

$$\begin{cases} T_2 \leq T \leq 3s \rightarrow D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \\ T_2 \leq T \leq 3s \rightarrow D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \end{cases} \quad [5]$$

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

- $\eta$  : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement différent à 5%)

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

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 1 \times \left(\frac{0.5}{0.894}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.7 \text{ s} \\ D_x = 2.5 \times 1 \times \left(\frac{0.5}{0.741}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.92 \text{ s} \end{cases}$$

- R : coefficient de comportement

Comme le bâtiment ce projet est une ossature métallique contreventée par contreventements mixtes en X donc on a choisi un coefficient de comportement (R = 4).

- Q : facteur de qualité

La valeur de Q est déterminée par la formule :

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

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

Sa valeur est donnée par le tableau (4.4) [5]

**Tableau 5. 15: valeurs des pénalités Pq**

Les critères	Observée (O/N)	P <sub>q</sub> // xx	Observée (O/N)	P <sub>q</sub> // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1	Non	0.1

$$Q//xx=1+ (0+0+0,05+0,05+0+0.1)=1,20$$

$$Q//yy=1+ (0+0+0,05+0,05+0+0.1)=1,20$$

- W : poids de la structure

Le poids de la structure (W) : W = 44663,89 KN (Valeur extraite du logiciel ETABS).

• Vérification de l'effort tranchant :

Sens	A	D	Q	R	W	V	0,8V
x-x	0,3	1,2	1,2	4	44469,52	6803,84	5443,07
y-y	0,3	1,92	1,2	4	44469,52	7684,33	6147,47

Il faut que :

$$V_{\text{dynamique}} \geq 0.8 V_{\text{statique}} \text{ Et cela dans les deux sens. [5]}$$

**Tableau 5. 16: Vérification de l'effort tranchant**

	$V_{\text{dynamique}}$	$0.8 V_{\text{statique}}$	Observation
Sens X-X	6 080,86	5443,07	Vérifiée
Sens Y-Y	6 168,34	6147,47	Vérifiée

$V_t < 0.8V$  , il faut augmenter tous les paramètres de la réponse sismique (force, déplacements, moments,) par la valeur de rapport :  $r = \frac{0.8V}{V_t}$

- Vérification des déplacements inter étage:

L'une des vérifications préconisées par [5], concerne les déplacements latéraux inter-étage. L'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{Et} \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

**Tableau 5. 17: Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe X-X**

Niveau	Elévation (m)	X-Dir (mm)	R	$\delta_k$ (mm)	$\Delta_k$ (mm)	hétage(mm)	1%hétage(mm)	r %
<b>10</b>	37,06	70,65	4	282,60	33,32	3400	34,0	98%
<b>9</b>	33,66	62,32	4	249,28	33,18	3400	34,0	98%
<b>8</b>	30,26	54,025	4	216,10	33,21	3400	34,0	98%
<b>7</b>	26,86	45,723	4	182,89	33,82	3400	34,0	99%
<b>6</b>	23,46	37,268	4	149,07	31,75	3400	34,0	93%
<b>5</b>	20,06	29,331	4	117,32	26,37	3400	34,0	78%
<b>4</b>	16,66	22,738	4	90,95	23,63	3400	34,0	69%
<b>3</b>	13,26	16,831	4	67,32	24,00	3400	34,0	71%
<b>2</b>	9,86	10,832	4	43,33	18,20	3400	34,0	54%
<b>1</b>	6,46	6,282	4	25,13	15,92	3060	30,6	52%
<b>RDC</b>	3,4	2,302	4	9,21	9,21	3400	34,0	27%

**Tableau 5. 18: Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe Y-Y**

<b>Niveau</b>	<b>Elévation (m)</b>	<b>Y-Dir (mm)</b>	<b>R</b>	<b><math>\delta_k</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta_k</math> (mm)</b>	<b>h étage (mm)</b>	<b>1%h étage(mm)</b>	<b>r %</b>
<b>10</b>	37,06	55,372	4	221,49	221,49	3400	34,0	65%
<b>9</b>	33,66	49,864	4	199,46	199,46	3400	34,0	69%
<b>8</b>	30,26	43,962	4	175,85	175,85	3400	34,0	73%
<b>7</b>	26,86	37,775	4	151,10	151,10	3400	34,0	75%
<b>6</b>	23,46	31,369	4	125,48	125,48	3400	34,0	72%
<b>5</b>	20,06	25,242	4	100,97	100,97	3400	34,0	67%
<b>4</b>	16,66	19,589	4	78,36	78,36	3400	34,0	61%
<b>3</b>	13,26	14,446	4	57,78	57,78	3400	34,0	61%
<b>2</b>	9,86	9,267	4	37,07	37,07	3400	34,0	47%
<b>1</b>	6,46	5,27	4	21,08	21,08	3060	30,6	44%
<b>RDC</b>	3,4	1,919	4	7,68	7,68	3400	34,0	23%

- Remarque :

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le règlement [5].

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

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux (**Article 5. [5]**) :

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

**Tableau 5. 19: Justifications vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant l'axes X-X**

Niveau	P(KN)	$\Delta_k(mm)$	$E_x$	H(mm)	$\theta$	Limite	r %
<b>10</b>	3318,87	33,32	1031,64	3400	0,03	0,1	32%
<b>9</b>	6445,18	33,18	979,20	3400	0,06	0,1	64%
<b>8</b>	9445,49	33,21	1670,56	3400	0,06	0,1	55%
<b>7</b>	12694,26	33,82	1991,64	3400	0,06	0,1	63%
<b>6</b>	15804,75	31,75	2219,03	3400	0,07	0,1	67%
<b>5</b>	20245,69	26,37	3748,10	3400	0,04	0,1	42%
<b>4</b>	24616,01	23,63	3696,76	3400	0,05	0,1	46%
<b>3</b>	29036,58	24,00	4004,01	3400	0,05	0,1	51%
<b>2</b>	33413,40	18,20	4072,99	3400	0,04	0,1	44%
<b>1</b>	38481,60	15,92	5664,07	3060	0,04	0,1	35%
<b>RDC</b>	44469,52	9,21	5920,67	3400	0,02	0,1	20%

**Tableau 5. 20: Justifications vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant l'axes Y-Y**

Niveau	P(KN)	$\Delta_k(mm)$	$E_y$	H(mm)	$\theta$	Limite	r %
<b>10</b>	3324,35	22,03	1049,91	3400	0,02	0,1	21%
<b>9</b>	6409,80	23,61	1999,91	3400	0,02	0,1	22%
<b>8</b>	9430,73	24,75	2680,79	3400	0,03	0,1	26%
<b>7</b>	12664,91	25,62	3230,46	3400	0,03	0,1	30%
<b>6</b>	15777,70	24,51	3671,35	3400	0,03	0,1	31%
<b>5</b>	20204,45	22,61	4206,27	3400	0,03	0,1	32%
<b>4</b>	24585,67	20,57	4704,62	3400	0,03	0,1	32%
<b>3</b>	28990,34	20,72	5145,33	3400	0,03	0,1	34%
<b>2</b>	33377,60	15,99	5507,68	3400	0,03	0,1	28%
<b>1</b>	38657,23	13,40	5791,84	3060	0,03	0,1	29%
<b>RDC</b>	44663,89	7,68	6010,48	3400	0,02	0,1	17%

V.5 Comparaison entre l'effort sismique et l'effort du vent (pour la Structure 1) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Effort sismique } E_x = 12520 \text{ KN} > \text{Effort du vent } R_x = 1095,6\text{KN} \\ \text{Effort sismique } E_y = 14386\text{kN} > \text{Effort du vent } R_y = 1090,6\text{KN} \end{array} \right.$$

• Remarque :

On remarque que les résultats des actions de vent sont négligeables par rapport à celles du séisme qui sont très importants. Pour le reste de l'étude, seulement les résultats des actions sismiques vont être prise en considération.

- Justification de la largeur des joints sismique:

$$d_{\min} = 15 + (\delta_1 + \delta_2) \geq 40\text{mm}$$

$\delta_1$  = le déplacement maximale de la Structure 1  
 $\delta_2$  = le déplacement maximale de la Structure 2

$$d_{\min} = 15 + (70,65 + 74,48) = 145.13\text{mm}.$$

#### V.6 Conclusion:

Les étapes de vérification suivies pour définir le modèle final étaient de :

- Déterminer les modes propres de telle sorte que le 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> translation, et la 3<sup>ème</sup> torsion pour avoir plus de sécurité.
- Vérifier la résultante de l'effort tranchant a la base obtenue par l'approche statistique équivalente pour savoir si on va amplifier ou pas les paramètres de réponses de la structure par le rapport  $(0,8V_{st}/V_{dy})$ .
- Vérifier le déplacement inter- étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- Vérifier l'effet P-Pour la stabilité de la structure .
- Justifier le facteur de comportement  $R=4$ .

On peut conclure que le model renforcé par des contreventements en X est satisfaisant pour les exigences de [5].

## CHAPITRE VI : VERIFICATION DES ELEMENTS DE L'OSSATURE

### VI.1 Introduction :

Les structures métalliques sont pour la plupart constituées d'éléments fléchis, comprimés ou simultanément comprimés et fléchis.

Le calcul d'une structure exige que, pour toutes les combinaisons d'actions possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée, Il s'agit donc, afin de garantir le degré de sécurité souhaité ou souhaitable, de vérifier que les contraintes et les déformations restent en-deca des limites admissibles.

On va vérifier deux types de phénomènes d'instabilité qui sont :

- **Le flambement** : qui affecte les barres simplement comprimées (flambement simple) ou comprimées et fléchies (flambement par flexion).
- **Le déversement** : il affecte les semelles comprimées des pièces fléchies.

### VI.2 Vérification des poteaux

En général, les éléments porteurs verticaux sont sollicités à la compression simple, le pré dimensionnement des poteaux a été établi vis-à-vis du flambement, mais après l'étude dynamique on a remarqué que les poteaux sont sollicités en flexion et compression. Donc les poteaux seront dimensionnés à la flexion composée dans ce chapitre.

#### VI.2.1 Procédure de calcul

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, ou chaque poteau est soumis à un effort normal  $N_{sd}$ , et deux moments fléchissant  $M_{y_{sd}}$  et  $M_{z_{sd}}$ . La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlement CCM97[6] sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions.

- Les combinaisons de charge :

Les vérifications doivent être faites sous les combinaisons suivantes :

- Pour les poteaux et les poutres
  - $1,35G+1,5Q$ .
  - $G+Q \pm E$ .
  - $0,8G \pm E$ .
- Les étapes de vérification au flambement

Les éléments sollicités en compression axiale et à la flexion doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1 \quad (\S 5.51.[2])$$

Avec :

$$N_{pl} = A \times f_y M_{pl} = W_{pl} \times f_y \gamma_{M1} = 1,1 \quad f_y = 275 \text{ MPa.}$$

Et :

- $K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} ; K_y \leq 1,5$
- $\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left( \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) ; \mu_y \leq 0,90$
- $K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} ; K_z \leq 1,5$
- $\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{M,z} - 4) + \left( \frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right) ; \mu_z \leq 0,90$
- $\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z)$
- $\beta_{M,y}$  et  $\beta_{M,z}$  sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.
- $\chi_y, \chi_z$  : Sont les coefficients de réduction pour les axes y-y et z-z respectivement.

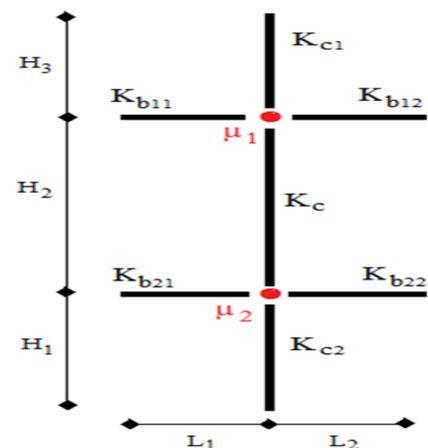
- Détermination la longueur de flambement

Mode d'instabilité à nœuds fixes :

$$\frac{l_K}{l_0} = \left[ \frac{1 + 0,145 (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \eta_1 \eta_2}{2 - 0,364 (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \eta_1 \eta_2} \right]$$

$$\bullet \quad \eta_1 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

$$n2 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}} \bullet$$



**Figure 6. 1: Facteurs de distribution de la rigidité.**

Avec :

$K_{\text{poteaux}}$  : sont les rigidités des poteaux  $= \frac{I}{H}$  .

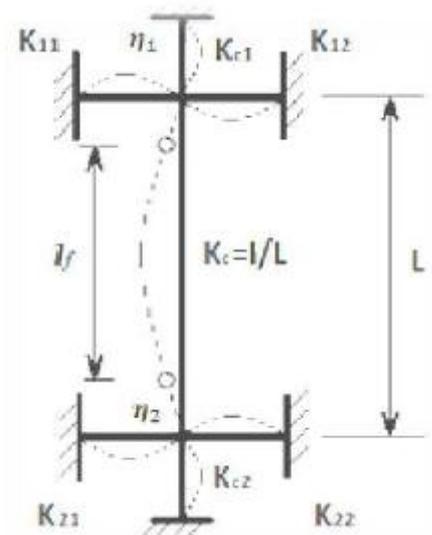
$K_{\text{poutres}}$ : rigidité des poutres  $= \frac{I}{L}$  .

- **Cas 1 :  $N_{sd}^{max}$  ;  $M_{y\text{sd}}$  et  $M_{z\text{sd}}$  correspondant**

- **Exemple de calcul**

Nos calculs vont être mené sur le Poteau du RDC d'un profilé HEB500 et d'une hauteur de 3.4 m.

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)
HE500B	238.6	107200	12620	4815	1292	4287	841.6	21.19	7,27



**Figure 6. 2: longueur de flambement pour un nœud fixe.**

$$H = h_t - (h_{\text{poutre}} + h_{\text{jaret}}) = 2900 \text{ mm}$$

- Suivant y-y :

$$K_{\text{pot}} = \frac{107200}{290} = 369.65 \text{ cm}^3$$

$$K_{p1} = \frac{33090}{855} = 38.70 \text{ cm}^3$$

$$K_{p2} = \frac{18260}{675} = 27.05 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = 0,95$$

$\eta_2 = 0$  (Les poteaux de RDC sont encastres au niveau du sol).

$$L_{fy} = 1.99 \text{ m}$$

$$L_{fz} = 1.96 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{199}{21.19} = 9.39$$

$$\lambda_z = \frac{196}{7.27} = 26.96$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,40} = 0,11 < 0,2$$

Pas de risque de flambement.

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{86,40} = 0,31 > 0,2$$

Il y a risque de flambement.

Avec :  $\lambda_1 = 93,91\varepsilon$  avec  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$   $f_y = 275 \text{ MPa} \Rightarrow \varepsilon = 0,92 \Rightarrow \lambda_1 = 86,4$ .

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

On a :  $\frac{h}{b} = \frac{500}{300} = 1,67 > 1,2$ .

$$t_f \leq 40 \text{ mm}$$

$\Rightarrow$  Courbe de flambement (Z-Z) b  $\Rightarrow \alpha = 0,34$ .

$\Rightarrow$  Courbe de flambement (Y-Y) a  $\Rightarrow \alpha = 0,21$ .

Courbe	a	B	C	d
$\alpha$	0.21	0.34	0.49	0.76

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + 0,21(0,11 - 0,2) + 0,11^2] = 0,49$$

$$\Phi_z = 0,5 \times [1 + 0,34(0,31 - 0,2) + 0,31^2] = 0,57$$

$$\chi_y = 1 \quad \text{et} \quad \chi_z = 0,96 \quad \text{donc} \quad \chi_{\min} = 0,96$$

$$\beta_{M\varphi_y} = 1,8 - 0,7\varphi \quad \text{Avec} \quad \varphi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} \rightarrow \varphi = 0,49$$

$$B_{My} = 1,19$$

$$\varphi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} \rightarrow \varphi_z = \frac{5,37}{10,56} = 0,98$$

$$B_{Mz} = 1,11$$

$$\mu_y = -0.06 < 0,90 \quad \text{vérifiée.}$$

$$k_y = 1 + \frac{0.06 \times 5608.0119 \times 10^3}{1 \times 23860 \times 275} = 1.05 < 1,5$$

$$\mu_z = -0.05 < 0,90 \quad \text{vérifiée.}$$

$$k_z = 1 + \frac{0,05 \times 5608.0119 \times 10^3}{0,96 \times 23860 \times 275} = 1.04 < 1,5$$

- Vérification

$$\frac{5608.0119 \times 10^3}{0.96 \times 23860 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1.19 \times 16.9014 \times 10^6}{4815000 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1,11 \times 6.6512 \times 10^6}{1292000 \times \frac{275}{1,1}} = 1 \leq 1$$

**condition vérifiée**

- Remarque

Les mêmes étapes seront suivies pour les vérifications des autres poteaux

- 1<sup>ER</sup> cas :  $N_{sd}^{max}$ ,  $M_{sdy}^{corr.1}$ ,  $M_{sdz}^{corr.2}$

Les résultats donnés par le logiciel **ETABS** sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

Etage	Combinaisons	$N_{sd}^{max}$ (KN)	$M_{sdy}^{corr.1}$ (KN.m)	$M_{sdz}^{corr.2}$ (KN.m)
6 <sup>ème</sup> + 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> + 9 <sup>ème</sup> + 10 <sup>ème</sup>	G+Q+Ex	1413.7058	45.8047	29.3202
3 <sup>ème</sup> + 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	G+Q+Ex	3778.7243	19.6834	9.137
RDC+1 <sup>er</sup> +2 <sup>ème</sup>	G+Q+Ey	5608.0119	16.9014	6.6512

**Tableau 6. 1: Vérification du poteau au flambement composé**

Etage	Profilé	$\bar{\lambda}$		Les coefficients			Valeur r Final	Condition( $\leq 1$ )
		$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	$\chi_{min}$	$k_y$	$k_z$		
6 <sup>ème</sup> +7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> +10 <sup>ème</sup>	HEB 400	0,18	0,43	0,92	1,04	1	0,47	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> +4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	HEB 450	0,17	0,44	0,91	1,08	1,09	0,81	Vérifiée
RDC+1 <sup>er</sup> +2 <sup>ème</sup>	HEB 500	0,11	0,32	0,96	1,05	1,04	1	Vérifiée

- 2<sup>ème</sup> cas :  $M_{sdz}^{max}$ ,  $N_{sd}^{corr.1}$ ,  $M_{sdy}^{corr.2}$

**Tableau 6. 2: Les valeurs des efforts internes**

Etage	Combinaisons	$N_{sd}^{corr.1}$ (KN)	$M_{sdy}^{corr.2}$ (KN.m)	$M_{sdz}^{max}$ (KN.m)
6 <sup>ème</sup> +7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> +9 <sup>ème</sup> +10 <sup>ème</sup>	G+Q+Ex	1135.4709	67.3893	70.4993
3 <sup>ème</sup> +4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	G+Q+Ex	249.6945	30.7295	84.2995
RDC+1 <sup>er</sup> +2 <sup>ème</sup>	G+Q+Ey	283.4395	103.7088	65.811

**Tableau 6. 3: Vérification du poteau au flambement composé**

Etage	Profilé	$\bar{\lambda}$		Les coefficients			ValeurFi nal	Condition ( $\leq 1$ )
		$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	$\chi_{min}$	$k_y$	$k_z$		
6 <sup>ème</sup> +7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> +10 <sup>ème</sup>	HEB 400	0,18	0,43	0,92	1,04	0,99	0,59	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> +4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	HEB 450	0,17	0,44	0,91	1,00	1,00	0,36	Vérifiée

RDC+1 <sup>er</sup> +2 <sup>ème</sup>	HEB 500	0,11	0,32	0,96	1,00	1,00	0.34	Vérifiée
---------------------------------------	---------	------	------	------	------	------	------	----------

- 3<sup>ème</sup> cas :  $M_{sdy}^{max}$ ,  $N_{sd}^{corr.1}$ ,  $M_{sdz}^{corr.2}$

**Tableau 6. 4: Les valeurs des efforts internes**

Etage	Combinaisons	$N_{sd}^{corr.1}$ (KN)	$M_{sdy}^{max}$ (KN.m)	$M_{sdz}^{corr.2}$ (KN.m)
6 <sup>ème</sup> +7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> +9 <sup>ème</sup> +10 <sup>ème</sup>	G+Q+Ex	1135.4709	67.3893	70.4993
3 <sup>ème</sup> +4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	G+Q+Ex	1120.4326	138.3187	41.8117
RDC+1 <sup>er</sup> +2 <sup>ème</sup>	G+Q+Ey	1447.8655	159.61	13.5106

**Tableau 6. 5: Vérification du poteau au flambement composé**

Etage	Profilé	$\bar{\lambda}$		Les coefficients			Valeur Final	Condition ( $\leq 1$ )
		$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	$\chi_{min}$	$k_y$	$k_z$		
6 <sup>ème</sup> +7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> +10 <sup>ème</sup>	HEB 400	0,18	0,43	0,92	1,00	1,00	0,40	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> +4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	HEB 450	0,17	0,44	0,91	1,03	1,02	0,50	Vérifiée
RDC+1 <sup>er</sup> +2 <sup>ème</sup>	HEB 500	0,11	0,32	0,96	1,00	0,96	0,42	Vérifiée

- **Les résultats pour les poteaux croix :**

Les résultats donnés par le logiciel **ETABS** sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 6. 6: caractéristique des poteaux croix**

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)
HEM500 croix	684.7	181201.2	181201.2	6910.2	6910.2	6922	6922	16.27	16.27
HEM450 croix	667	150916.5	150916.5	6314.5	6314.5	6314.5	6314.5	15.04	15.04
HEM400 croix	647.7	123526.5	123526.5	5721.6	5721.6	5716.1	5716.1	13.81	13.81

- **Les résultats pour les poteaux croix :**

- 1<sup>ER</sup> cas : N<sub>sd</sub><sup>max</sup>, M<sub>sdy</sub><sup>corr.1</sup>, M<sub>sdz</sub><sup>corr.2</sup>

Les résultats donnés par le logiciel **ETABS** sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

Etage	Combinaisons	N <sub>sd</sub> <sup>max</sup> (KN)	M <sub>sdy</sub> <sup>corr.1</sup> (KN.m)	M <sub>sdz</sub> <sup>corr.2</sup> (KN.m)
6 <sup>ème</sup> + 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> + 9 <sup>ème</sup> + 10 <sup>ème</sup>	G+Q+Ex	3043.9039	267.6085	442.1243
3 <sup>ème</sup> + 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	G+Q+Ex	6985.6825	79.1591	435.4201
RDC+1 <sup>er</sup> +2 <sup>ème</sup>	G+Q+Ey	9460.579	190.2827	64.6983

**Tableau 6. 7: Vérification du poteau au flambement composé**

Etage	Profilé	$\bar{\lambda}$		Les coefficients			Valeur Final	Condition (≤1)
		$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	$\chi_{min}$	k <sub>y</sub>	k <sub>z</sub>		
6 <sup>ème</sup> + 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> + 10 <sup>ème</sup>	HEM 400 croix	0,23	0,23	0,99	1,06	1,06	0,72	Vérifiée

3 <sup>ème</sup> +4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	HEM 450 croix	0,22	0,22	0,99	1,13	1,11	0,79	Vérifiée
RDC+1 <sup>er</sup> +2 <sup>ème</sup>	HEM 500 croix	0,14	0,14	1,00	1,09	1,12	0,74	Vérifiée

- 2<sup>ème</sup> cas :  $M_{sdz}^{max}$ ,  $N_{sd}^{corr.1}$ ,  $M_{sdy}^{corr.2}$

**Tableau 6. 8 : Les valeurs des efforts internes**

Etage	Combinaisons	$N_{sd}^{corr.1}$ (KN)	$M_{sdy}^{corr.2}$ (KN.m)	$M_{sdz}^{max}$ (KN.m)
6 <sup>ème</sup> +7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> +9 <sup>ème</sup> +10 <sup>ème</sup>	G+Q+Ex	2236.362	71.8944	162.3275
3 <sup>ème</sup> +4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	G+Q+Ex	4201.8473	73.5568	255.3505
RDC+1 <sup>er</sup> +2 <sup>ème</sup>	G+Q+Ey	8370.607	72.1496	204.6816

**Tableau : Vérification du poteau au flambement composé**

Etage	Profilé	$\bar{\lambda}$		Les coefficients			Valeur Final	Condition ( $\leq 1$ )
		$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	$\chi_{min}$	$k_y$	$k_z$		
6 <sup>ème</sup> +7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> +10 <sup>ème</sup>	HEM 400 croix	0,23	0,23	0,99	1,05	1,04	0,31	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> +4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	HEM 450 croix	0,22	0,22	0,99	1,06	1,04	0,47	Vérifiée
RDC+1 <sup>er</sup> +2 <sup>ème</sup>	HEM 500 croix	0,14	0,14	1,00	1,08	1,08	0,66	Vérifiée

- 3<sup>ème</sup> cas :  $M_{sdy}^{max}$ ,  $N_{sd}^{corr.1}$ ,  $M_{sdz}^{corr.2}$

**Tableau 6. 9: Les valeurs des efforts internes**

Etage	Combinaisons	$N_{sd}^{corr.1}$ (KN)	$M_{sdy}^{max}$ (KN.m)	$M_{sdz}^{corr.2}$ (KN.m)
6 <sup>ème</sup> +7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> +9 <sup>ème</sup> +10 <sup>ème</sup>	G+Q+Ex	289.6403	269.9998	166.869
3 <sup>ème</sup> +4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	G+Q+Ex	4537.7958	256.4529	151.9949
RDC+1 <sup>er</sup> +2 <sup>ème</sup>	G+Q+Ey	6619.6406	288.4166	153.011

**Tableau 6. 10: Vérification du poteau au flambement composé**

Etage	Profilé	$\bar{\lambda}$		Les coefficients			Valeur Final	Condition (≤1)
		$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	$\chi_{min}$	$k_y$	$k_z$		
6 <sup>ème</sup> +7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> +10 <sup>ème</sup>	HEM 400 croix	0,23	0,23	0,99	1,00	1,00	0,40	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> +4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	HEM 450 croix	0,22	0,22	0,99	1,03	1,02	0,50	Vérifiée
RDC+1 <sup>er</sup> +2 <sup>ème</sup>	HEM 500 croix	0,14	0,14	1,00	1,00	0,96	0,42	Vérifiée

### VI.3 Vérification des poutres :

#### VI.3.1 Poutre principale

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui supportent les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment fléchissant.

- 1<sup>ER</sup> cas :

On prend la poutre **HEA 360**

D'après le Logiciel **ETABS**, on prend la valeur de la poutre principale la plus sollicitée.

**Tableau 6. 11: Les valeurs de moment sollicitant**

	Combinaison	$M_{sd}$
Appui	G+Q+Ex	419.4058 KN.m
Mi-travée	ELU	302.4673 KN.m

**Tableau 6. 12: Les valeurs de l'effort tranchant sollicitant**

	Combinaison	$V_{sd}$
Appui	G+Q+Ex	280.1371 KN
Mi-travée	ELU	91.5531 KN

- Vérification de la résistance

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\S 5.17.62[2])$$

$$M_{sd} = 419.4058 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 522 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de l'effort tranchant

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{A_v}{\gamma_{M0}} \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) \quad (\S 5.20.64[2])$$

$$V_{sd} = 280.1371 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 707,25 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de l'interaction de l'effort tranchant

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 353,63 \text{ kN} > V_{sd} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

- Vérification de deversement

On doit vérifiée que :

$$M_{sd} \leq M_{bRd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$\beta_w = 1$  ..... classe de section 1.

-  $\lambda_1 = 86,40$ .

-  $\epsilon = 0,92$ .

D'après le logiciel **ETABS**, on prend  $L = 1.8 \text{ m}$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{iz}}{\sqrt{C1} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \left[ \frac{\frac{L}{iz}}{\frac{h}{tf}} \right]^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{1.8}{7,43 \times 10^{-2}}}{\sqrt{1,132} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \times \left[ \frac{\frac{1,8}{7,43 \times 10^{-2}}}{\frac{350}{17,5}} \right]^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = 21.57.$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,25 < 0,4 \rightarrow$  il ya pas risque de deversement

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

$$\varphi_{LT} = 0,5[1 + 0,21(0,25 - 0,2) + 0,25^2]$$

$$\varphi_{LT} = 0.54$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,54 + \sqrt{0,54^2 - 0,25^2}}$$

$$\chi_{LT} = 0,98$$

$M_{bRd} = 495.9 \text{ KN.m} > M_{sd} = 419.4058 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

- 2<sup>émé</sup> cas :

On prend la poutre **HEA 450**.

**Tableau 6. 13: Les valeurs de moment sollicitant**

	Combinaison	$M_{sd}$
Appui	G+Q+Ex	751,9864 KN.m
Mi-travée	ELU	417.4954 KN.m

**Tableau 6. 14: Les valeurs de l'effort tranchant sollicitant**

	Combinaison	$V_{sd}$
Appui	G+Q+Ex	578.9134 KN
Mi-travée	ELU	162.7638 KN

- Vérification de la résistance

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} (\S 5.17.62[2])$$

$M_{sd} = 751.9864 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 804 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

- Vérification de l'effort tranchant

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{A_v}{\gamma_{M0}} \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) \text{ (§5.20.64[2])}$$

$$V_{sd} = 578.9134 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 949,09 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de l'interaction de l'effort tranchant

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 474.545 \text{ KN} > V_{sd} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

- Vérification de deversement

On doit vérifiée que : [10]

$$M_{sd} \leq M_{bRd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$\beta_w = 1$  ..... classe de section 1.

- $\lambda_1 = 86,40.$
- $\epsilon = 0,92.$

D'après le logiciel **ETABS**, on prend  $L = 1.8 \text{ m}$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{iz}}{\sqrt{C1} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \left[ \frac{\frac{L}{iz}}{\frac{h}{tf}} \right]^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{1.8}{7,29 \times 10^{-2}}}{\sqrt{1,132} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \times \left[ \frac{\frac{1.8}{7,29 \times 10^{-2}}}{\frac{440}{21}} \right]^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = 22.55.$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,26 < 0,4 \rightarrow$  il ya pas risque de deversement

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

$$\varphi_{LT} = 0,5[1 + 0,21(0,26 - 0,2) + 0,26^2]$$

$$\varphi_{LT} = 0.54$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,54 + \sqrt{0,54^2 - 0,26^2}}$$

$$\chi_{LT} = 0,99$$

$M_{bRd} = 795,96 \text{ KN.m} > M_{sd} = 751,9864 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

### VI.3.2 Poutre secondaire

On prend un **HEA300**

D'après le Logiciel **ETABS**, on prend la valeur (G+Q+Ex)

**Tableau 6. 15: Les valeurs de moment sollicitant**

	Combinaison	$M_{sd}$
Appui	G+Q+Ex	57.2203 KN.m
Mi-travée	ELU	29.9264 KN.m

**Tableau 6. 16: Les valeurs de l'effort tranchant sollicitant**

	Combinaison	$V_{sd}$
Appui	G+Q+Ex	60.2342 KN
Mi-travée	ELU	25,3926 KN

- Vérification de la résistance

On doit vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{ply} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1383 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 345,75 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 57,2203 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 375,75 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

- Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

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

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = 282,03 \text{ KN}$$

.  $V_{sd} = 60.2342 \text{ KN} < V_{pl,Rd} = 282.03 \text{ KN}$  .....**Condition vérifiée.**

• Vérification de l'interaction de l'effort tranchant

$V_{sd} = 60.2342 < 0,5V_{pl,Rd} = 141.02 \text{ kn}$ .....**Condition vérifiée.**

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

• Vérification de deversement :

On doit vérifiée que :  $M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$ .

$\beta_w = 1$  ..... classe de section 1.

•  $\lambda_1 = 86,40$ .

•  $\epsilon = 0,92$ .

•  $\lambda_{LT} = 16.62$ .

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,19 < 0,4 \rightarrow$  il y a pas un risque de deversement.

$\alpha_{LT} = 0,21$ .

$\varphi_{LT} = 0,5[1 + 0,21(0,19 - 0,2) + 0,19^2]$ .

$\varphi_{LT} = 0,52$ .

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,52 + \sqrt{0,52^2 - 0,19^2}}$$

$\chi_{LT} = 0,99$ .

$M_{b,Rd} = 342.2925 \text{ KN.m} > M_{sd} = 57.2203 \text{ KN.m}$ .....**condition vérifiée.**

VI.4 Vérification de système de contreventements

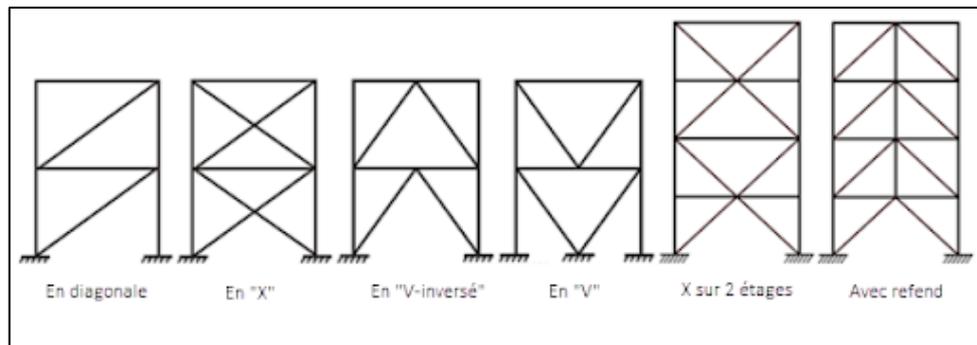
VI.4.1 Généralités

Les contreventements ont la fonction générale de stabilisation de l'ossature, on peut distinguer sous ce terme général trois fonctions principales liées entre elles :

- Transmettre les efforts horizontaux ;
- Limiter les déformations ;
- Contribuer à augmenter la stabilité de la structure et de ses éléments.

Plusieurs types de système de contreventement, permettant de donner la rigidité nécessaire au cisaillement, on site :

- Triangulation (contreventement en treillis : en croix de st André, en K, en V, en N...) → forces transmises par des efforts normaux dans les barres. Il faut tenir compte des risques de flambement des barres travaillant à la compression ou par remplissage.
- Rigidification des nœuds → forces transmises surtout par flexion des traverses et des poteaux.



**Figure 6. 3: Types de systèmes de contreventement**

#### VI.4.2 Conception du système de contreventement :

Le système de contreventement doit être conçu dès la phase d'avant-projet avant tout calcul et toute vérification.

Le poids des contreventements est généralement négligeable par rapport à celui des éléments porteurs principaux de la structure.

Le choix d'une conception d'un système de contreventement est généralement dicté par l'architecture de l'ouvrage (ouvertures, portes, couloirs, vitrages...).

#### VI.4.3 Dimensionnement des contreventements :

Pour équilibrer une force pouvant agir dans n'importe quelle direction d'un plan, les trois conditions suivantes doivent être respectées :

Il faut disposer d'au moins trois lignes d'action de forces,

Les lignes d'action de forces ne doivent pas être concourantes en un point,

Les lignes d'action de forces ne doivent pas être toutes parallèles entre elles.

L'existence d'un système de contreventement dans une structure ne garantit pas que la structure de l'ossature et forcément contreventé mais elle doit être classifiée comme contreventé.

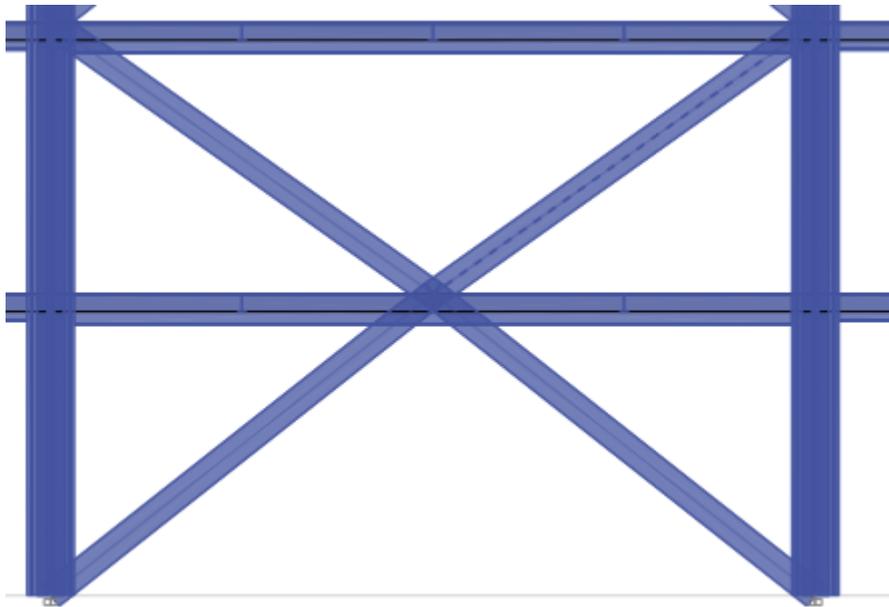
La classification en ossature contreventée n'est possible que lorsque le système de contreventement réduit les déplacements horizontaux d'au moins **80%**.

Lorsque la classification de l'ossature comme contreventée est justifiée, il est possible d'analyser l'ossature et le système de contreventement séparément de la façon suivante :

L'ossature sans système de contreventement peut être traitée comme totalement appuyée latéralement et comme devant supporter l'action des charges verticales uniquement.

Pour notre cas :

- Sens x : **Tube 320×320×17.5** et **Tube 300×300×16**
- Sens y : **Tube 300×300×16**



**Figure 6. 4: Contreventement en X**

#### VI.4.4 Vérfications des contreventements :

##### VI.4.4.1 Dans la Direction X et Y

Le profilé choisit **Tube 320×320×17.5**

- Contreventement en forme X

D'après le logiciel ETABS, la combinaison de charge la plus défavorable est

$G+Q+1.25E_x$  avec  $N_{sd} = 3437.9107 \text{ KN}$

- Vérfications à la traction simple

Il faut vérifier que :

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

Profilé	A(cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>ply</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>plz</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	i <sub>z</sub> (cm)
Tube 320×320×17.5	211.8	32402.2	32402.2	2025.1	2025.1	12.37	12.37

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2 \times 21180 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 10590 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 3437.9107 \text{ KN} < N_{pl,Rd} = 10590 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérifications à la compression simple

$$N_{sd} = 3437.9107 \text{ KN} \quad (G+Q+1.25Ex)$$

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

Avec :

$$\beta_A = 1 \quad \text{Pour les sections de classe 1 et 2.}$$

$$\gamma_{M1} = 1,1.$$

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

$$L_f = 4.48 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{448}{12.37} = 36.22.$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{448}{12.37} = 36.22.$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,40} = 0,42.$$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2)] + \bar{\lambda}_y^2.$$

$$\Phi_y = 0,61.$$

$$\chi_y = 0,95.$$

$$N_{sd} = 3437.9107 \text{ kN} < \frac{0,95 \times 1 \times 2 \times 21180 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 10060.5 \text{ KN.}$$

**Condition Vérifiée.**

#### VI.4.4.2 Dans la Direction X et Y

Le profilé choisit **Tube 300×300×16**

- Contreventement en forme X

D'après le logiciel ETABS, la combinaison de charge la plus défavorable est G+Q+1.25Ex avec  $N_{sd} = 2296.4727 \text{ KN}$

- Vérifications à la traction simple

Il faut vérifier que :  $N_{sd} \leq N_{pl,rd}$

Profilé	A(cm <sup>2</sup> )	Iy(cm <sup>4</sup> )	Iz(cm <sup>4</sup> )	W <sub>ply</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>plz</sub> (cm <sup>3</sup> )	iy(cm)	iz(cm)
<b>Tube 320×320×17.5</b>	181.8	24510	24510	1634	1634	11.61	11.61

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2 \times 18180 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 9090 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 2296.4727 \text{ KN} < N_{pl,Rd} = 9090 \text{ KN} \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée.**

- Vérifications à la compression simple

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

Avec :

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

$\gamma_{M1} = 1,1.$

$f_y = 275 \text{ MPa.}$

$L_f = 4.48 \text{ m}$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{448}{11.61} = 38.59.$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{448}{11.61} = 38.59.$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,40} = 0,45.$$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2].$$

$$\Phi_y = 0,63.$$

$$\chi_y = 0,93.$$

$$N_{sd} = 2296.4727\text{kN} < \frac{0,93 \times 1 \times 2 \times 18180 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 8453.7 \text{ KN}.$$

**Condition Vérifiée.**

## CHAPITRE VII : Calcul des assemblages

### VII.1 Introduction :

Un assemblage est un système qui permet de réunir un ou plusieurs éléments métalliques a fin d'assurer une continuité entre eux. Ce système peut être soit par boulonnage ou soit par soudure ou les deux en même temps.

Les assemblages ont pour fonction :

- Assurer la transmission des efforts entre les différents éléments structuraux;
- Créer une liaison de continuité;
- Correspondre au type de liaison adéquat;

### VII.2 Les différents modes d'assemblages

Dans la construction métallique, les différents modes d'assemblages les plus utilisés sont le boulonnage et la soudure.

- Assemblage par boulonnage :

Le boulonnage est une méthode d'assemblage mécanique démontable, qui consiste à relier les éléments métalliques entre eux. On distingue deux types de boulons : les boulons ordinaires et les boulons à haute adhérence .

Et ces deux types de boulons se différencient par leur nuance d'acier.

**Tableau 7. 1:Classes des boulons**

Valeurs de la limite d'élasticité $f_{yb}$ et de la résistance à la traction $f_{ub}$ des boulons								
Classe	4,6	4,8	5,6	5,8	6,6	6,8	8,8	10,9
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub}$ (N/mm)	400	400	500	500	600	600	800	1000

**Tableau 7. 2: Caractéristiques géométriques des boulons**

	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
<b>d (mm)</b>	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
<b>d<sub>0</sub> (mm)</b>	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
<b>A (mm<sup>2</sup>)</b>	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
<b>As (mm<sup>2</sup>)</b>	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561

$d$  : Diamètre de la partie non filetée de la vis.

$d_0$  : Diamètre nominal du trou.

$A$  : Section nominale du boulon.

$A_s$  : Section résistante de la partie filetée.

- Fonctionnement des assemblages :

- Fonctionnement des assemblages par obstacle :

C'est le cas des boulons ordinaires non précontraints dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnent en cisaillement.

- Fonctionnement des assemblages par adhérence :

Dans ce cas la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact.

Cela concerne le soudage et le boulon nage par les boulons à haute résistance.

- Assemblage par soudure :

La soudure est un moyen d'assemblage le plus fréquemment utilisé pour la fabrication des pièces métalliques en atelier. Elle est régulièrement utilisée dans les constructions particulières comme :les réservoirs d'eau, les silos etc...

### VII.3 Calcul des assemblages

Dans ce chapitre, (05) types d'assemblage seront traités, on se basant sur les normes de [3].

Les assemblages qui seront traités sont :

- Assemblage poteau-poutre.
- Assemblage poutre-solive.
- Assemblage poteau-poteau.
- Assemblage de contreventement en X .
- Pied de poteau.

On a traité un exemple de calcul manuel pour 2 types d'assemblages ( poutre-solive ; poteau poutre) ; on a utilisé le logiciel **IDEA STATICA** pour calculer 3 types d'assemblages ( pied de poteau croix ; nœud poutre-contreventement ; nœud poutre-poteau-contreventement) ; les autres seront calculés en utilisant le logiciel **Auto desk Robot**.

### VII.4 Calcul manuelle :

#### VII.4.1 Assemblage poutre HEA450–solive IPE200

L'assemblage poutre-solive est un assemblage articulé à doubles cornières boulonnées (les âmes sont reliées, les ailes sont libres), qui permet de relier la solive à la poutre avec un jeu entre les deux éléments. Pour assurer la continuité de la solive, on réalise une grugeage pour permettre le passage de l'aile de la poutre.

#### VII.4.2 Assemblages par double cornière

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive en **IPE 200**avec l'âme de la poutre **HEA450**, avec une file verticale de deux boulons.

- Données de calcul

- Effort tranchant :  $V_{sd} = 94.5$  KN.

- PoutreHEA450 :

$$h = 440 \text{ mm}; b = 300 \text{ mm}; t_w = 11.5 \text{ mm}; t_f = 21 \text{ mm}; A = 178.0 \text{ cm}^2$$

- SOLIVE IPE200 :

$$h = 200 \text{ mm}; b = 100 \text{ mm}; t_w = 5.6 \text{ mm}; t_f = 8.5 \text{ mm}; A = 28.48 \text{ cm}^2$$

#### VII.4.3 Choix de diamètre du boulon :

Cornière 100×100×10mm

Epaisseur de la platine :  $e_p = 10$  mm

- $t \leq 10$  mm  $d = (12 ; 14)$  mm.
- $10 \leq t \leq 25$  mm  $d = (16 ; 20 ; 24)$  mm.
- $t \geq 25$  mm  $d = (24 ; 27 ; 30)$  mm.

