

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou



Faculté de Génie de la construction

Département De Génie Civil



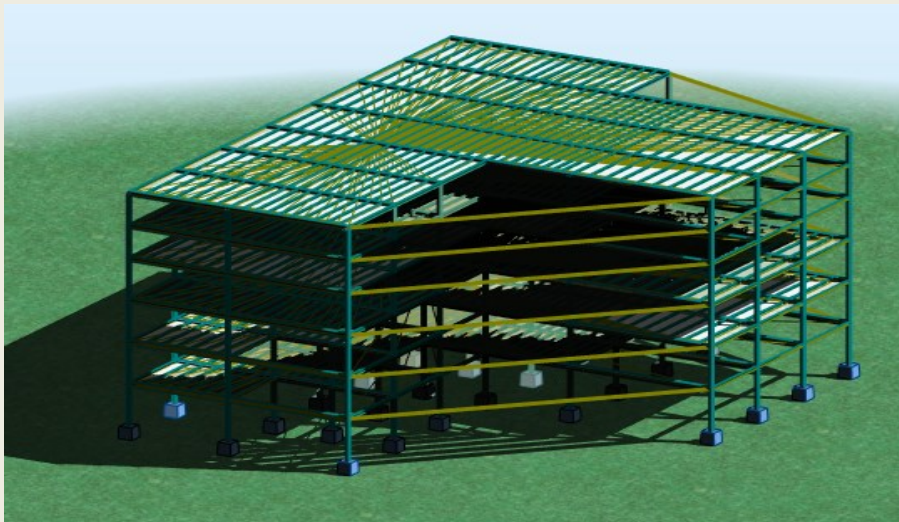
Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme de Master Professionnel en Génie Civil

OPTION : Construction Métallique

Thème

**Etude d'un Bâtiment (R+5) en construction
métallique à usage commerciale**



Réalisé par :

par :

Melle *Djaoud Zaina*

Melle *Benchabane Dalila*

Suivi

Mr *Dahmani.L*

2017/2018



Remerciements

*Nous remercions DIEU qui nous a donné la force
et la patience pour terminer ce travail.*

Nous exprimons nos sincères remerciements :

A nos parents pour leur contribution pour chaque travail

Que nous avons effectué.

A notre promoteur MR: DAHMANI Lahlou

Pour son aide et conseils

A Mr CHEKHAR et Mr AMARACHE de l'entreprise COSIDER.

A l'ensemble des enseignants du département

De Génie civil

Sans oublier ceux qui ont participé de près ou de loin

À la réalisation de ce travail et ceux qui ont fait l'honneur

De juger ce mémoire





Dédicaces

*C'est avec un grand plaisir Je dédie
ce modeste travail en guise de
respect et de reconnaissances à*

*Mes Très Chers Parents, en témoignage et en
gratitude de leur dévouement et leur soutien
permanent durant toutes mes années d'études, leurs
sacrifices illimités, leur réconfort moral et tous les efforts
qu'ils ont consentis pour mon éducation et mon instruction
pour me voir réussir un jour... Que Dieu les garde...*

*A mes sœurs : Nadia et Tassadit
et mes beaux frères: Messaoud et Ahmed.*

A mes nièces que j'adore

Amina et Ayline.

Et à toute ma grande famille.

A mes chères amis (es)

A mes amis (es) de l'UMMTO

A ma binôme Dalila et sa famille...



Zaina



Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail aux
personnes qui me sont les plus chères au monde :*

*A la mémoire de mon cher père, celui qui m'a toujours
encouragé à aller loin dans mes études et qui restera à jamais
présent dans mon cœur.*

*A ma chère mère, que je ne pourrais remercier assez, pour son
soutien moral, son amour, sa tendresse, et ses sacrifices, que
Dieu lui offre la santé.*

A mon fiancé pour ses encouragements

*À mes frères et Mes sœurs qui m'ont enseigné beaucoup de
choses.*

A ma binôme ZAINA et à toute sa famille.

A toute la famille BENCHABANE



DALILA

Sommaire

INTRODUCTION

CHAPITRE I GENERALITES

I.1- Présentation de l'ouvrage	1
I.2 - Les données géométriques.....	1
I.3 - Règlements utilisés	1
I.4 -Mode de construction	1
I.4 .1 Acier de construction pour les éléments de structure	2
I.4 .2 Le béton	2
I.4 .3 Les planchers	2
I.4.4 Les escaliers	4
I.4.5 Les façades.....	4

CHAPITRE II EVALUATION DES CHARGES

II.1 Introduction	5
II.2 Charge permanente	5
I.2.1-Plancher terrasse	5
II.2.2 Plancher à étage courant	6
II.2.3 Les façades	7
II.2.4 Les escaliers.....	8
II.3 Charges variables.....	8
II.3.1 Charges d'exploitation.....	8
II.3.2 Charges climatiques.....	9
II.3.2.1 Effet de la neige	9
II.2.2.2 Action du vent.....	10