On à l'épaisseur de la platine  $t = 10$  mm alors on prend  $\emptyset = 20$  mm, classe 8.8HR

- Le choix des boulons

On choisit 6 boulons de diamètre ( $\emptyset 20$ ) de classe 8.8

$$d_0 = d + 2 \text{ mm} = 22 \text{ mm}.$$

- Distance entre axe des boulons

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150 \text{ mm}) \quad \mathbf{26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm}}$$

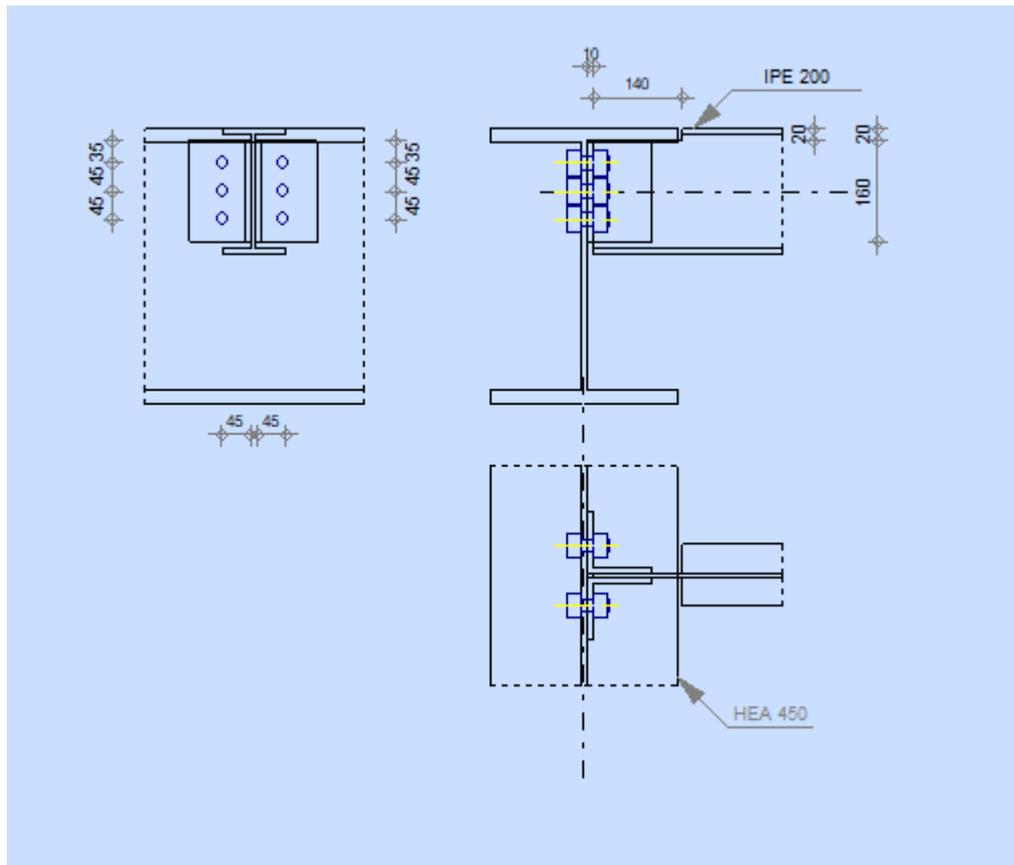
$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200 \text{ mm}) \Rightarrow \mathbf{48,4 \text{ mm} \leq p_1 \leq 140 \text{ mm}} \text{ ( art.6.5.1.4 [3])}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150 \text{ mm}) \quad \mathbf{33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm}}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200 \text{ mm}) \quad \mathbf{54 \text{ mm} \leq p_2 \leq 140 \text{ mm}}$$

$$e_1 = 35 \text{ mm} \quad p_1 = 45 \text{ mm}$$

$$e_2 = 45 \text{ mm}$$



**Figure 7. 1: Assemblage solive-poutre.**

- Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement :

Il faut vérifier que :  $V_{sd} \leq F_{v,rd}$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} \quad (\text{EC3. tab. 6. 5. 3})$$

Section résistante en traction :  $A_s = 303 \text{ mm}^2$ .

Résistance des boulons à la traction :  $\gamma_{Mb} = 1,25$ .

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 \times 800 \times 314}{1,25} = 120.6 \text{ KN.}$$

Il y a 3 boulons en double cisaillement donc

$$F_{v,rd} = n \times F_{v,rd} = 3 \times 120.6 = 361.8 \text{ KN.}$$

$V_{sd} = 94.5 \text{ KN} < F_{v,rd} = 361.8 \text{ KN} \Rightarrow$  Donc la condition est vérifiée.

- Vérification de la pression diamétrale

Il faut vérifier que :  $F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}} \text{ (tab. 6.5.3 [3])}$$

$F_{b,rd}$  : résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon.

$F_{v,sd}$  : Effort de cisaillement de calcul par boulon.

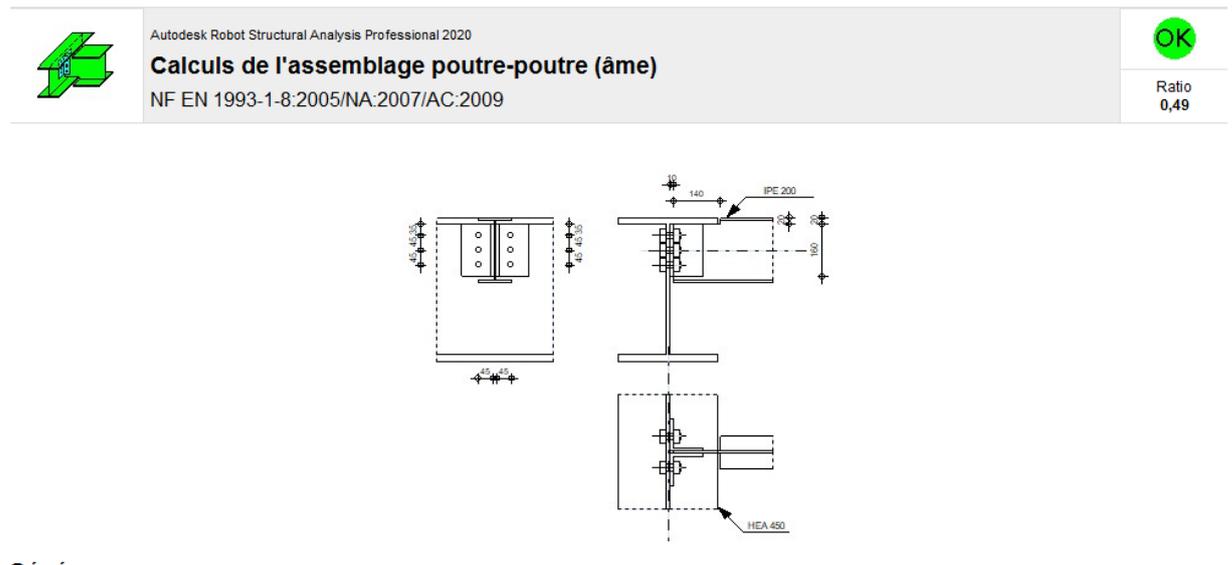
$f_u$  : La résistance à la traction des cornières.

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\} = \min (0,45 ; 0,43 ; 2,19 ; 1) = 0,43.$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,43 \times 365 \times 20 \times 10}{1,25} = 62,78 \text{ KN.}$$

Pour un boulon on a :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{3} = 31,5 \text{ KN} < F_{b,rd} = 62,78 \text{ KN} \Rightarrow \text{Donc la pression diamétrale est vérifiée.}$$

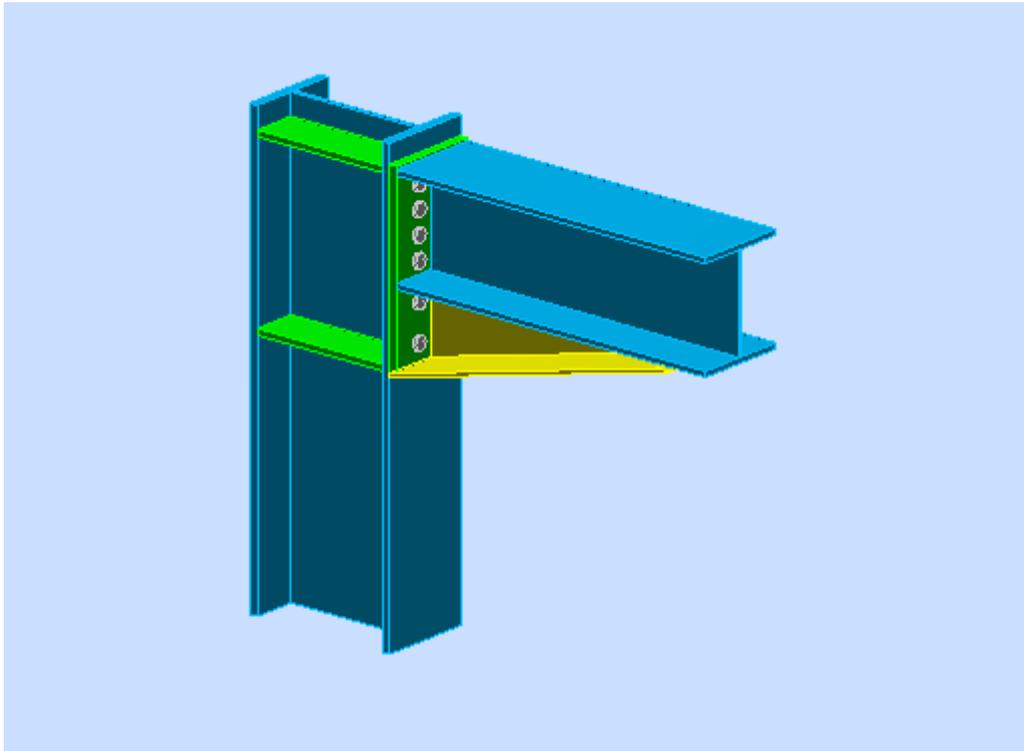


**Figure 7. 2: résultat de l'assemblage poutre HEA450- IPE200 solive**

#### VII.4.4 Assemblages poteau – poutre :

On va traiter un seul exemple manuellement et un exemple en utilisant le logiciel Auto - desk Robot

- Assemblage bout à bout



**Figure 7. 3: Assemblage poteau- poutre**

On doit fixer la poutre à l'aide des boulons qui lient la plaque en platine et le poteau, la poutre doit être soudée sur la plaque.

- Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques

- Poutre HEA 360:

$$h = 350\text{mm} \quad b = 300\text{mm} \quad t_f = 17,5\text{mm} \quad t_w = 10\text{mm} \quad A = 142,8\text{cm}^2.$$

- Poteau HEB500

$$h = 500\text{mm} \quad b = 300\text{mm} \quad t_f = 28\text{mm} \quad t_w = 14.5\text{mm} \quad A = 238.6\text{cm}^2.$$

- Données de calcul

- Moment fléchissant :  $M_{sd} = 419.4 \text{ KN.m}$

- Effort tranchant :  $V_{sd} = 280.13 \text{ KN}$

- Calcul de la soudure poutre HEA 340

- La semelle

$$a_f \geq t_f \left( \frac{f_y}{\gamma_{Mo}} \right) \left( \frac{\beta_w \times \gamma_{M2}}{f_{us} \times \sqrt{2}} \right)$$

- La nuance d'acier utilisé est S275 donc  $\begin{cases} \beta_w = 0,85. \\ \gamma_{mw} = 1,3. \\ f_{us} = 430. \end{cases}$

$$a_f \geq 17,5 \left( \frac{275}{1} \right) \left( \frac{0,85 \times 1,3}{430 \times \sqrt{2}} \right).$$

$$a_f \geq 7.95 \text{ mm.}$$

- L'âme

$$a_w \geq t_w \left( \frac{f_y}{\gamma_{Mo}} \right) \left( \frac{\beta_w \times \gamma_{M2}}{f_{us} \times \sqrt{2}} \right).$$

$$a_f \geq 10 \times \left( \frac{275}{1} \right) \left( \frac{0,85 \times 1,3}{430 \times \sqrt{2}} \right)$$

$$a_f \geq 5 \text{ mm.}$$

On prend **a= 10 mm.**

$$L_1=300 \text{ mm} ; \quad L_2=145 \text{ mm} ; \quad L_3= 315 \text{ mm}$$

$$A_s = \sum L_i \times a_i = 300 \times 2 + 4 \times 145 + 315 \times 2 = 1810 \text{ mm}^2$$

$$d_1 = \frac{H_{\text{profilé}}}{2} + \frac{a}{2} = \frac{500}{2} + \frac{10}{2} = 245 \text{ mm}$$

$$d_2 = \frac{H_{\text{profilé}}}{2} + \frac{a}{2} - t_f = \frac{500}{2} + \frac{10}{2} - 28 = 217 \text{ mm}$$

$$I_{ys} = 2I_1 \times a \times d_1^2 + 2I_2 \times a \times d_2^2 = 2 \times 300 \times 10 \times 245^2 + 4 \times 145 \times 10 \times 217^2$$

$$I_{ys} = 633266200 \text{ mm}^4$$

- Vérification de la soudure :

- Effet  $N_{sd}$  et  $V_{sd}$  :

$$\sqrt{2 \left( \frac{N_{sd}}{\sum l_i a_i} \right)^2 + 3 \left( \frac{V_{sd}}{2 l_3 a} \right)^2} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}} \Rightarrow \sqrt{3 \left( \frac{280.13 \times 10^3}{2 \times 315 \times 10} \right)^2} \leq \frac{430}{0.85 \times 1.3}$$

77.02 Mpa < 389.14 Mpa.....condition vérifiée.

- Effet de  $N_{sd}$  et  $M_{sd}$

$$\sqrt{2} \left[ \frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} + \left( \frac{M_{sd}}{I_{s_{yy}}} \times \frac{h}{2} \right) \right] \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}} \Rightarrow \sqrt{2} \left[ \left( \frac{419.4}{633.27 \times 10^6} \times \frac{500 \times 10^6}{2} \right) \right]$$

$$\leq \frac{430}{0.85 \times 1.3}$$

234.15 Mpa < 389, 14 Mpa. ....condition vérifiée

• Vérification des boulons HR

a) Choix de diamètre du boulon :

- Epaisseur de la platine : ép = 24 mm

- $t \leq 10$  mm            d = (12 ; 14) mm
- $10 \leq t \leq 25$  mm    d = (16 ; 20 ; 24) mm
- $t \geq 25$  mm            d = (24 ; 27 ; 30) mm

On a l'épaisseur de la platine  $t = 24$  mm alors on prend  $\emptyset = 24$  mm.

b) Détermination du nombre de boulons nécessaires :

Condition de la résistance au cisaillement des boulons :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n}$$

$$F_{v,rd} = 0,5 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

$$n \geq \frac{V_{sd} \times \gamma_{Mb}}{0,5 \times A_s \times f_{ub}}$$

$$n \geq \frac{280.13 \times 1,25}{0,5 \times 355 \times 1000} \times 10^3 = 2$$

On prend  $n = 12$  (boulons) HR.

On a l'épaisseur de la platine égale à 24 mm alors on prend deux files de 6 boulons HR de diamètre  $\emptyset = 20$  mm, classe 10.9

c) Distance entre axe des boulons

$$d_0 = \emptyset + 2 = 24 + 2 = 226 \text{ mm}$$

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad \mathbf{31,2\text{mm} \leq e_1 \leq 288\text{mm}}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow \quad \mathbf{57.2\text{mm} \leq p_1 \leq 200\text{mm}(\text{art.6.5.1.4 [3]})}$$

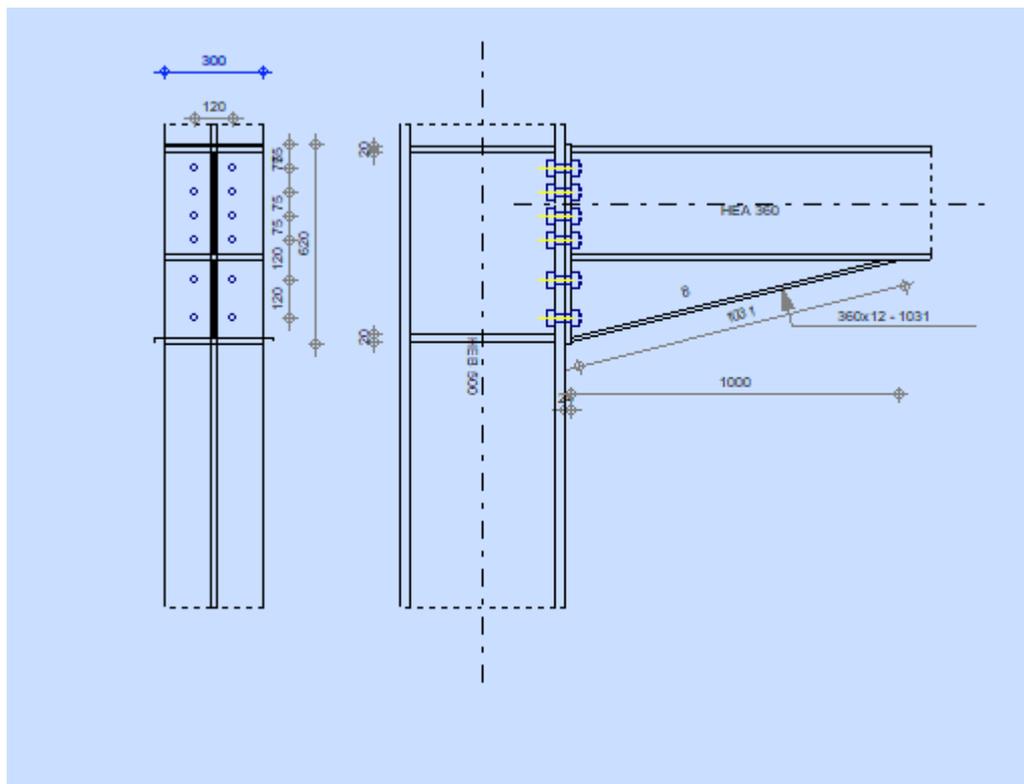
$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad \mathbf{39\text{mm} \leq e_2 \leq 288\text{mm}}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \quad \mathbf{78\text{mm} \leq p_2 \leq 200\text{mm}}$$

$e_1 = 75\text{mm} \quad p_1 = 75\text{mm}.$   
 $e_2 = 120\text{mm} \quad p_2 = 120\text{mm}.$

- On a ajouté aussi un jarret (renfort) inférieur des dimensions :

- Hauteur :  $H = 250 \text{ mm}$
- Longueur :  $I = 1000 \text{ mm}$
- Largeur :  $W = 360 \text{ mm}$
- ép semelle :  $t_f = 12 \text{ mm}$
- ép âme :  $t_w = 8 \text{ mm}$



**Figure 7. 4: assemblage poteau HEB500- poutre HEA360**

d) L'espacement des éléments d'attache

$$d_1=285\text{mm} \quad d_2=210\text{mm} \quad d_3=135\text{mm} \quad d_4=60\text{mm}.$$

$$\sum d_i^2 = 114400\text{mm}^2.$$

- Calcul de  $A_s$

$$F_{mi} = \frac{M_{sd} \times d_i}{n_f \times \sum d_i^2}$$

$n_f$  : Nombre des files,  $n_f = 2$ .

$$F_{m1}=406.15\text{KN} \quad F_{m2}= 299.27\text{KN} \quad F_{m3}=192.38\text{KN} \quad F_{m4}=85.5 \text{ KN.}$$

Pour qu'il n'y ait pas décollement des pièces, il faut que l'effort de traction appliqué par

Boulonne soit inférieur à l'effort de précontrainte, soit :

$$F_{tsd} = F_{m1} \leq F_{p,Cd} \quad \text{avec} \quad F_{p,Cd} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

Soit :

Un boulon de diamètre  $\varphi 24 (A_s = 353\text{mm}^2)$

$$\text{Donc : } F_{p,Cd} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 1 \times 353 = 247.1\text{kN}$$

Il faut vérifier que :

$$N_1 \leq n F_p$$

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

- $F_p$  : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons
- $f_{ub}$  : La contrainte de rupture du boulon, vaut 1000 MPa pour les boulons HR 10.9.
- $A_s$  : L'aire de la section du boulon

$$F_{m1} = 406.15 \text{ kN} \leq n F_p = 2 \times 247.1 = 494.2 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

a) La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :  $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

- L'effort tranchant par boulon :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n_b} = \frac{280.13}{12} = 23.34 \text{ KN}$$

- La résistance au glissement  $F_{v,rd}$  :

$$F_{v,rd} = \frac{k_s \times n \times \mu \times (F_{p,rd} - 0.8F_{t,sd})}{\gamma_{ms}}$$

Avec :

- $k_s = 1$  Pour des trous avec tolérances nominales normales
- $\mu = 0.3$  Surface nettoyées par brossage métallique
- $n = 2$  Nombre d'interfaces de frottement
- $\gamma_{ms} = 1.25$  Pour les résistances au glissement.
- $F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 494.2$  KN la résistance par boulon

$$F_{t,rd} = 406.15 \text{ KN (L'effort de traction } F_{t,rd} = F_{m1})$$

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 2 \times 0.3 \times (494.2 - 0.8 \times 406.15)}{1.25} = 42.26 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 23.34 < 42.26 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Pression diamétrale :

On a une platine d'épaisseur  $t=24$  mm

$$F_{v,sd} < F_{b,rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min \left[ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$\alpha = \min [0.96; 0.71; 2.43; 1]$$

$$\alpha = 0.71$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0.71 \times 410 \times 24 \times 24}{1.25} = 335.35 \text{ KN}$$

Donc la condition est vérifiée

- Résistance de l'âme de poteau au cisaillement :

Il faut vérifier que :  $F_v \leq V_{Rd}$

$$V_{Rd} = \frac{0,58 \times f_y \times h_p \times t_{wc}}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{Rd} = \frac{0,58 \times 275 \times 500 \times 14.5}{1} \times 10^{-3} = 1051.25 \text{ KN.}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M}{h - t_f}$$

Donc :

$$F_v = \frac{419.4}{0,5 - 0,028} \Rightarrow F_v = 888.56 \text{ KN}$$

$F_v = 888.56 \text{ kN} \leq V_R = 1051.25 \text{ KN} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

- Résistance de l'âme de poteau en compression

On vérifie :  $F_c \leq F_{CRd}$

$$F_{c,rd} = \frac{f_y \times t_{wc} \times \left(1,25 - 0,5 \cdot \gamma_{m0} \frac{\sigma_n}{f_y}\right) b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

$\sigma_n$  : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.

$$b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c).$$

$$b_{eff} = 17,5 + 2 \times 24 + 5(28 + 27) = 340.5 \text{ mm.}$$

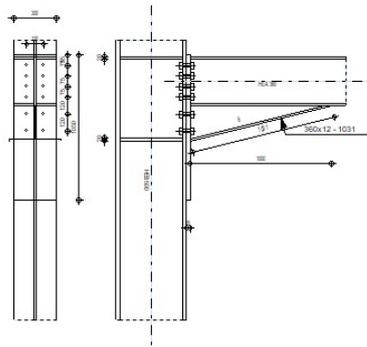
$$\sigma_n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{el,y}} = \frac{280.13}{23860 \times 10^{-6}} + \frac{419.4}{4287 \times 10^{-6}} = 109.57 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$$

$$F_{c,rd} = \frac{275 \times 17.5 \times \left(1,25 - 0,5 \times 1 \times \frac{109.57}{275}\right)}{1.1} = 1491.14 \text{ KN}$$

$$F_c = \frac{M_{sd}}{h - t_{fb}} = \frac{419.4}{0,5 - 0,028} = 888.57 \text{ KN}$$

$F_c = 888.57 \text{ KN} \leq F_{c,rd} = 1491.14 \text{ KN} \Rightarrow$  condition vérifiée.

Donc l'assemblage poteau-poutre est vérifié.

**GÉNÉRAL**

Assemblage N°: 1  
Nom de l'assemblage: Poutre - poteau

**Figure 7. 5: Résultat de l'assemblage poteau HEB500 - poutre HEA3**

## VII.5 Calcul avec logiciel ROBOT :

### VII.5.1 Pied de poteau :

- Introduction :

La base de poteau a le rôle d'assurer la transmettre au massif de fondation les efforts développés dans les poteaux. Elle constitue une platine en acier assurant la réduction de la pression dans le béton, soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le porteur de la section de profilé constituant le poteau reposant sur la fondation et fixée par écrous aux tiges d'ancrage qui sont noyées dans le béton.

- La plaque d'assise (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 porteur de la section du profilé constituant le poteau.

- Les tiges d'ancrage :

Elles sont droites ou recourbées à une extrémité, elles sont destinées à s'apposer à un effort très important. L'extrémité recourbée de certaines tiges s'accroche à une barre horizontale, appelée clé d'ancrage.

- La bêche

La bêche est un tronçon de profile 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

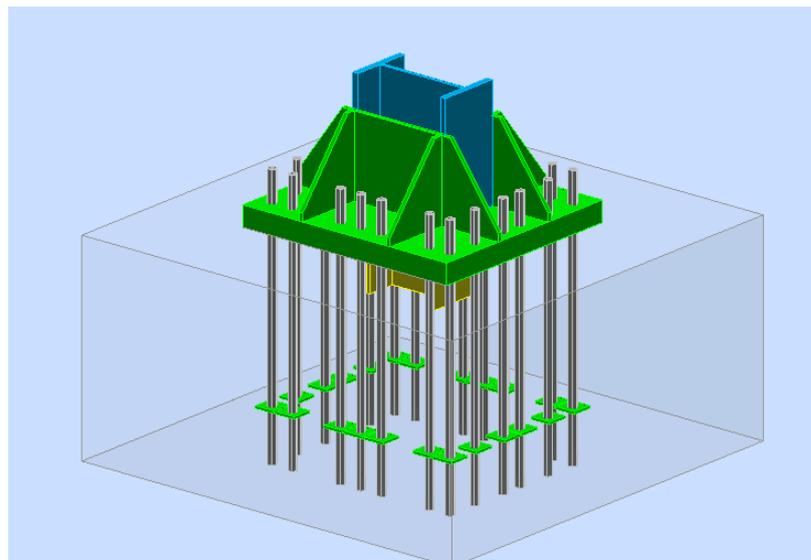
La contre platine est une plaque en acier laminé scellée à la surface de béton de fondation. La contre platine a deux fonctions, l'un est destiné pour répartir les efforts de compression transmis par poteau et l'autre permet au pied de poteau des mouvements de rotation.

Les efforts sont tirés du logiciel Robot :

$$N_{sd} = 4417\text{KN.}$$

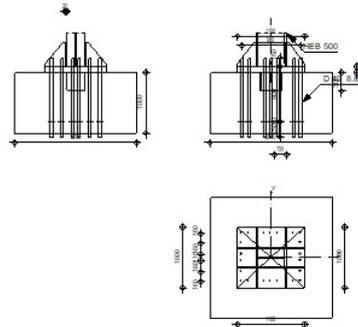
$$V_{sd} = 1130.\text{KN.}$$

$$M_{sd} = 14.47\text{m.}$$



**Figure 7. 6: assemblage pied de poteau HEB500**

➤ Les résultats des calculs en détail : note de calcul (ANNEX 1)



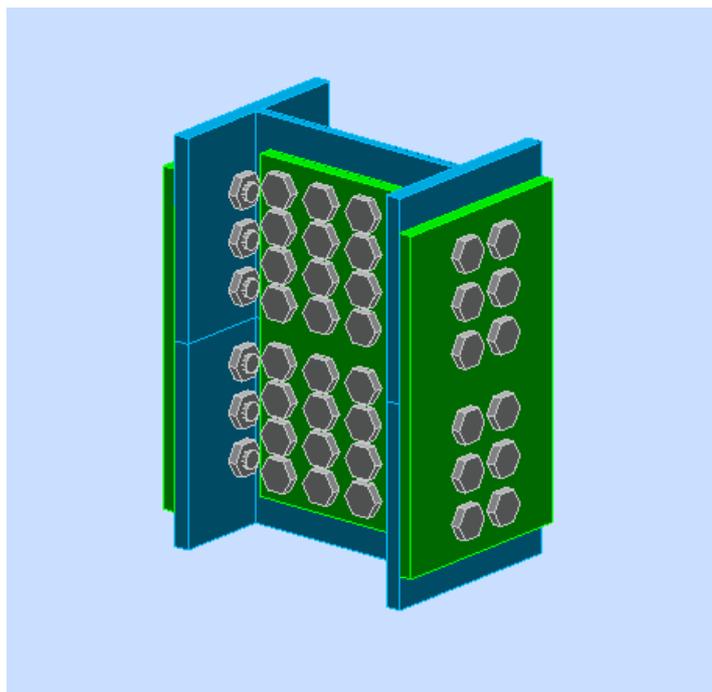
**Figure 7. 7: résultat de l'assemblage pied de poteau HEB500**

#### VII.5.2 Assemblage poteau-poteau :

Dans ce type d'assemblage on propose de méthode de calcul :

- Assemblage poteau- poteau par couvre joint.
- Assemblage poteau-poteau par platine.

- Poteau HEA400 – HEA400 : (par couvre joint) :



**Figure 7. 8: assemblage poteau-poteau**

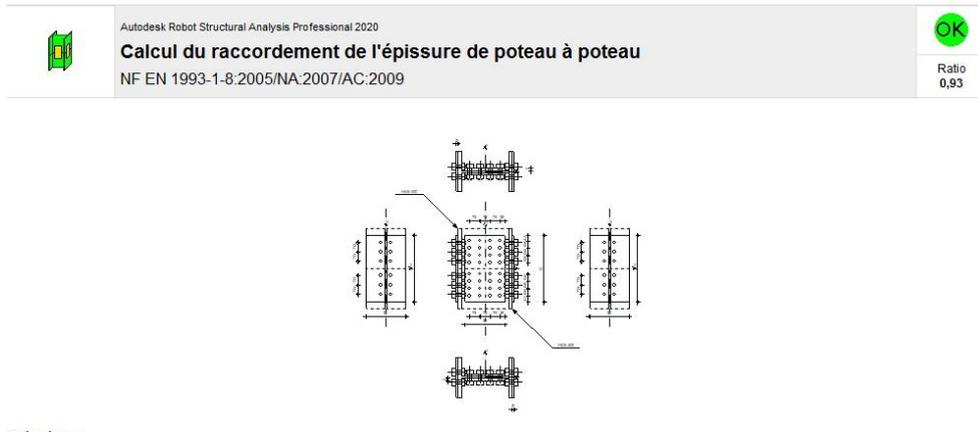
- Donnée de calcul :

$N_{sd} = 1914.18 \text{ KN}$

$M_{sd} = 56.70 \text{ KN.m}$

$V_{sd} = 33.87 \text{ KN}$

- Les résultats des calculs en détail : note de calcul (ANNEX 2)

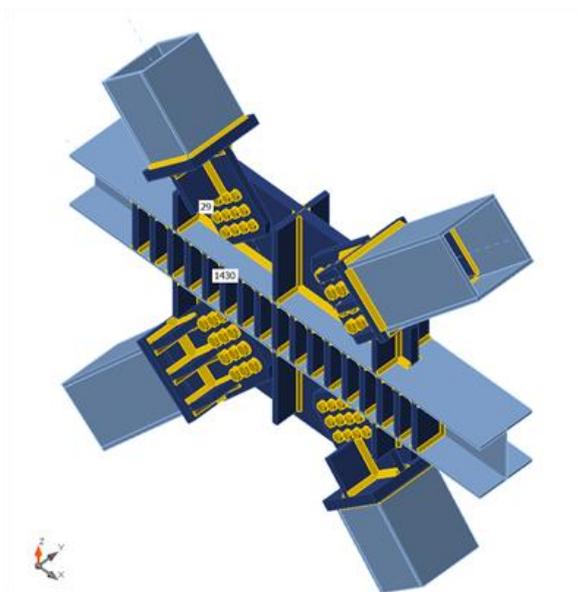


**Figure 7. 9: résultat de l'assemblage poteau-poteau**

### VII.5.3 Calcul avec IDEA STATICA:

- Assemblage poutre-contreventement:

- Nœud de poutre HEA320 et contreventement tube 320×320×17.5



**Figure 7. 10: vue d'assemblage poutre HEA300- tube 320×320×17.5**

- Sections transversales

Nom	Matériau
1 - HEA300	S275
2 - TUBO320X320X17.5(BoxFI320x(320/320))	S275

- Sections transversales

Nom	Matériau	Dessin
1 - HEA300	S275	
2 - TUBO320X320X17.5(BoxFI320x(320/320))	S275	

- Boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm <sup>2</sup> ]
M27 10.9	M27 10.9	27	1000.0	573
M33 10.9	M33 10.9	33	1000.0	855

- Chargements (équilibre n'est pas exigé)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
G+Q-1,5Ex(1)	29	-1371.6	0.0	-2.4	0.0	0.0	0.0
	30	-3797.9	0.0	-2.4	0.0	0.0	0.0
	284	3915.3	0.0	-2.4	0.0	0.0	0.0
	285	1531.5	0.0	-2.4	0.0	0.0	0.0
0,8G+1,5Ex(2)	29	359.6	0.0	-1.9	0.0	0.0	0.0
	30	2595.1	0.0	-1.9	0.0	0.0	0.0
	284	-2804.4	0.0	-1.9	0.0	0.0	0.0
	285	-428.6	0.0	-1.9	0.0	0.0	0.0
G+Q-1,5Ey(6)	29	-915.6	0.0	-2.4	0.0	0.0	0.0

	30	-1022.2	0.0	-2.4	0.0	0.0	0.0
	284	933.6	0.0	-2.4	0.0	0.0	0.0
	285	905.4	0.0	-2.4	0.0	0.0	0.0
0,8G+1,5Ey(7)	29	-96.4	0.0	-1.9	0.0	0.0	0.0
	30	-180.6	0.0	-1.9	0.0	0.0	0.0
	284	177.4	0.0	-1.9	0.0	0.0	0.0
	285	197.6	0.0	-1.9	0.0	0.0	0.0
0,8G-1,5Ex(3)	29	-1136.6	0.0	-1.9	0.0	0.0	0.0
	30	-3508.1	0.0	-1.9	0.0	0.0	0.0
	284	3647.2	0.0	-1.9	0.0	0.0	0.0
	285	1263.4	0.0	-1.9	0.0	0.0	0.0
ELU(5)	29	-862.4	0.0	-3.2	0.0	0.0	0.0
	30	-1033.8	0.0	-3.2	0.0	0.0	0.0
	284	955.3	0.0	-3.2	0.0	0.0	0.0
	285	950.0	0.0	-3.2	0.0	0.0	0.0
G+Q+1,5Ex(4)	29	124.5	0.0	-2.4	0.0	0.0	0.0
	30	2305.3	0.0	-2.4	0.0	0.0	0.0
	284	-2536.2	0.0	-2.4	0.0	0.0	0.0
	285	-160.5	0.0	-2.4	0.0	0.0	0.0
G+Q+1,5Ey(8)	29	-331.4	0.0	-2.4	0.0	0.0	0.0
	30	-470.4	0.0	-2.4	0.0	0.0	0.0
	284	445.5	0.0	-2.4	0.0	0.0	0.0
	285	465.6	0.0	-2.4	0.0	0.0	0.0
0,8G-1,5Ey(9)	29	-680.6	0.0	-1.9	0.0	0.0	0.0
	30	-732.4	0.0	-1.9	0.0	0.0	0.0
	284	665.4	0.0	-1.9	0.0	0.0	0.0
	285	637.3	0.0	-1.9	0.0	0.0	0.0

- Vérification :

- Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	0.7 < 5.0%	OK
Boulons	98.3 < 100%	OK
Soudures	99.5 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

- Platines

Nom	Matériau	Épaisseur [mm]	Charges	$\sigma_{Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{pl}$ [%]	$\sigma_{cEd}$ [MPa]	Résultat
1430-bfl 1	S275	14.0	G+Q-1,5Ex(1)	275.3	0.1	0.0	OK
1430-tfl 1	S275	14.0	G+Q-1,5Ex(1)	275.6	0.3	0.0	OK
1430-w 1	S275	8.5	G+Q-1,5Ex(1)	275.1	0.1	0.0	OK
29-tfl 1	S275	17.5	G+Q-1,5Ex(1)	205.1	0.0	0.0	OK
29-bfl 1	S275	17.5	G+Q-1,5Ex(1)	230.1	0.0	0.0	OK
29-w 1	S275	17.5	G+Q-1,5Ex(1)	105.4	0.0	0.0	OK
29-w 2	S275	17.5	G+Q-1,5Ex(1)	104.7	0.0	0.0	OK

30-tfl 1	S275	17.5	G+Q-1,5Ex(1)	276.2	0.6	0.4	OK
30-bfl 1	S275	17.5	G+Q-1,5Ex(1)	276.2	0.5	0.5	OK
30-w 1	S275	17.5	G+Q-1,5Ex(1)	275.0	0.0	0.0	OK
30-w 2	S275	17.5	G+Q-1,5Ex(1)	275.1	0.1	0.0	OK
284-tfl 1	S275	17.5	G+Q-1,5Ex(1)	276.2	0.6	0.4	OK
284-bfl 1	S275	17.5	G+Q-1,5Ex(1)	276.3	0.6	0.3	OK
284-w 1	S275	17.5	G+Q-1,5Ex(1)	253.1	0.0	0.0	OK
284-w 2	S275	17.5	G+Q-1,5Ex(1)	275.1	0.0	0.0	OK
285-tfl 1	S275	17.5	G+Q-1,5Ex(1)	252.3	0.0	0.0	OK
285-bfl 1	S275	17.5	G+Q-1,5Ex(1)	233.9	0.0	0.0	OK
285-w 1	S275	17.5	G+Q-1,5Ex(1)	121.2	0.0	0.0	OK
285-w 2	S275	17.5	G+Q-1,5Ex(1)	115.2	0.0	0.0	OK
SP1	S275 - 1	45.0	0,8G+1,5Ex(2)	303.3	0.4	27.7	OK
CPL1a	S275 - 1	45.0	G+Q-1,5Ex(1)	140.0	0.0	0.0	OK
CPL1b	S275	35.0	G+Q-1,5Ex(1)	257.5	0.0	32.7	OK
CPL2a	S275 - 1	45.0	G+Q-1,5Ex(1)	303.1	0.3	0.0	OK
CPL2b	S275 - 1	50.0	0,8G+1,5Ex(2)	303.2	0.4	44.5	OK
SP2	S275 - 1	45.0	0,8G+1,5Ex(2)	303.3	0.4	30.7	OK
CPL3a	S275 - 1	45.0	G+Q-1,5Ex(1)	303.0	0.2	0.0	OK
CPL3b	S275 - 1	50.0	0,8G+1,5Ex(2)	304.0	0.7	65.7	OK
CPL4a	S275 - 1	45.0	G+Q-1,5Ex(1)	161.9	0.0	0.0	OK
CPL4b	S275	35.0	G+Q-1,5Ex(1)	275.2	0.1	98.1	OK
RAID1a	S275	30.0	G+Q-1,5Ex(1)	33.8	0.0	0.0	OK
RAID1b	S275	30.0	G+Q-1,5Ex(1)	44.6	0.0	0.0	OK
RAID1c	S275	30.0	G+Q-1,5Ex(1)	42.5	0.0	0.0	OK
RAID1d	S275	30.0	G+Q-1,5Ex(1)	90.8	0.0	0.0	OK
RAID1e	S275	30.0	G+Q-1,5Ex(1)	146.4	0.0	0.0	OK
RAID1f	S275	30.0	G+Q-1,5Ex(1)	208.5	0.0	0.0	OK
RAID1g	S275	30.0	G+Q-1,5Ex(1)	159.5	0.0	0.0	OK
RAID1h	S275	30.0	G+Q-1,5Ex(1)	216.5	0.0	0.0	OK
RAID1i	S275	30.0	G+Q-1,5Ex(1)	102.8	0.0	0.0	OK
RAID1j	S275	30.0	G+Q-1,5Ex(1)	142.0	0.0	0.0	OK
RAID1k	S275	30.0	G+Q-1,5Ex(1)	118.6	0.0	0.0	OK
RAID1l	S275	30.0	G+Q-1,5Ex(1)	164.6	0.0	0.0	OK
RAID1m	S275	30.0	G+Q-1,5Ex(1)	121.7	0.0	0.0	OK
RAID1n	S275	30.0	G+Q-1,5Ex(1)	162.4	0.0	0.0	OK
RAID1o	S275	30.0	G+Q-1,5Ex(1)	107.9	0.0	0.0	OK
RAID1p	S275	30.0	G+Q-1,5Ex(1)	170.6	0.0	0.0	OK
RAID1q	S275	30.0	G+Q-1,5Ex(1)	103.5	0.0	0.0	OK
RAID1r	S275	30.0	G+Q-1,5Ex(1)	220.2	0.0	0.0	OK
RAID1s	S275	30.0	G+Q-1,5Ex(1)	113.7	0.0	0.0	OK
RAID1t	S275	30.0	G+Q-1,5Ex(1)	174.1	0.0	0.0	OK
RAID1u	S275	30.0	G+Q-1,5Ex(1)	128.8	0.0	0.0	OK
RAID1v	S275	30.0	G+Q-1,5Ex(1)	164.2	0.0	0.0	OK
RAID1w	S275	30.0	G+Q-1,5Ex(1)	123.2	0.0	0.0	OK
RAID1x	S275	30.0	G+Q-1,5Ex(1)	166.0	0.0	0.0	OK
RAID1y	S275	30.0	G+Q-1,5Ex(1)	96.8	0.0	0.0	OK
RAID1z	S275	30.0	G+Q-1,5Ex(1)	148.6	0.0	0.0	OK
RAID1{	S275	30.0	G+Q-1,5Ex(1)	92.6	0.0	0.0	OK
RAID1	S275	30.0	G+Q-1,5Ex(1)	225.6	0.0	0.0	OK
RAID1}	S275	30.0	G+Q-1,5Ex(1)	149.5	0.0	0.0	OK
RAID1~	S275	30.0	G+Q-1,5Ex(1)	191.8	0.0	0.0	OK
RAID1□	S275	30.0	G+Q-1,5Ex(1)	60.7	0.0	0.0	OK
RAID1€	S275	30.0	G+Q-1,5Ex(1)	49.0	0.0	0.0	OK
RAID1•	S275	30.0	G+Q-1,5Ex(1)	34.6	0.0	0.0	OK

RAID1,	S275	30.0	G+Q-1,5Ex(1)	31.4	0.0	0.0	OK
SP3	S275	25.0	G+Q-1,5Ex(1)	104.4	0.0	0.0	OK
SP4	S275	25.0	G+Q-1,5Ex(1)	155.0	0.0	0.0	OK
SP5	S275	25.0	G+Q-1,5Ex(1)	137.1	0.0	0.0	OK
SP6	S275	25.0	G+Q-1,5Ex(1)	162.2	0.0	0.0	OK
SP7	S275	30.0	G+Q-1,5Ex(1)	275.1	0.1	0.0	OK
SP8	S275	30.0	G+Q-1,5Ex(1)	108.0	0.0	0.0	OK
SP9	S275	30.0	G+Q-1,5Ex(1)	275.2	0.1	0.0	OK
SP10	S275	30.0	G+Q+1,5Ex(4)	151.9	0.0	0.0	OK
SP11	S275	25.0	G+Q-1,5Ex(1)	237.6	0.0	0.0	OK
SP12	S275	25.0	G+Q-1,5Ex(1)	206.2	0.0	0.0	OK
SP13	S275	25.0	G+Q-1,5Ex(1)	203.5	0.0	0.0	OK
SP14	S275	25.0	G+Q-1,5Ex(1)	205.5	0.0	0.0	OK
SP15	S275	25.0	G+Q-1,5Ex(1)	228.6	0.0	0.0	OK
SP16	S275	25.0	G+Q-1,5Ex(1)	179.8	0.0	0.0	OK
SP17	S275	25.0	G+Q-1,5Ex(1)	190.7	0.0	0.0	OK
SP18	S275	25.0	G+Q-1,5Ex(1)	196.4	0.0	0.0	OK
SP19	S275	35.0	G+Q-1,5Ex(1)	275.3	0.2	0.0	OK
SP20	S275	35.0	G+Q-1,5Ex(1)	275.2	0.1	0.0	OK
SP21	S275	35.0	G+Q-1,5Ex(1)	275.9	0.4	0.0	OK
SP22	S275	35.0	G+Q-1,5Ex(1)	275.8	0.4	0.0	OK
SP23	S275	15.0	G+Q-1,5Ex(1)	275.3	0.2	0.5	OK
SP24	S275	15.0	G+Q-1,5Ex(1)	275.3	0.2	0.4	OK
SP25	S275	15.0	G+Q-1,5Ex(1)	135.1	0.0	0.0	OK
SP26	S275	15.0	G+Q-1,5Ex(1)	199.3	0.0	0.0	OK
SP27	S275	15.0	G+Q-1,5Ex(1)	188.1	0.0	0.0	OK
SP28	S275	15.0	G+Q-1,5Ex(1)	119.9	0.0	0.0	OK
SP29	S275	15.0	G+Q-1,5Ex(1)	275.3	0.2	0.4	OK
SP30	S275	15.0	G+Q-1,5Ex(1)	275.3	0.2	0.3	OK

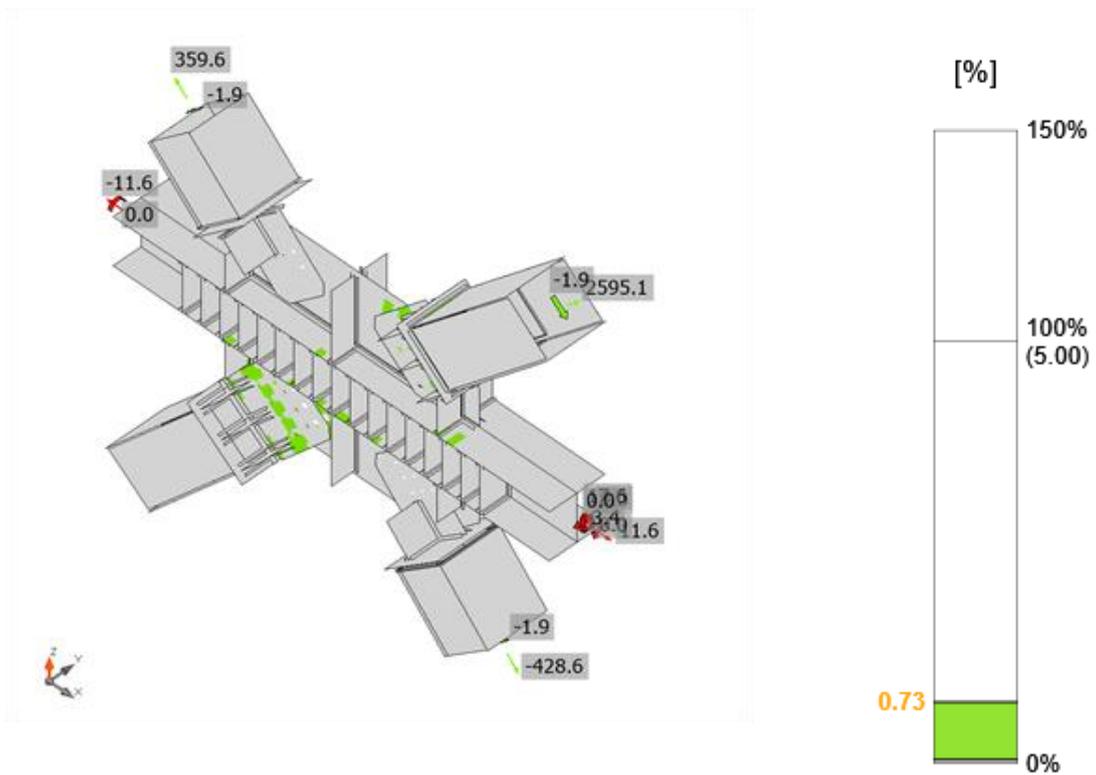
- Donnéesdeconception

Matériau	$f_y$ [MPa]	$\epsilon_{lim}$ [%]
S275	275.0	5.0
S275 – 1	302.5	5.0

- Explication des symboles

$\epsilon_{pl}$ :	Déformation
$\sigma_{Ed}$ :	Contrainte éq.
$\sigma_{cEd}$ :	Contrainte de contact
$f_y$ :	Limite d'élasticité
$\epsilon_{lim}$ :	Déformation plastique limite

- Vérification de déformation, 0.8G+1.5Ex



**Figure 7. 11: Vérification de déformation Poutre HEA300CV tube 320×320×17.5**

- Vérification de déformation, 0.8G+1.5Ex

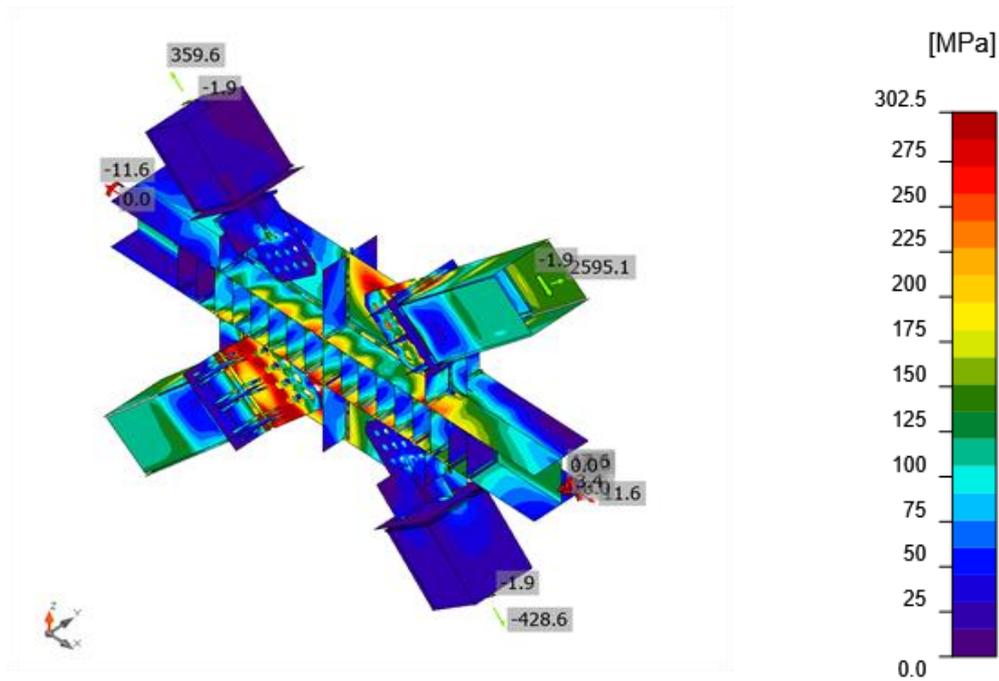


Figure 7. 12: les différent zones de sollicitations.

- Contrainte équivalente, 0,8G+1,5Ex(2)

- Boulons

	Nom	Classe	Charges	$F_{t,Ed}$ [kN]	V [kN]	$U_{t,t}$ [%]	$F_{b,Rd}$ [kN]	$U_{t,s}$ [%]	$U_{t,s}$ [%]	Résultat
	B1	M27 10.9 - 1	G+Q- 1,5Ex(1)	3.2	109.9	1.0	268.8	40.9	40.7	OK
	B2	M27 10.9 - 1	G+Q- 1,5Ex(1)	0.0	106.3	0.0	268.8	39.5	38.6	OK
	B3	M27 10.9 - 1	G+Q- 1,5Ex(1)	29.5	108.7	8.9	345.6	39.5	45.9	OK
	B4	M27 10.9 - 1	G+Q- 1,5Ex(1)	2.0	126.9	0.6	268.8	47.2	46.6	OK
	B5	M27 10.9 - 1	G+Q- 1,5Ex(1)	1.8	125.9	0.5	268.8	46.8	46.2	OK
	B6	M27 10.9 - 1	G+Q- 1,5Ex(1)	70.8	128.5	21.4	345.6	46.7	62.0	OK
	B7	M27 10.9 - 1	G+Q- 1,5Ex(1)	3.0	115.1	0.9	268.8	42.8	42.5	OK
	B8	M27 10.9 - 1	G+Q- 1,5Ex(1)	0.0	112.8	0.0	268.8	42.0	41.0	OK
	B9	M27 10.9 - 1	G+Q- 1,5Ex(1)	42.1	115.9	12.7	345.6	42.2	51.3	OK
	B10	M27 10.9 - 1	G+Q- 1,5Ex(1)	4.7	111.3	1.4	268.8	41.4	41.5	OK
	B11	M27 10.9 - 1	G+Q- 1,5Ex(1)	3.6	106.5	1.1	268.8	39.6	39.5	OK
	B12	M27 10.9 - 1	G+Q- 1,5Ex(1)	43.3	106.3	13.1	345.6	38.6	48.0	OK
	B13	M33 10.9 - 2	G+Q- 1,5Ex(1)	24.8	318.9	5.0	393.1	81.1	81.2	OK
	B14	M33 10.9	G+Q-	1.4	300.0	0.3	353.8	84.8	73.3	OK

		- 2	1,5Ex(1)							
	B15	M33 10.9 - 2	G+Q- 1,5Ex(1)	39.8	323.5	8.0	353.8	91.4	84.5	OK
	B16	M33 10.9 - 2	G+Q- 1,5Ex(1)	79.4	334.0	15.9	393.1	85.0	92.7	OK
	B17	M33 10.9 - 2	G+Q- 1,5Ex(1)	96.2	308.9	19.3	353.8	87.3	89.0	OK
	B18	M33 10.9 - 2	G+Q- 1,5Ex(1)	59.5	319.9	11.9	353.8	90.4	86.5	OK
	B19	M33 10.9 - 2	G+Q- 1,5Ex(1)	30.6	312.9	6.1	393.1	79.6	80.6	OK
	B20	M33 10.9 - 2	G+Q- 1,5Ex(1)	0.3	291.5	0.1	353.8	82.4	71.1	OK
	B21	M33 10.9 - 2	G+Q- 1,5Ex(1)	3.9	313.1	0.8	353.8	88.5	76.9	OK
	B22	M33 10.9 - 2	G+Q- 1,5Ex(1)	28.3	348.2	5.7	393.1	88.6	88.9	OK
	B23	M33 10.9 - 2	G+Q- 1,5Ex(1)	74.8	333.2	15.0	353.8	94.2	91.9	OK
B24	M33 10.9 - 2	0,8G- 1,5Ex(3)	162.8	304.1	32.6	353.8	86.0	97.4	OK	
	B25	M33 10.9 - 2	G+Q- 1,5Ex(1)	30.2	321.1	6.1	393.1	81.7	82.6	OK
	B26	M33 10.9 - 2	G+Q- 1,5Ex(1)	0.0	305.4	0.0	353.8	86.3	74.4	OK
	B27	M33 10.9 - 2	G+Q- 1,5Ex(1)	32.4	334.3	6.5	353.8	94.5	86.1	OK
	B28	M33 10.9 - 2	G+Q- 1,5Ex(1)	68.8	348.1	13.8	393.1	88.6	94.7	OK
	B29	M33 10.9 - 2	G+Q- 1,5Ex(1)	84.5	327.9	16.9	353.8	92.7	92.0	OK
	B30	M33 10.9 - 2	G+Q- 1,5Ex(1)	93.2	347.7	18.7	353.8	98.3	98.0	OK
	B31	M33 10.9 - 2	G+Q- 1,5Ex(1)	34.7	321.3	6.9	393.1	81.7	83.2	OK
	B32	M33 10.9 - 2	G+Q- 1,5Ex(1)	0.0	304.0	0.0	353.8	85.9	74.1	OK
	B33	M33 10.9 - 2	G+Q- 1,5Ex(1)	8.0	331.5	1.6	353.8	93.7	81.9	OK
	B34	M33 10.9 - 2	G+Q- 1,5Ex(1)	38.4	343.5	7.7	393.1	87.4	89.2	OK
B35	M33 10.9 - 2	G+Q- 1,5Ex(1)	81.7	331.3	16.3	353.8	93.6	92.4	OK	
B36	M33 10.9 - 2	G+Q- 1,5Ex(1)	169.5	300.4	33.9	353.8	84.9	97.4	OK	
	B37	M27 10.9 - 1	G+Q- 1,5Ex(1)	4.8	122.6	1.5	268.8	45.6	45.6	OK
	B38	M27 10.9 - 1	G+Q- 1,5Ex(1)	0.0	120.4	0.0	268.8	44.8	43.8	OK
	B39	M27 10.9 - 1	G+Q- 1,5Ex(1)	24.7	126.0	7.5	345.6	45.8	51.2	OK
	B40	M27 10.9 - 1	G+Q- 1,5Ex(1)	1.7	135.4	0.5	268.8	50.4	49.6	OK
	B41	M27 10.9 - 1	G+Q- 1,5Ex(1)	3.1	134.4	0.9	268.8	50.0	49.5	OK
	B42	M27 10.9 - 1	G+Q- 1,5Ex(1)	85.8	137.8	26.0	345.6	50.1	68.6	OK
	B43	M27 10.9 - 1	G+Q- 1,5Ex(1)	3.5	125.4	1.1	268.8	46.6	46.3	OK

	B44	M27 10.9 - 1	G+Q- 1,5Ex(1)	0.0	123.6	0.0	268.8	46.0	45.0	OK
	B45	M27 10.9 - 1	G+Q- 1,5Ex(1)	42.2	129.0	12.8	345.6	46.9	56.0	OK
	B46	M27 10.9 - 1	G+Q- 1,5Ex(1)	5.8	127.6	1.8	268.8	47.5	47.6	OK
	B47	M27 10.9 - 1	G+Q- 1,5Ex(1)	4.4	124.7	1.3	268.8	46.4	46.3	OK
	B48	M27 10.9 - 1	G+Q- 1,5Ex(1)	25.7	128.4	7.8	345.6	46.7	52.2	OK

- Données de conception

Nom	F <sub>t,Rd</sub> [kN]	B <sub>p,Rd</sub> [kN]	F <sub>v,Rd</sub> [kN]
M27 10.9 - 1	330.5	978.1	275.0
M33 10.9 - 2	499.7	1691.0	410.4

- Explication des symboles

F <sub>t,Rd</sub>	Résistance à la traction du boulon EN 1993-1-8 tab. 3.4
F <sub>t,Ed</sub>	Effort de traction
B <sub>p,Rd</sub>	Résistance au cisaillement par poinçonnement
V	Résultante des efforts de cisaillement V <sub>y</sub> , V <sub>z</sub> dans le boulon
F <sub>v,Rd</sub>	Résistance au cisaillement du boulon EN_1993-1-8 tableau 3.4
F <sub>b,Rd</sub>	Résistance à la pression diamétrale de la platine EN 1993-1-8 tab. 3.4
U <sub>t</sub>	Usage en traction
U <sub>s</sub>	Utilisation en cisaillement

• Résultat détaillé pour B30

Vérification de résistance à la traction (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 499.7 \text{ kN} \geq F_t = 93.2 \text{ kN}$$

où :

$k_2 = 0.90$	- Facteur
$f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa}$	- Résistance à la traction ultime du boulon
$A_s = 694 \text{ mm}^2$	- Zone d'effort de traction du boulon
$\gamma_{M2} = 1.25$	- Facteur de sécurité

Vérification de résistance au poinçonnement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \pi d_s t_s f_{ub}}{\gamma_{M2}} = 1691.0 \text{ kN} \geq F_t = 93.2 \text{ kN}$$

où :

$d_m = 53 \text{ mm}$	- Le moyen des diamètres des cercles inscrit et circonscrit de la tête de boulon ou écrou, la plus petite de ces valeurs étant retenue
$t_p = 45 \text{ mm}$	- Épaisseur
$f_u = 473.0 \text{ MPa}$	- Résistance ultime
$\gamma_{M2} = 1.25$	- Facteur de sécurité

- Vérification de résistance au cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_u A}{\gamma_{M2}} = 410.4 \text{ kN} \geq V = 347.7 \text{ kN}$$

où :

$\beta_p = 1.00$	- Facteur de réduction
$\alpha_v = 0.60$	- Facteur de réduction
$f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa}$	- Résistance à la traction ultime du boulon
$A = 855 \text{ mm}^2$	- Superficie brute de section transversale de boulon
$\gamma_{M2} = 1.25$	- Facteur de sécurité

- Vérification de résistance à la pression diamétrale (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = 353.8 \text{ kN} \geq V = 347.7 \text{ kN}$$

où :

$k_1 = \min(2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5) = 1.41$	- Facteur de distance au bord et d'espacement des boulons perpendiculairement à la direction du transfert de charge
$\alpha_b = \min(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1) = 0.49$	- Facteur de pince et d'espacement des boulons dans la direction du transfert de charge
$e_2 = 113 \text{ mm}$	- Distance au bord de la platine perpendiculairement à l'effort de cisaillement
$p_2 = 80 \text{ mm}$	- Entraxe perpendiculairement à l'effort de cisaillement
$d_0 = 36 \text{ mm}$	- Diamètre du trou du boulon
$e_1 = 380 \text{ mm}$	- Distance au bord de la platine dans la direction de l'effort de cisaillement
$p_1 = 80 \text{ mm}$	- Entraxe dans la direction de l'effort de cisaillement
$f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa}$	- Résistance à la traction ultime du boulon
$f_u = 430.0 \text{ MPa}$	- Résistance ultime
$d = 33 \text{ mm}$	- Diamètre nominal de moyen d'assemblage
$t = 45 \text{ mm}$	- Épaisseur de la platine
$\gamma_{M2} = 1.25$	- Facteur de sécurité

- Interaction de traction et cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$U_{int} = \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} = 98.0 \%$$

- Usage en traction

$$U_{tt} = \frac{V_{Ed}}{F_{t,Rd}} = 18.7 \%$$

- Usage en cisaillement

$$U_{ts} = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{t,Rd}; F_{v,Rd})} = 98.3 \%$$

- Données de conception

	$\beta_w$ [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	$0.9 \sigma$ [MPa]
S 460 N/NL	0.90	420.4	340.6
S275	0.85	404.7	309.6

- Explication des symboles

$\epsilon_{pl}$	Déformation
$\sigma_{w,Ed}$	Contrainte équivalente
$\sigma_{w,Rd}$	Résistance aux contraintes équivalentes
$\sigma_{\perp}$	Contrainte perpendiculaire
$\tau_{\parallel}$	Contrainte de cisaillement parallèle à l'axe de soudure
$\tau_{\perp}$	Contrainte de cisaillement perpendiculaire à l'axe de soudure
$0.9 \sigma$	Résistance de contrainte perpendiculaire – $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$
$\beta_w$	Facteur de corrélation EN 1993-1-8 tab. 4.1
$U_t$	Utilisation
$U_{tc}$	Utilisation de capacité de la soudure

• **Résultat détaillé pour CPL2a CPL2b**

Vérification de résistance de la soudure (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = \frac{420}{4} \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = \frac{418}{4} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0.9 f_u / \gamma_{M2} = 340.6 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 228.2 \text{ MPa}$$

où :

$f_u = 473.0 \text{ MPa}$	– Résistance ultime
$\beta_w = 0.90$	– facteur de corrélation approprié selon la Table 4.1
$\gamma_{M2} = 1.25$	– Facteur de sécurité

Usage de contrainte

$$U_t = \frac{\sigma_{w,Ed}}{|\sigma_{\perp}|} = 99.5 \%$$

- Voilement
  - Analyse de flambement n'a pas été calculée.

#### VII.5.3.1 Assemblage poteau-poutre -contreventement:

- Poutres et poteaux

No m	Section transversale	$\beta$ – Direction [°]	$\gamma$ – Angle [°]	$\alpha$ – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans
30	2 - TUBO320X320X17.5(BoxFl 320x(320/320))	0.0	0.0	0.0	20	0	50	Position
317	8 - HEM 500 croix(General)	0.0	0.0	0.0	0	0	0	Position
1429	1 - HEA300	0.0	0.0	0.0	0	0	0	Position
1440	1 - HEA300	0.0	0.0	0.0	0	0	0	Position
172	2 - TUBO320X320X17.5(BoxFl 320x(320/320))	0.0	0.0	0.0	20	0	50	Position
335	2 - TUBO320X320X17.5(BoxFl 320x(320/320))	0.0	0.0	0.0	-20	0	-50	Position
1663	6 - HEA320	0.0	0.0	0.0	0	0	-10	Position
1711	7 - HEA360	0.0	0.0	0.0	0	0	-30	Position
325	2 - TUBO320X320X17.5(BoxFl 320x(320/320))	0.0	0.0	0.0	-20	0	-50	Position



**Figure 7. 13: Vue assemblage poutre Poteau contreventement**

- Sections transversales

Nom	Matériau
2 - TUBO320X320X17.5(BoxFl320x(320/320))	A992Fy50
8 - HEM 500 croix(General)	S275, S275, S275
1 - HEA300	S275
6 - HEA320	S275
7 - HEA360	S275

- Boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm <sup>2</sup> ]
M24 10.9	M24 10.9	24	1000.0	452
M30 10.9	M30 10.9	30	1000.0	707

- Chargements (équilibre n'est pas exigé)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
0,8G+1,5Ex	30	-2602.0	0.0	-1.9	0.0	0.0	0.0
	1429	0.0	0.0	-26.2	0.0	4.5	0.0
	1440	0.0	0.0	-14.6	0.0	3.9	0.0
	172	-2609.7	0.0	-1.9	0.0	0.0	0.0
	335	733.4	0.0	-1.9	0.0	0.0	0.0
	1663	0.0	0.0	-36.6	0.0	18.5	0.0
	1711	0.0	0.0	-66.4	0.0	-58.6	0.0
	325	795.1	0.0	-1.9	0.0	0.0	0.0

- Vérification

- Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	2.2 < 5.0%	OK
Boulons	99.9 < 100%	OK
Soudures	99.5 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

- Platines

Nom	Matériau	Épaisseur [mm]	Charges	$\sigma_{Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{pl}$ [%]	$\sigma_{CEd}$ [MPa]	Résultat
30-tfl 1	A992Fy50	17.5	0,8G+1,5Ex	322.4	0.0	0.0	OK
30-bfl 1	A992Fy50	17.5	0,8G+1,5Ex	323.5	0.0	0.0	OK
30-w 1	A992Fy50	17.5	0,8G+1,5Ex	161.5	0.0	0.0	OK
30-w 2	A992Fy50	17.5	0,8G+1,5Ex	146.2	0.0	0.0	OK
317-bfl 1	S275	40.0	0,8G+1,5Ex	33.9	0.0	6.6	OK
317-tfl 1	S275	40.0	0,8G+1,5Ex	31.3	0.0	2.9	OK
317-w 1	S275	21.0	0,8G+1,5Ex	73.4	0.0	0.0	OK
317-tfl 2	S275	40.0	0,8G+1,5Ex	275.2	0.1	32.6	OK
317-w 2	S275	21.0	0,8G+1,5Ex	275.3	0.1	0.0	OK
317-tfl 3	S275	40.0	0,8G+1,5Ex	275.0	0.0	29.7	OK
317-w 3	S275	21.0	0,8G+1,5Ex	233.1	0.0	0.0	OK
1429-bfl 1	S275	14.0	0,8G+1,5Ex	275.4	0.2	0.0	OK
1429-tfl 1	S275	14.0	0,8G+1,5Ex	275.0	0.0	0.0	OK
1429-w 1	S275	8.5	0,8G+1,5Ex	275.1	0.0	0.0	OK
1440-bfl 1	S275	14.0	0,8G+1,5Ex	275.1	0.0	0.0	OK
1440-tfl 1	S275	14.0	0,8G+1,5Ex	222.4	0.0	0.0	OK
1440-w 1	S275	8.5	0,8G+1,5Ex	274.7	0.0	0.0	OK
172-tfl 1	A992Fy50	17.5	0,8G+1,5Ex	317.2	0.0	0.0	OK
172-bfl 1	A992Fy50	17.5	0,8G+1,5Ex	309.7	0.0	0.0	OK

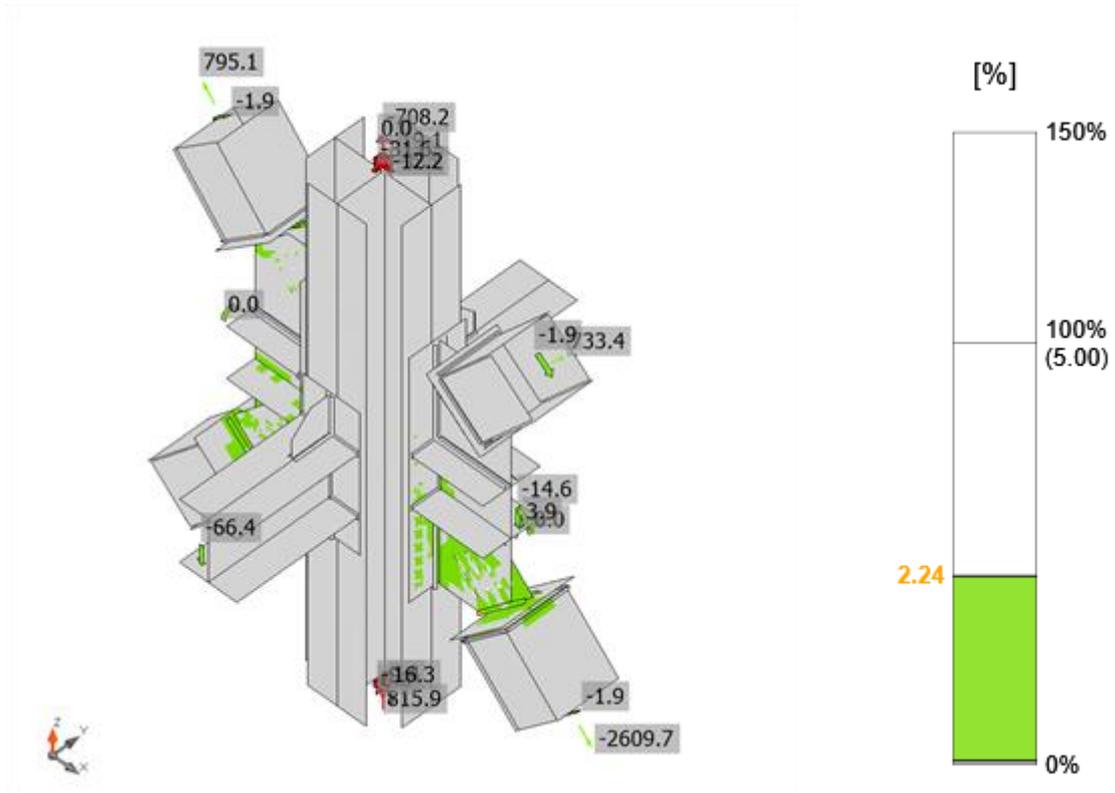
172-w 1	A992Fy50	17.5	0,8G+1,5Ex	129.5	0.0	0.0	OK
172-w 2	A992Fy50	17.5	0,8G+1,5Ex	163.1	0.0	0.0	OK
335-tfl 1	A992Fy50	17.5	0,8G+1,5Ex	115.6	0.0	0.0	OK
335-bfl 1	A992Fy50	17.5	0,8G+1,5Ex	109.5	0.0	0.0	OK
335-w 1	A992Fy50	17.5	0,8G+1,5Ex	36.9	0.0	0.0	OK
335-w 2	A992Fy50	17.5	0,8G+1,5Ex	37.8	0.0	0.0	OK
1663-bfl 1	S275	15.5	0,8G+1,5Ex	32.9	0.0	0.0	OK
1663-tfl 1	S275	15.5	0,8G+1,5Ex	39.0	0.0	0.0	OK
1663-w 1	S275	9.0	0,8G+1,5Ex	43.0	0.0	0.0	OK
1711-bfl 1	S275	17.5	0,8G+1,5Ex	67.4	0.0	0.0	OK
1711-tfl 1	S275	17.5	0,8G+1,5Ex	48.6	0.0	0.0	OK
1711-w 1	S275	10.0	0,8G+1,5Ex	47.6	0.0	0.0	OK
325-tfl 1	A992Fy50	17.5	0,8G+1,5Ex	128.0	0.0	0.0	OK
325-bfl 1	A992Fy50	17.5	0,8G+1,5Ex	119.6	0.0	0.0	OK
325-w 1	A992Fy50	17.5	0,8G+1,5Ex	54.9	0.0	0.0	OK
325-w 2	A992Fy50	17.5	0,8G+1,5Ex	50.7	0.0	0.0	OK
EP1	S275	25.0	0,8G+1,5Ex	276.0	0.5	67.2	OK
ÉLAR1a	S275 - 1	50.0	0,8G+1,5Ex	227.4	0.0	25.4	OK
ÉLAR1b	S275 - 1	50.0	0,8G+1,5Ex	303.8	0.6	46.2	OK
EP2	S275	25.0	0,8G+1,5Ex	276.8	0.8	76.2	OK
ÉLAR2a	S275 - 1	50.0	0,8G+1,5Ex	307.0	2.2	100.2	OK
ÉLAR2b	S275 - 1	50.0	0,8G+1,5Ex	302.7	0.1	136.8	OK
EP3	S275	18.0	0,8G+1,5Ex	71.6	0.0	6.2	OK
ÉLAR3a	S275	20.0	0,8G+1,5Ex	103.1	0.0	0.0	OK
ÉLAR3b	S275	20.0	0,8G+1,5Ex	99.2	0.0	0.0	OK
EP4	S275	18.0	0,8G+1,5Ex	19.7	0.0	3.0	OK
ÉLAR4a	S275	20.0	0,8G+1,5Ex	161.9	0.0	0.0	OK
ÉLAR4b	S275	20.0	0,8G+1,5Ex	139.0	0.0	0.0	OK
CPL1a	S275	40.0	0,8G+1,5Ex	275.5	0.2	0.0	OK
CPL1b	S275 - 1	50.0	0,8G+1,5Ex	302.9	0.2	235.7	OK
CPL2a	S275	40.0	0,8G+1,5Ex	275.5	0.2	0.0	OK
CPL2b	S275 - 1	55.0	0,8G+1,5Ex	307.2	2.2	69.5	OK
CPL3a	S275	40.0	0,8G+1,5Ex	113.0	0.0	0.0	OK
CPL3b	S275	30.0	0,8G+1,5Ex	275.1	0.0	27.7	OK
CPL4a	S275	40.0	0,8G+1,5Ex	175.1	0.0	0.0	OK
CPL4b	S275	30.0	0,8G+1,5Ex	275.4	0.2	106.3	OK

- Données de conception

Matériau	$f_y$ [MPa]	$\epsilon_{lim}$ [%]
A992Fy50	344.7	5.0
S275	275.0	5.0
S275 - 1	302.5	5.0

- Explication des symboles

$\epsilon_{Pl}$	Déformation
$\sigma_{Ed}$	Contrainte éq.
$\sigma_{cEd}$	Contrainte de contact
$f_y$	Limite d'élasticité
$\epsilon_{lim}$	Déformation plastique limite



**Figure 7. 14: Vérification de déformation PoutrePoteau CV tube 320×320×17.5**

- Vérification de déformation, 0,8G+1,5Ex

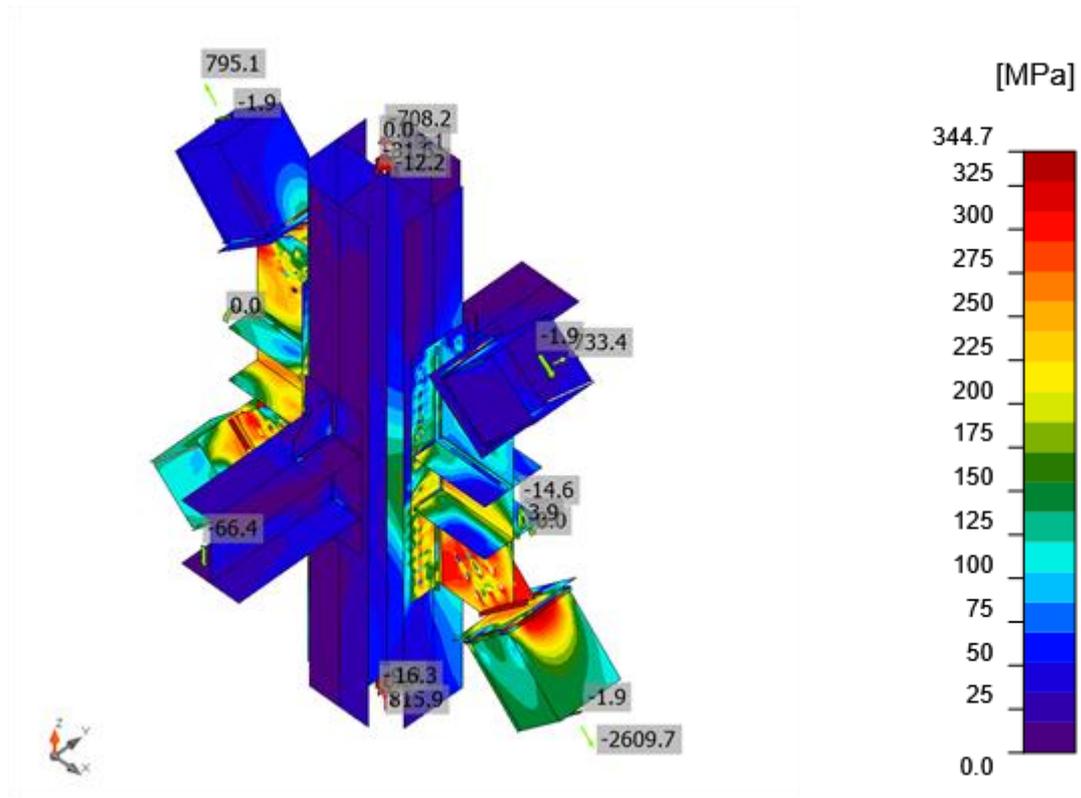


Figure 7. 15: les différent zones de sollicitations.

- Contrainte équivalente, 0,8G+1,5Ex

- Boulons

	No m	Class e	Charges	$F_{t,Ed}$ [kN]	V [kN]	$U_{tt}$ [% ]	$F_{b,Rd}$ [kN]	$U_{ts}$ [% ]	$U_{tts}$ [% ]	Résultat
	B1	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	135. 0	51.8	53. 1	516. 0	23. 9	61. 8	OK
	B2	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	136. 8	35.3	53. 8	516. 0	16. 3	54. 7	OK
	B3	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	98.9	51.0	38. 9	334. 1	23. 5	51. 3	OK
	B4	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	96.9	34.9	38. 1	334. 1	16. 1	43. 3	OK
	B5	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	59.2	45.1	23. 3	334. 1	20. 8	37. 4	OK

		1								
	B6	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	61.5	28.6	24. 2	334. 1	13. 2	30. 4	OK
	B7	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	58.3	43.4	22. 9	334. 1	20. 0	36. 4	OK
	B8	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	61.1	25.8	24. 1	334. 1	11. 9	29. 1	OK
	B9	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	53.4	42.9	21. 0	334. 1	19. 8	34. 8	OK
	B10	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	59.8	24.1	23. 5	334. 1	11. 1	27. 9	OK
	B11	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	44.8	43.3	17. 6	334. 1	20. 0	32. 6	OK
	B12	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	57.0	24.2	22. 4	334. 1	11. 2	27. 2	OK
	B13	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	45.7	44.2	18. 0	516. 0	20. 4	33. 2	OK
	B14	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	73.7	25.3	29. 0	409. 0	11. 6	32. 3	OK
	B15	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	199. 6	73.3	78. 5	516. 0	33. 8	89. 9	OK
	B16	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	193. 8	51.9	76. 3	516. 0	23. 9	78. 4	OK
	B17	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	184. 6	67.6	72. 6	516. 0	31. 2	83. 1	OK
	B18	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	187. 4	37.6	73. 7	459. 0	17. 3	70. 0	OK
	B19	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	127. 5	77.8	50. 2	334. 1	35. 9	71. 7	OK
	B20	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	126. 6	41.9	49. 8	334. 1	19. 3	54. 9	OK
	B21	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	137. 9	84.4	54. 3	334. 1	38. 9	77. 6	OK

14	13
12	11
10	9
8	7
6	5
4	3
2	1
0	0
16	15
18	17
20	19
22	21
24	23
26	25
28	27
30	29
32	31
34	33
36	35
38	37
40	39
42	41
44	43
46	45
48	47
50	49
52	51
54	53
56	55
58	57
60	59
62	61
64	63
66	65
68	67
70	69
72	71
74	73
76	75
78	77
80	79
82	81
84	83
86	85
88	87
90	89
92	91
94	93
96	95
98	97
100	99

	B22	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	139. 0	40.2	54. 7	334. 1	18. 5	57. 6	OK
	B23	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	149. 0	91.4	58. 6	334. 1	42. 1	84. 0	OK
	B24	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	139. 1	36.2	54. 7	334. 1	16. 7	55. 8	OK
	B25	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	172. 6	99.8	67. 9	334. 1	46. 0	94. 5	OK
	B26	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	123. 8	33.4	48. 7	334. 1	15. 4	50. 2	OK
	B27	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	193. 1	88.1	76. 0	386. 5	40. 6	94. 9	OK
	B28	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	129. 7	41.9	51. 0	516. 0	19. 3	55. 8	OK
	B29	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	146. 0	60.3	57. 4	516. 0	27. 8	68. 8	OK
	B30	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	141. 8	29.8	55. 8	454. 1	13. 7	53. 6	OK
	B31	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	107. 1	58.7	42. 1	334. 1	27. 1	57. 1	OK
	B32	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	96.1	29.7	37. 8	334. 1	13. 7	40. 7	OK
	B33	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	59.0	51.8	23. 2	334. 1	23. 9	40. 5	OK
	B34	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	62.4	24.1	24. 6	334. 1	11. 1	28. 6	OK
	B35	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	55.8	49.1	21. 9	334. 1	22. 6	38. 3	OK
	B36	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	62.2	22.3	24. 5	334. 1	10. 3	27. 7	OK
	B37	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	49.5	47.7	19. 5	334. 1	22. 0	35. 9	OK
	B38	M24	0,8G+1,5	60.3	21.6	23.	334.	9.9	26.	OK

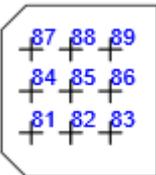
42	41
40	39
38	37
36	35
34	33
32	31
30	29
44	43
46	45
48	47
50	49
52	51
54	53
56	55

		10.9 - 1	Ex			7	1		9	
B39	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	40.3	47.4	15. 8	334. 1	21. 8	33. 2	OK	
B40	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	56.1	22.2	22. 1	334. 1	10. 2	26. 0	OK	
B41	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	41.4	47.3	16. 3	516. 0	21. 8	33. 4	OK	
B42	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	66.4	22.7	26. 1	516. 0	10. 5	29. 2	OK	
B43	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	213. 0	73.8	83. 8	516. 0	34. 0	93. 9	OK	
B44	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	181. 6	45.9	71. 4	428. 0	21. 2	72. 2	OK	
B45	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	218. 5	69.1	86. 0	516. 0	31. 9	93. 3	OK	
B46	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	179. 5	37.2	70. 6	375. 2	17. 1	67. 6	OK	
B47	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	145. 6	83.2	57. 3	334. 1	38. 3	79. 3	OK	
B48	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	126. 6	39.7	49. 8	380. 4	18. 3	53. 9	OK	
B49	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	156. 4	89.3	61. 5	334. 1	41. 2	85. 1	OK	
B50	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	135. 2	36.9	53. 2	385. 1	17. 0	55. 0	OK	
B51	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	175. 6	97.6	69. 1	334. 1	45. 0	94. 3	OK	
B52	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	136. 2	30.5	53. 6	334. 1	14. 1	52. 3	OK	
B53	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	185. 8	92.3	73. 1	414. 8	42. 5	94. 7	OK	
B54	M24 10.9 -	0,8G+1,5 Ex	118. 6	26.4	46. 7	334. 1	12. 2	45. 5	OK	

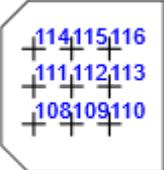
		1								
	B55	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	215. 1	77.6	84. 6	365. 7	35. 8	96. 2	OK
	B56	M24 10.9 - 1	0,8G+1,5 Ex	95.2	46.1	37. 4	516. 0	21. 3	48. 0	OK
	B57	M24 10.9 - 2	0,8G+1,5 Ex	5.9	5.2	2.3	371. 5	3.7	5.4	OK
	B58	M24 10.9 - 2	0,8G+1,5 Ex	14.8	4.7	5.8	331. 2	3.3	7.5	OK
	B59	M24 10.9 - 2	0,8G+1,5 Ex	8.0	5.8	3.2	240. 5	4.1	6.4	OK
	B60	M24 10.9 - 2	0,8G+1,5 Ex	8.0	8.0	3.1	240. 5	5.6	7.9	OK
	B61	M24 10.9 - 2	0,8G+1,5 Ex	12.3	5.8	4.9	285. 8	4.1	7.6	OK
	B62	M24 10.9 - 2	0,8G+1,5 Ex	0.9	7.4	0.4	285. 8	5.2	5.5	OK
	B63	M24 10.9 - 2	0,8G+1,5 Ex	1.4	5.4	0.6	371. 5	3.8	4.2	OK
	B64	M24 10.9 - 2	0,8G+1,5 Ex	2.2	5.5	0.9	282. 0	3.9	4.5	OK
	B65	M24 10.9 - 2	0,8G+1,5 Ex	2.6	7.8	1.0	371. 5	5.5	6.2	OK
	B66	M24 10.9 - 2	0,8G+1,5 Ex	4.0	5.4	1.6	270. 1	3.8	4.9	OK
	B67	M24 10.9 - 2	0,8G+1,5 Ex	2.1	8.2	0.8	240. 5	5.8	6.4	OK
	B68	M24 10.9 - 2	0,8G+1,5 Ex	1.4	6.0	0.5	275. 2	4.3	4.6	OK
	B69	M24 10.9 - 2	0,8G+1,5 Ex	0.4	2.4	0.1	371. 5	1.7	1.8	OK
	B70	M24 10.9 - 2	0,8G+1,5 Ex	2.7	2.5	1.0	281. 9	1.8	2.5	OK

62	61
60	69
58	67
64	63
66	65
68	67

74	73
72	71
70	69
76	75
78	77
80	79

	B71	M24 10.9 - 2	0,8G+1,5 Ex	0.1	2.1	0.0	371. 5	1.5	1.5	OK
	B72	M24 10.9 - 2	0,8G+1,5 Ex	2.9	2.8	1.1	293. 7	2.0	2.8	OK
	B73	M24 10.9 - 2	0,8G+1,5 Ex	0.4	2.3	0.2	292. 3	1.6	1.7	OK
	B74	M24 10.9 - 2	0,8G+1,5 Ex	1.0	2.6	0.4	265. 5	1.8	2.1	OK
	B75	M24 10.9 - 2	0,8G+1,5 Ex	0.4	2.5	0.2	371. 5	1.8	1.9	OK
	B76	M24 10.9 - 2	0,8G+1,5 Ex	1.0	3.4	0.4	261. 2	2.4	2.7	OK
	B77	M24 10.9 - 2	0,8G+1,5 Ex	0.4	4.5	0.1	371. 5	3.2	3.3	OK
	B78	M24 10.9 - 2	0,8G+1,5 Ex	1.7	4.0	0.7	250. 2	2.9	3.3	OK
	B79	M24 10.9 - 2	0,8G+1,5 Ex	0.3	5.2	0.1	371. 5	3.7	3.8	OK
	B80	M24 10.9 - 2	0,8G+1,5 Ex	1.3	4.6	0.5	245. 0	3.3	3.6	OK
	B81	M30 10.9 - 3	0,8G+1,5 Ex	142. 9	246. 2	35. 4	548. 9	72. 5	97. 8	OK
	B82	M30 10.9 - 3	0,8G+1,5 Ex	26.9	321. 1	6.7	548. 9	94. 6	99. 4	OK
	B83	M30 10.9 - 3	0,8G+1,5 Ex	54.0	303. 1	13. 4	548. 9	89. 3	98. 9	OK
	B84	M30 10.9 - 3	0,8G+1,5 Ex	127. 7	255. 5	31. 6	548. 9	75. 3	97. 9	OK
	B85	M30 10.9 - 3	0,8G+1,5 Ex	0.0	310. 7	0.0	548. 9	91. 6	91. 6	OK
	B86	M30 10.9 - 3	0,8G+1,5 Ex	71.5	291. 4	17. 7	548. 9	85. 9	98. 5	OK
	B87	M30	0,8G+1,5	159.	236.	39.	548.	69.	97.	OK

		10.9 - 3	Ex	6	0	5	9	6	8	
	B88	M30 10.9 - 3	0,8G+1,5 Ex	8.6	332. 2	2.1	548. 9	97. 9	99. 4	OK
	B89	M30 10.9 - 3	0,8G+1,5 Ex	42.4	310. 8	10. 5	548. 9	91. 6	99. 1	OK
<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: auto;"> <p style="text-align: center; margin: 0;"> <span style="color: blue;">96 97 98</span>  <span style="color: blue;">93 94 95</span>  <span style="color: blue;">90 91 92</span> </p> </div>	B90	M30 10.9 - 3	0,8G+1,5 Ex	93.3	277. 6	23. 1	548. 9	81. 8	98. 3	OK
	B91	M30 10.9 - 3	0,8G+1,5 Ex	0.0	339. 0	0.0	548. 9	99. 9	99. 9	OK
	B92	M30 10.9 - 3	0,8G+1,5 Ex	85.5	282. 8	21. 2	596. 2	83. 3	98. 5	OK
	B93	M30 10.9 - 3	0,8G+1,5 Ex	96.4	275. 3	23. 9	548. 9	81. 1	98. 2	OK
	B94	M30 10.9 - 3	0,8G+1,5 Ex	0.0	299. 0	0.0	548. 9	88. 1	88. 1	OK
	B95	M30 10.9 - 3	0,8G+1,5 Ex	82.7	284. 2	20. 5	603. 8	83. 7	98. 4	OK
	B96	M30 10.9 - 3	0,8G+1,5 Ex	110. 6	266. 0	27. 4	548. 9	78. 4	97. 9	OK
	B97	M30 10.9 - 3	0,8G+1,5 Ex	0.0	294. 6	0.0	548. 9	86. 8	86. 8	OK
	B98	M30 10.9 - 3	0,8G+1,5 Ex	68.2	293. 7	16. 9	603. 8	86. 5	98. 6	OK
<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: auto;"> <p style="text-align: center; margin: 0;"> <span style="color: blue;">105106107</span>  <span style="color: blue;">102103104</span>  <span style="color: blue;">99 100101</span> </p> </div>	B99	M24 10.9 - 4	0,8G+1,5 Ex	33.1	76.8	13. 0	394. 2	35. 4	44. 7	OK
	B10 0	M24 10.9 - 4	0,8G+1,5 Ex	0.0	75.0	0.0	331. 8	34. 6	34. 6	OK
	B10 1	M24 10.9 - 4	0,8G+1,5 Ex	8.0	76.1	3.1	331. 8	35. 1	37. 3	OK
	B10 2	M24 10.9 - 4	0,8G+1,5 Ex	32.8	79.7	12. 9	394. 2	36. 7	46. 0	OK
	B10 3	M24 10.9 -	0,8G+1,5 Ex	0.0	78.2	0.0	331. 8	36. 0	36. 0	OK

		4								
	B10 4	M24 10.9 - 4	0,8G+1,5 Ex	14.8	80.8	5.8	331. 8	37. 3	41. 4	OK
	B10 5	M24 10.9 - 4	0,8G+1,5 Ex	38.5	88.9	15. 1	394. 2	41. 0	51. 8	OK
	B10 6	M24 10.9 - 4	0,8G+1,5 Ex	0.0	87.9	0.0	331. 8	40. 5	40. 5	OK
	B10 7	M24 10.9 - 4	0,8G+1,5 Ex	23.4	90.8	9.2	331. 8	41. 9	48. 4	OK
	B10 8	M24 10.9 - 4	0,8G+1,5 Ex	37.3	81.2	14. 7	394. 2	37. 4	47. 9	OK
	B10 9	M24 10.9 - 4	0,8G+1,5 Ex	1.5	75.3	0.6	331. 8	34. 7	35. 1	OK
	B11 0	M24 10.9 - 4	0,8G+1,5 Ex	18.3	70.9	7.2	331. 8	32. 7	37. 8	OK
	B11 1	M24 10.9 - 4	0,8G+1,5 Ex	35.1	88.0	13. 8	394. 2	40. 6	50. 4	OK
	B11 2	M24 10.9 - 4	0,8G+1,5 Ex	0.0	84.4	0.0	331. 8	38. 9	38. 9	OK
	B11 3	M24 10.9 - 4	0,8G+1,5 Ex	41.2	87.0	16. 2	331. 8	40. 1	51. 7	OK
	B11 4	M24 10.9 - 4	0,8G+1,5 Ex	41.5	102. 0	16. 3	394. 2	47. 0	58. 7	OK
	B11 5	M24 10.9 - 4	0,8G+1,5 Ex	1.6	101. 2	0.6	331. 8	46. 7	47. 1	OK
	B11 6	M24 10.9 - 4	0,8G+1,5 Ex	104. 5	107. 5	41. 1	331. 8	49. 5	78. 9	OK

- Données de conception

Nom	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M24 10.9 - 1	254.2	615.8	217.0
M24 10.9 - 2	254.2	443.4	141.2
M30 10.9 - 3	403.9	1727.0	339.4
M24 10.9 - 4	254.2	739.0	217.0

- Explication des symboles

$F_{t,Rd}$	Résistance à la traction du boulon EN 1993-1-8 tab. 3.4
$F_{t,Ed}$	Effort de traction
$B_{p,Rd}$	Résistance au cisaillement par poinçonnement
V	Résultante des efforts de cisaillement $V_y, V_z$ dans le boulon
$F_{v,Rd}$	Résistance au cisaillement du boulon EN_1993-1-8 tableau 3.4
$F_{b,Rd}$	Résistance à la pression diamétrale de la platine EN 1993-1-8 tab. 3.4
$U_t$	Usage en traction
$U_s$	Utilisation en cisaillement

- Données de conception

	$\beta_w$ [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	$0.9 \sigma$ [MPa]
S275	0.85	404.7	309.6

- Explication des symboles

$\epsilon_{pl}$	Déformation
$\sigma_{w,Ed}$	Contrainte équivalente
$\sigma_{w,Rd}$	Résistance aux contraintes équivalentes
$\sigma_{\perp}$	Contrainte perpendiculaire
$\tau_{\parallel}$	Contrainte de cisaillement parallèle à l'axe de soudure
$\tau_{\perp}$	Contrainte de cisaillement perpendiculaire à l'axe de soudure
$0.9 \sigma$	Résistance de contrainte perpendiculaire – $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$
$\beta_w$	Facteur de corrélation EN 1993-1-8 tab. 4.1
$U_t$	Utilisation
$U_{tc}$	Utilisation de capacité de la soudure

• Voilement

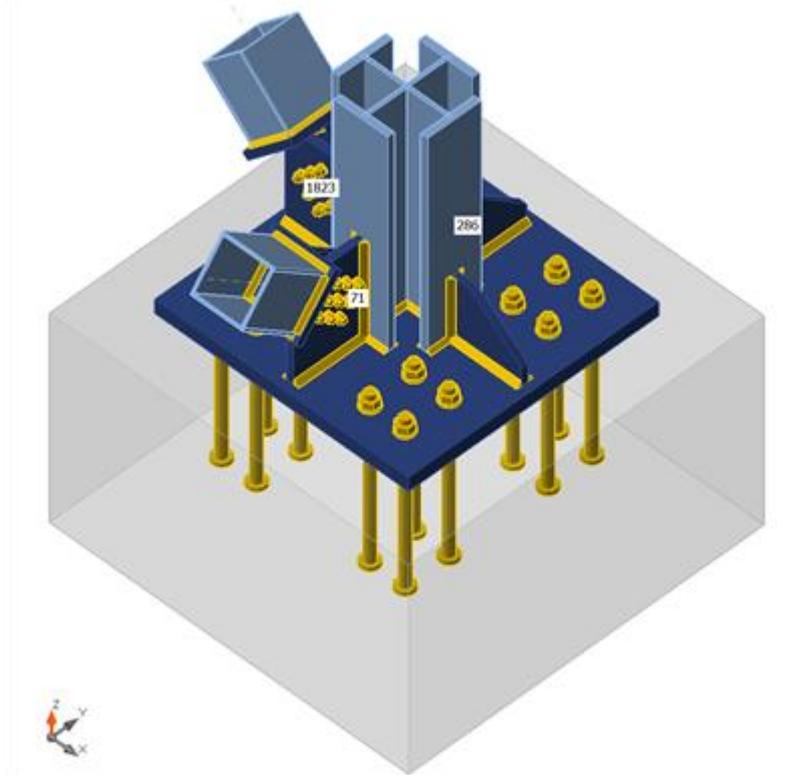
Analyse de flambement n'a pas été calculée.

### VII.5.3.2 Assemblages pied de poteau :

C'est l'assemblage de pied de poteau HEM 500 croix et contreventement tube 320×320×17.5 et 300×300×16

- Poutres et poteaux

No m	Section transversale	$\beta$ – Direction [°]	$\gamma$ – Angle [°]	$\alpha$ – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans
286	5 - HEM 500 croix(General)	0.0	0.0	0.0	0	0	0	Position
71	4 - TUBO300X300X16(BoxFI300x(300/300))	0.0	0.0	0.0	0	0	0	Position
1823	2 - TUBO320X320X17.5(BoxFI320x(320/320))	0.0	0.0	0.0	0	0	-80	Position



**Figure 7. 16: vue d'assemblage de pied de poteau HEM500 croix et contreventement**

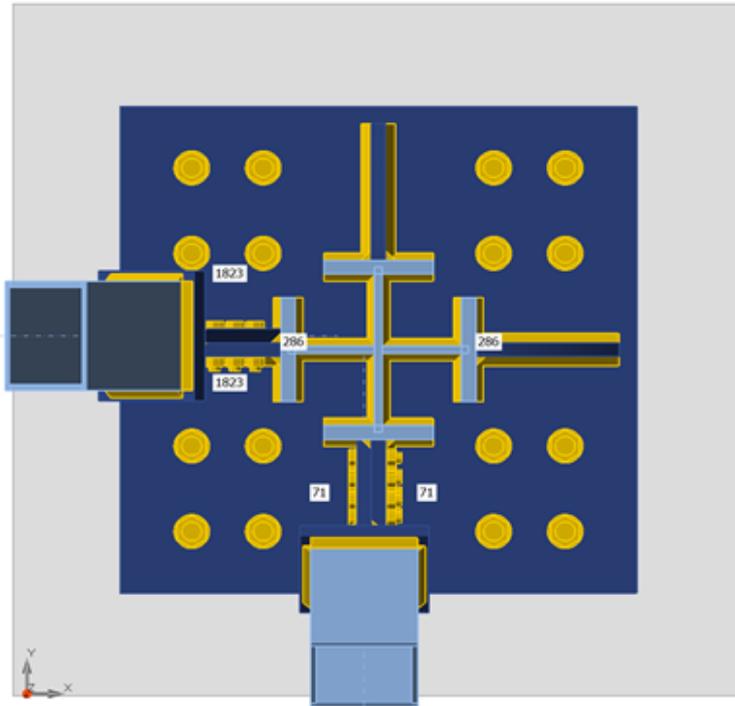


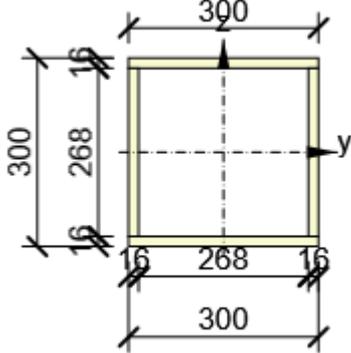
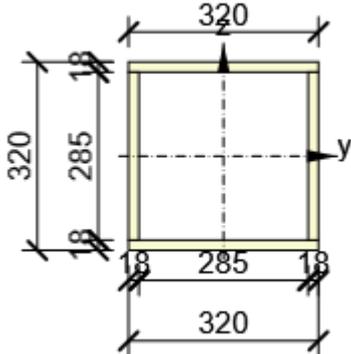
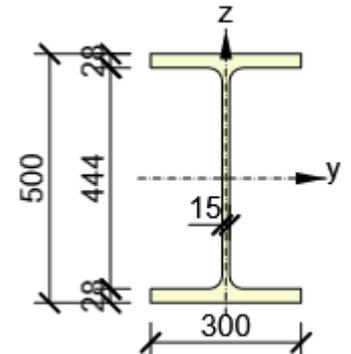
Figure 7. 17: vue d'assemblage de pied de poteau HEM500 croix et contreventement

- Sections transversales

Nom	Matériau
5 - HEM 500 croix(General)	S275, S275, S275
4 - TUBO300X300X16(BoxFl300x(300/300))	S275
2 - TUBO320X320X17.5(BoxFl320x(320/320))	A992Fy50
6 - HEB500	S275

- Sections transversales

Nom	Matériau	Dessin
5 - HEM 500 croix(General)	S275, S275, S275	

4 - TUBO300X300X16(BoxF1300x(300/300))	S275	
2 - TUBO320X320X17.5(BoxF1320x(320/320))	A992Fy50	
6 - HEB500	S275	

- Tiges/Boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm <sup>2</sup> ]
M56 6.8	M56 6.8	56	600.0	2463
M30 10.9	M30 10.9	30	1000.0	707

- Chargements (efforts en équilibre)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
0,8G+1,5Ex	286	7302.6	-54.3	9.3	0.0	-41.9	-242.1
	71	482.7	0.0	-2.4	0.0	0.0	0.0
	1823	1693.1	0.0	-2.2	0.0	0.0	0.0

- Fondation

Élément	Valeur	Unité
<b>BdB 1</b>		
Dimensions	2045 x 2024	mm
Profondeur	1200	mm
Ancrage	M56 6.8	
Longueur de l'ancrage	800	mm
Transfert d'effort de cisaillement	Bêche	
Section transversale de la bêche	HEB500	
Longueur de la bêche	300	mm

- Vérification

- Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	0.6 < 5.0%	OK
Boulons	99.1 < 100%	OK
Tiges	96.5 < 100%	OK
Soudures	99.5 < 100%	OK
Bloc de béton	Pas calculé	
Cisaillement	50.6 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

- Platines

Nom	Matériau	Épaisseur [mm]	Charges	$\sigma_{Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{pl}$ [%]	$\sigma_{cEd}$ [MPa]	Résultat
286-bfl 1	S275	40.0	0,8G+1,5Ex	161.4	0.0	0.0	OK
286-tfl 1	S275	40.0	0,8G+1,5Ex	204.5	0.0	0.0	OK
286-w 1	S275	21.0	0,8G+1,5Ex	275.2	0.1	0.0	OK
286-tfl 2	S275	40.0	0,8G+1,5Ex	191.8	0.0	0.0	OK
286-w 2	S275	21.0	0,8G+1,5Ex	257.2	0.0	0.0	OK
286-tfl 3	S275	40.0	0,8G+1,5Ex	275.0	0.0	0.0	OK
286-w 3	S275	21.0	0,8G+1,5Ex	275.5	0.2	0.0	OK
71-tfl 1	S275	16.0	0,8G+1,5Ex	74.9	0.0	0.0	OK
71-bfl 1	S275	16.0	0,8G+1,5Ex	113.2	0.0	0.0	OK
71-w 1	S275	16.0	0,8G+1,5Ex	38.3	0.0	0.0	OK
71-w 2	S275	16.0	0,8G+1,5Ex	39.5	0.0	0.0	OK
1823-tfl 1	A992Fy50	17.5	0,8G+1,5Ex	278.8	0.0	0.0	OK
1823-bfl 1	A992Fy50	17.5	0,8G+1,5Ex	341.0	0.0	0.0	OK
1823-w 1	A992Fy50	17.5	0,8G+1,5Ex	147.5	0.0	0.0	OK
1823-w 2	A992Fy50	17.5	0,8G+1,5Ex	176.4	0.0	0.0	OK
Élément 4-bfl 1	S275	28.0	0,8G+1,5Ex	220.5	0.0	0.0	OK
Élément 4-tfl 1	S275	28.0	0,8G+1,5Ex	231.1	0.0	0.0	OK
Élément 4-w 1	S275	14.5	0,8G+1,5Ex	275.2	0.1	0.0	OK
BP1	S275 - 1	80.0	0,8G+1,5Ex	303.0	0.2	0.0	OK

RIB1	S275	40.0	0,8G+1,5Ex	241.0	0.0	14.6	OK
RIB2	S275	40.0	0,8G+1,5Ex	275.8	0.4	0.0	OK
RIB3	S275	40.0	0,8G+1,5Ex	275.4	0.2	26.7	OK
RIB4	S275	40.0	0,8G+1,5Ex	276.3	0.6	0.0	OK
CPL1a	S275	40.0	0,8G+1,5Ex	58.6	0.0	0.0	OK
CPL1b	S275	40.0	0,8G+1,5Ex	175.7	0.0	26.3	OK
CPL2a	S275	40.0	0,8G+1,5Ex	258.8	0.0	0.0	OK
CPL2b	S275	40.0	0,8G+1,5Ex	275.9	0.4	81.1	OK
RIB5a	S275	20.0	0,8G+1,5Ex	258.8	0.1	0.0	OK
RIB5b	S275	20.0	0,8G+1,5Ex	99.2	0.0	0.0	OK

- Données de conception

Matériau	$f_y$ [MPa]	$\epsilon_{lim}$ [%]
S275	275.0	5.0
A992Fy50	344.7	5.0
S275 - 1	302.5	5.0

- Explication des symboles

$\epsilon_{pl}$	Déformation
$\sigma_{Ed}$	Contrainte ég.
$\sigma_{cEd}$	Contrainte de contact
$f_y$	Limite d'élasticité
$\epsilon_{lim}$	Déformation plastique limite

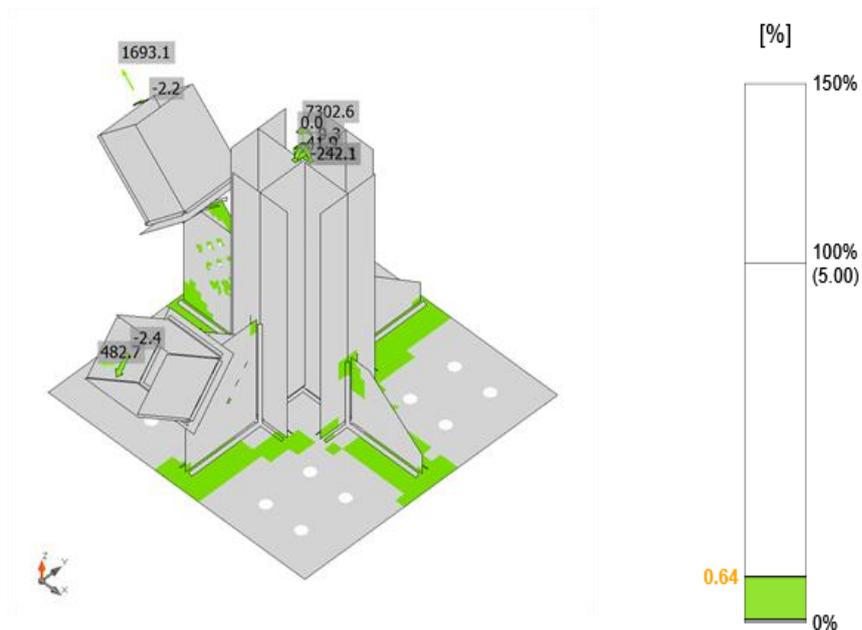
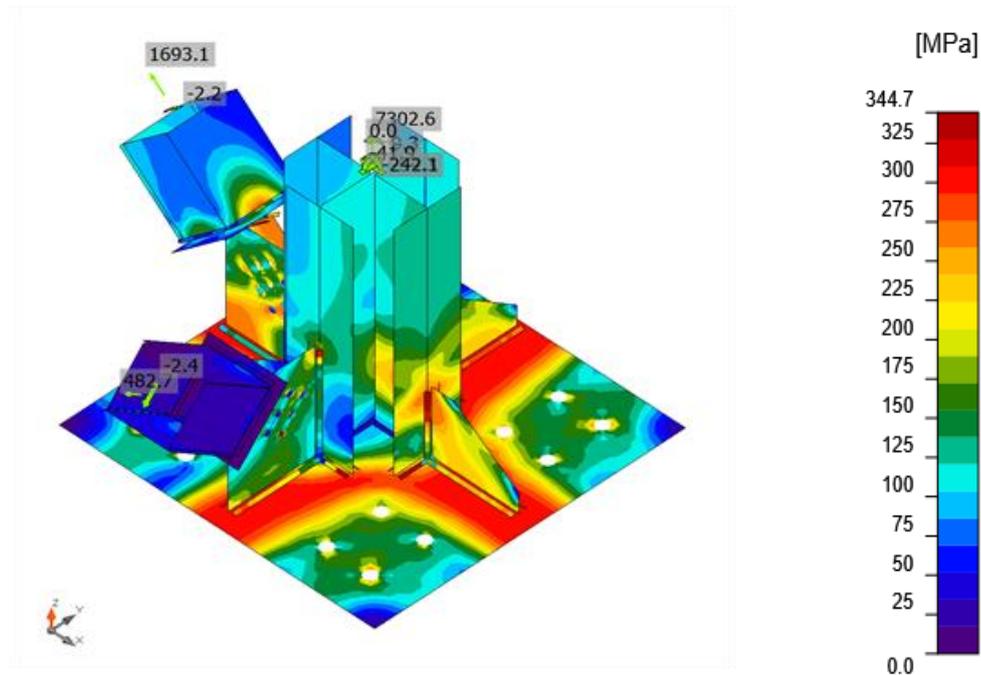


Figure 7. 18: Vérification de déformation pied d Poteau HEM500 et contreventements

- Vérification de déformation, 0,8G+1,5Ex



**Figure 7. 19: les différents zones de sollicitations.**

- Contrainte équivalente, 0,8G+1,5Ex

- Boulons

➤	Nom	Charges	$F_{t,Ed}$ [kN]	V [kN]	$U_{t_t}$ [%]	$F_{b,Rd}$ [kN]	$U_{t_s}$ [%]	$U_{t_{ts}}$ [%]	Résultat
	B17	0,8G+1,5Ex	30.0	44.2	7.4	353.0	19.7	25.0	OK
	B18	0,8G+1,5Ex	0.0	39.6	0.0	390.2	17.6	17.6	OK
	B19	0,8G+1,5Ex	7.2	41.1	1.8	390.2	18.3	19.6	OK
	B20	0,8G+1,5Ex	19.8	51.2	4.9	390.2	22.8	26.3	OK
	B21	0,8G+1,5Ex	0.0	51.0	0.0	390.2	22.7	22.7	OK
	B22	0,8G+1,5Ex	13.6	56.7	3.4	390.2	25.3	27.7	OK
	B23	0,8G+1,5Ex	23.2	64.4	5.7	390.2	28.7	32.8	OK
	B24	0,8G+1,5Ex	0.0	67.3	0.0	390.2	30.0	30.0	OK
	B25	0,8G+1,5Ex	26.4	74.4	6.5	390.2	33.2	37.8	OK
	B26	0,8G+1,5Ex	104.0	178.3	25.8	390.2	79.5	97.9	OK
	B27	0,8G+1,5Ex	0.0	167.7	0.0	390.2	74.7	74.7	OK
	B28	0,8G+1,5Ex	36.1	175.5	8.9	390.2	78.2	84.6	OK
	B29	0,8G+1,5Ex	69.3	191.6	17.2	390.2	85.4	97.6	OK
	B30	0,8G+1,5Ex	0.0	180.8	0.0	390.2	80.6	80.6	OK
	B31	0,8G+1,5Ex	38.5	193.1	9.5	390.2	86.1	92.9	OK
	B32	0,8G+1,5Ex	68.0	194.4	16.8	390.2	86.6	98.7	OK
	B33	0,8G+1,5Ex	0.0	213.0	0.0	390.2	94.9	94.9	OK
	B34	0,8G+1,5Ex	40.2	206.5	10.0	390.2	92.0	99.1	OK

- Données de conception

Nom	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M30 10.9 - 1	403.9	1256.0	224.4

- Explication des symboles

$F_{t,Rd}$	Résistance à la traction du boulon EN 1993-1-8 tab. 3.4
$F_{t,Ed}$	Effort de traction
$B_{p,Rd}$	Résistance au cisaillement par poinçonnement
V	Résultante des efforts de cisaillement $V_y, V_z$ dans le boulon
$F_{v,Rd}$	Résistance au cisaillement du boulon EN_1993-1-8 tableau 3.4
$F_{b,Rd}$	Résistance à la pression diamétrale de la platine EN 1993-1-8 tab. 3.4
$U_t$	Usage en traction
$U_s$	Utilisation en cisaillement

- Résultat détaillé pour B34

- Vérification de résistance à la traction (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_t}{\gamma_{M2}} = 403.9 \text{ kN} \geq F_t = 40.2 \text{ kN}$$

où :

$k_2 = 0.90$	- Facteur
$f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa}$	- Résistance à la traction ultime du boulon
$A_t = 561 \text{ mm}^2$	- Zone d'effort de traction du boulon
$\gamma_{M2} = 1.25$	- Facteur de sécurité

- Vérification de résistance au poinçonnement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \pi d_p t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 1256.0 \text{ kN} \geq F_t = 40.2 \text{ kN}$$

où :

$d_m = 48 \text{ mm}$	- Le moyen des diamètres des cercles inscrit et circonscrit de la tête de boulon ou écrou, la plus petite de ces valeurs étant retenue
$t_p = 40 \text{ mm}$	- Épaisseur
$f_u = 430.0 \text{ MPa}$	- Résistance ultime
$\gamma_{M2} = 1.25$	- Facteur de sécurité

- Vérification de résistance au cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 224.4 \text{ kN} \geq V = 206.5 \text{ kN}$$

où :

$\beta_p = 1.00$	- Facteur de réduction
$\alpha_v = 0.50$	- Facteur de réduction
$f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa}$	- Résistance à la traction ultime du boulon

$A = 561 \text{ mm}^2$	- Zone d'effort de traction du boulon
$\gamma_{M2} = 1.25$	- Facteur de sécurité

- Vérification de résistance à la pression diamétrale (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_f f_u d t}{\gamma_{M2}} = 390.2 \text{ kN} \geq V = 206.5 \text{ kN}$$

où :

$k_1 = \min(2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5) = 1.69$	- Facteur de distance au bord et d'espacement des boulons perpendiculairement à la direction du transfert de charge
$\alpha_b = \min(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1) = 0.56$	- Facteur de pince et d'espacement des boulons dans la direction du transfert de charge
$e_2 = 85 \text{ mm}$	- Distance au bord de la platine perpendiculairement à l'effort de cisaillement
$p_2 = 80 \text{ mm}$	- Entraxe perpendiculairement à l'effort de cisaillement
$d_0 = 33 \text{ mm}$	- Diamètre du trou du boulon
$e_1 = 240 \text{ mm}$	- Distance au bord de la platine dans la direction de l'effort de cisaillement
$p_1 = 80 \text{ mm}$	- Entraxe dans la direction de l'effort de cisaillement
$f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa}$	- Résistance à la traction ultime du boulon
$f_u = 430.0 \text{ MPa}$	- Résistance ultime
$d = 30 \text{ mm}$	- Diamètre nominal de moyen d'assemblage
$t = 40 \text{ mm}$	- Épaisseur de la platine
$\gamma_{M2} = 1.25$	- Facteur de sécurité

- Interaction de traction et cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} + \frac{F_{s,Ed}}{1.4F_{s,Rd}} = 99.1 \quad \%$$

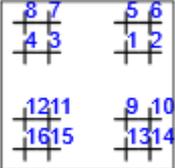
- Usage en traction

$$U_{tt} = 10.0 \quad \%$$

- Usage en cisaillement

$$U_{ts} = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})} = 92.0 \quad \%$$

- Tiges

Forme	Élément	Charges	$N_{Ed}$ [kN]	$N_{Rd,p}$ [kN]	$N_{Rd,c}$ b [kN]	$U_t$ [%]	$U_{ts}$ [%]	$U_{ts}$ [%]	Résultat
	A1	0,8G+1,5E x	666. 1	786. 2	-	96. 5	0.2	93. 1	OK
	A2	0,8G+1,5E x	640. 9	786. 2	-	92. 9	0.2	86. 2	OK
	A3	0,8G+1,5E x	628. 7	786. 2	-	91. 1	0.2	83. 0	OK
	A4	0,8G+1,5E x	592. 5	786. 2	-	85. 8	0.3	73. 7	OK
	A5	0,8G+1,5E x	617. 2	786. 2	-	89. 4	0.3	80. 0	OK
	A6	0,8G+1,5E x	575. 1	786. 2	-	83. 3	0.3	69. 4	OK
	A7	0,8G+1,5E x	597. 7	786. 2	-	86. 6	0.3	75. 0	OK
	A8	0,8G+1,5E x	552. 4	786. 2	-	80. 0	0.3	64. 1	OK
	A9	0,8G+1,5E x	658. 9	786. 2	-	95. 5	0.2	91. 1	OK
	A10	0,8G+1,5E x	636. 6	786. 2	-	92. 2	0.2	85. 1	OK
	A11	0,8G+1,5E x	622. 6	786. 2	-	90. 2	0.2	81. 4	OK
	A12	0,8G+1,5E x	588. 2	786. 2	-	85. 2	0.2	72. 6	OK
	A13	0,8G+1,5E x	609. 0	786. 2	-	88. 2	0.1	77. 9	OK
	A14	0,8G+1,5E x	570. 2	786. 2	-	82. 6	0.1	68. 3	OK
	A15	0,8G+1,5E x	592. 3	786. 2	-	85. 8	0.2	73. 6	OK
	A16	0,8G+1,5E x	484. 7	786. 2	-	70. 2	0.2	49. 3	OK

- Données de conception

Classe	$N_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]
M56 6.8 - 1	690.2	487.2

- Explication des symboles

$N_{Ed}$	Effort de traction
$N_{Rd,p}$	Résistance de conception en cas de rupture de béton par arrachement - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.5
$N_{Rd,cb}$	Résistance de conception en cas de rupture de béton par éclatement latéral - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.8
$U_t$	Usage en traction
$U_s$	Utilisation en cisaillement
$U_{ts}$	Utilisation en traction et cisaillement
$N_{Rd,s}$	Résistance à la traction de conception de moyen d'assemblage en cas de rupture d'acier - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.3
$V_{Rd,s}$	Résistance au cisaillement de conception en cas de rupture d'acier - EN1992-4 - Cl.7.2.2.3.1

• Résultat détaillé pour A1

Résistance à la traction de la tige (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.3)

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = 690.2 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 666.1 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,s} = c \cdot A_s \cdot f_{uk} = 1035.3 \text{ kN}$$

Où :

$$c = 0.85$$

– facteur de réduction pour un filet coupé

$$A_s = 2030 \text{ mm}^2$$

– surface d'effort de traction

$$f_{uk} = 600.0 \text{ MPa}$$

– résistance minimale à la traction du boulon

$$\gamma_{Ms} = 1.50$$

– coefficient de sécurité pour acier

$$\gamma_{Ms} = 1.2 \cdot \frac{f_{yk}}{f_{yk}} \geq 1.4$$

, où :

$$f_{yk} =$$

480.0 MPa – limite d'élasticité minimale du boulon

Résistance à l'arrachement du béton (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.5)

$$N_{Rd,p} = 786.2 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 666.1 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,p} = k_2 \cdot A_h \cdot f_{ck} = 1415.1 \text{ kN}$$

Où :

$$k_2 = 10.50$$

– coefficient pour béton fissuré/non fissuré

$$A_h = 5391 \text{ mm}^2$$

– surface de la tête de la fixation qui porte la charge

$$A_h = \frac{\pi}{4} \cdot (d_h^2 - d^2)$$

, où :

$$d_h =$$

$$100 \text{ mm}$$

$$\leq 6 \cdot t_h + d$$

– taille efficace de rondelle, où :

$$t_h \geq \frac{d_s - d}{6} =$$

7 mm – épaisseur de la tête de la fixation à tête

$d =$

56 mm – diamètre de tige de la fixation

$$f_{ck} = 25.0 \text{ MPa}$$

– résistance à la compression de béton

$$\gamma_{Mc} = 1.80$$

– coefficient de sécurité pour béton

- Résistance à l'éclatement latéral du béton (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.8)

La vérification de rupture de béton par éclatement latéral n'est pas exigée si la distance au bord est  $c_1 > 0,5 h_{ef}$ .

- Résistance au cisaillement (EN1992-4 - Cl.7.2.2.3.1)

$$\frac{V_{Rd,s}}{V_{s1}} = 487.2 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 1.1 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 = 609.0 \text{ kN}$$

Où :

$$k_7 = 1.00$$

– coefficient de ductilité de tige en acier

$$k_7 = \begin{cases} 0.8, & A < 0.08 \\ 1.0, & A \geq 0.08 \end{cases}$$

, où :

$A =$

0.08 – allongement de classe des boulons pendant une rupture

$$V_{Rk,s}^0 = 609.0 \text{ kN}$$

– résistance au cisaillement caractéristique

$$V_{Rk,s}^0 = k_6 \cdot A_s \cdot f_{uk}$$

, où :

$k_6 =$

0.50 – coefficient de résistance de tige en cisaillement

$A_s =$

2030 mm<sup>2</sup> – surface d'effort de traction

$f_{uk} =$

600.0 MPa – résistance ultime spécifique de la tige en acier

$$\gamma_{Ms} = 1.25$$

– coefficient de sécurité pour acier

- Interaction des résistances à la traction et au cisaillement dans l'acier (EN 1992-4 - Tableau 7.3)

$$\left( \frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}} \right)^2 + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} \leq 1.0$$

Où :

$N_{Ed} = 666.1 \text{ kN}$	– effort de contrainte de conception
$N_{Rd,s} = 690.2 \text{ kN}$	– résistance à la traction de la fixation
$V_{Ed} = 1.1 \text{ kN}$	– effort de cisaillement de conception
$V_{Rd,s} = 487.2 \text{ kN}$	– résistance au cisaillement de la fixation

- Interaction des résistances à la traction et au cisaillement dans le béton (EN 1992-4 - Tableau 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}}\right)^{1.5} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}} \leq 1.0$$

Où :

$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}}$	– la plus grande valeur d'utilisation pour des modes de rupture par traction
$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}}$	– la plus grande valeur d'utilisation pour des modes de rupture par cisaillement
$\frac{N_{Ed,g}}{N_{Rd,c}} = 0\%$	– rupture par éclatement de béton de tige en traction
$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,p}} = 84\%$	– rupture de béton par arrachement
$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,cb}} = 0\%$	– rupture de béton par éclatement latéral
$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} = 0\%$	– rupture du bord de béton
$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,cb}} = 0\%$	– rupture de béton par effet de levier

Ferrailage supplémentaire (EN 1992-4 - Cl. 7.2.1.9; EN 1992-4 - Cl. 7.2.2.6)

Le ferrailage supplémentaire devrait résister à l'effort de 9633.1 kN en traction et 16.2 kN en cisaillement.

- Données de conception

	$\beta_w$ [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	$0.9 \sigma$ [MPa]
S275	0.85	404.7	309.6

- Explication des symboles

$\epsilon_{pl}$	Déformation
$\sigma_{w,Ed}$	Contrainte équivalente
$\sigma_{w,Rd}$	Résistance aux contraintes équivalentes
$\sigma_{\perp}$	Contrainte perpendiculaire
$\tau_{\parallel}$	Contrainte de cisaillement parallèle à l'axe de soudure
$\tau_{\perp}$	Contrainte de cisaillement perpendiculaire à l'axe de soudure
$0.9 \sigma$	Résistance de contrainte perpendiculaire – $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$
$\beta_w$	Facteur de corrélation EN 1993-1-8 tab. 4.1
Ut	Utilisation
Utc	Utilisation de capacité de la soudure

- Résultat détaillé pour BP1 Élément 4-bfl 1

- Vérification de résistance de la soudure (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = \frac{404}{7} \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = \frac{402}{7} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0.9f_u / \gamma_{M2} = 309.6 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 185.6 \text{ MPa}$$

où :

$f_u = 430.0 \text{ MPa}$	- Résistance ultime
$\beta_w = 0.85$	- facteur de corrélation approprié selon la Table 4.1
$\gamma_{M2} = 1.25$	- Facteur de sécurité

- Usage de contrainte

$$U_t = \frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}} = 99.5 \%$$

- Cisaillement dans le plan de contact

Nom	Charges	V <sub>y</sub> [kN]	V <sub>z</sub> [kN]	V <sub>Rd,y</sub> [kN]	V <sub>Rd,z</sub> [kN]	V <sub>c,Rd</sub> [kN]	Ut [%]	Résultat
BP1	0,8G+1,5Ex	-1232.8	-365.4	2667.4	1426.5	2540.9	50.6	OK

- Explication des symboles

V <sub>y</sub>	Effort de cisaillement du pied de poteau Vy
V <sub>z</sub>	Effort de cisaillement du pied de poteau Vz
V <sub>Rd,y</sub>	Résistance au cisaillement
V <sub>Rd,z</sub>	Résistance au cisaillement
V <sub>c,Rd</sub>	Résistance à la pression diamétrale du béton
Ut	Utilisation

- Résultat détaillé pour BP1

- Résistance d'acier de la bêche (EN 1993-1-1 - 6.2.6)

$$V_{Rd,y} = \frac{A_{Vy} f_y}{\gamma_{M0}} = 2667.4 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,z} = A_{Vz} \frac{f_y}{3\gamma_{M0}} = 1426.5 \text{ kN}$$

où :

$A_{Vy} = 16800 \text{ mm}^2$	- Zone de cisaillement Ay de la bêche de section transversale
$A_{Vz} = 8985 \text{ mm}^2$	- Zone de cisaillement Az de la bêche de section transversale
$f_y = 275.0 \text{ MPa}$	- Limite d'élasticité
$\gamma_{M0} = 1.00$	- Facteur de sécurité

- Concrete bearing resistance (EN 1992-1-1 - Cl. 6.5.4)

$$V_{c,Rd} = A \sigma_{Rd,max} = 2540.9 \text{ kN}$$

où :

$A = lb = 169390 \text{ mm}^2$	– Projected area of the shear lug excluding the portion above concrete
$l = 300 \text{ mm}$	– Length of the shear lug excluding the portion above concrete
$b = 565 \text{ mm}$	– Projected width of the shear lug in the direction of shear load
$\sigma_{Ed,max} = k_1 v' f_{ck} / \gamma_c = 15.0 \text{ MPa}$	– Maximum stress which can be applied at the edges of the node
$k_1 = 1.00$	– Factor - EN 1992-1-1 - Equation (6.60)
$v' = 1 - f_{ck}/250 = 0.90$	– Factor - EN 1992-1-1 - Equation (6.57N)
$f_{ck} = 25.0 \text{ MPa}$	– Characteristic resistance of concrete in compression
$\gamma_c = 1.50$	– Safety factor

- Usage en cisaillement

$$U_t = \frac{\sigma_{Ed,max}}{f_{ctk}} = \frac{15.0}{29.0} = 50.6 \%$$

- Voilement

- Analyse de flambement n'a pas été calculée.

## VII.6 Conclusion

Les assemblages sont vérifiés d'après [2], en utilisant le logiciel ROBOT 2020 et IDEA STATICA.

## CHAPITRE VIII : Calcul des éléments du sous sol

### VIII.1 Etude de voile périphérique

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher sous-sol.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec le plancher du sous-sol et les fondations.

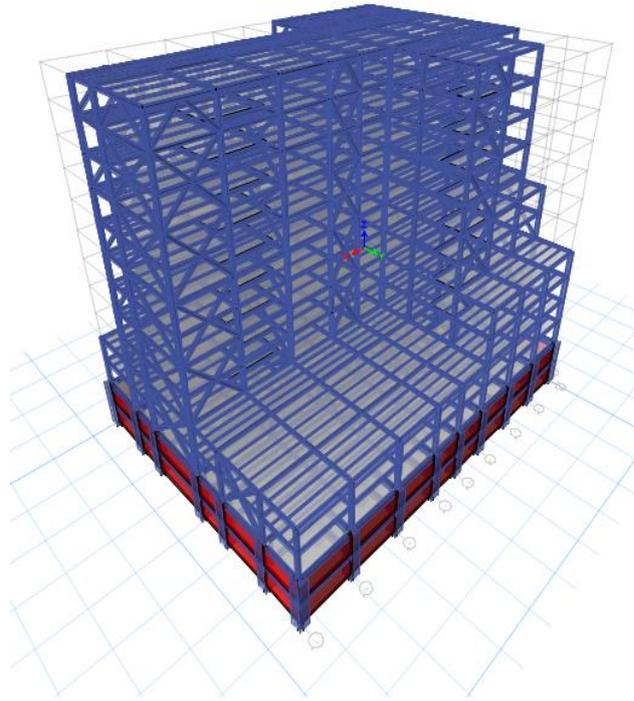
### VIII.2 Pré dimensionnement

D'après le RPA99 (version 2003) le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes

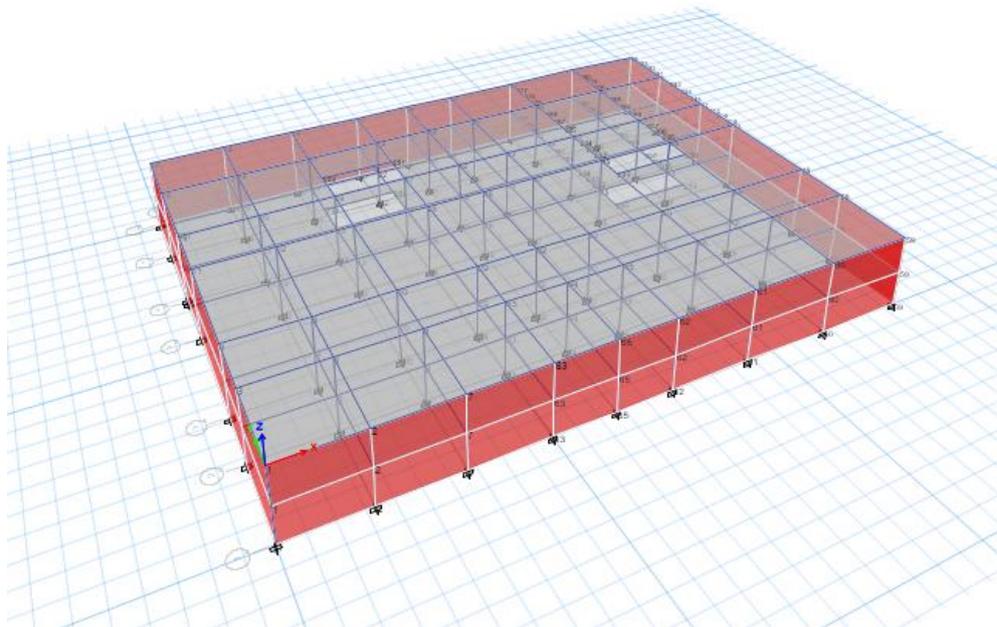
- Epaisseur > 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Un recouvrement de  $40\phi$  pour les renforcements des angles.

L'épaisseur est de 20 cm.

La hauteur de voile périphérique = 3.06m



**Figure 8. 1: structure modélisé par des voiles périphérique.**



**Figure 8. 2: les voiles périphériques.**

### VIII.3 predimensionnement des éléments sous sol :

#### VIII.3.1 Les poutres :

Les poutres sont prés dimensionnés d'après, le règlement [6]et les prescriptions proposées par [5].

- Poutre principale :

$$L_{max} = 8.55 \text{ m}$$

$$h = (1/12, 1/10) \cdot L_{max} \Rightarrow L/12 \leq h \leq L/10$$

$$0.71 \leq h \leq 0.86$$

On prend :  $h = 70\text{cm}$ .

$$h/3 \leq b \leq h/2 \Rightarrow 70/3 \leq b \leq 70/2$$

$$23.33 \leq b \leq 35\text{cm}.$$

On prend :  $b=40\text{cm}$

- Vérification suivant [5] :

- $b \geq 20\text{cm} \rightarrow b = 70 \text{ cm} \dots \dots \text{verifié} .$
- $h \geq 30\text{cm} \rightarrow h = 40 \text{ cm} \dots \dots \text{verifié} .$
- $h/b \leq 4 \rightarrow 1.75 < 4 \dots \dots \dots \dots \text{verifié} .$

- Poutre secondaire :

$$L_{max} = 6.75 \text{ m}$$

$$h = (1/12, 1/10) \cdot L_{max} \Rightarrow L/12 \leq h \leq L/10$$

$$0.56 \leq h \leq 0.68$$

On prend  $h = 50\text{cm}$ .

$$h/3 \leq b \leq h/2 \Rightarrow 50/3 \leq b \leq 50/2$$

$$16.66 \leq b \leq 25\text{cm}.$$

On prend :  $b=40\text{cm}$

- Vérification suivant [5] :

- $b \geq 20\text{cm} \rightarrow b = 40 \text{ cm} \dots \dots \text{verifié} .$

- $h \geq 30\text{cm} \rightarrow b = 50\text{ cm} \dots \dots \text{verifié}.$
- $h/b \leq 4 \rightarrow 0.8 < 4 \dots \dots \dots \text{verifié}.$

VIII.3.2 Les poteaux :

Ils sont dimensionnés par :

La condition de non flambement .

Les conditions du [5] .

La Descente des charges On prend une section de (120x120) cm<sup>2</sup>

Condition de non flambement :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{b \cdot h^3}{12}}} = \sqrt{12} \frac{L_f}{h}$$

$L_f$ : longueur de flambement  $L_f = 0.5l_0$

$\lambda$ : elancement

$l_0$ : = longueur libre du poteau = 3.06m

Pour les charges appliquées après 28 jours la condition de flambement est donnée par :

$\lambda \leq 50$  donc:

$$\lambda \leq 50 \rightarrow \frac{0.5 \times 3.06\sqrt{12}}{h} \leftrightarrow h \geq 10.60\text{ cm} < 120\text{cm}.$$

Condition du [5] : art 7.4.1 [5] :

$$\min(b, h) \geq 25\text{cm} \rightarrow 120 > 25\text{ cm}$$

$$\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow 120 > \frac{306}{20} = 15.3\text{cm}$$

$$\frac{1}{4} < b/h < 4 \rightarrow 0.25 < 1 < 4.$$

Donc les poteaux auront la section  $b \times h = (120 \times 120) \text{cm}^2$

#### VIII.4 Méthode de calcul

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées de terre, on considère le tronçon le plus défavorable pour une bande de 1m.

$$L_x = 3,06\text{m.}$$

$$L_y = 8.55\text{m.}$$

- Effort dans le voile

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{3,06}{8.55} = 0,36 < 0,4 \dots\dots \text{la dalle porte dans un seul sens :}$$

- Le sens de  $L_x$  :

- les combinaisons d'actions :

$$G = 5,39\text{KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 2,5\text{KN/m}^2$$

- ELU :

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

$$q_u = 1,35 \times 5,39 + 1,5 \times 2,5$$

$$q_u = 3,31 \text{ KN/m}$$

- ELS :

$$q_u = G + Q$$

$$q_u = 5,39 + 2,5$$

$$q_u = 2,37 \text{ KN/m}$$

- Calcul des sollicitations :

- ELU :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{3.31 \times 8.55^2}{8} = 30.25 \text{ KN.m}$$

- ELS :

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{2.37 \times 8.55^2}{8} = 21,66 \text{ KN.m}$$

- Calcul des armatures de la dalle :

$$d = 0,9h = 0,9 \times 3,06 = 2,75\text{m}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ Mpa.}$$

$$b = 100 \quad ; \delta_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad ; \sigma_s = 435 \text{ Mpa} \quad ; f_e = 500 \text{ Mpa} \quad ; f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

- Calcul de  $\mu$  :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{30,26 \times 10^6}{2750^2 \times 1000 \times 14,17} = 0,28$$

$$\mu = 0,28 < 0,392 \Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,28}) = 0,42$$

- Calcul de Z :

$$z = d(1 - 0,4\mu) = 2,75(1 - 0,4 \times 0,42) = 2,29 \text{ m}$$

- Calcul de  $A_s$  :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{30,26 \times 10^6}{2290 \times 435} = 0,31 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : 6HA12} \Rightarrow A_{s\text{adp}} = 0,57 \text{ cm}^2$$

- Vérification de condition de non fragilité :

$$A_s = 0,57 \text{ cm}^2 > 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0,27 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Calcul la section des aciers de répartition :

Pour une dalle portant dans un seul sens :

$$A_{\text{ser}} = \frac{A_s}{4} = \frac{0,57}{4} = 0,14 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Choix : 1HA8} \Rightarrow A_{\text{ser}} = 0,28 \text{ cm}^2.$$

- Vérification de la section d'acier vis-à-vis du pourcentage minimale :

- Pour les armatures de la dalle :

$$A_s = 0,57 \text{ cm}^2 > A_{s\text{min}} = \frac{0,8}{1000} \times b \times d = 0,22 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Pour les armatures de répartition :

$$A_{ser} = 0,28\text{cm}^2 > A_{smin} = 0,22\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Ecartement des barres :

Fissuration peu nuisible

- Sens porteur :

$$S_t \leq \min(3h; 33) = 33 \text{ cm}$$

On opte :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

- Sens de répartition ou de moins porteur :

$$S_t \leq \min(4h; 45) = 45 \text{ cm}$$

On opte :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

**Tableau 8. 1: ferrailage de notre voile périphérique**

Sens	$M_u$ Kn.m	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	Choix	$A_{adp} (\text{cm}^2)$	$E_{sp} (\text{cm})$
X-X	30.25	0.28	0.42	22.9	0.31	2HA6	0.57	20

## CHAPITRE IX : Etude de fondation

### IX.1 Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

### IX.2 Les types des fondations :

- Fondation superficielle :
  - Semelle isolée sous Poteau
  - Semelle filante continue sous mur
  - Semelle filante sous plusieurs poteaux
  - Radiers généraux ou nervurés
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

### IX.3 Fonctions assurées par les fondations :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultante, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

#### IX.4 Choix des fondations :

Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.

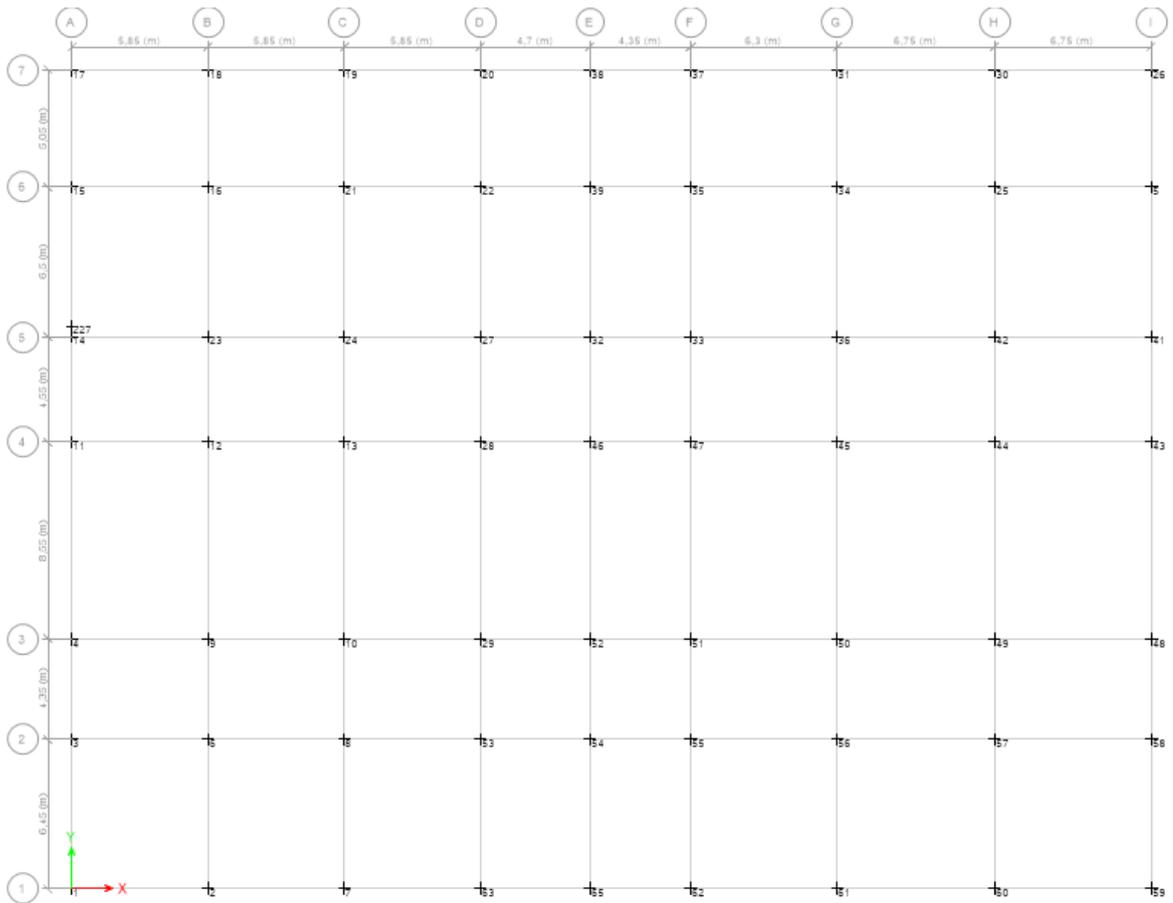
Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- La qualité du sol de fondation.
- L'ossature a une trame serrée (chevauchement des semelles isolées, filantes).
- La profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est important.
- Il est difficile de réaliser des pieux (cout, vibration nuisibles).
- Il existe des charges excentrées en rive de bâtiment.

Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

- La superstructure et ces charges.
- Les caractéristiques du sol (concernant le projet la contrainte admissible du sol= 1.5 bars
- Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération :
- la charge que comporte l'ouvrage.
- la portance du sol.
- l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet d'une vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité des fondations.



**Figure 9. 1: position des points**

### IX.5 Choix de type de semelle :

#### IX.5.1 Semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au a b

$$\text{Rapport a sur b : } \frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés :

$$a = b \text{ donc } A = B \Rightarrow S = A^2$$

A est déterminé par :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \text{ d'où } S = \left( \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \right) \quad [11]$$

Avec :

$$A = \sqrt{S} ; \sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars}$$

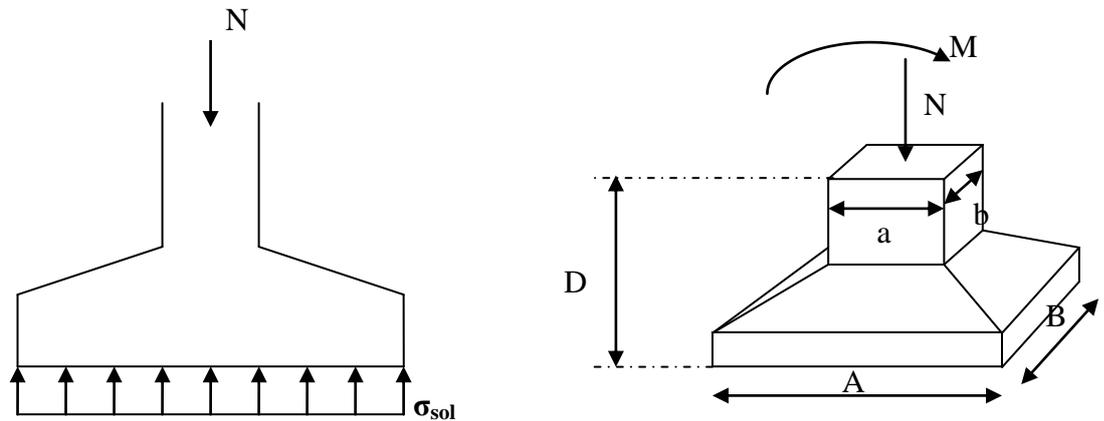


Figure 9. 2: semelle isolée

$$N_{ser}^{max} = 6731,49 \text{KN}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{6731,49}{150}} = 6.7 \text{m}$$

On prend :  $A=7\text{m}$ .

- Vérification de l'interférence entre deux semelles

Il faut vérifier que :

$$L_{min} \geq 1,5 \times A$$

$L_{min}$  = L'entraxe minimum entre deux poteaux.

A: Largeur maximale de la semelle ( $A = 7\text{m}$ ).

On a :

$$L_{min} = 4,35 < 1,5 \times 7 = 10,5 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Non vérifiée.}$$

- Conclusion :

Les semelles isolées ne sont pas une solution pour notre cas, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

#### IX.5.2 Semelle filante croisées :

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne. On doit vérifier que :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$$

Tel que :

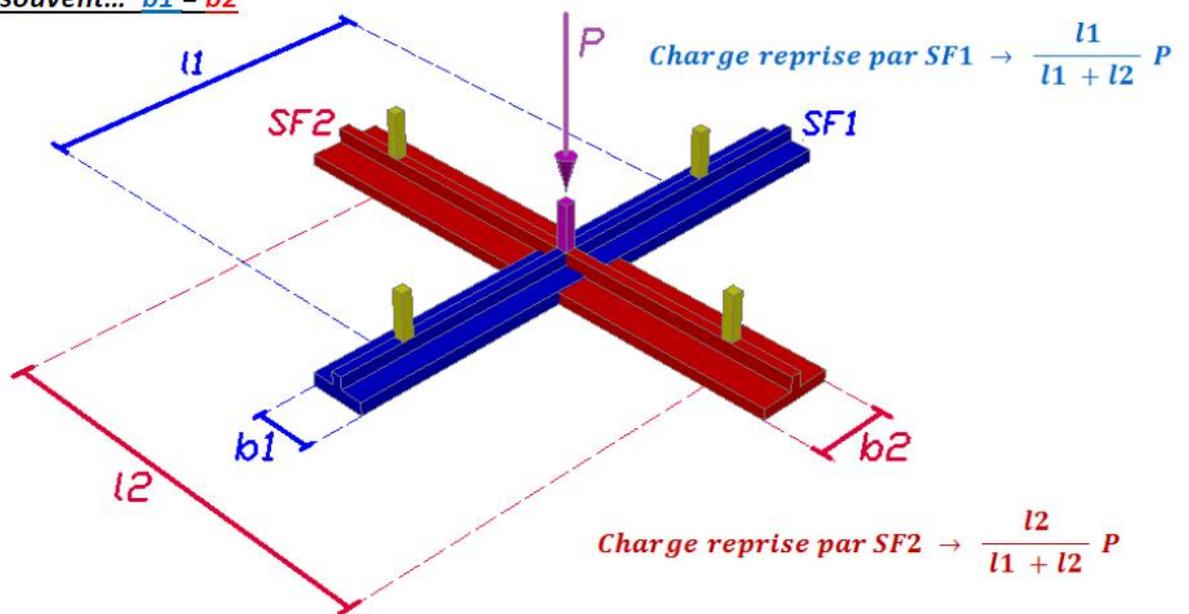
- $N = \sum N_i$  de chaque file de poteaux .
- $S = B \times L$

{  $B$ : Largeur de la semelle .  
 {  $L$ : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{sol}}$$

**NB** : Mais tout d'abord il faut calculée les coefficients de répartition des charges pour retrouver la charge revenant à chaque semelle filante.

Très souvent...  $b_1 = b_2$



**Figure 9. 3: pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau central**

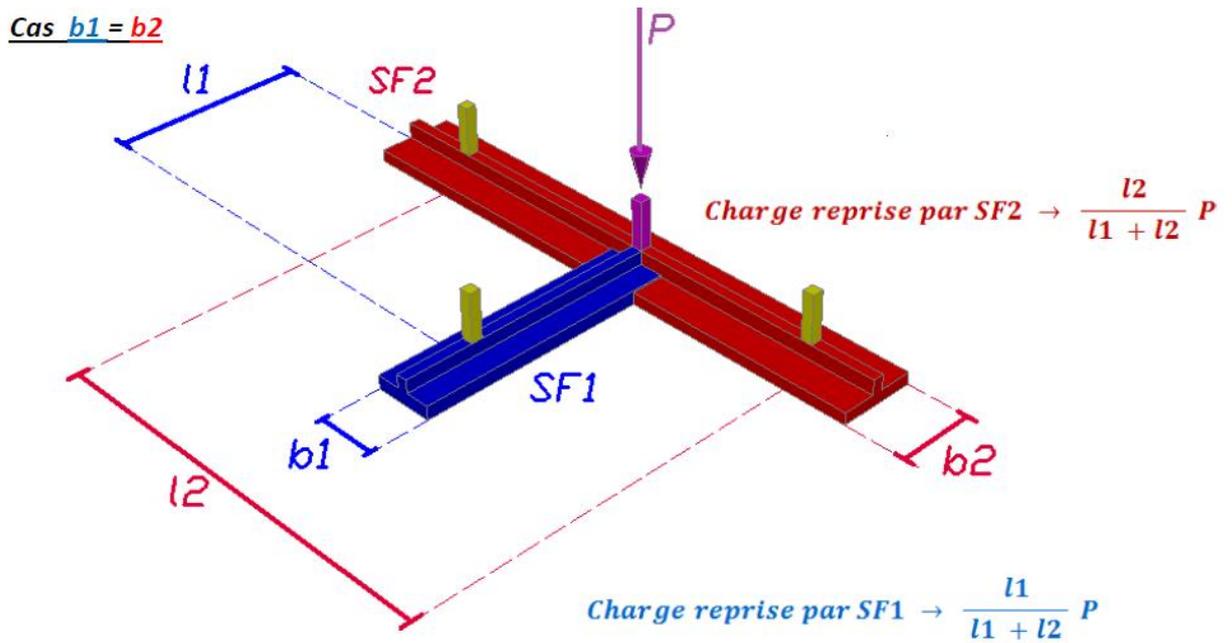


Figure 9. 4: pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau de rive

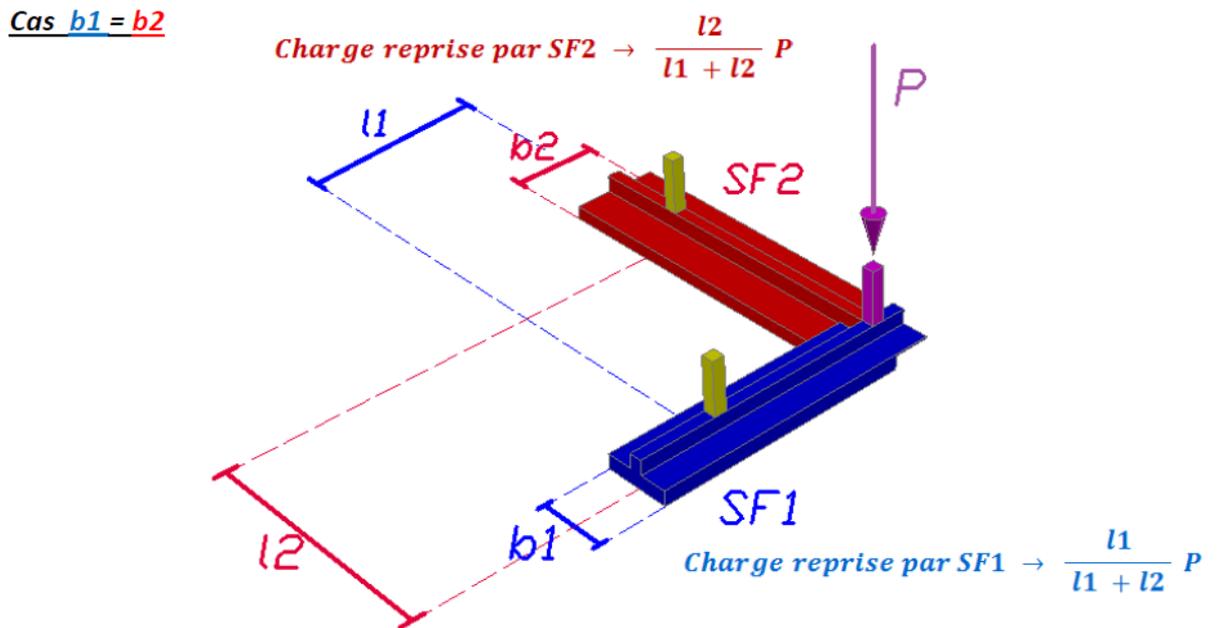


Figure 9. 5: pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau central.

Tableau 9. 1: Résultats de répartition des efforts sur les semelles filantes croisé

Label	N <sub>s</sub>	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	%X	%Y	ELS x	ELS y
1	2160,86	2.93	3.23	0,48	0,52	1037,21	1123,65
2	2928,49	5.85	3.23	0,64	0,36	1874,24	1054,26

<b>3</b>	2828,70	2.93	5.4	0,35	0,65	990,05	1838,66
<b>4</b>	3095,22	2.93	6.45	0,31	0,69	959,52	2135,70
<b>6</b>	3599,23	5.85	5.4	0,52	0,48	1871,60	1727,63
<b>7</b>	2877,28	5.85	6.45	0,64	0,36	1841,46	1035,82
<b>8</b>	3144,75	5.85	5.4	0,52	0,48	1635,27	1509,48
<b>9</b>	4303,57	5.85	6.45	0,48	0,52	2065,71	2237,85
<b>10</b>	4550,97	5.85	6.45	0,48	0,52	2184,46	2366,50
<b>11</b>	2530,09	2.93	6.55	0,3	0,7	759,03	1771,06
<b>12</b>	4462,76	5.85	6.55	0,47	0,53	2097,50	2365,26
<b>13</b>	4327,82	5.85	6.55	0,47	0,53	2034,08	2293,75
<b>14</b>	1002,15	2.93	5.53	0,35	0,65	350,75	651,40
<b>15</b>	1453,82	5.78	2.93	0,34	0,66	494,30	959,52
<b>16</b>	2597,76	5.85	5.78	0,5	0,5	1298,88	1298,88
<b>17</b>	933,72	2.93	2.53	0,54	0,46	504,21	429,51
<b>18</b>	1372,67	5.85	2.53	0,7	0,3	960,87	411,80
<b>19</b>	1401,95	5.85	2.53	0,7	0,3	981,37	420,59
<b>20</b>	1032,47	5.28	2.53	0,68	0,32	702,08	330,39
<b>21</b>	3824,60	5.85	6.28	0,5	0,5	1912,30	1912,30
<b>22</b>	2983,75	5.28	5.78	0,5	0,5	1491,87	1491,87
<b>23</b>	2960,49	5.85	5.53	0,51	0,49	1509,85	1450,64
<b>24</b>	3751,08	5.85	5.53	0,51	0,49	1913,05	1838,03
<b>27</b>	3116,88	5.28	5.53	0,49	0,51	1527,27	1589,61
<b>28</b>	3464,10	5.28	6.55	0,45	0,55	1558,85	1905,26
<b>29</b>	3922,36	5.28	6.45	0,45	0,55	1765,06	2157,30
<b>32</b>	782,18	4.53	5.53	0,45	0,55	351,98	430,20

<b>33</b>	742,31	5.33	5.53	0,49	0,51	363,73	378,58
<b>36</b>	950,80	6.53	5.53	0,54	0,46	513,43	437,37
<b>41</b>	1331,13	3.38	5.53	0,38	0,62	505,83	825,30
<b>42</b>	1226,98	6.75	5.65	0,55	0,45	674,83	552,13
<b>43</b>	2996,08	3.38	6.55	0,34	0,66	1018,67	1977,41
<b>44</b>	3697,38	6.75	6.55	0,51	0,49	1885,66	1811,72
<b>45</b>	6731,49	6.53	6.55	0,5	0,5	3365,75	3365,75
<b>46</b>	2878,66	4.53	6.55	0,41	0,59	1180,25	1698,41
<b>47</b>	2765,70	5.35	6.55	0,45	0,55	1244,57	1521,14
<b>48</b>	3361,73	3.38	6.45	0,34	0,66	1142,99	2218,74
<b>49</b>	4544,71	6.75	6.45	0,51	0,49	2317,80	2226,91
<b>50</b>	6183,84	6.53	6.53	0,5	0,5	3091,92	3091,92
<b>51</b>	4162,58	5.33	5.33	0,45	0,55	1873,16	2289,42
<b>52</b>	3286,93	4.53	4.53	0,41	0,59	1347,64	1939,29
<b>53</b>	3188,52	5.28	5.28	0,49	0,51	1562,38	1626,15
<b>54</b>	2872,11	4.53	4.53	0,46	0,54	1321,17	1550,94
<b>55</b>	3395,64	5.33	5.4	0,5	0,5	1697,82	1697,82
<b>56</b>	5068,44	5.4	6.53	0,55	0,45	2787,64	2280,80
<b>57</b>	3329,67	6.75	5.4	0,56	0,44	1864,62	1465,06
<b>58</b>	4069,00	3.38	5.4	0,38	0,62	1546,22	2522,78
<b>59</b>	1397,77	3.38	3.23	0,51	0,49	712,86	684,91
<b>60</b>	1428,46	3.38	3.23	0,68	0,32	971,35	457,11
<b>61</b>	1426,64	3.23	3.23	0,33	0,67	470,79	955,85
<b>62</b>	1228,14	5.33	3.23	0,62	0,38	761,45	466,69
<b>63</b>	2513,96	5.28	3.23	0,62	0,38	1558,65	955,30

<b>65</b>	1414,82	5.53	3.23	0,58	0,42	820,60	594,23
<b>5</b>	1059,59	3.38	5.78	0,37	0,63	392,05	667,54
<b>25</b>	1373,43	6.75	4.8	0,54	0,46	741,65	631,78
<b>26</b>	802,93	3.38	2.53	0,57	0,43	457,67	345,26
<b>30</b>	1045,87	6.75	2.53	0,73	0,27	763,49	282,39
<b>31</b>	1049,58	6.53	2.53	0,72	0,28	755,70	293,88
<b>34</b>	1179,54	6.53	5.78	0,53	0,47	625,16	554,38
<b>35</b>	1007,19	5.33	5.53	0,48	0,52	483,45	523,74
<b>37</b>	881,90	5.33	2.53	0,68	0,32	599,69	282,21
<b>38</b>	796,95	5.53	2.53	0,64	0,36	510,05	286,90
<b>39</b>	896,60	4.53	5.78	0,44	0,51	394,50	457,27

**Tableau 9. 2: Les charges qui reviennent pour chaque fille sens (x-x)**

<b>Sens X-X</b>	<b>Label culumn</b>	<b>P (KN)</b>
<b>SF1</b>	1-2-7-63-65-62-61-60-59	10168,88
<b>SF2</b>	3-6-8-53-54-55-56-57-58	15276,76
<b>SF3</b>	4-9-10-29-48-49-50-51-52	16748,27
<b>SF4</b>	11-12-13-28-43-44-45-46-47	15144,34
<b>SF5</b>	14-23-24-27-32-33-36-41-42	7710,72
<b>SF6</b>	15-16-21-22-5-25-34-35-39	7834,17
<b>SF7</b>	17-18-19-20-26-30-31-37-38	6235,12

**Tableau 9. 3: Les charges qui reviennent pour chaque fille sens (y-y)**

Sens Y-Y	Label culumn	P (KN)
SF A	1-3-4-11-14-15-17	8909,50
SF B	2-6-9-12-16-18-23	10546,33
SF C	7-8-10-13-19-21-24	11376,47
SF D	20-22-27-28-29-53-63	10055,88
SF E	32-46-52-54-65-38-39	6957,22
SF F	33-47-51-55-62-35-37	7159,59
SF G	36-45-50-56-61-31-34	10979,95
SF H	42-44-49-57-60-25-30	7427,08
SF I	41-43-48-58-59-5-26	9241,95

On prend la charge la plus défavorable pour chaque sens :

Sens x-x : file 3  $\Rightarrow P = 16748,27$  KN.

Sens y-y : File c  $\Rightarrow P = 11376,47$  KN.

- La largeur initiale :

$$B_{\text{initial}} = \frac{P_{\text{ELS}}}{\sigma_s \times L}$$

- La hauteur  $h_t$  :

$$h_t = \left( \frac{B_{\text{proposé}} - b_{\text{poteau}}}{4} \right) + 5\text{cm}$$

- Le poids propre de la semelle :

$$P_{p \text{ semelle}} = L \times B \times h_t \times \rho_{\text{béton}}$$

- Le poids propre des terres :

$$P_{p \text{ des terres}} = (\text{ancrage} - h_t) \times L \times B_{\text{proposé}} \times \rho$$

- Le poids total :

$$P_{total} = P_{ELS} + p_p \text{ semelle} + p_p \text{ des terres}$$

**Tableau 9. 4: choix final de la largeur de la semelle filante**

Sens	Charges (KN)	L (cm)	$\sigma_s$	B initial (cm)	Ancrage	B proposé (cm)	$h_t$ (Cm)	P total (KN)	B final (cm)
<b>X-X</b>	16748,27	3545	1,5	315	2	460	90	23646,13	444,69
<b>Y-Y</b>	11376,47	4640	1,5	163,45	2	200	25	14879,67	213,79

- Conclusion :

On se referons aux calculs fais pour déterminer la largeur de la semelle filante et afin d'économiser sur l'utilisation de béton nous recommandons d'utilisation d'un radier général sur l'ensemble du projet.

#### IX.5.3 Les Radiers :

Lorsque la conception de semelles filantes ne devient plus possible, le choix de la conception Radier s'impose, il existe quatre types de radiers: [12]

- Le radier dalle (peu utilisé)
- Le radier nervuré (le plus courant)
- Le radier champignon sous poteaux(très peu utilisé)
- Le radier voûte (rarement utilisé).

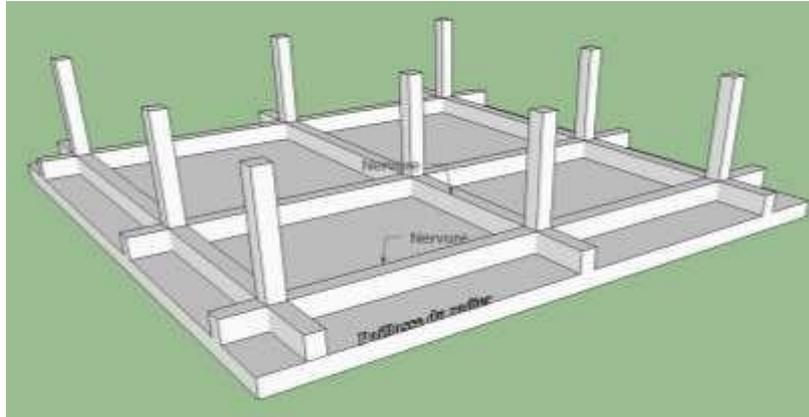
Le radier nervuré est de loin le plus économique

- $40\text{cm} \leq \text{Epaisseur paillasse} \leq 1\text{m}$
- $0.5\text{m} \leq H_{\text{nervure}} \leq 1.50\text{m}$

Le radier dalle n'est pas très économique

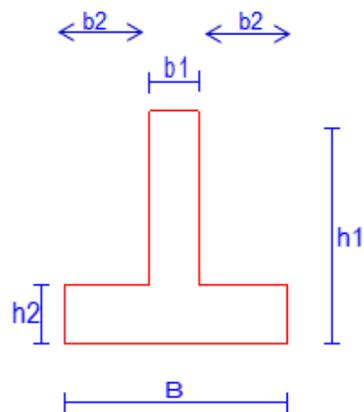
- $70\text{cm} \leq \text{Épaisseur Paillasse} \leq 1.30\text{m}$

C'est ainsi que l'on préfère le radier nervuré au radier dalle.



**Figure 9. 6: Radier Nervuré**

**IX.5.4 Dimensionnement de la poutre de libage :**



- Nervure 1 (file c):

- Cas1 :

<b>K</b>	<b>E</b>	<b>b<sub>1</sub> (cm)</b>	
3,1	21000	130	
<b>h<sub>1</sub> (cm)</b>	<b>b<sub>2</sub> (cm)</b>	<b>h<sub>2</sub> (cm)</b>	<b>B (cm)</b>
180	<b>10</b>	40	150

IX.5.4.1 Condition de rigidité des semelles :

$$\left(\frac{\pi}{2} \times l_e\right) \geq L_{max}$$

Avec :

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times B}}$$

$$L_{max} = (6,75 - 1,2) = 5,55 \text{ m.}$$

$$I = I_1 + 2I_2 \Rightarrow I = \frac{130 \times 180^3}{12} + 2 \left( \frac{10 \times 40^3}{12} \right)$$

$$I = 67.04 \times 10^6 \text{ cm}^3$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times B}} = \sqrt[4]{\frac{4 \times 21000 \times 86,77 \times 10^6}{3,1 \times 150}} = 331,78 \text{ cm}$$

$$l_{max} = 555 \text{ cm} < \frac{\pi}{2} \times l_e = 520,89 \text{ cm} \Rightarrow \text{élastique.}$$

- Cas2 :

<b>K</b>	<b>E</b>	<b>b<sub>1</sub> (cm)</b>	
3,1	21000	130	
<b>h<sub>1</sub> (cm)</b>	<b>b<sub>2</sub> (cm)</b>	<b>h<sub>2</sub> (cm)</b>	<b>B (cm)</b>
200	<b>10</b>	40	150

IX.5.4.2 Condition de rigidité des semelles :

$$\left(\frac{\pi}{2} \times l_e\right) \geq L_{max}$$

Avec :

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times B}}$$

$$L_{max} = (6,75 - 1,2) = 5,55 \text{ m.}$$

$$I = I_1 + 2I_2 \Rightarrow I = \frac{130 \times 200^3}{12} + 2 \left( \frac{10 \times 40^3}{12} \right)$$

$$I = 86,77 \times 10^6 \text{ cm}^3$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times B}} = \sqrt[4]{\frac{4 \times 21000 \times 86,77 \times 10^6}{3,1 \times 150}} = 353,83 \text{ cm}$$

$$l_{max} = 555 \text{ cm} < \frac{\pi}{2} \times l_e = 555,80 \text{ cm} \Rightarrow \text{Rigide.}$$

- Nervure 2 (file 3):

- Cas 1 :

<b>K</b>	<b>E</b>	<b>b<sub>1</sub> (cm)</b>	
3,1	21000	130	
<b>h<sub>1</sub> (cm)</b>	<b>b<sub>2</sub> (cm)</b>	<b>h<sub>2</sub> (cm)</b>	<b>B (cm)</b>
250	<b>10</b>	40	150

IX.5.4.3 Condition de rigidité des semelles :

$$\left( \frac{\pi}{2} \times l_e \right) \geq L_{max}$$

Avec :

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times B}}$$

$$L_{max} = (8,55 - 1,2) = 7,35 \text{ m.}$$

$$I = 177,98 \times 10^6 \text{ cm}^3$$

$$l_e = 423,45 \text{ cm}$$

$$l_{max} = 735 \text{ cm} < \frac{\pi}{2} \times l_e = 664,82 \text{ cm} \Rightarrow \text{élastique.}$$

Cas 2 :

<b>K</b>	<b>E</b>	<b>b<sub>1</sub> (cm)</b>	
3,1	21000	130	
<b>h<sub>1</sub> (cm)</b>	<b>b<sub>2</sub> (cm)</b>	<b>h<sub>2</sub> (cm)</b>	<b>B (cm)</b>
290	<b>10</b>	40	150

IX.5.4.4 Condition de rigidité des semelles :

$$\left(\frac{\pi}{2} \times l_e\right) \geq L_{max}$$

Avec :

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times B}}$$

$$L_{max} = (8,55 - 1,2) = 7,35 \text{ m.}$$

$$I = 276,56 \times 10^6 \text{ cm}^3$$

$$l_e = 472,77 \text{ cm}$$

$$l_{max} = 735 \text{ cm} < \frac{\pi}{2} \times l_e = 742,26 \text{ cm} \Rightarrow \text{Rigide.}$$

IX.5.5 Caractéristique géométrique du radier :

- Position du centre de gravité :

-  $x_G = 23.2 \text{ m}$

-  $y_G = 17.725 \text{ m}$

- Moments d'inertie :

-  $I_{xx} = \frac{47,6 \times 36,65^3}{12} = 195275,448 \text{ m}^4$

-  $I_{yy} = \frac{36,65 \times 47,6^3}{12} = 329392,413 \text{ m}^4$

### IX.5.6 Vérification au renversement :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

On doit être vérifié la condition suivante :

$$M_r \times 1,5 \leq M_s$$

- $M_r$  : Moment de renversement dû aux forces sismique.
- $M_s$  : Moment de stabilité sous l'effet du poids propre. (ELS)
- Suivant le sens x-x :

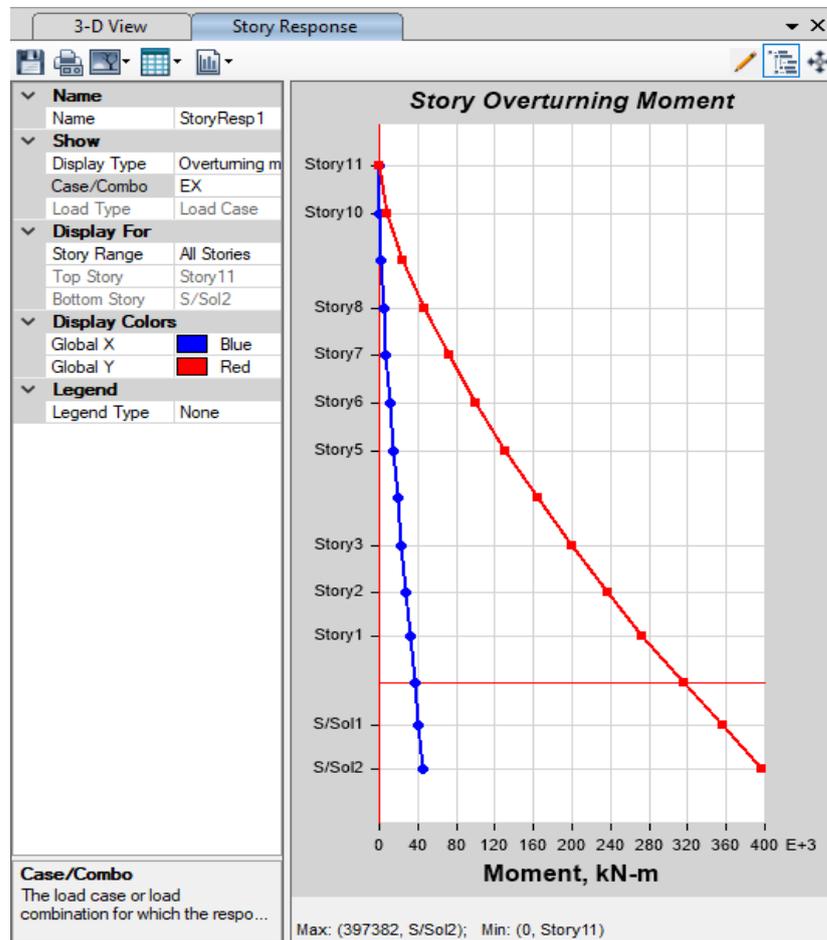


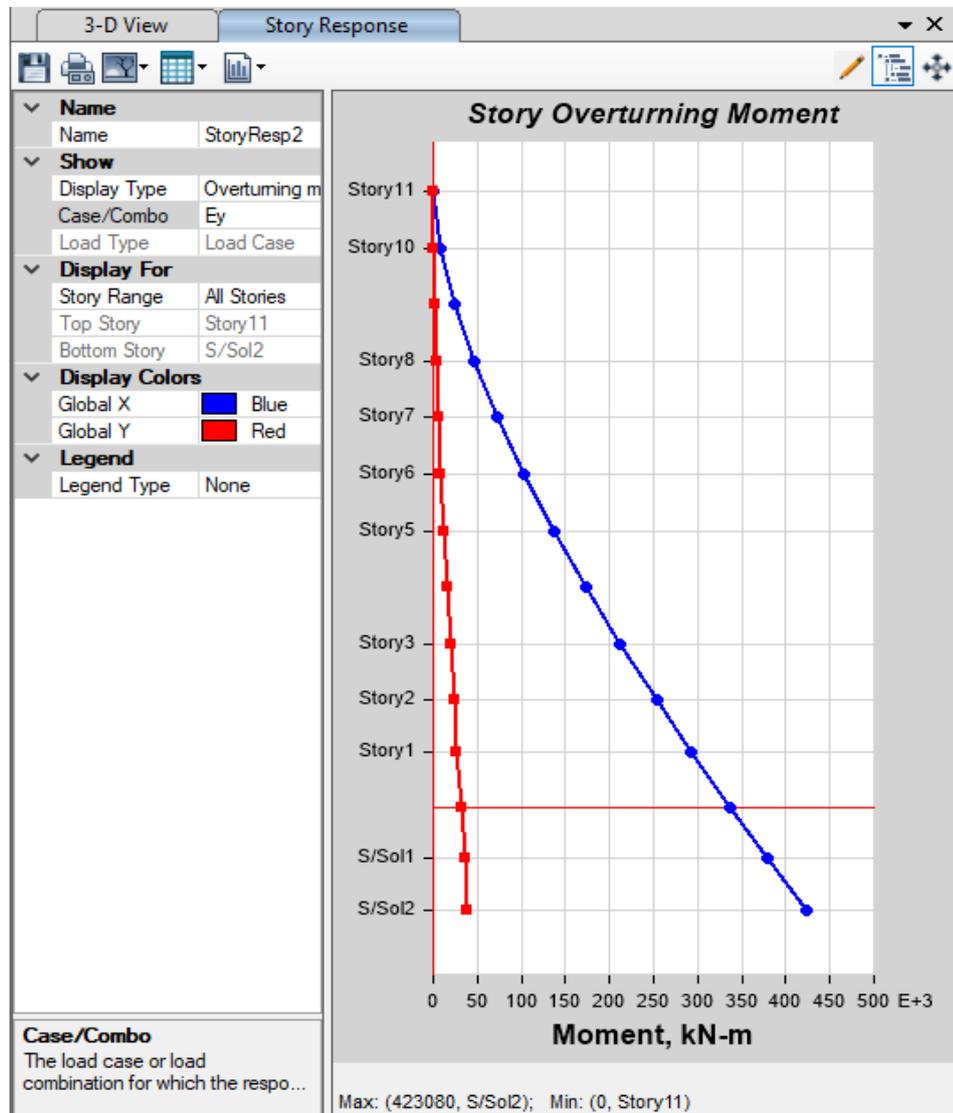
Figure 9. 7 : Moment de renversement du aux efforts sismique.

$$M_r = 397382.07 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 2190810 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{2190810}{397382.07} = 5.51 > 1.5 \dots\dots\text{vérifiée.}$$

- Suivant le sens y-y :



**Figure 9. 8: Moment de renversement dû aux efforts sismiques.**

$$M_r = 423079.51 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 2867520 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{2867520}{423079.51} = 6.7 > 1.5 \text{ .....v\u00e9rifi\u00e9e}$$

- Conclusion :

Le rapport du moment de stabilit\u00e9 et du moment de renversement est sup\u00e9rieur \u00e0 1,5  
Donc notre structure est stable dans les deux sens.

### IX.5.7 V\u00e9rification des contraintes

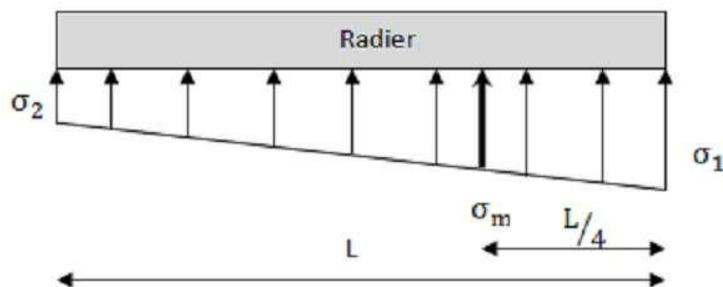
On doit v\u00e9rifier les contraintes sous le radier ( $\sigma_1$  ;  $\sigma_2$ )

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{xx}} V_x$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{xx}} V_x$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4}$$



**Figure 9. 9: Contraintes sous le radier.**

- **ELS :**

**Tableau 9. 5: Contraintes sous le radier à l'ELS**

	$\sigma_1(\text{Kpa})$	$\sigma_2(\text{kpa})$	$\sigma_m(l/4) (\text{Kpa})$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = < 1,33\sigma_{sol} = 199.5$
<b>Sens x-x</b>	134,14	52,15	111,51	Vérifiée
<b>Sens y-y</b>	110,54	75,758	101,84	Vérifiée

- **ELU :**

G+Q+E<sub>x</sub> :

**Tableau 9. 6: Contraintes sous le radier à l'ELu**

	$\sigma_1(\text{Kpa})$	$\sigma_2(\text{kpa})$	$\sigma_m(l/4) (\text{Kpa})$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = < 1,5\sigma_{sol} = 225$
<b>Sens x-x</b>	169,57	16,72	131,36	Vérifiée
<b>Sens y-y</b>	113,37	72,93	103,26	Vérifiée

G+Q+E<sub>y</sub> :

**Tableau 9. 7: Contraintes sous le radier à l'ELu**

	$\sigma_1(\text{Kpa})$	$\sigma_2(\text{kpa})$	$\sigma_m(l/4) (\text{Kpa})$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = < 1,5\sigma_{sol} = 225$
<b>Sens x-x</b>	134,14	52,15	113,65	Vérifiée
<b>Sens y-y</b>	139,25	47,05	116,20	Vérifiée

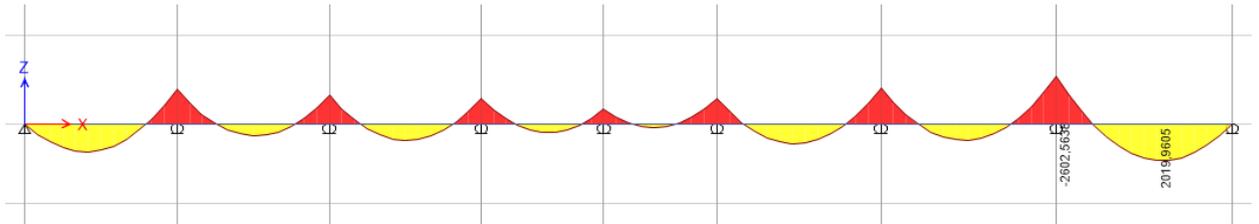
- Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

#### 1.4 Ferrailage du radier

#### IX.6 Ferrillage la poutre de libage :

##### IX.6.1 Ferrillage de nervure 1 :



**Figure 9. 10: Diagramme des moments fléchissant nervure 1.**

- Géométrie :

$b = 1.2\text{m}$  ;  $h = 2\text{m}$  ;  $d' = 0.05\text{m}$  ;  $c = 0.05\text{m}$

- Matériaux :

$F_{cj} = 25\text{MPa}$  ;  $f_e = 500\text{MPa}$

- Coefficient :

$\theta = 1$  ;  $\gamma_b = 1,5$  ;  $\gamma_s = 1,15$

- Fissuration :

Préjudiciable.

- Type d'armature :

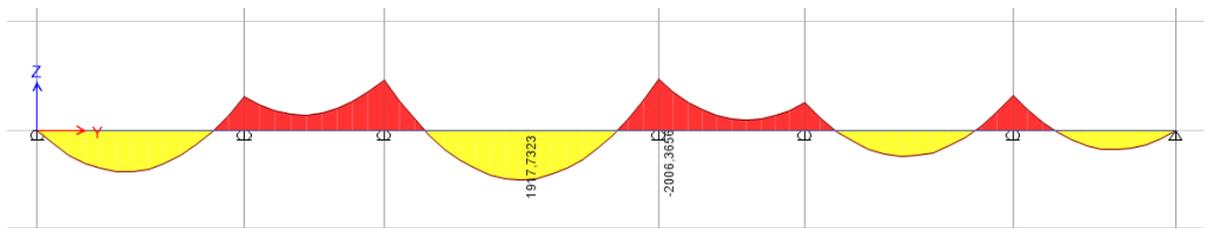
Barre HA :  $\emptyset > 6$

- Résultat a ELU :

**Tableau 9. 8: Ferrailage des nervure 1. [6]**

	$M_u(\text{kNm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
<b>Travée</b>	2602,56	45	10T25	49.09
<b>Appuis</b>	2020	35	8T25	39.27

IX.6.2 Ferrailage de nervure 2 :



**Figure 9. 11: Diagramme des moments fléchissant nervure 2**

- Géométrie :

$b = 1.2\text{m}$  ;  $h = 2.9\text{m}$  ;  $d' = 0.05\text{m}$  ;  $c = 0.05\text{m}$

- Résultat a ELU :

**Tableau 9. 9 : Ferrailage des nervure 2.[6]**

	$M_u(\text{kNm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
<b>Travée</b>	2006.37	35	8T25	39.27
<b>Appuis</b>	1917.73	32	12T20	37.70

### IX.6.3 Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 6.9 \text{ cm}^2.$$

**Tableau 9. 10: Vérification de la condition non fragilité .**

	Position	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{min}$	Vérification
<b>Nervure 1</b>	<b>Travée</b>	49.09	6.9	Oui
	<b>Appuis</b>	39.27	6.9	Oui
<b>Nervure 2</b>	<b>Travée</b>	39.27	6.9	Oui
	<b>Appuis</b>	37.70	6.9	Oui

### IX.6.4 Armatures de peau :

Les armatures de peau sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est de 3cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction:

Dans notre cas : h =120 cm

$$A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{m} \times 1.20 = 3.60 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3 T14 = 4,62 cm<sup>2</sup>

### IX.7 Ferraillage de la dalle du radier (par Socotec) :

- Le panneau le plus sollicité :

a =8.55m ; b=6.75m e<sub>p</sub>=0.4m

La dalle est chargée : 136KN/m<sup>2</sup>

- Sens X-X :

	$A_s^{calculé}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix d'armature	$A_s^{adapté}$ (cm <sup>2</sup> )
Intermédiaire	17.21	7T25	21.99
Appui	43.30	7T25	21.99

- Sens Y-Y :

	As calculé	Choix	A adapté
Intermédiaire	24.81	8T25	25.13
Appui	55.28	7T25	21.99

On prend l'espace entre les barres  $e=15\text{cm}$  .

- Remarque :

$A_s=43.30$  et  $A_s=55.28\text{ cm}^2$  le ferrailage au niveau des appuis est assuré par le ferrailage de nervure.

#### IX.8 Conclusion :

Vue l'importance d'un hôtel R+10+2SS les charges a la base des poteaux nous ont conduit à opter pour un radier nervuré.

# Conclusion générale

Notre mémoire traitait de l'étude d'un bâtiment en charpente métallique de R+10 avec deux sous-sols à multi usage à Alger.

Ce dernier doit être économique et stable, mais pour cela, on doit avoir une bonne conception.

Après avoir terminé le pré dimensionnement des éléments, nous avons entamé les vérifications Nécessaires pour valider le choix des profilés. Nous avons trouvé quelques difficultés dans l'élaboration de notre projet. Nous sommes basés sur les Connaissances déjà acquises durant notre cycle de formation en tant que master 2 en génie civil, Nous concluons ce qui suit :

- On a approfondi nos connaissances en matière d'application des règlements Tel que :
- Euro code III et IV, CCM97, RPA99, RNV2013.
- Présentation de l'ouvrage et Le pré dimensionnement des éléments résistants de la structure est la première étape de cette étude et qui donne une estimation sur les dimensions des sections des éléments.
- Après la modélisation par logiciel ETABS de la structure, on a trouvé des difficultés dans la partie dynamique, nous avons trouvée une solution on augmentant les sections des profilé on mettant des poteaux croisé et des contreventement .
- Les vérifications des éléments face aux différents phénomènes d'instabilités, celle des assemblages.
- Utilisation des poteaux en béton armé au niveau de la périphérie des sous-sols pour assurer la connexion (béton-acier) entre le voile périphérique et le poteau en acier.
- Le choix de type de fondation dépend de la nature du sol et de l'importance des charges transmises par l'ouvrage ,donc nous avons adopté un radier nervuré .

Nous avons aussi pris conscience que l'élaboration d'un projet ne se base pas que sur des calculs théoriques mais sur la concordance avec le côté pratique et la nécessité d'une expérience acquise du terrain

La réalisation d'une construction métallique exige la participation de plusieurs intervenants dans différente niveaux

A la fin nous souhaitons que ce modeste travail apporte un plus à notre département et servira pour les promotions à venir.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Pour l'élaboration de ce travail nous avons utilisé :

### Règlements :

[1] -Document Technique Réglementaire « **D.T.R-BC-22** » : Charge permanente et charge D'exploitation.

[2] -Document Technique Réglementaire « **D.T.R-BC-2-44** » « **CCM97** » : Règles de Conception et de Calcul des Structures en Acier.

[3] -**EUROCODE 3** : Calcul des éléments de constructions métalliques.

[4] -**EUROCODE 4** : Partie 1 : Conception et dimensionnement des structures mixtes Acier-béton.

[5] -Document Technique Réglementaire « **D.T.R.B.C.2.48** » « **RPA99version 2003** » : Règles Parasismique Algériennes.

[6] -**BAEL91** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions enbéton armé aux états limites 91 modifié99.

[7] -Document Technique Réglementaire « **D.T.R-C-2-47** » « **RNV 2013** » : Règlement Neige et Vent.

[8] -**EUROCODE 1** : Actions sur les structures- Partie 1- 4 : Actions du vent.

### Les cours :

[9] -Cours charpente métallique (Master 1) : « **Mr. B. MENADI** » et« **Mr. SETHI** ».

[10] -Cours construction mixte (Poteaux Mixte Acier-Bétonet Plancher mixte) (Master 1) : « **Mr. A. ZAHAF** » et« **Mr.M.MIMOUNE** »

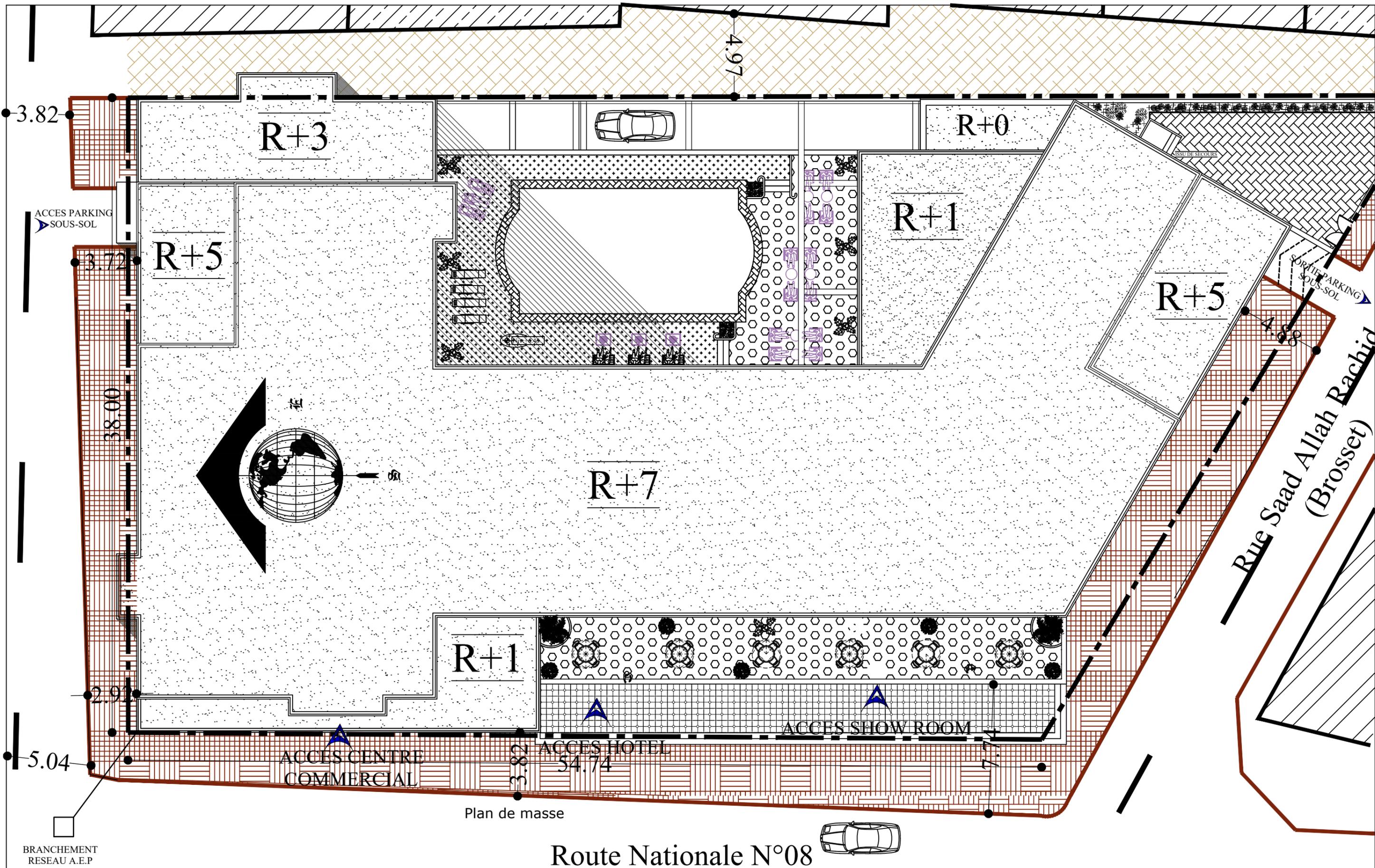
[11] - Cours fondation : « **Mr. A. ZAHAF** ».

[12] - Recherche Internet : Images, cours des autres universités

Logiciels utilisés :

- 1- AUTO CAD 2017.
- 2- Logiciel de ETABS.2.1.0.
- 3- Logiciel de Autodesk Robot Structural Analyse 2020.
- 4- Logiciel des assemblages IDEA STATICA.
- 5- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- 6- EXCEL 2019.
- 7- WORD 2019.

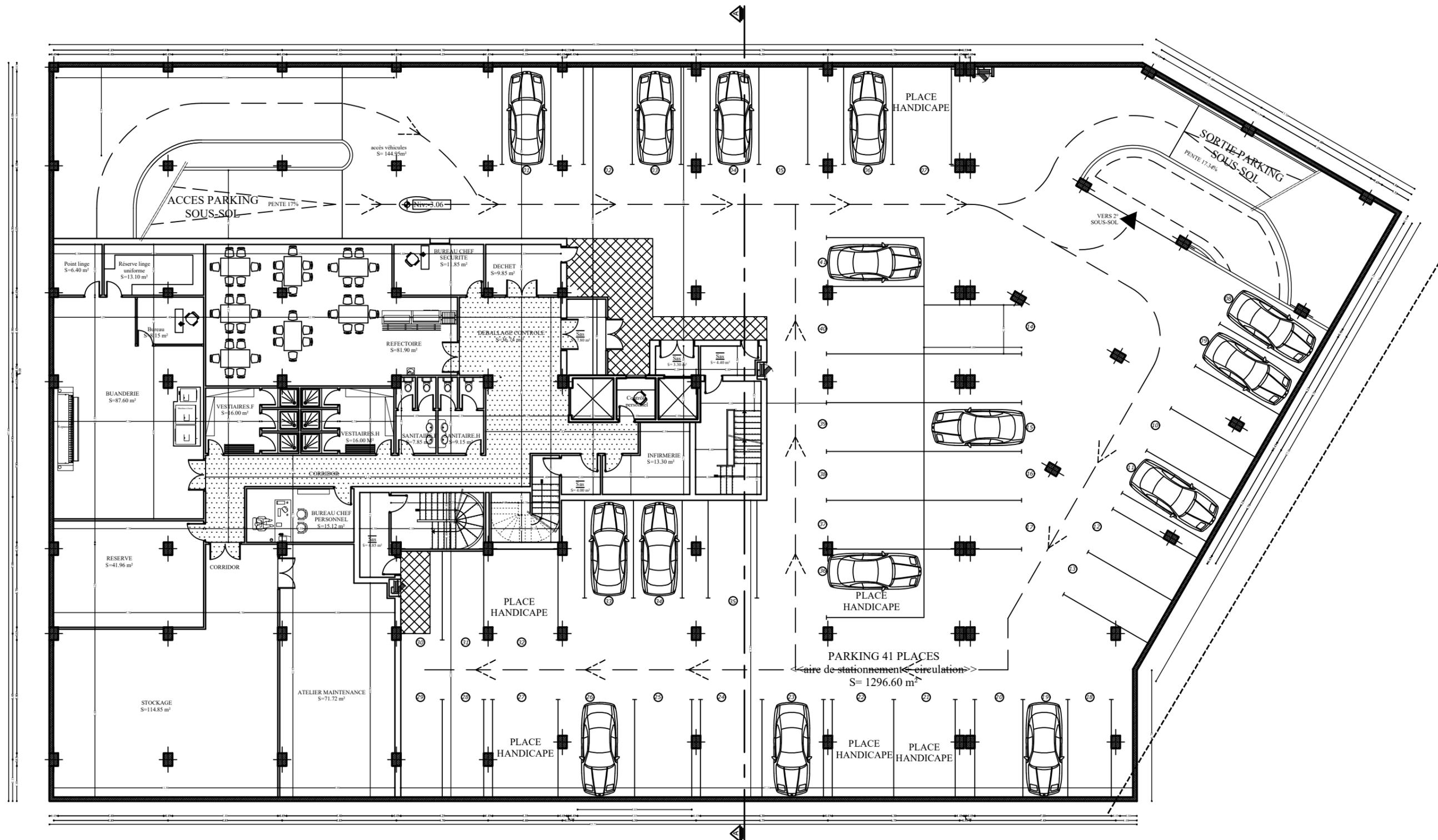
# **ANNEXES**



Plan de masse

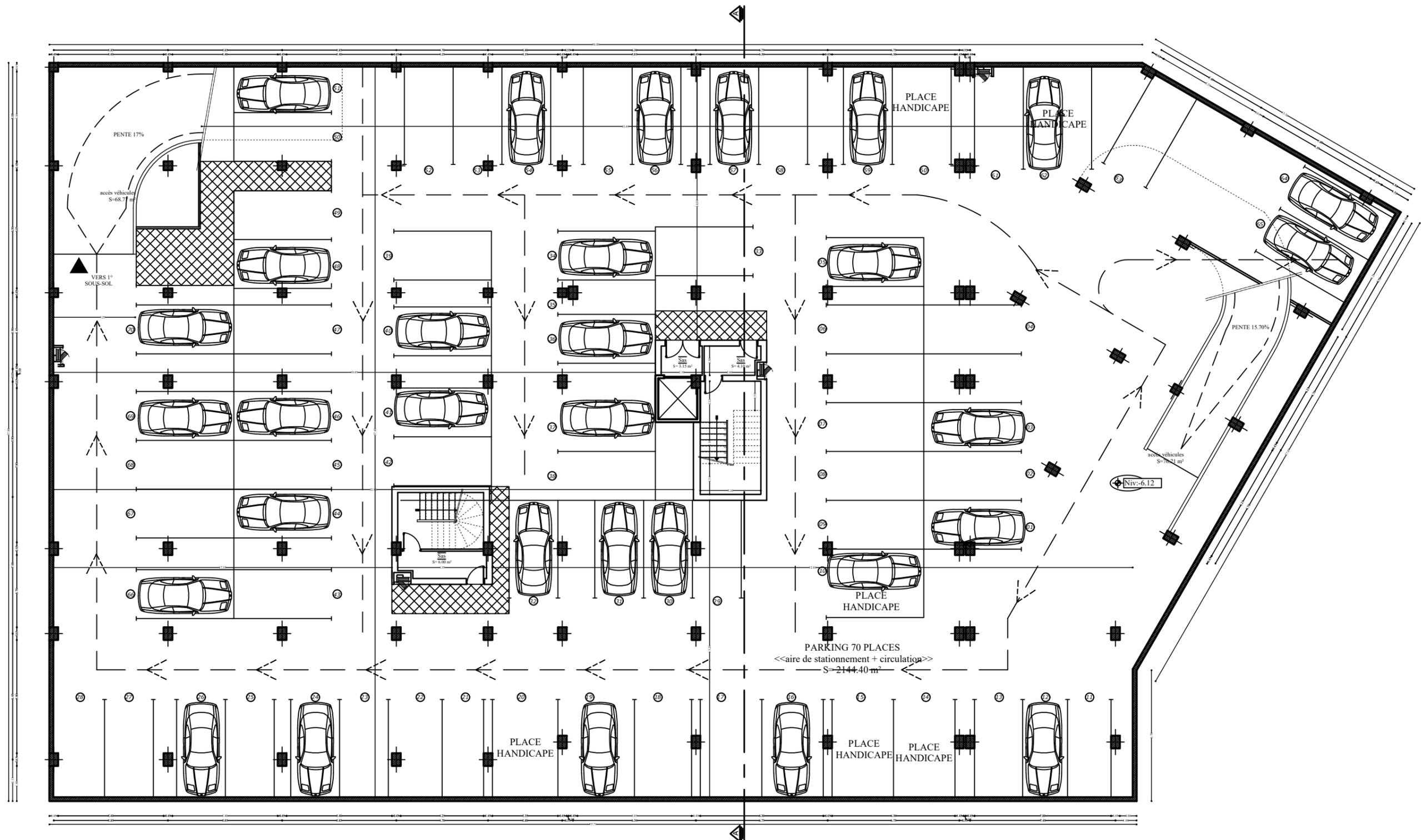
# Route Nationale N°08

Objet:	Projet:	Plans:	Pages:
MEMOIRE DE FIN D'ETUDE POUR L'ANNEE 2021/2022	ETUDE D'UN HOTEL EN CHARPENTE METALLIQUE EN 2 SOUS SOL+R+10	Plan de masse	01/11
			Echelle: 01/200
			Format: A3
		Réf.projet:	



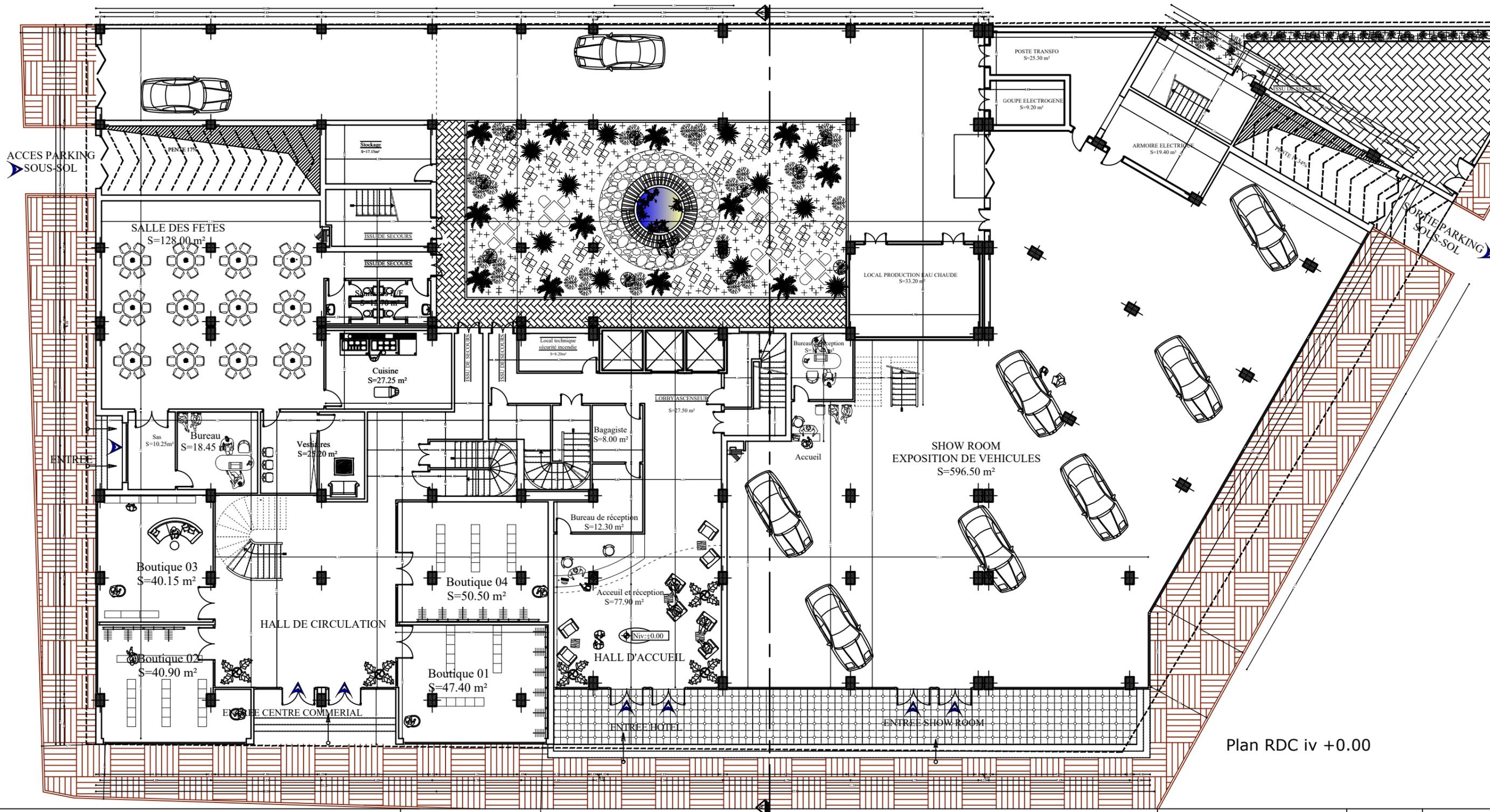
Plan 1er sous sol

Objet:	Projet:	Plans:	Pages:
MEMOIRE DE FIN D'ETUDE POUR L'ANNEE 2021/2022	ETUDE D'UN HOTEL EN CHARPENTE METALLIQUE EN 2 SOUS SOL+R+10	Plan 1er sous-sol	02/11
			Echelle: 01/200
			Format: A3
			Réf.projet:

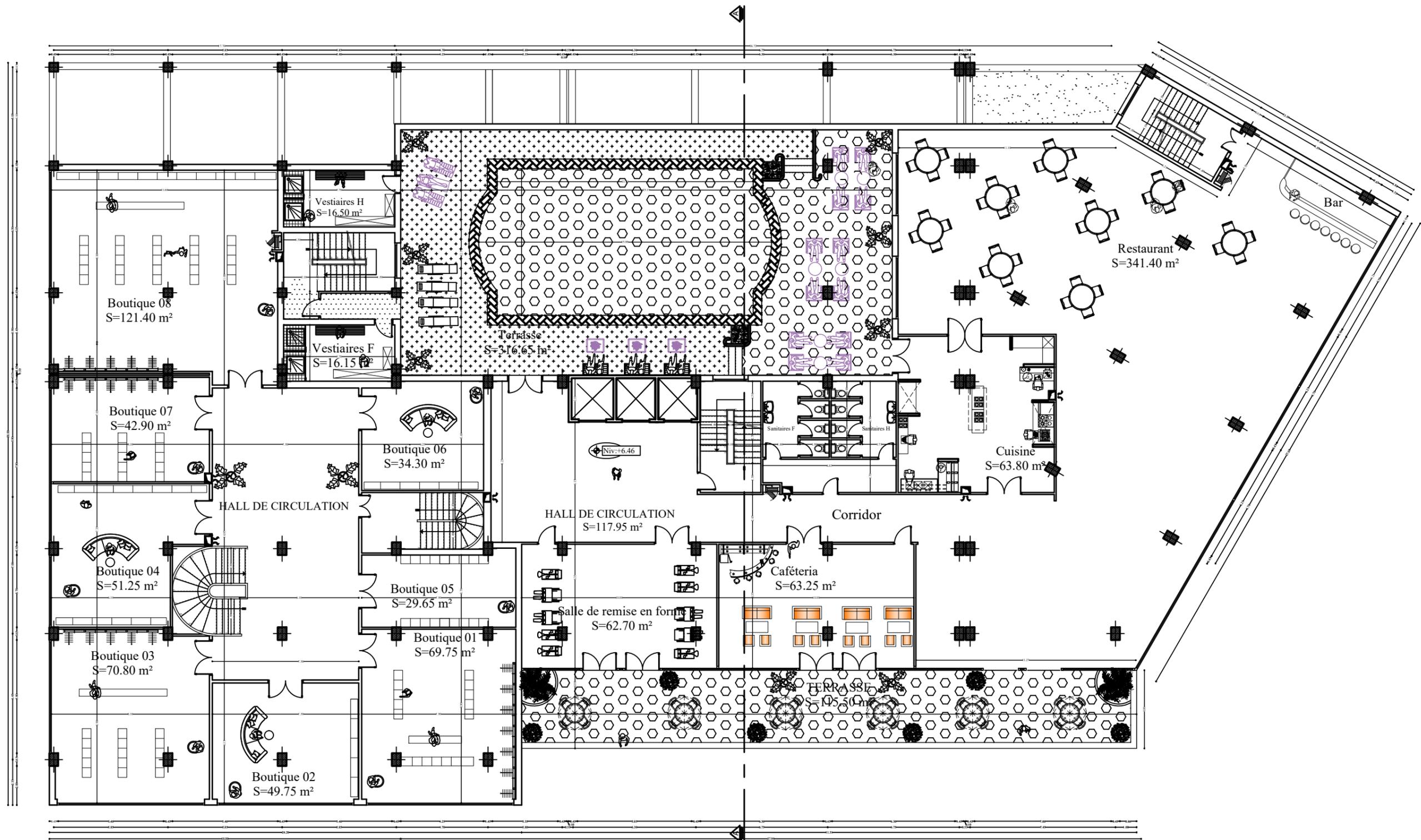


Plan 2ème sous sol

Objet:	Projet:	Plans:	Pages:	03/11
MEMOIRE DE FIN D'ETUDE POUR L'ANNEE 2021/2022	ETUDE D'UN HOTEL EN CHARPENTE METALLIQUE EN 2 SOUS SOL+R+10	Plan 2ème sous-sol	Echelle:	01/200
			Format:	A3
			Réf.projet:	

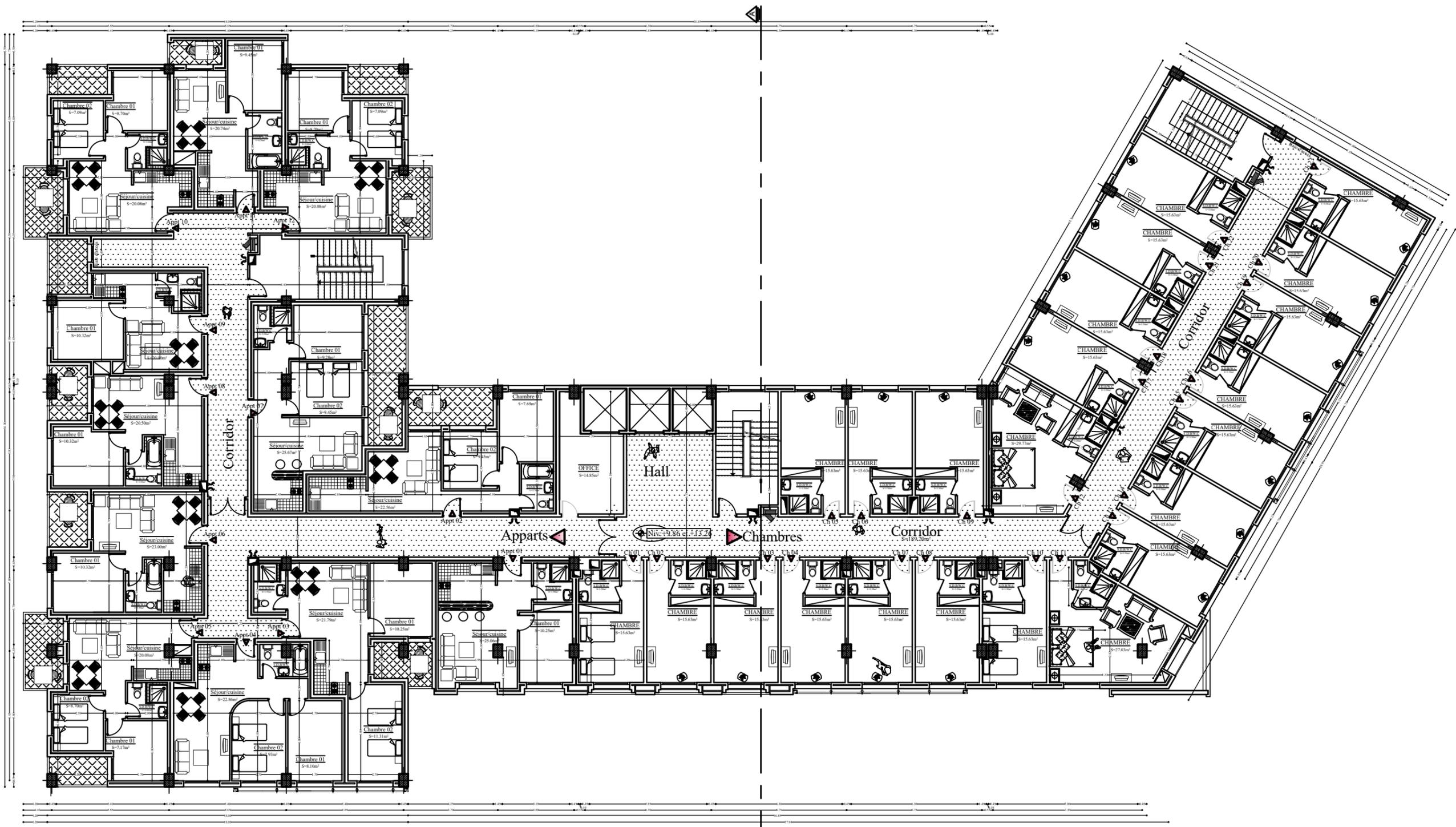


Objet:	Projet:	Plans:	Pages:
MEMOIRE DE FIN D'ETUDE POUR L'ANNEE 2021/2022	ETUDE D'UN HOTEL EN CHARPENTE METALLIQUE EN 2 SOUS SOL+R+10	Plan RDC Niv +0.00	04/11
			Echelle: 01/200
			Format: A3
			Réf.projet:



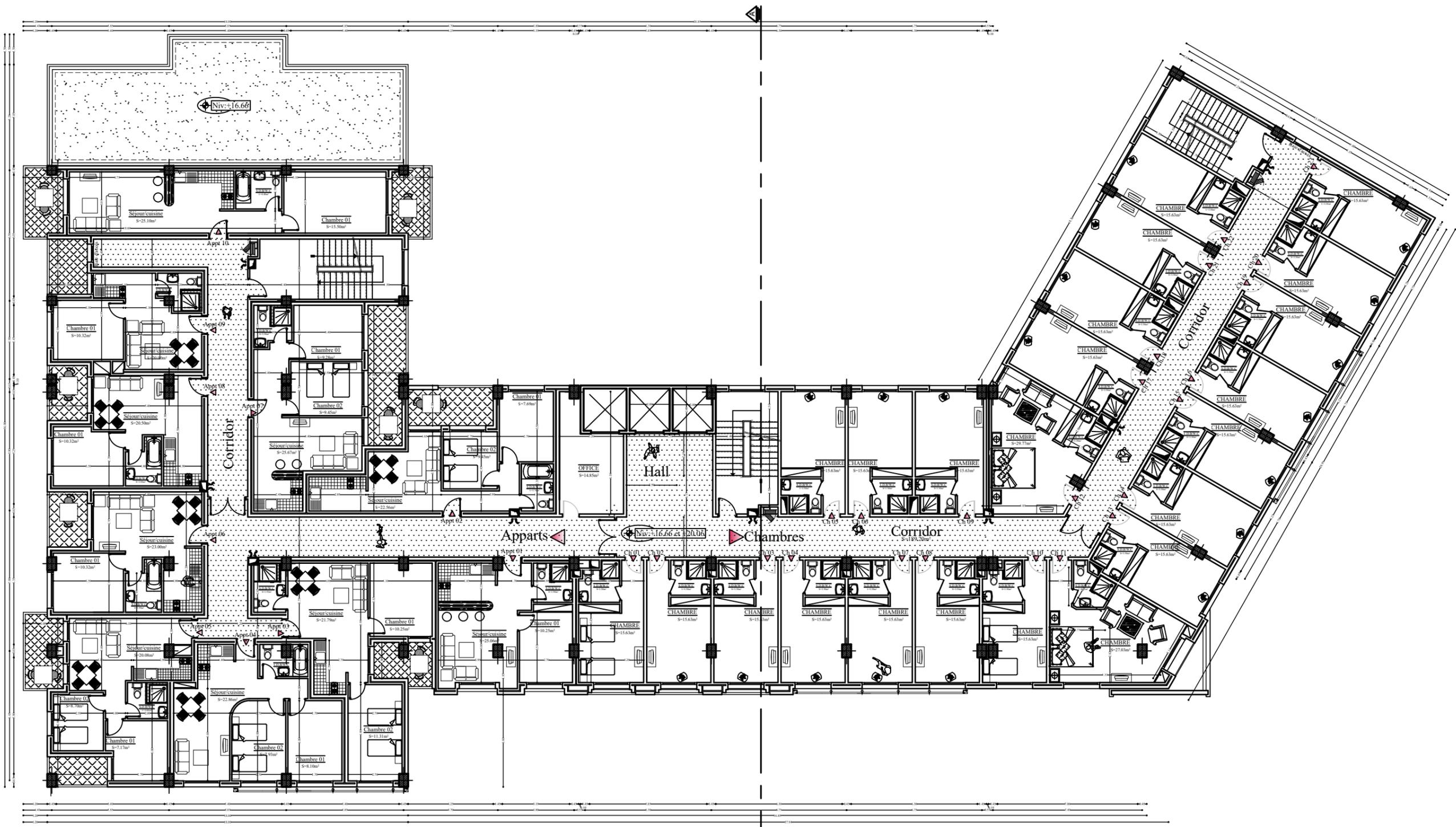
Plan 1er étage +3.40

Objet:	Projet:	Plans:	Pages:
MEMOIRE DE FIN D'ETUDE POUR L'ANNEE 2021/2022	ETUDE D'UN HOTEL EN CHARPENTE METALLIQUE EN 2 SOUS SOL+R+10	Plan 1er étage +03.40	05/11
			Echelle: 01/200
			Format: A3
		Réf.projet:	



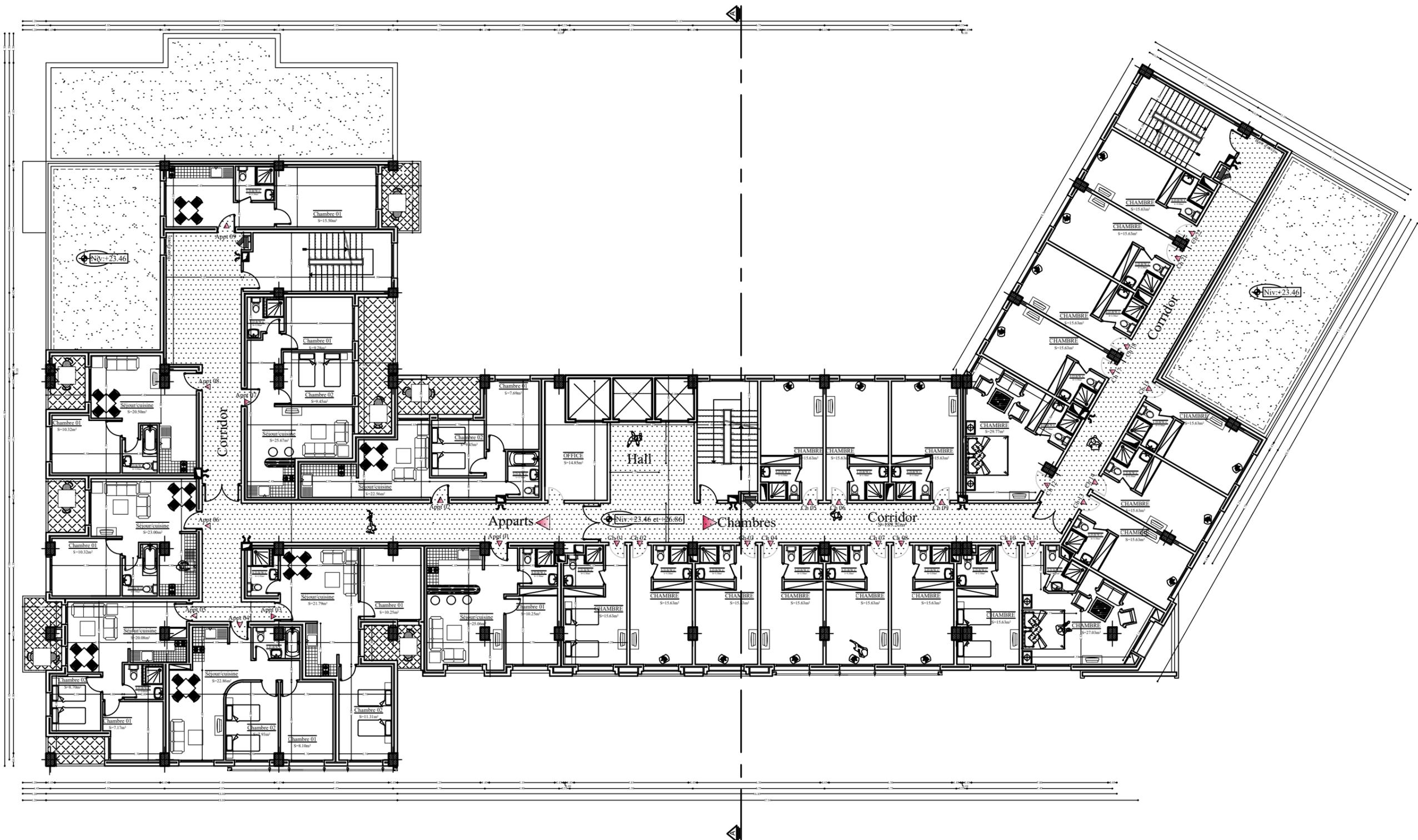
Plan 2ème et 3ème étage +6.46, +9.86

Objet:	Projet:	Plans:	Pages:
MEMOIRE DE FIN D'ETUDE POUR L'ANNEE 2021/2022	ETUDE D'UN HOTEL EN CHARPENTE METALLIQUE EN 2 SOUS SOL+R+10	Plan 2ème et 3ème étage +6.46, +9.86	06/11
			Echelle: 01/200
			Format: A3
			Réf.projet:



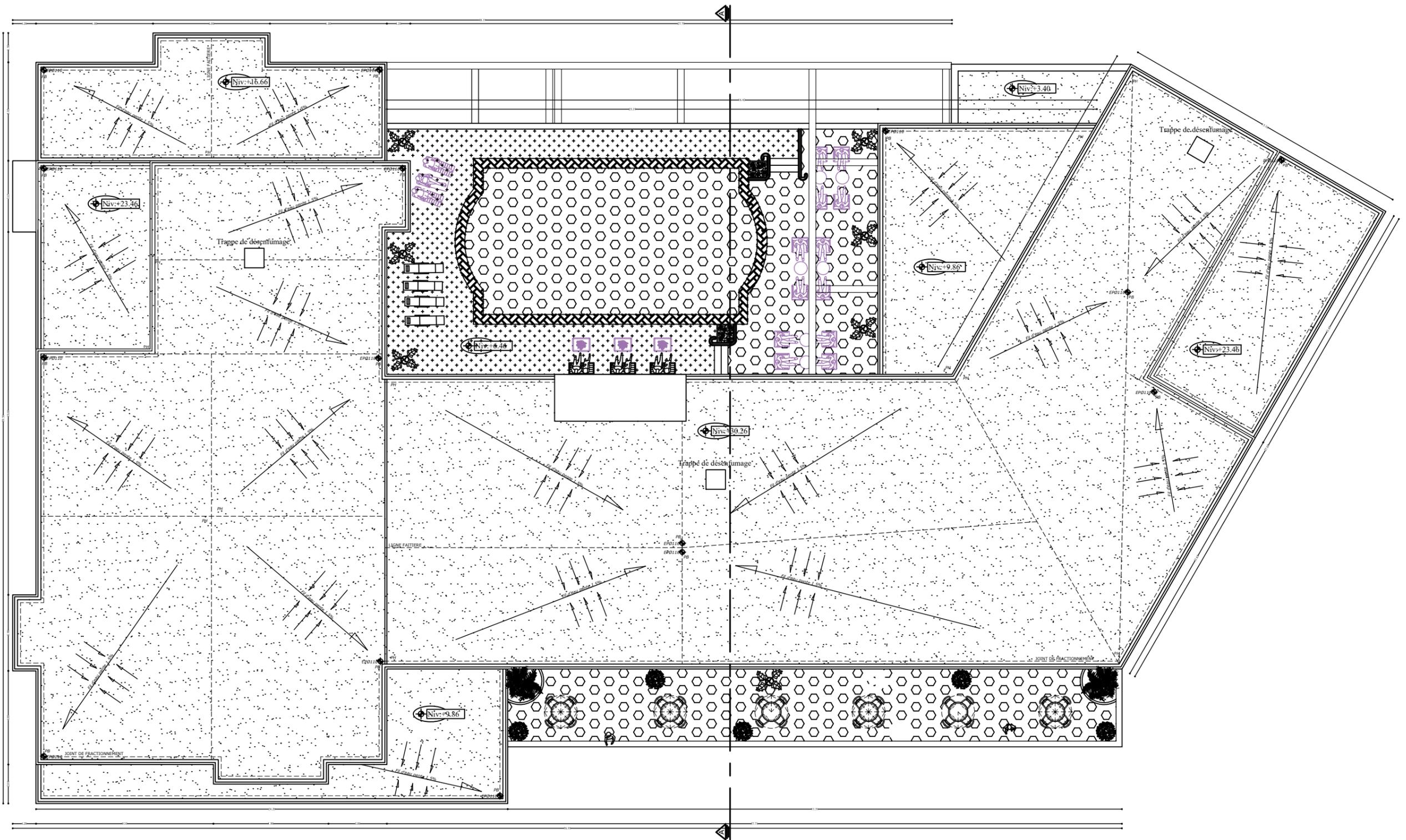
Plan 4ème et 5ème étage +13.26, +16.66

Objet:	Projet:	Plans:	Pages:
MEMOIRE DE FIN D'ETUDE POUR L'ANNEE 2021/2022	ETUDE D'UN HOTEL EN CHARPENTE METALLIQUE EN 2 SOUS SOL+R+10	Plan 4ème et 5ème étage +13.26, +16.66	07/11
			Echelle: 01/200
			Format: A3
			Réf.projet:



Plan Niveaux 6,7,8,9 et 10ème +20.06, +23.46, +26.86, +30.26 et +33.66

Objet:	Projet:	Plans:	Pages:	08/11
MEMOIRE DE FIN D'ETUDE POUR L'ANNEE 2021/2022	ETUDE D'UN HOTEL EN CHARPENTE METALLIQUE EN 2 SOUS SOL+R+10	Plan Niveaux +20.06, +23.46, +26.86, +30.26 et +33.66	Echelle:	01/200
			Format:	A3
			Réf.projet:	



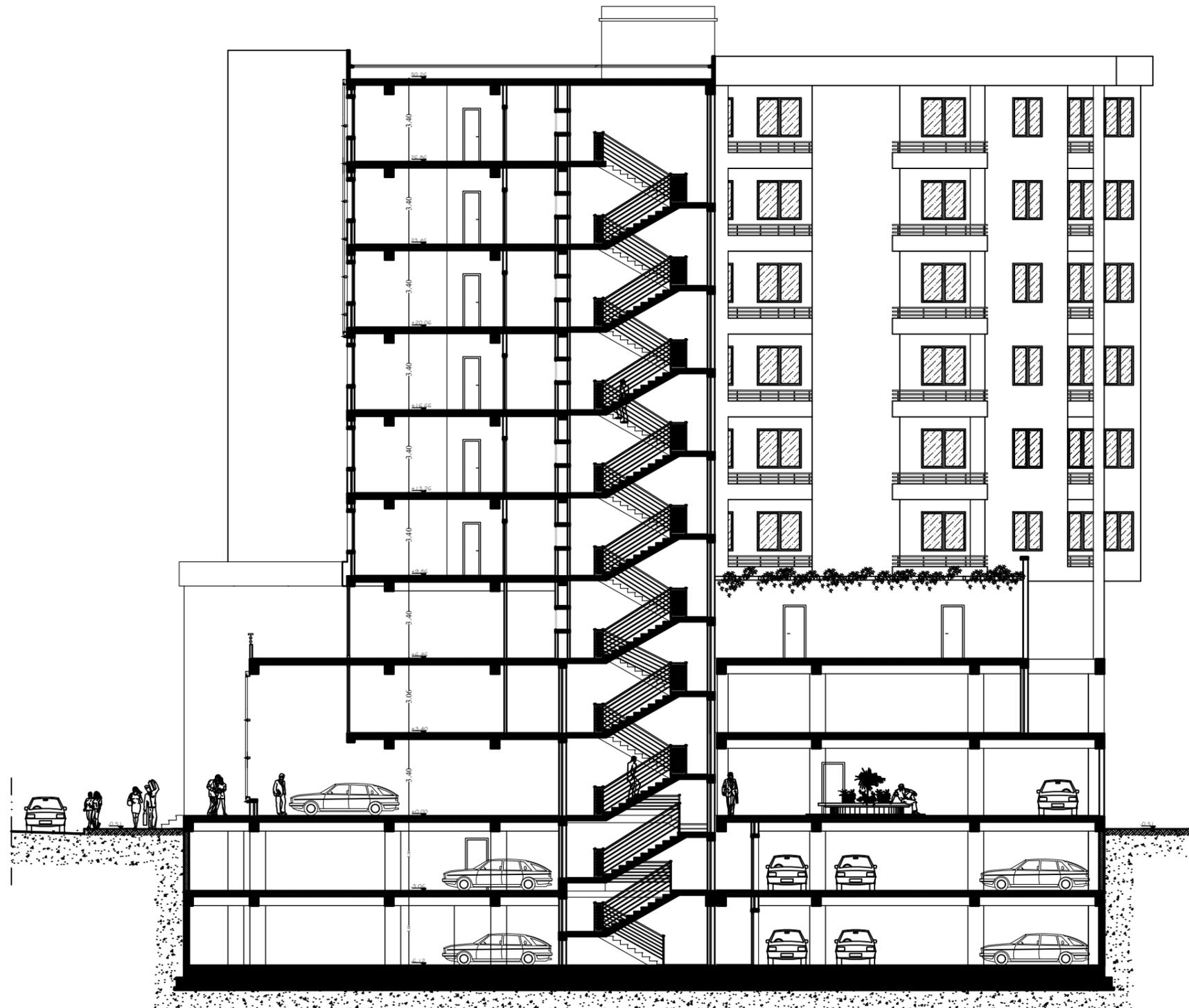
Plan terrasse

Objet:	Projet:	Plans:	Pages:	09/11
MEMOIRE DE FIN D'ETUDE POUR L'ANNEE 2021/2022	ETUDE D'UN HOTEL EN CHARPENTE METALLIQUE EN 2 SOUS SOL+R+10	Plan terrasse	Echelle:	01/200
			Format:	A3
			Réf.projet:	



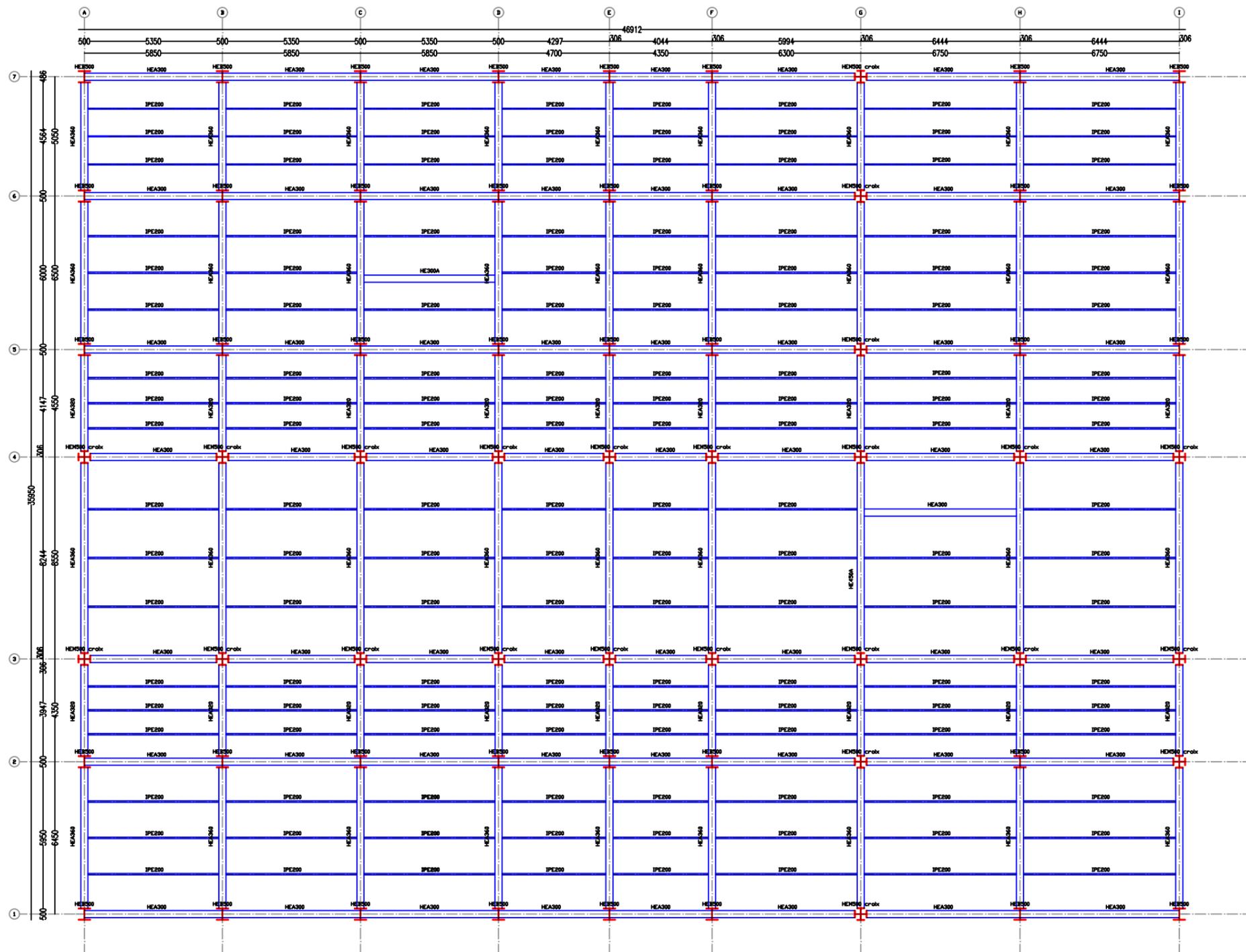
***FACADE OUEST***

Objet:	Projet:	Plans:	Pages:	10/11
MEMOIRE DE FIN D'ETUDE POUR L'ANNEE 2021/2022	ETUDE D'UN HOTEL EN CHARPENTE METALLIQUE EN 2 SOUS SOL+R+10	Façade ouest	Echelle:	01/200
			Format:	A3
			Réf.projet:	



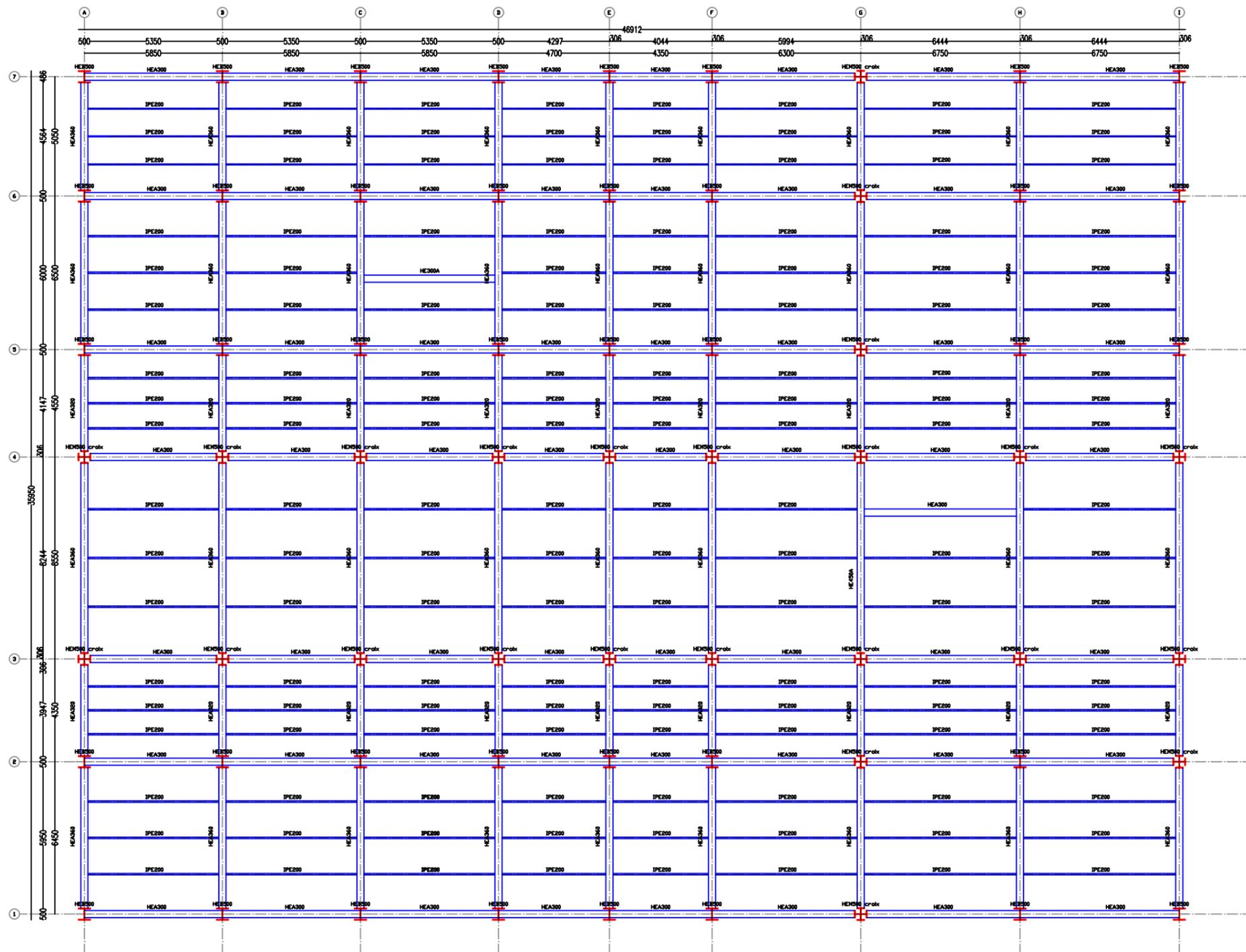
COUPE A-A

Objet:	Projet:	Plans:	Pages:	11/11
MEMOIRE DE FIN D'ETUDE POUR L'ANNEE 2021/2022	ETUDE D'UN HOTEL EN CHARPENTE METALLIQUE EN 2 SOUS SOL+R+10	Coupe -AA-	Echelle:	01/200
			Format:	A3
			Réf.projet:	



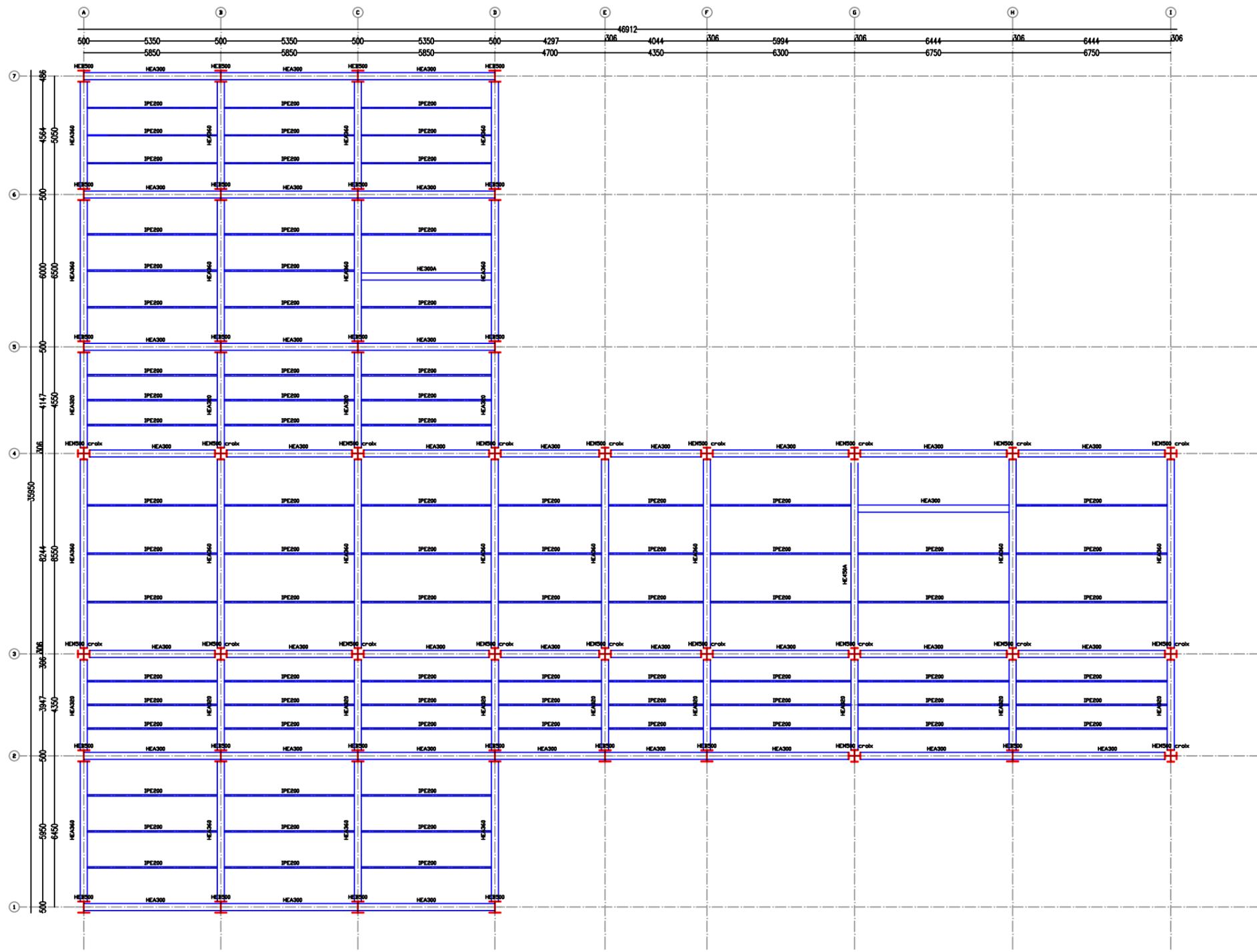
Plan Niveau +0.00

Objet:	Projet:	Plans:	Pages:	01/24
MEMOIRE DE FIN D'ETUDE POUR L'ANNEE 2021/2022	ETUDE D'UN HOTEL EN CHARPENTE METALLIQUE EN 2 SOUS SOL+R+10	Plan niveau +0.00	Echelle:	01/200
			Format:	A3
			Réf.projet:	



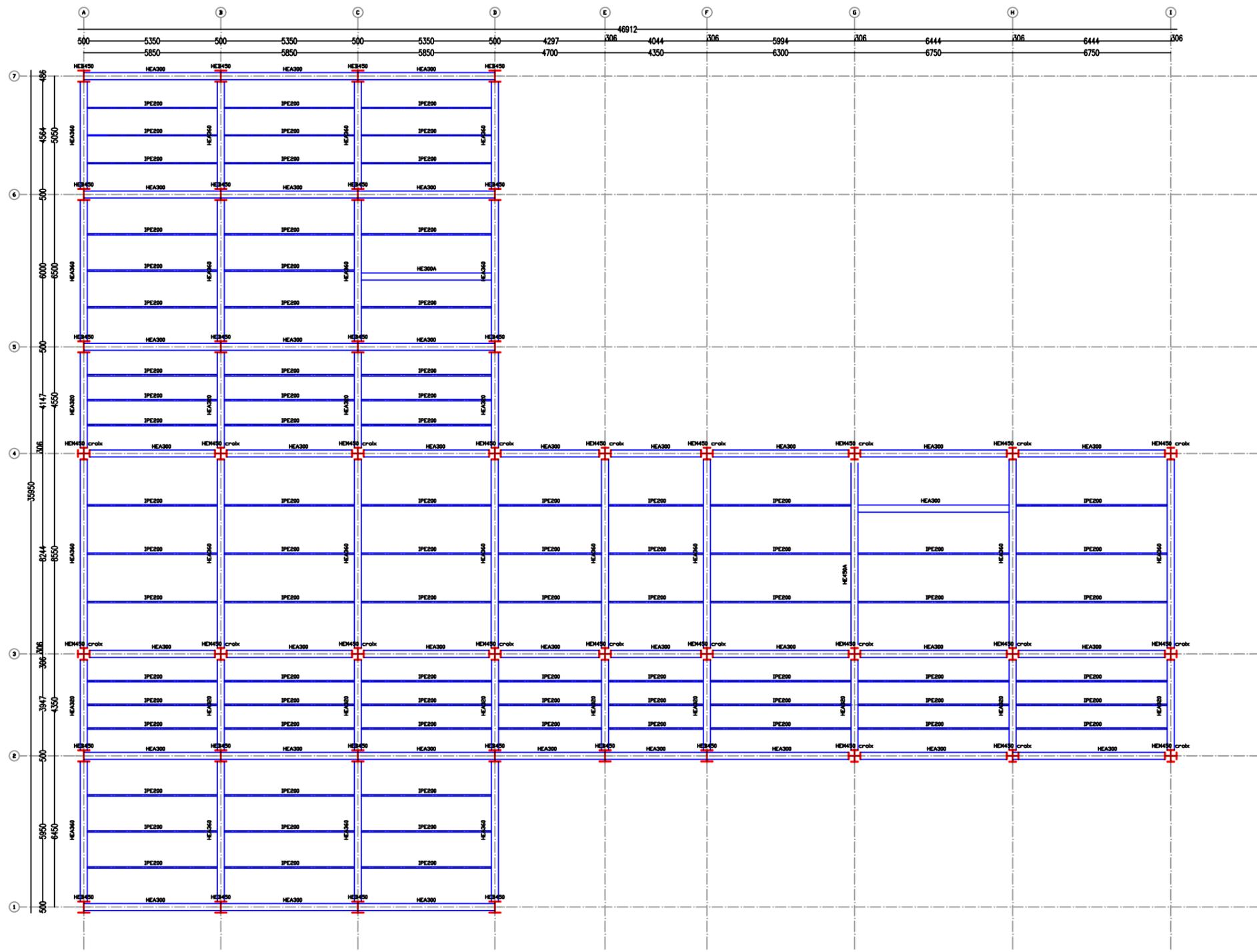
Plan Niveau +3.40

Objet:	Projet:	Plans:	Pages:	02/24
MEMOIRE DE FIN D'ETUDE POUR L'ANNEE 2021/2022	ETUDE D'UN HOTEL EN CHARPENTE METALLIQUE EN 2 SOUS SOL+R+10	Plan niveau +3.40	Echelle:	01/200
			Format:	A3
			Réf.projet:	



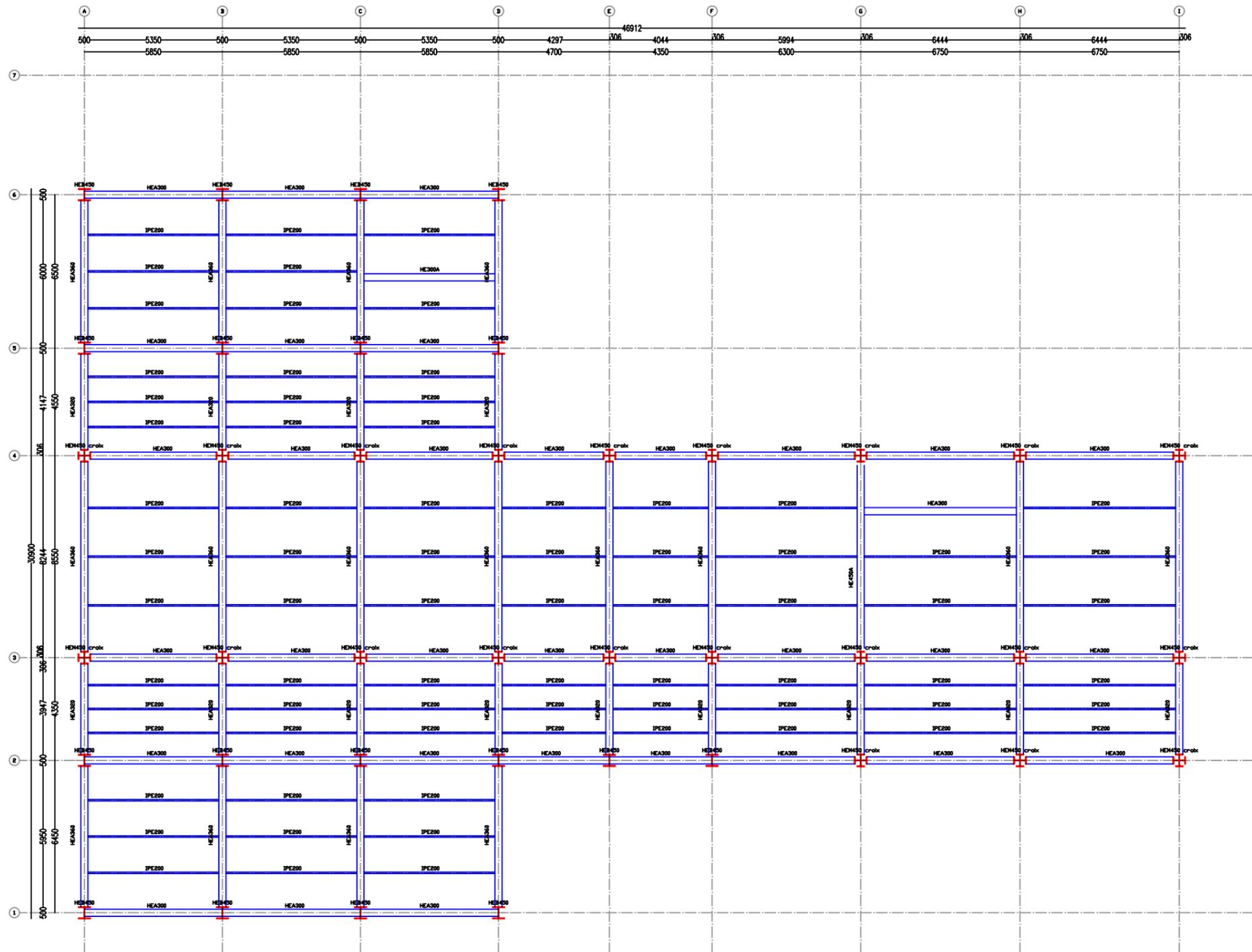
Plan Niveau +6.46

Objet:	Projet:	Plans:	Pages:	03/24
MEMOIRE DE FIN D'ETUDE POUR L'ANNEE 2021/2022	ETUDE D'UN HOTEL EN CHARPENTE METALLIQUE EN 2 SOUS SOL+R+10	Plan niveau +6.46	Echelle:	01/200
			Format:	A3
			Réf.projet:	



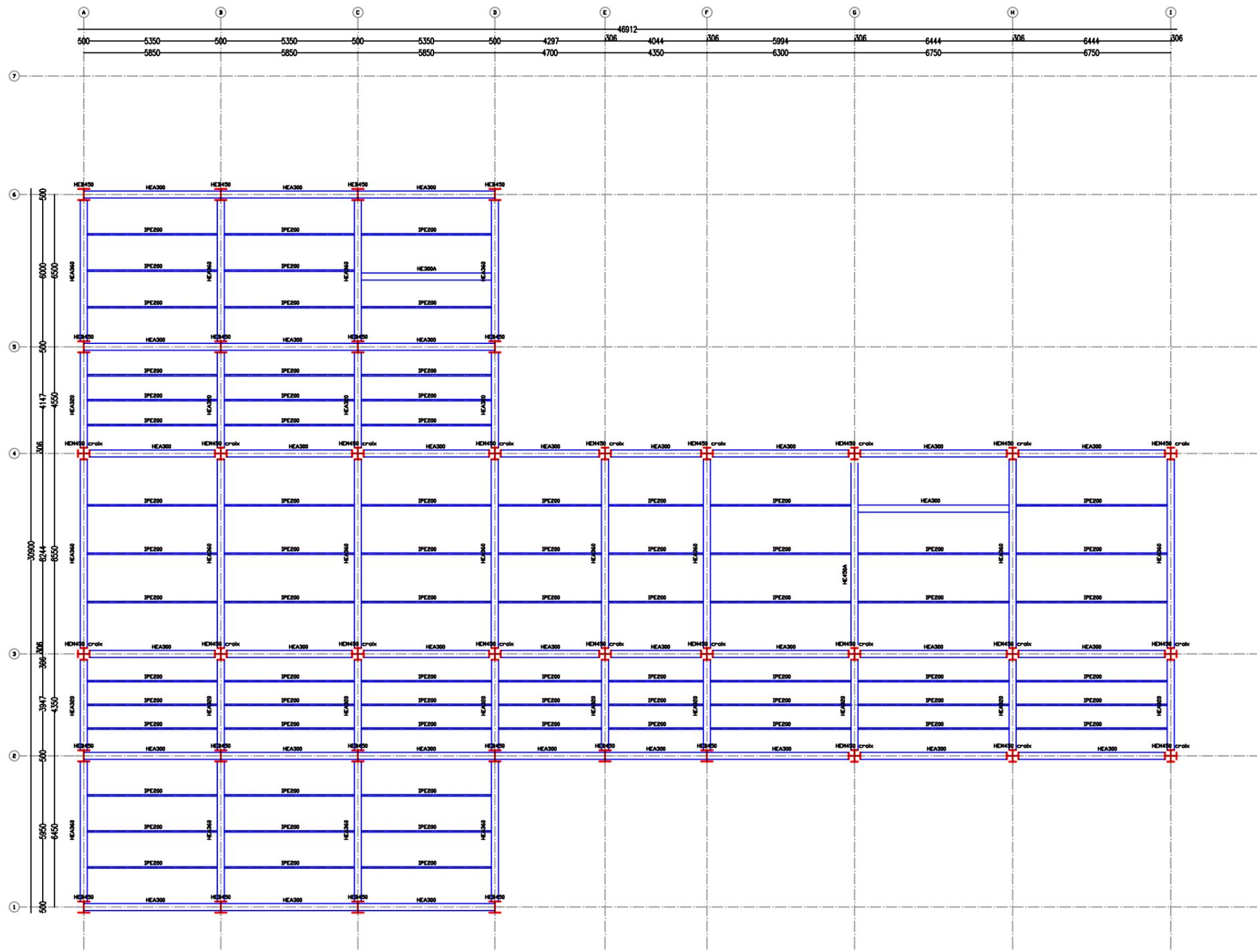
Plan Niveau +9.86

Objet:	Projet:	Plans:	Pages:	04/24
MEMOIRE DE FIN D'ETUDE POUR L'ANNEE 2021/2022	ETUDE D'UN HOTEL EN CHARPENTE METALLIQUE EN 2 SOUS SOL+R+10	Plan niveau +9.86	Echelle:	01/200
			Format:	A3
			Réf.projet:	



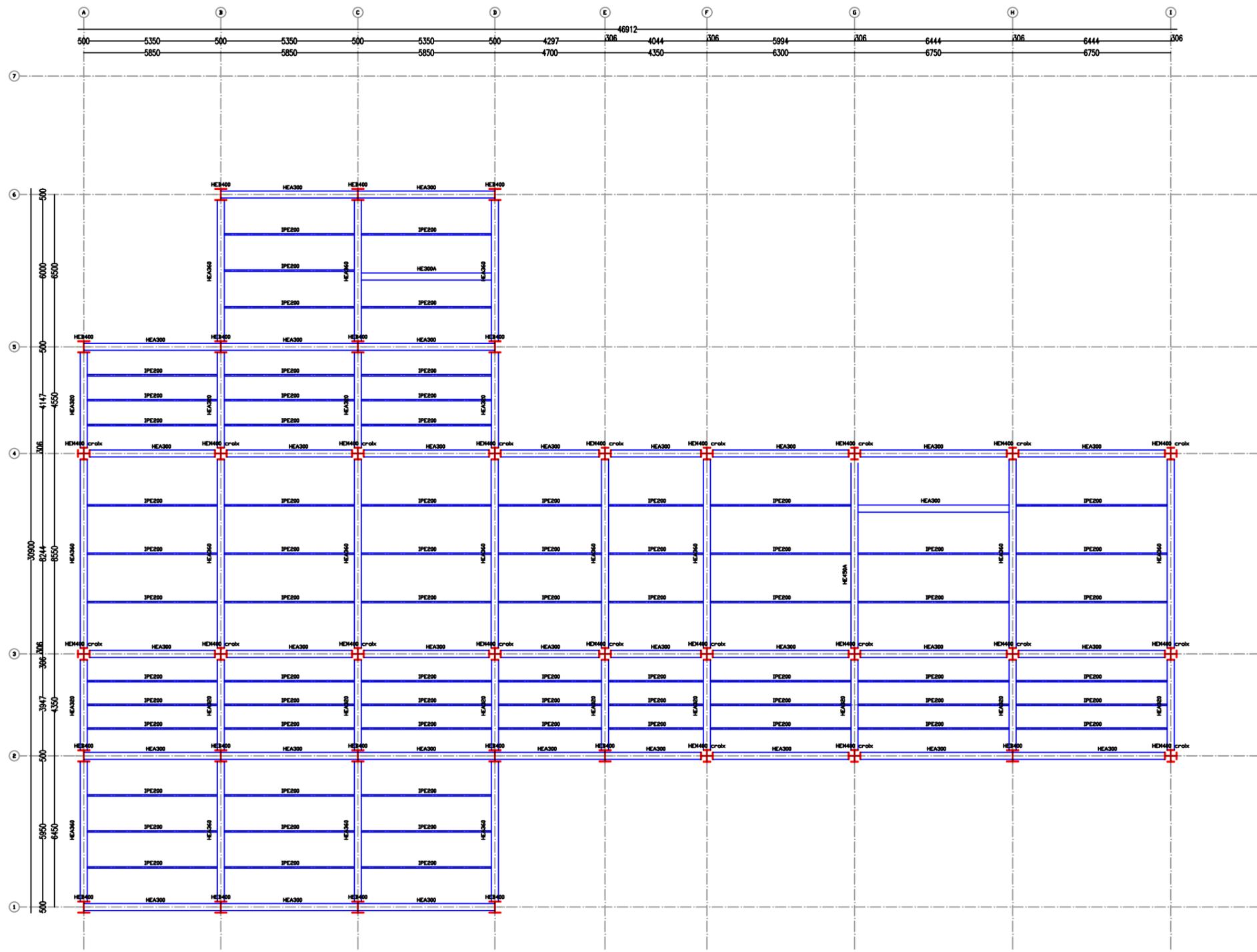
Plan Niveau +13.26

Objet:	Projet:	Plans:	Pages:	05/24
MEMOIRE DE FIN D'ETUDE POUR L'ANNEE 2021/2022	ETUDE D'UN HOTEL EN CHARPENTE METALLIQUE EN 2 SOUS SOL+R+10	Plan niveau +13.26	Echelle:	01/200
			Format:	A3
			Réf.projet:	



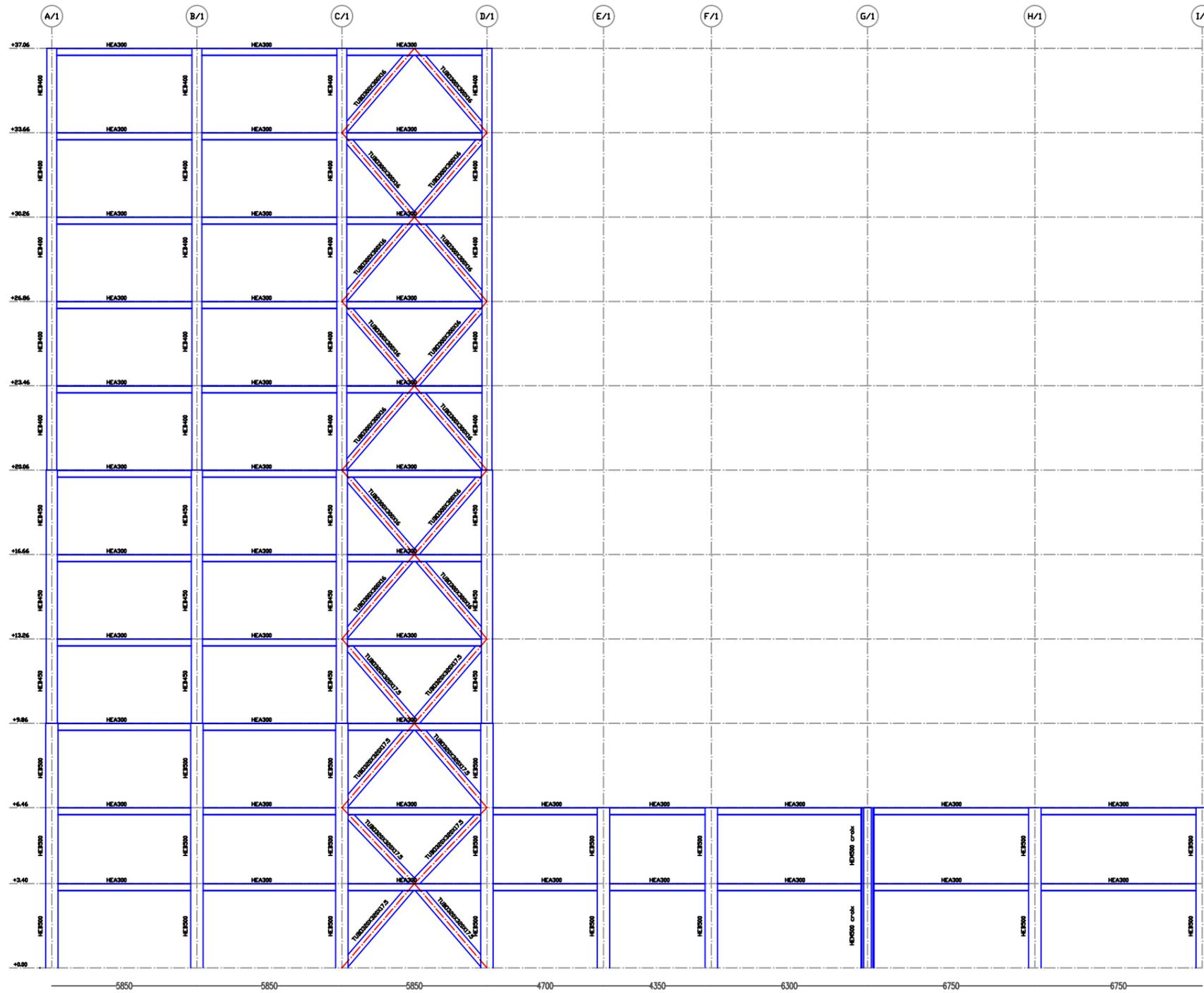
Plan Niveau +16.66

Objet:	Projet:	Plans:	Pages:	06/24
MEMOIRE DE FIN D'ETUDE POUR L'ANNEE 2021/2022	ETUDE D'UN HOTEL EN CHARPENTE METALLIQUE EN 2 SOUS SOL+R+10	Plan niveau +16.66	Echelle:	01/200
			Format:	A3
			Réf.projet:	



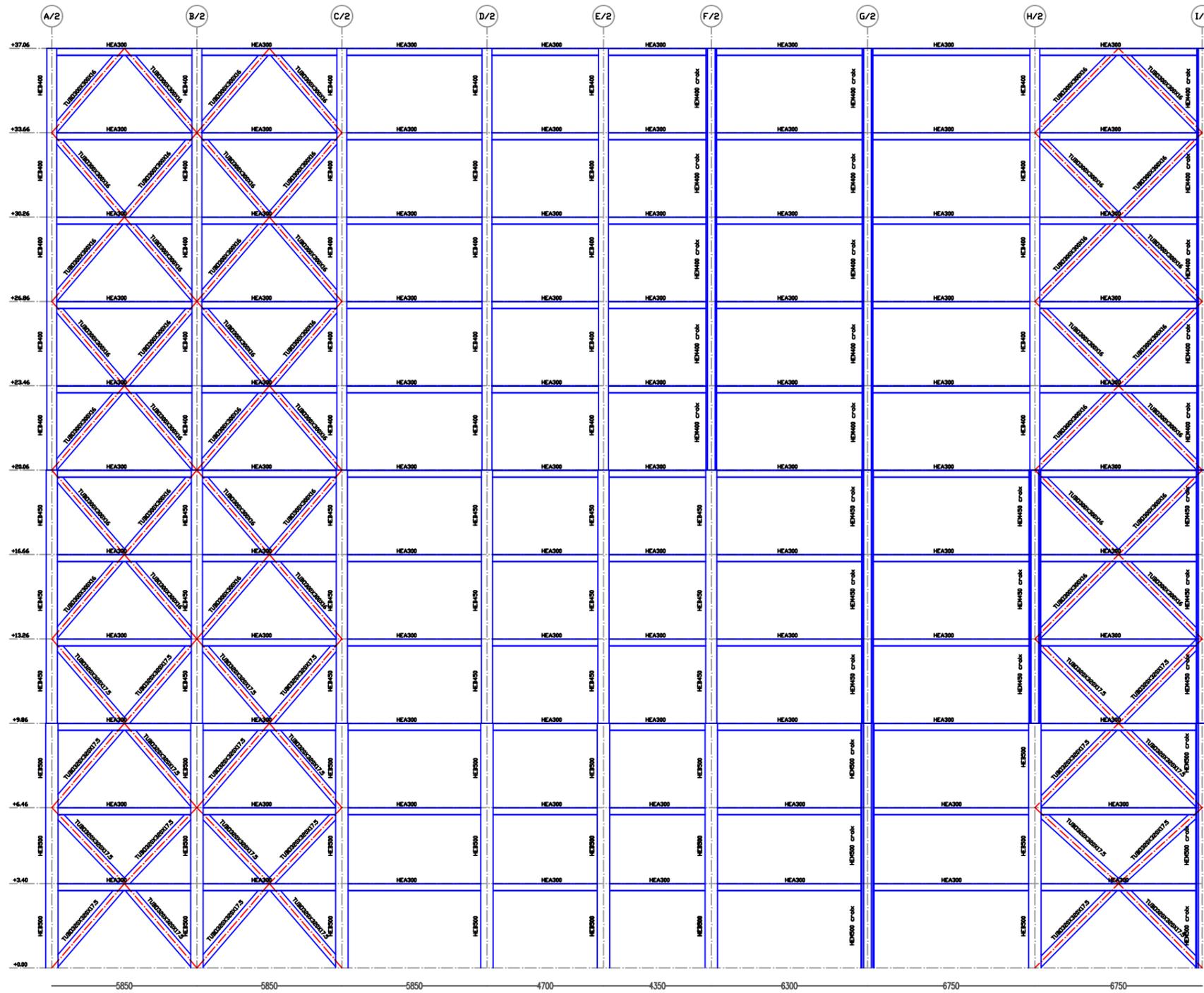
Plan Niveaux +20.06, +23.46, +26.86, +30.26 et +33.66

Objet:	Projet:	Plans:	Pages:	07/24
MEMOIRE DE FIN D'ETUDE POUR L'ANNEE 2021/2022	ETUDE D'UN HOTEL EN CHARPENTE METALLIQUE EN 2 SOUS SOL+R+10	Plan niveaux +20.06, +23.46, +26.86, +30.26 et 33.66	Echelle:	01/200
			Format:	A3
			Réf.projet:	



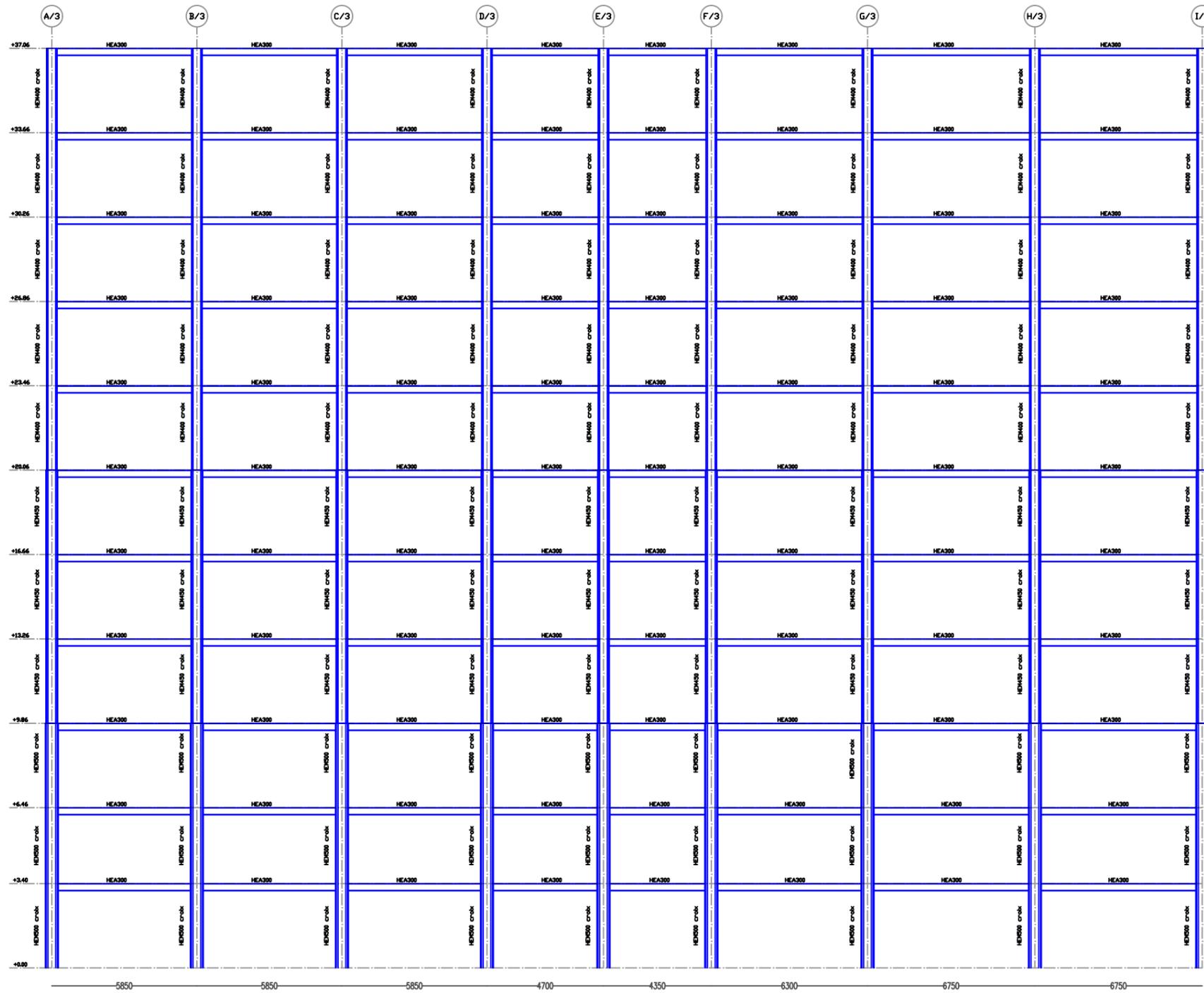
ELEVATION FILE 1

Objet:	Projet:	Plans:	Pages:	08/24
MEMOIRE DE FIN D'ETUDE POUR L'ANNEE 2021/2022	ETUDE D'UN HOTEL EN CHARPENTE METALLIQUE EN 2 SOUS SOL+R+10	ELEVATION FILE 1	Echelle:	01/200
			Format:	A3
			Réf.projet:	



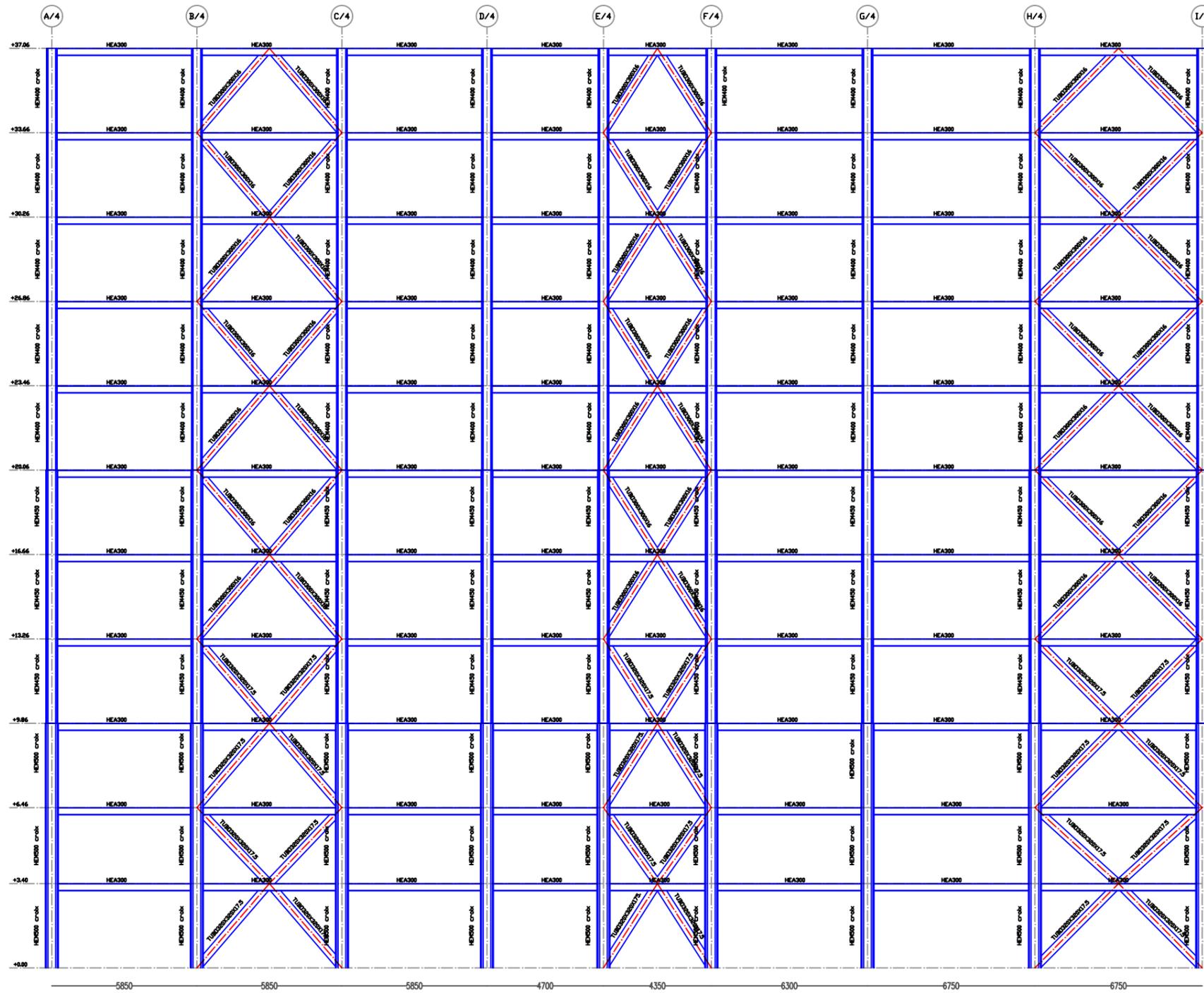
ELEVATION FILE 2

Objet:	Projet:	Plans:	Pages:	09/24
MEMOIRE DE FIN D'ETUDE POUR L'ANNEE 2021/2022	ETUDE D'UN HOTEL EN CHARPENTE METALLIQUE EN 2 SOUS SOL+R+10	ELEVATION FILE 2	Echelle:	01/200
			Format:	A3
			Réf.projet:	



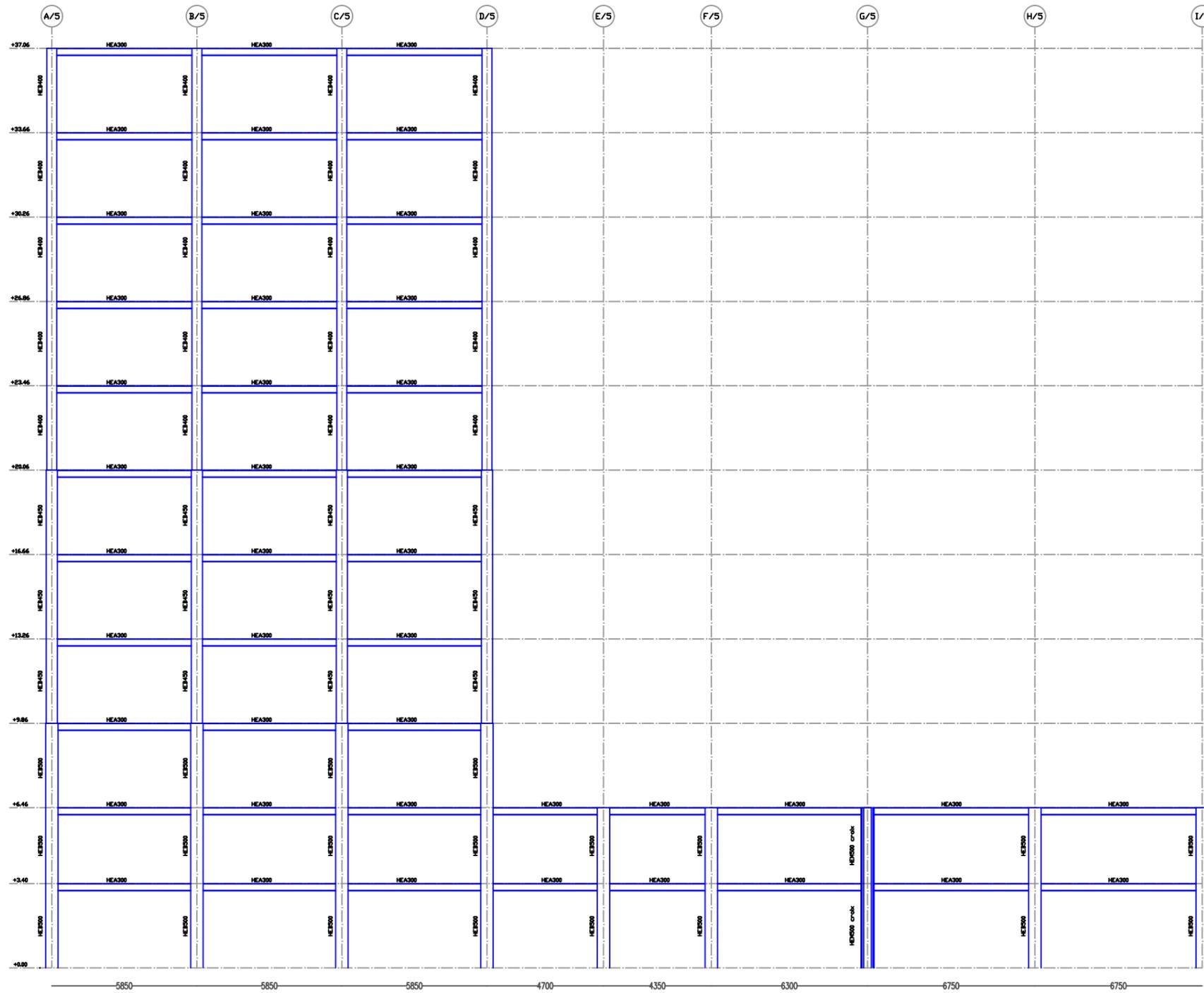
ELEVATION FILE 3

Objet:	Projet:	Plans:	Pages:	10/24
MEMOIRE DE FIN D'ETUDE POUR L'ANNEE 2021/2022	ETUDE D'UN HOTEL EN CHARPENTE METALLIQUE EN 2 SOUS SOL+R+10	ELEVATION FILE 3	Echelle:	01/200
			Format:	A3
			Réf.projet:	



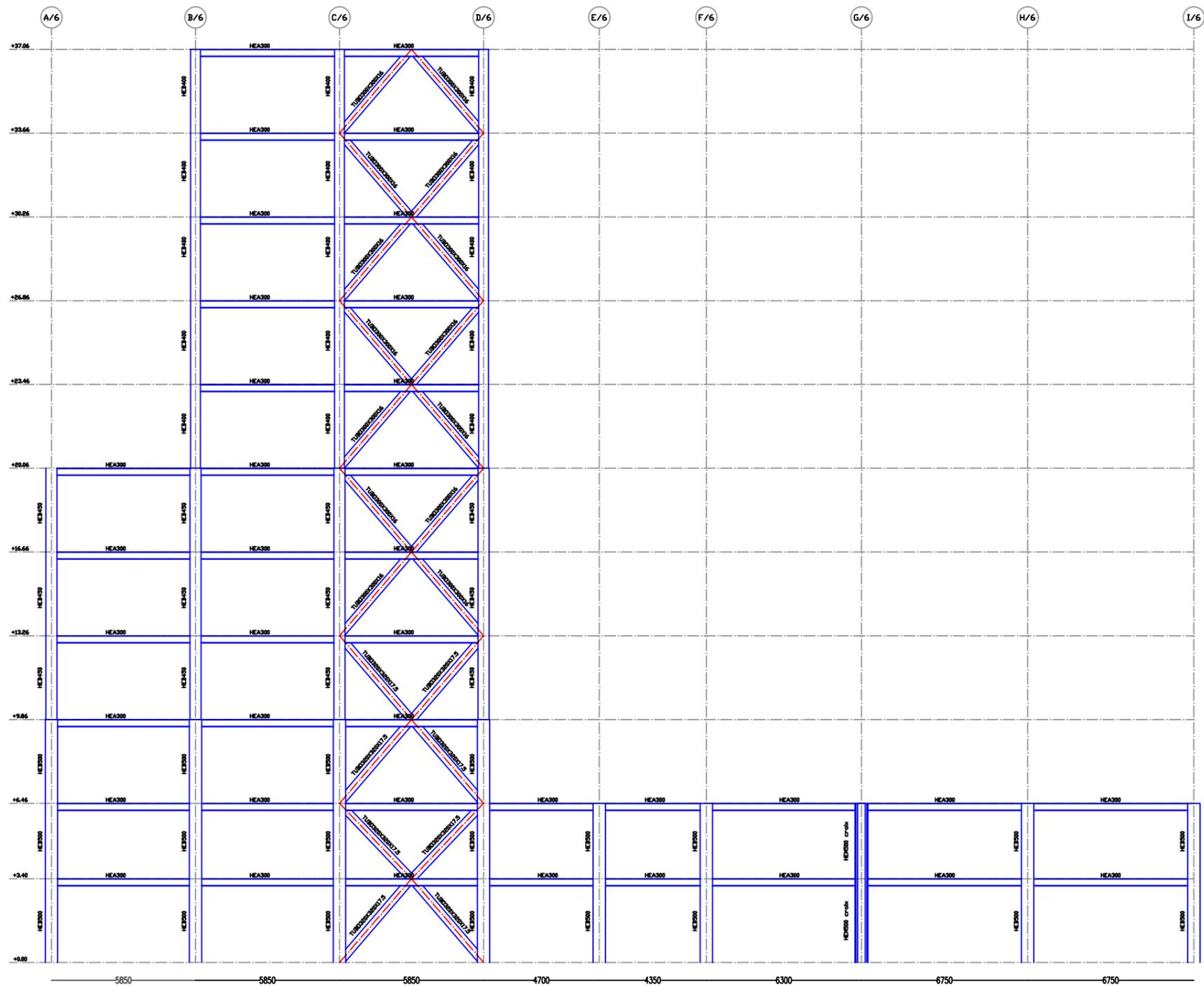
ELEVATION FILE 4

Objet:	Projet:	Plans:	Pages:	11/24
MEMOIRE DE FIN D'ETUDE POUR L'ANNEE 2021/2022	ETUDE D'UN HOTEL EN CHARPENTE METALLIQUE EN 2 SOUS SOL+R+10	ELEVATION FILE 4	Echelle:	01/200
			Format:	A3
			Réf.projet:	



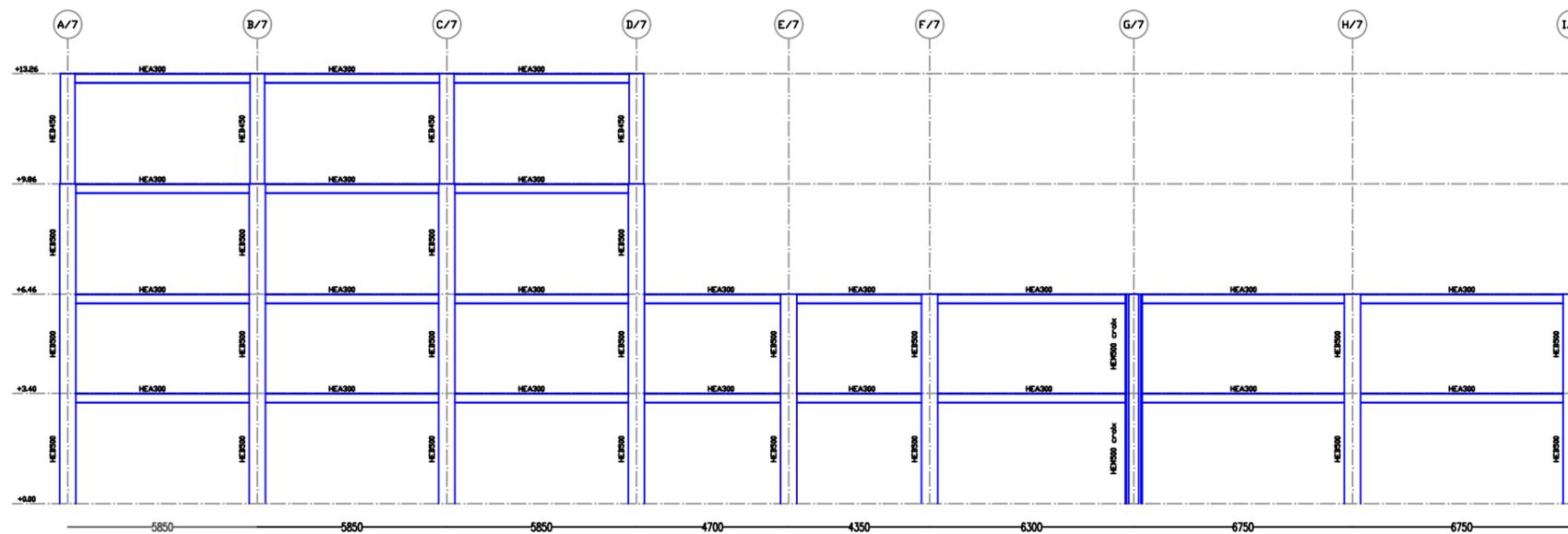
ELEVATION FILE 5

Objet:	Projet:	Plans:	Pages:	12/24
MEMOIRE DE FIN D'ETUDE POUR L'ANNEE 2021/2022	ETUDE D'UN HOTEL EN CHARPENTE METALLIQUE EN 2 SOUS SOL+R+10	ELEVATION FILE 5	Echelle:	01/200
			Format:	A3
			Réf.projet:	



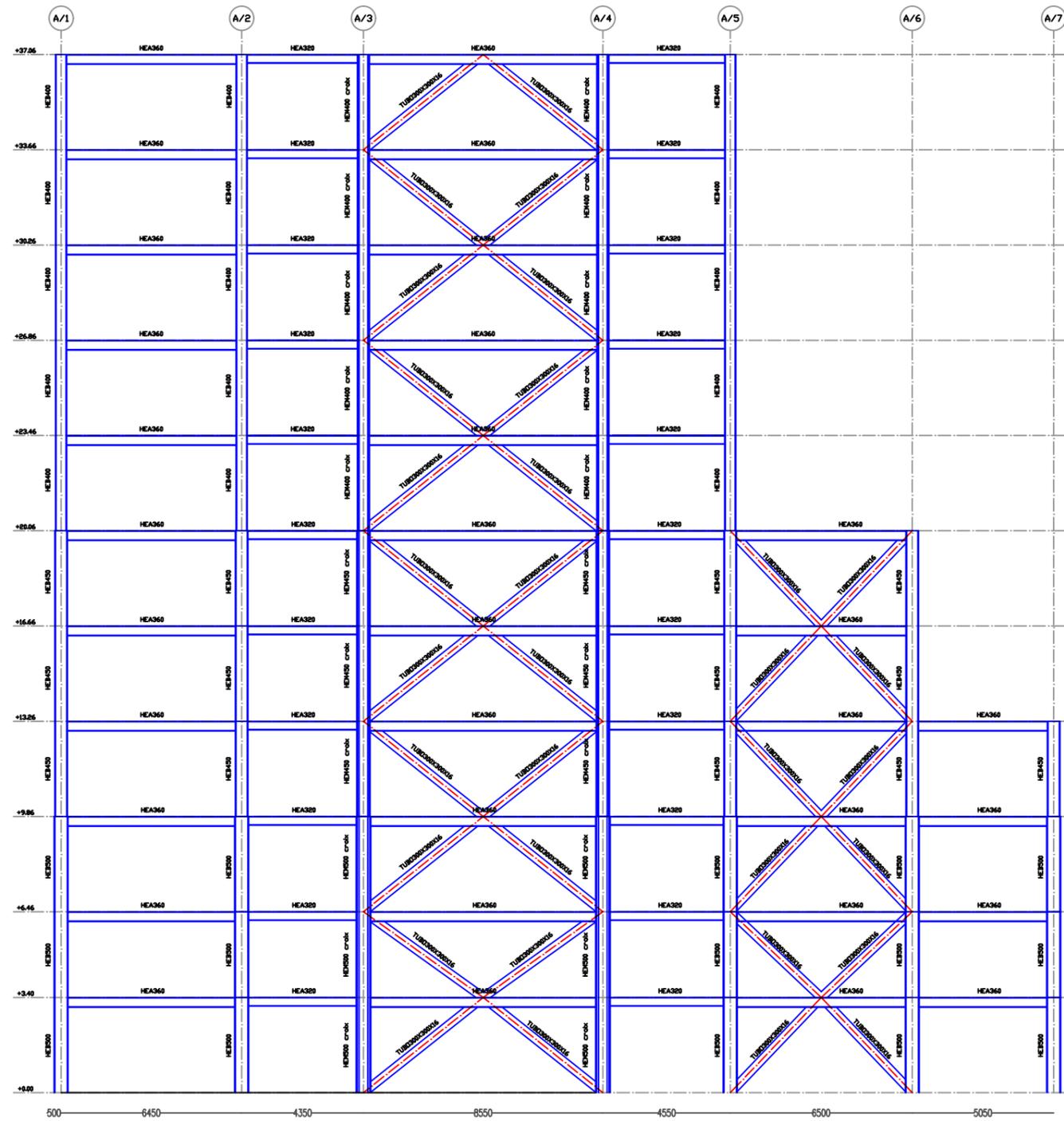
ELEVATION FILE 6

Objet:	Projet:	Plans:	Pages:	13/24
MEMOIRE DE FIN D'ETUDE POUR L'ANNEE 2021/2022	ETUDE D'UN HOTEL EN CHARPENTE METALLIQUE EN 2 SOUS SOL+R+10	ELEVATION FILE 6	Echelle:	01/200
			Format:	A3
			Réf.projet:	



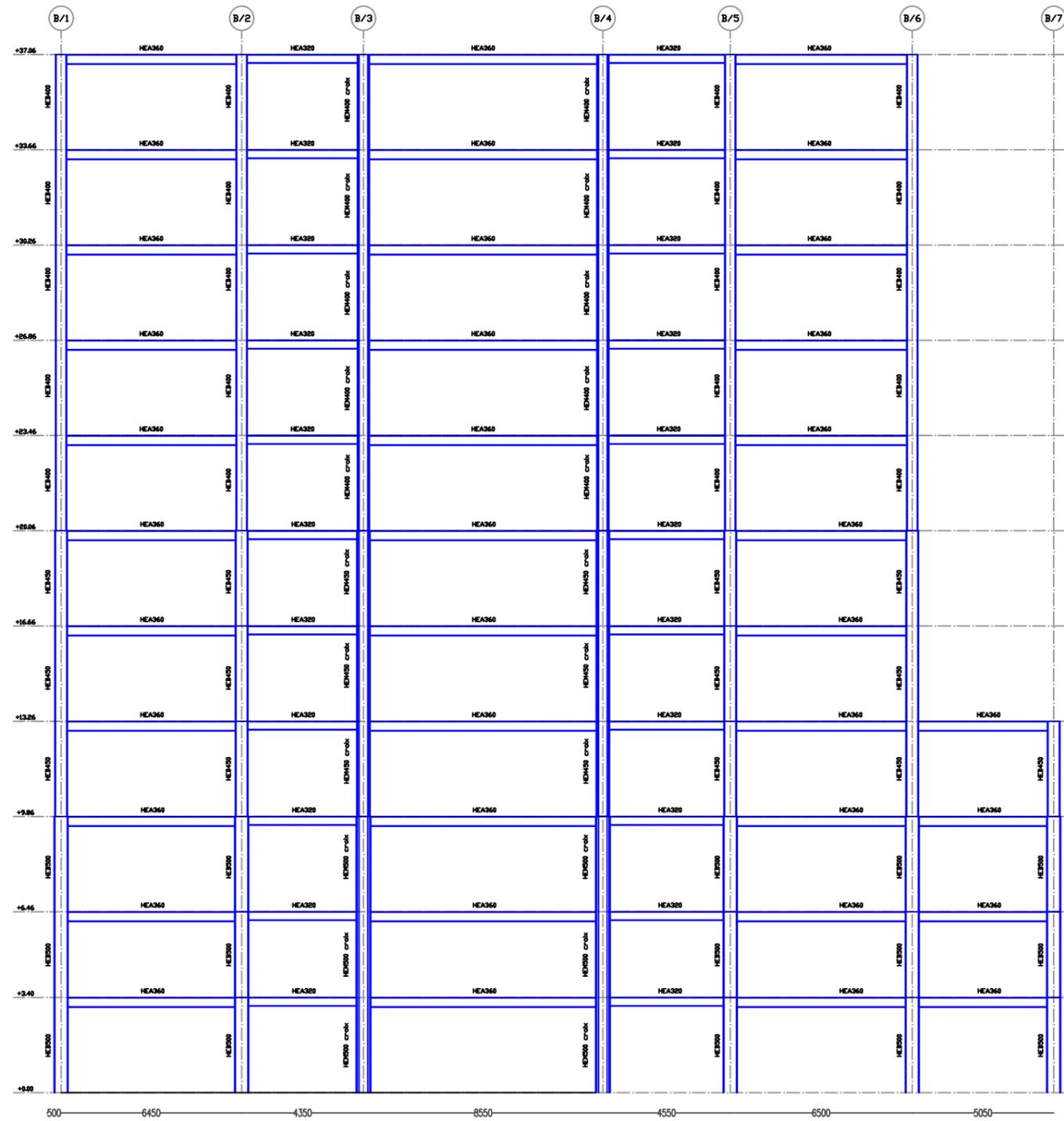
ELEVATION FILE 7

Objet:	Projet:	Plans:	Pages:	14/24
MEMOIRE DE FIN D'ETUDE POUR L'ANNEE 2021/2022	ETUDE D'UN HOTEL EN CHARPENTE METALLIQUE EN 2 SOUS SOL+R+10	ELEVATION FILE 7	Echelle:	01/200
			Format:	A3
			Réf.projet:	



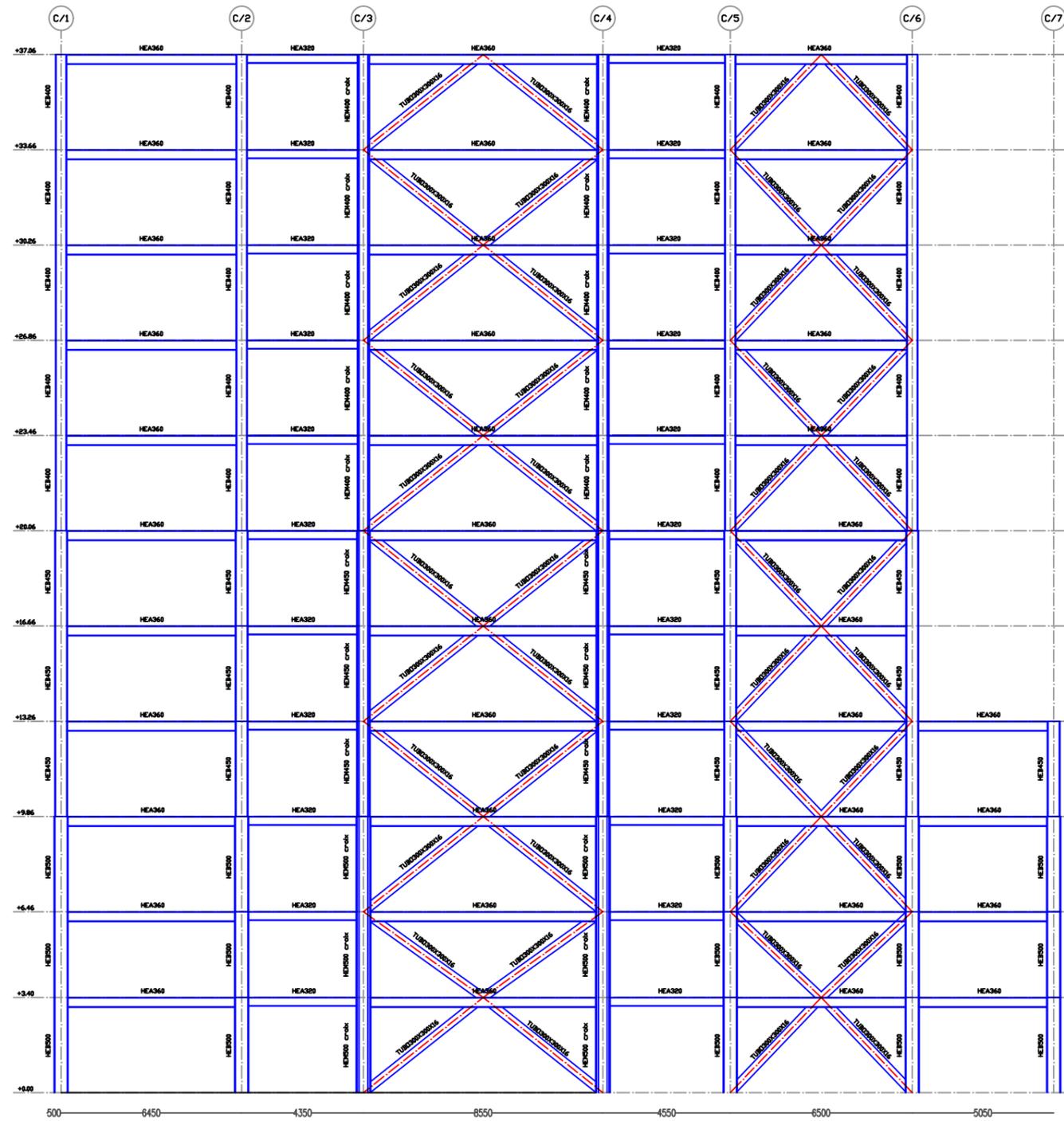
ELEVATION AXE A

Objet:	Projet:	Plans:	Pages:	15/24
MEMOIRE DE FIN D'ETUDE POUR L'ANNEE 2021/2022	ETUDE D'UN HOTEL EN CHARPENTE METALLIQUE EN 2 SOUS SOL+R+10	ELEVATION AXE A	Echelle:	01/200
			Format:	A3
			Réf.projet:	



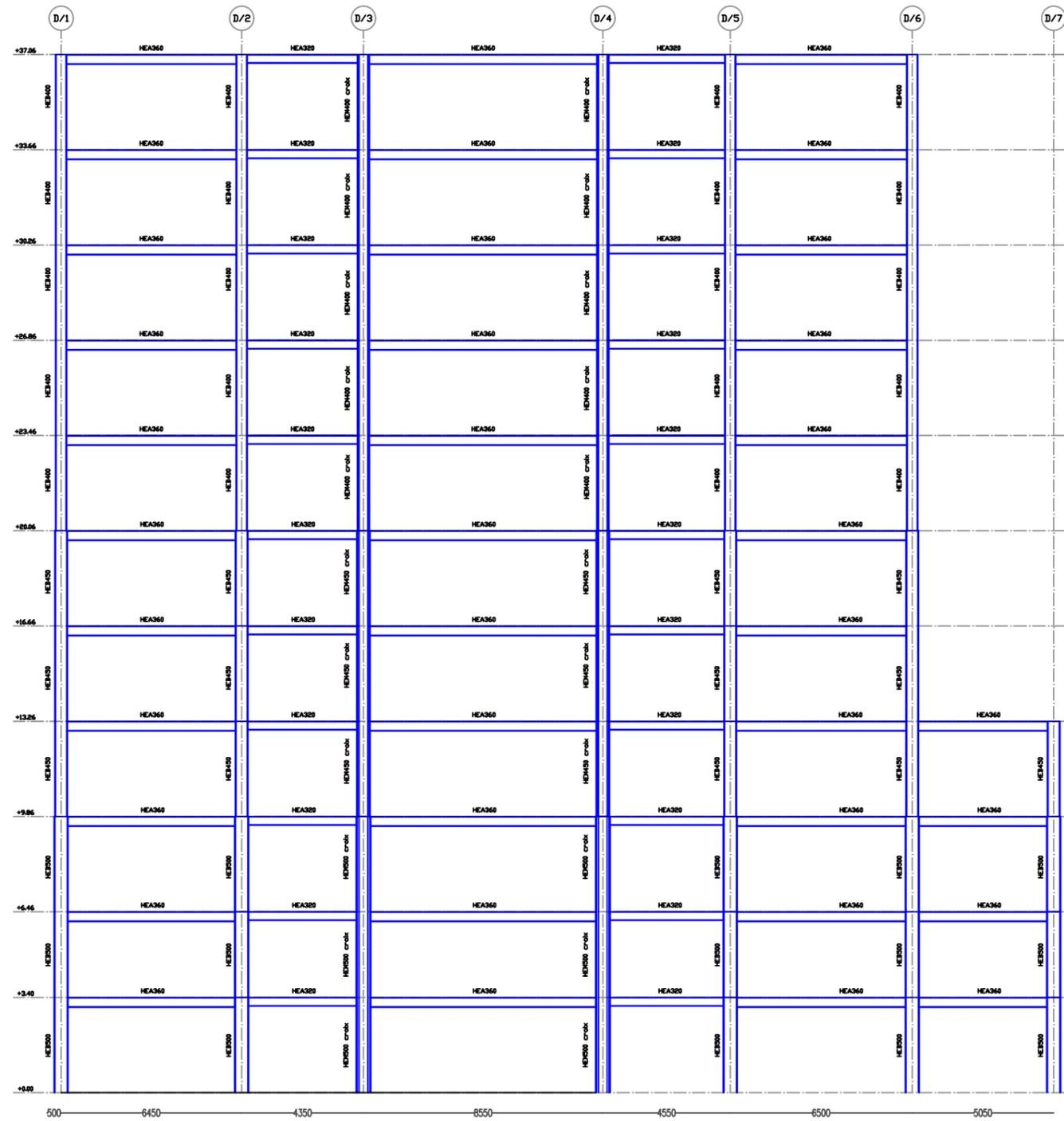
ELEVATION AXE B

Objet:	Projet:	Plans:	Pages:	16/24
MEMOIRE DE FIN D'ETUDE POUR L'ANNEE 2021/2022	ETUDE D'UN HOTEL EN CHARPENTE METALLIQUE EN 2 SOUS SOL+R+10	ELEVATION AXE B	Echelle:	01/200
			Format:	A3
			Réf.projet:	



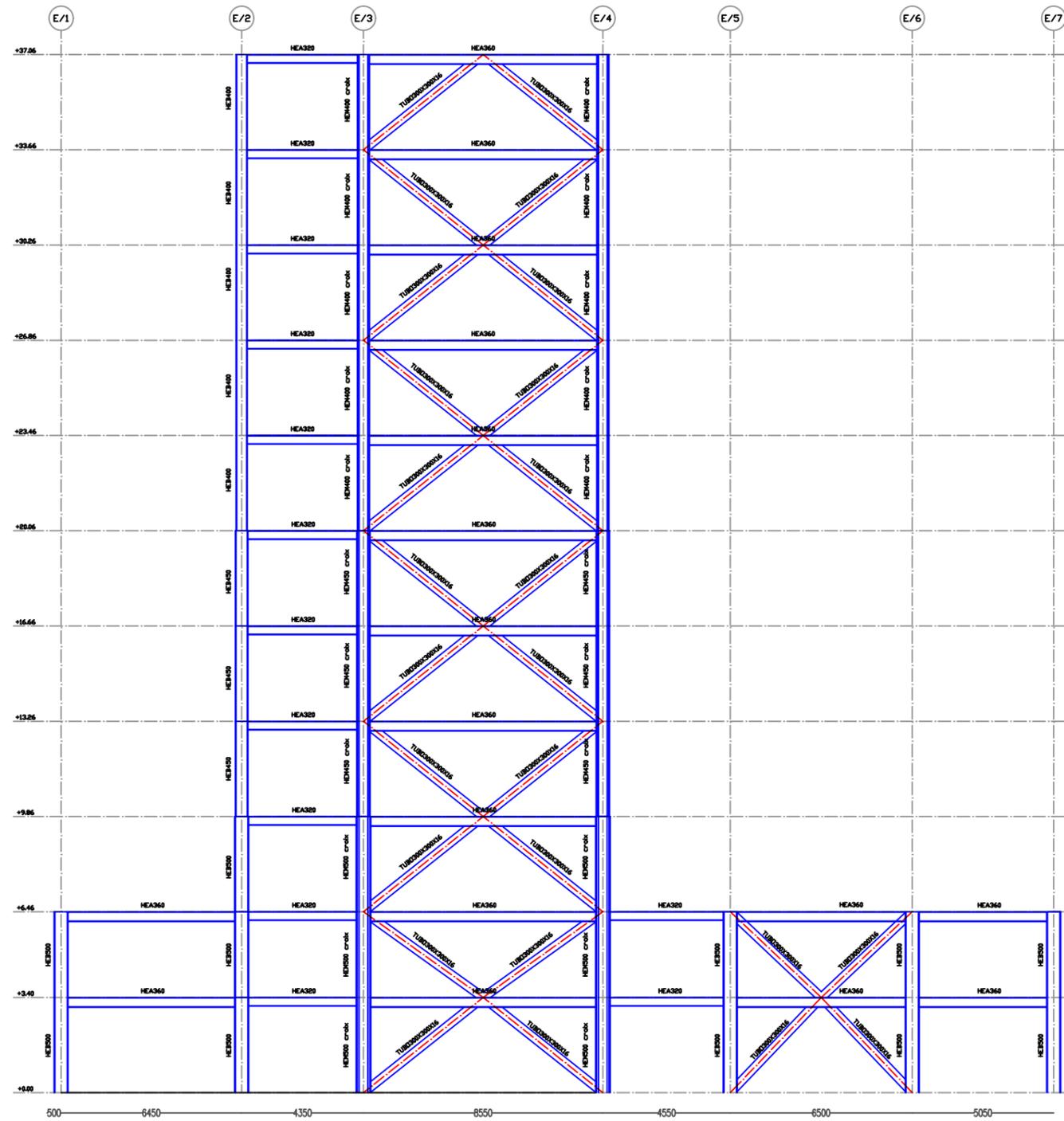
ELEVATION AXE C

Objet:	Projet:	Plans:	Pages:	17/24
MEMOIRE DE FIN D'ETUDE POUR L'ANNEE 2021/2022	ETUDE D'UN HOTEL EN CHARPENTE METALLIQUE EN 2 SOUS SOL+R+10	ELEVATION AXE C	Echelle:	01/200
			Format:	A3
			Réf.projet:	



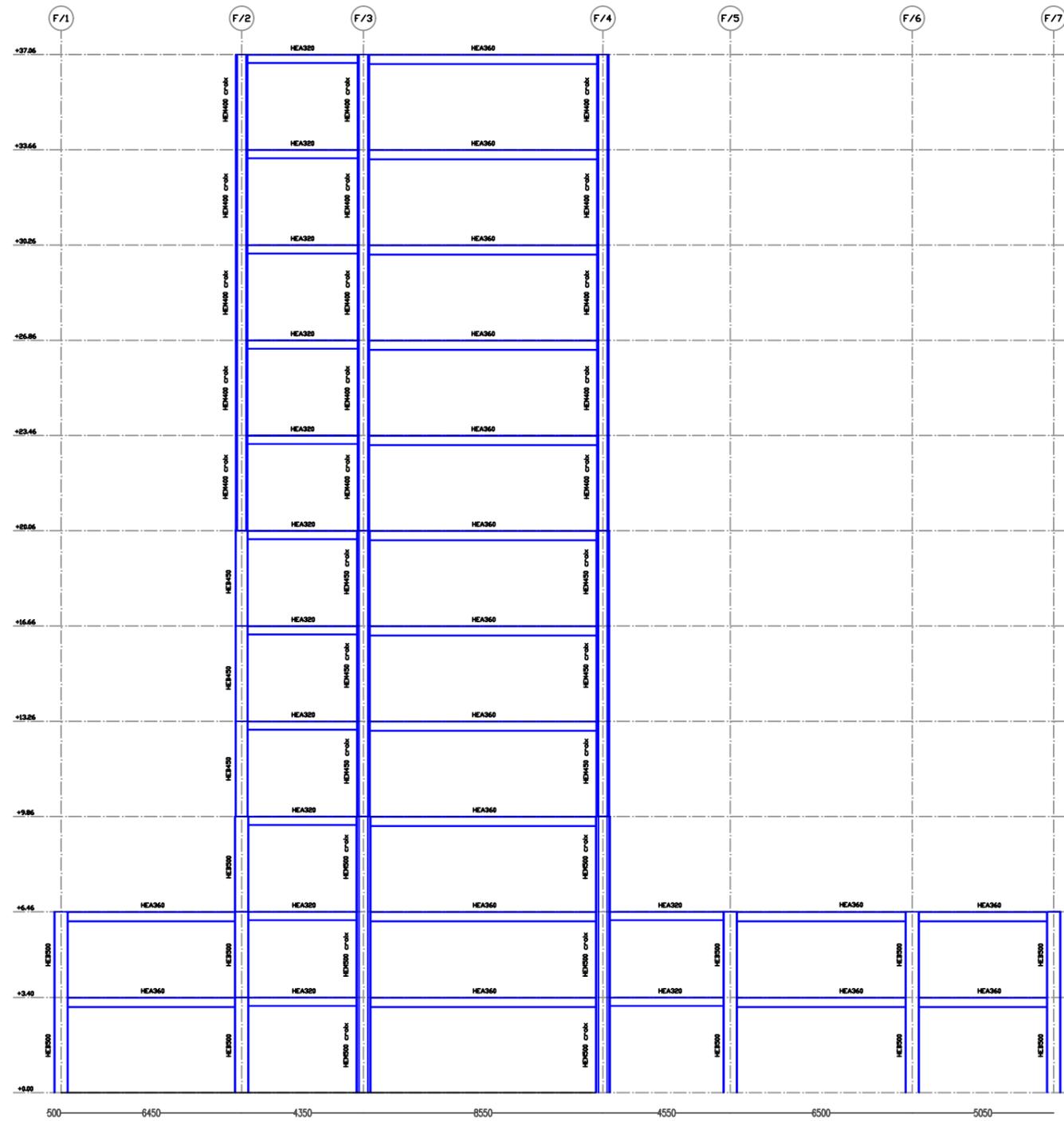
ELEVATION AXE D

Objet:	Projet:	Plans:	Pages:	18/24
MEMOIRE DE FIN D'ETUDE POUR L'ANNEE 2021/2022	ETUDE D'UN HOTEL EN CHARPENTE METALLIQUE EN 2 SOUS SOL+R+10	ELEVATION AXE D	Echelle:	01/200
			Format:	A3
			Réf.projet:	



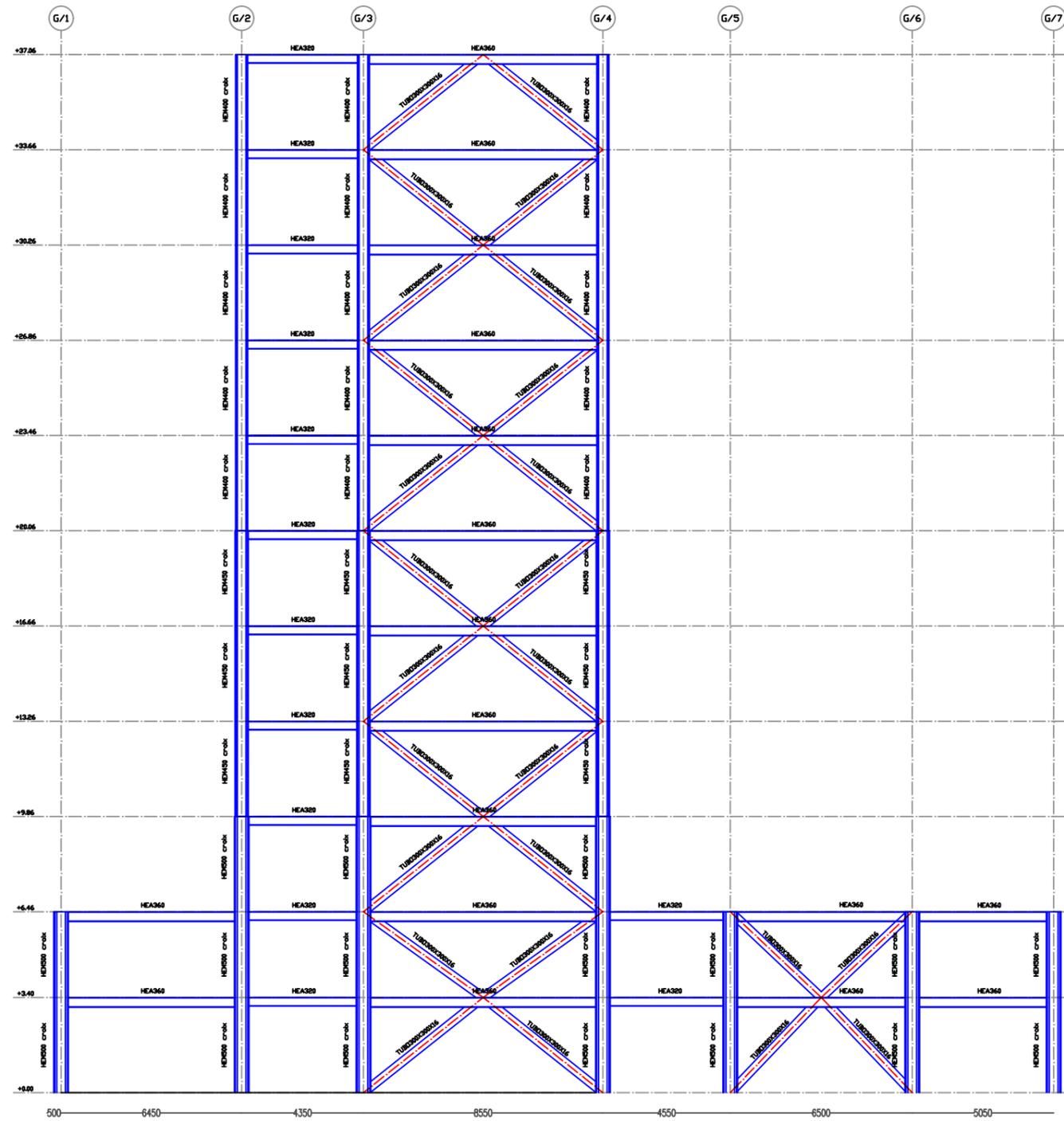
ELEVATION AXE E

Objet:	Projet:	Plans:	Pages:	19/24
MEMOIRE DE FIN D'ETUDE POUR L'ANNEE 2021/2022	ETUDE D'UN HOTEL EN CHARPENTE METALLIQUE EN 2 SOUS SOL+R+10	ELEVATION AXE E	Echelle:	01/200
			Format:	A3
			Réf.projet:	



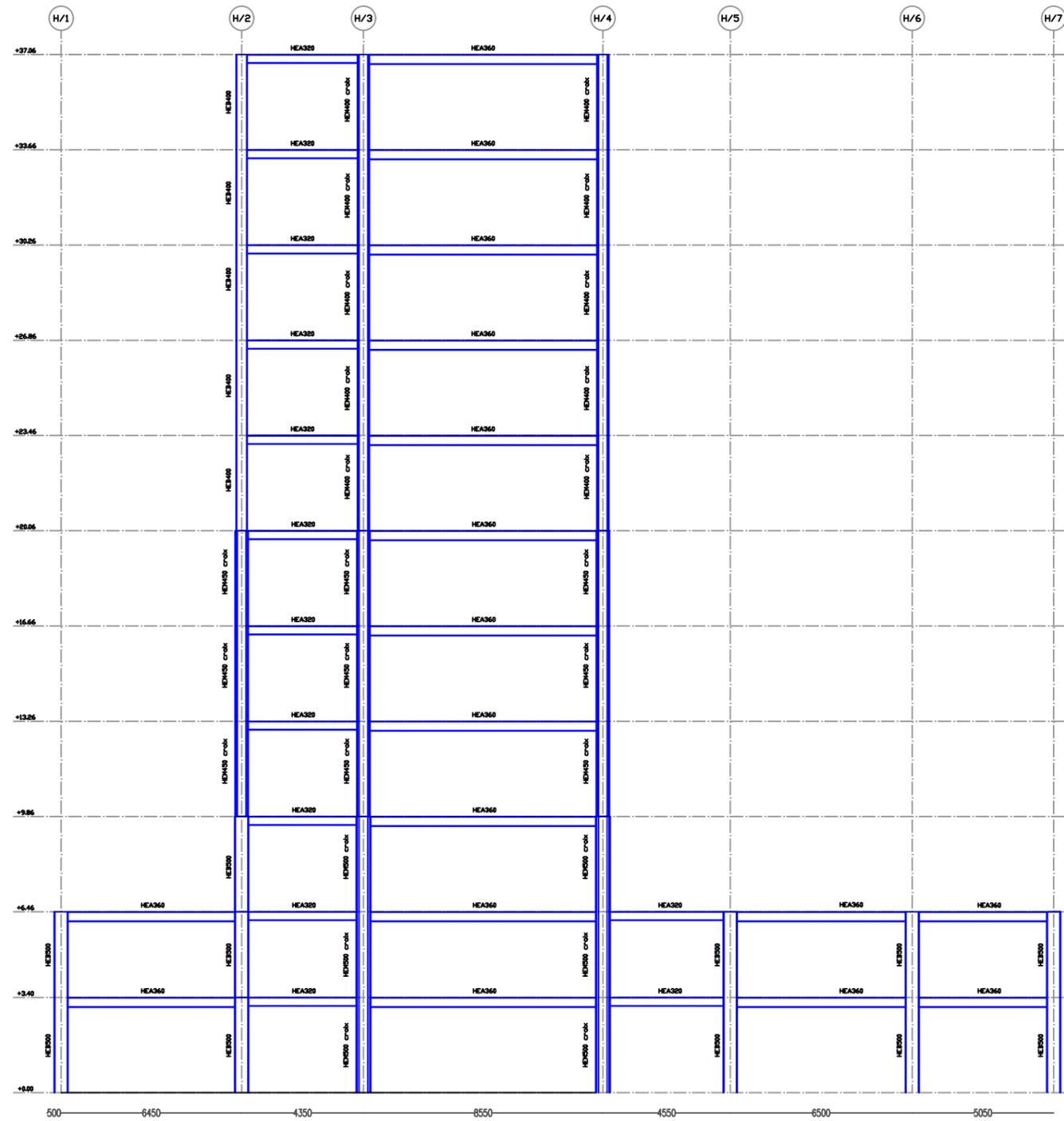
ELEVATION AXE F

Objet:	Projet:	Plans:	Pages:	20/24
MEMOIRE DE FIN D'ETUDE POUR L'ANNEE 2021/2022	ETUDE D'UN HOTEL EN CHARPENTE METALLIQUE EN 2 SOUS SOL+R+10	ELEVATION AXE F	Echelle:	01/200
			Format:	A3
			Réf.projet:	



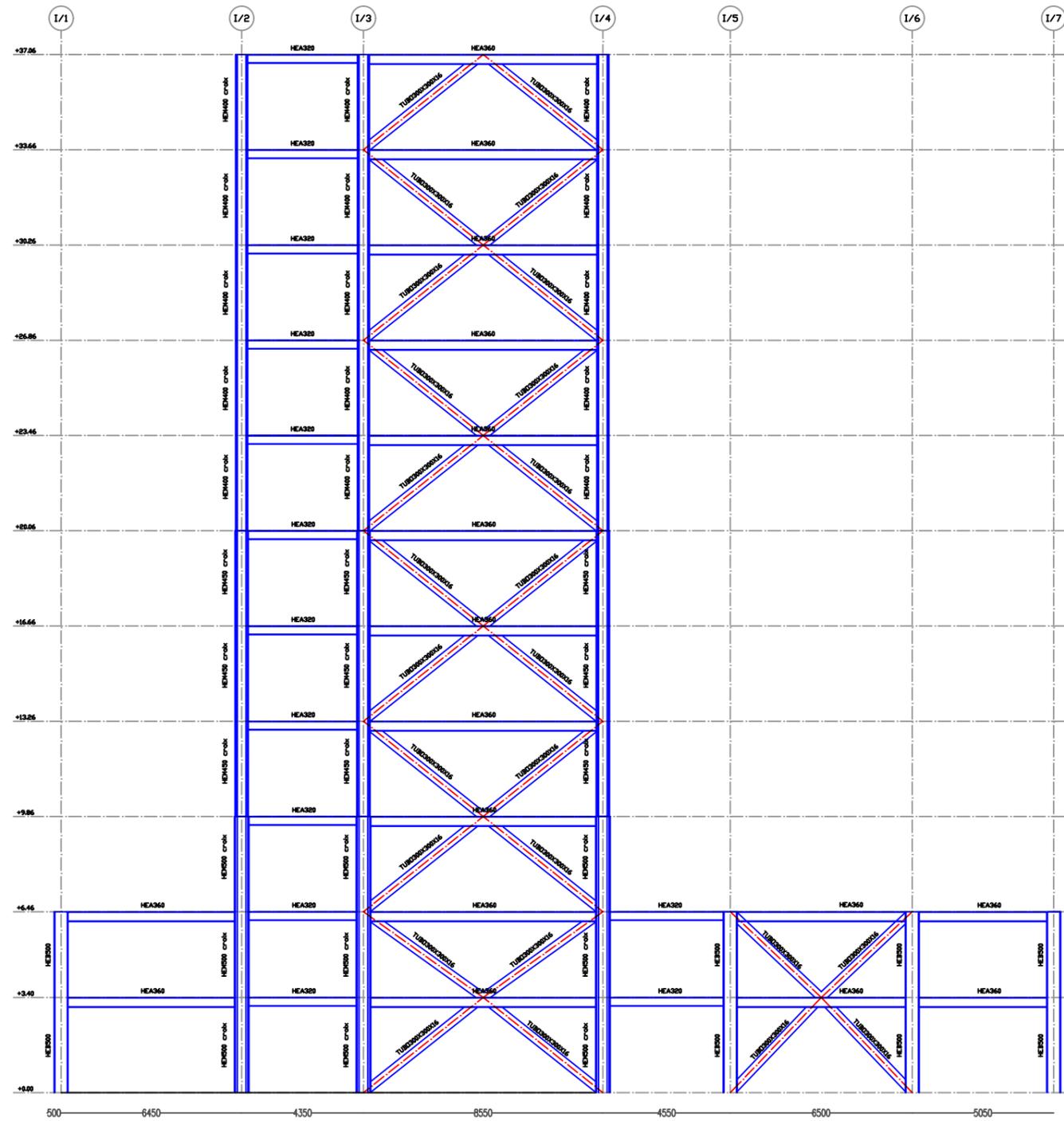
ELEVATION AXE G

Objet:	Projet:	Plans:	Pages:	21/24
MEMOIRE DE FIN D'ETUDE POUR L'ANNEE 2021/2022	ETUDE D'UN HOTEL EN CHARPENTE METALLIQUE EN 2 SOUS SOL+R+10	ELEVATION AXE G	Echelle:	01/200
			Format:	A3
			Réf.projet:	



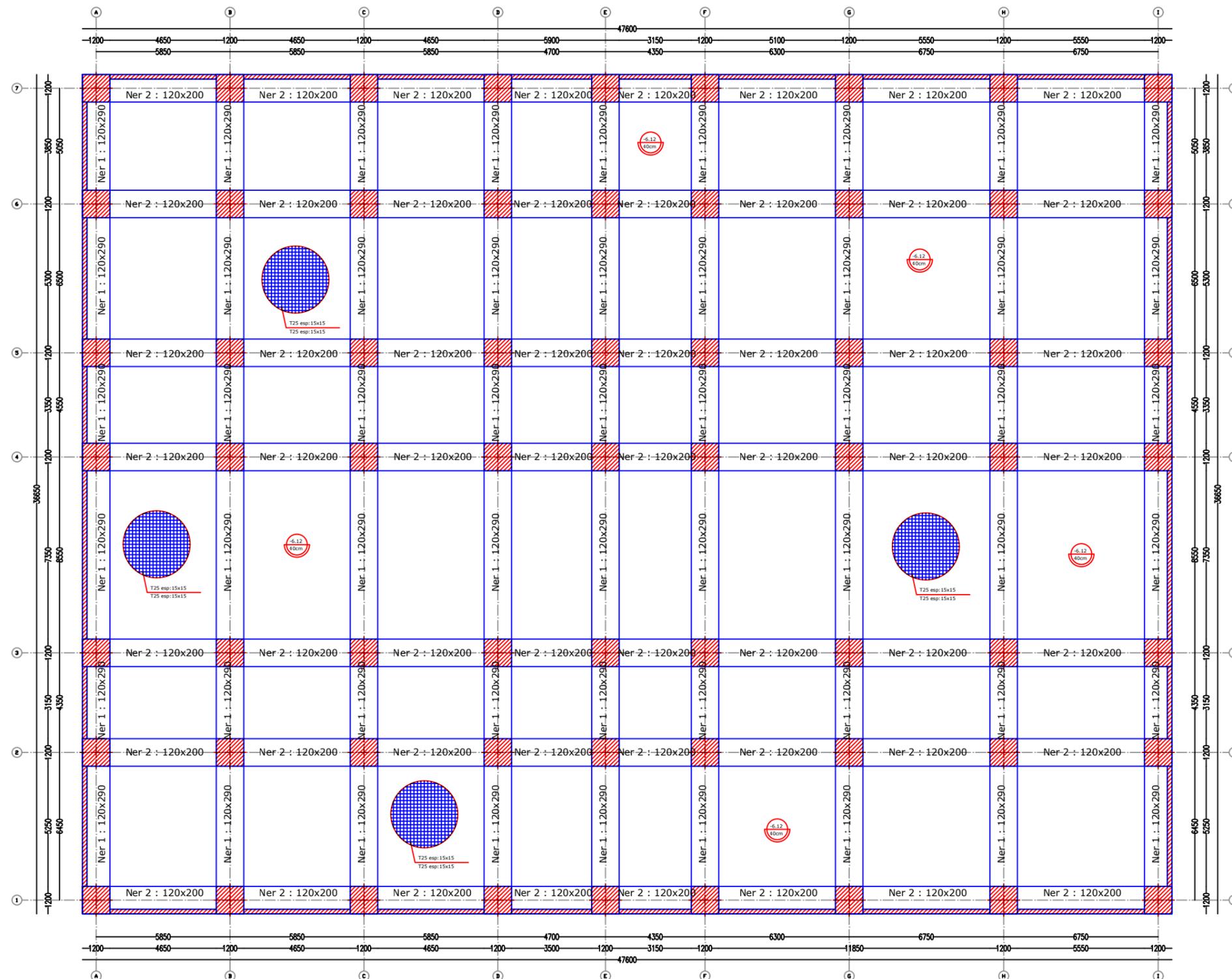
ELEVATION AXE H

Objet:	Projet:	Plans:	Pages:	22/24
MEMOIRE DE FIN D'ETUDE POUR L'ANNEE 2021/2022	ETUDE D'UN HOTEL EN CHARPENTE METALLIQUE EN 2 SOUS SOL+R+10	ELEVATION AXE H	Echelle:	01/200
			Format:	A3
			Réf.projet:	



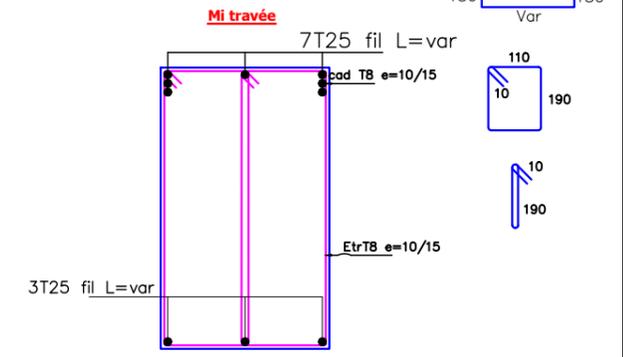
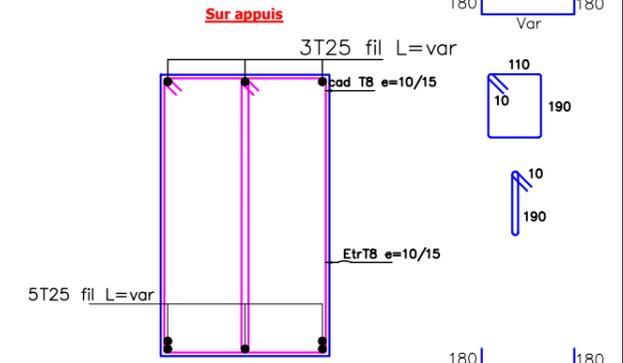
ELEVATION AXE I

Objet:	Projet:	Plans:	Pages:	23/24
MEMOIRE DE FIN D'ETUDE POUR L'ANNEE 2021/2022	ETUDE D'UN HOTEL EN CHARPENTE METALLIQUE EN 2 SOUS SOL+R+10	ELEVATION AXE I	Echelle:	01/200
			Format:	A3
			Réf.projet:	

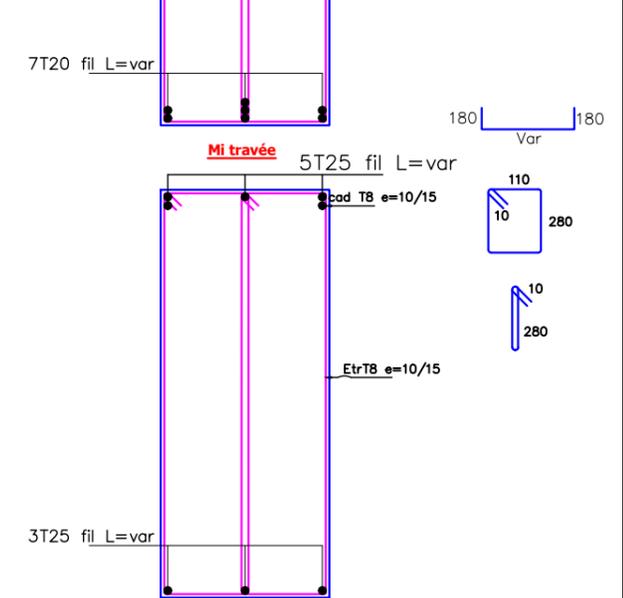
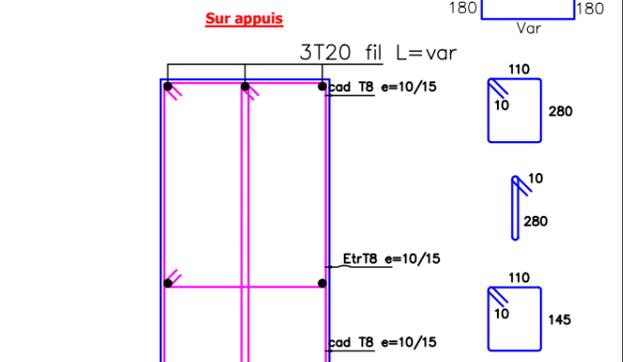


Plan radier général -6.12

Ner 2 : 120x200



Ner 1 : 120x290



Objet:	Projet:	Plans:	Pages:	24/24
MEMOIRE DE FIN D'ETUDE POUR L'ANNEE 2021/2022	ETUDE D'UN HOTEL EN CHARPENTE METALLIQUE EN 2 SOUS SOL+R+10	Plan niveau +0.00	Echelle:	01/200
			Format:	A3
			Réf.projet:	