CHAPITRE III PREDIMENSIONEMENTS DES ELEMENTS

III.1- Introduction.....	34
--------------------------	----

III.2- Règles empiriques de pré-dimensionnement	34
III.3- Pré-dimensionnement des solives	35
III.4 - Pré-dimensionnement des poutres secondaires.....	36
III.5 - Pré-dimensionnement des poutres maitresses.....	36
III.6- Pré-dimensionnement des poteaux	37
III.6.1- vérification du poteau	37

CHAPITRE IV ETUDE DU PLANCHER

IV.1-Introduction.....	46
IV.2-Avantages des dalles mixtes	46
IV.3- Étude du plancher mixte à dalle collaborant.....	46
IV.3.1- Étude des solives (IPE270).....	47
IV.3.2- Étude des poutres secondaires	60
IV.3.3- Étude des poutres principales (IPE550).....	60
VI.6.2- Calcul de la rigidité à la torsion :.....	95
VI.6.3- Répartition des charges sismiques par niveau suivant les portiques	97

CHAPITRE V ETUDE SISMIQUE

V.1- Introduction.....	71
V.2- Méthode statique équivalente.....	71
V.3- Calcul de la force sismique	74
V.3.1- Détermination du Coefficient d'accélération de zone A.....	74
V.3.2- Détermination du Facteur d'amplification dynamique moyen D	74
V.3.3- Détermination du Facteur de qualité Q.....	76
V.3.4- Poids totale de la structure W	77
V.4- Distribution de la résultante des forces sismiques suivant la hauteur.....	81
V .5- Distribution horizontale des forces sismiques (efforts tranchants).....	84
V.6- Répartition de la charge sismique suivant les portiques	85

V.6.1- Calcul des rigidités relatives des portiques	85
---	----

CHAPITRE VI ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

VI.1- Études des escaliers	101
VI.1.1- Introduction.....	101
VI.1.2- Choix des dimensions	102
VI.1.3- Dimensionnement des supports de marches	103
VI.1.4- Dimensionnement des limons.....	104

CHAPITRE VII VERIFICATION DE L'OSSATURE

VII.1- Introduction	112
VII.2- Combinaisons de calcul.....	113
VII.3 vérifications des barres	117
VII.3.1 Vérification des poteaux	124
VII.4 Vérifications des poutres	131
VII.4-1 Caractéristiques de la poutre la plus sollicitée vis-à-vis du l'effort	131
VII.4-2 Caractéristiques de la poutre la plus sollicitée vis-à-vis du moment	134

CHAPITRE: VIII ETUDE DES ASSEMBLAGES

VIII.1- Introduction.....	139
VIII.2-Fonctionnement des assemblages	139
VIII.3- Rôle des assemblages.....	141
VIII.4-Calcul des assemblages	142
VIII.4.1 L'assemblage poteau(HEB340) poutre(IPE600) par platine d'extrémité	142
VIII.4.2 L'assemblage poteau(HEB550) poutre(IPE600) par platine d'extrémité	146
VIII.4.3 Assemblage poutre-poutre (soliveIPE270-poutre principaleIPE600).....	150
VII.3.4- Assemblages poteau –fondation.....	155

CONCLUSION GÉNÉRALE

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ANNEXES

Liste des tableaux

Tableau II.1	Charge permanente pour plancher terrasse.....	5
Tableau II.2	Charge permanente pour plancher étage courant	6
Tableau II. 3	charge des murs extérieurs	7
Tableau II.4	charge des murs intérieurs	7
Tableau II.5	Charge permanente pour escalier volé	8
Tableau II.6	Charge permanente pour escalier palier	8
Tableau II.7	Pression dynamique de référence	13
Tableau II.8	Définition des catégories de terrain	14
Tableau II-9	Les valeurs de la pression dynamique.....	15
Tableau II-10	valeur de (C_{pe}) pour les parois.	17
Tableau II-11	valeur de (C_{pe}) pour la terrasse	18
Tableau II-12	Les valeurs des pressions P_h pour tous les niveaux.....	19
Tableau II -13	Les valeurs des pressions P_h pour la toiture	19
Tableau II-14	valeur de C_{pe} pour les parois	21
Tableau II.15	valeur de C_p pour la terrasse	22
Tableau II -16	- Les valeurs des pressions P_h pour tous les niveaux.....	23
Tableau II -17	Les valeurs des pressions P_h pour la toiture	23
Tableau II-18	les résultats de la force de frottement.....	25
Tableau II-19	les résultats de la force de frottement.....	26
Tableau II-20	les valeurs de la force résultante.	27
Tableau II-21	les valeurs de la force résultante	30
Tableau VII.1	les valeurs des efforts correspond au cas (7).	117
Tableau VII.2	sollicitation dans le poteau N°7	124
Tableau VII.3	sollicitation dans le poteau N°2	128
Tableau VII.4	sollicitation dans le poutre N°49	131
Tableau VII.5	sollicitation dans la poutre N°61	134
Tableau VIII-1	Caractéristiques des boulons.....	139

Liste des figures

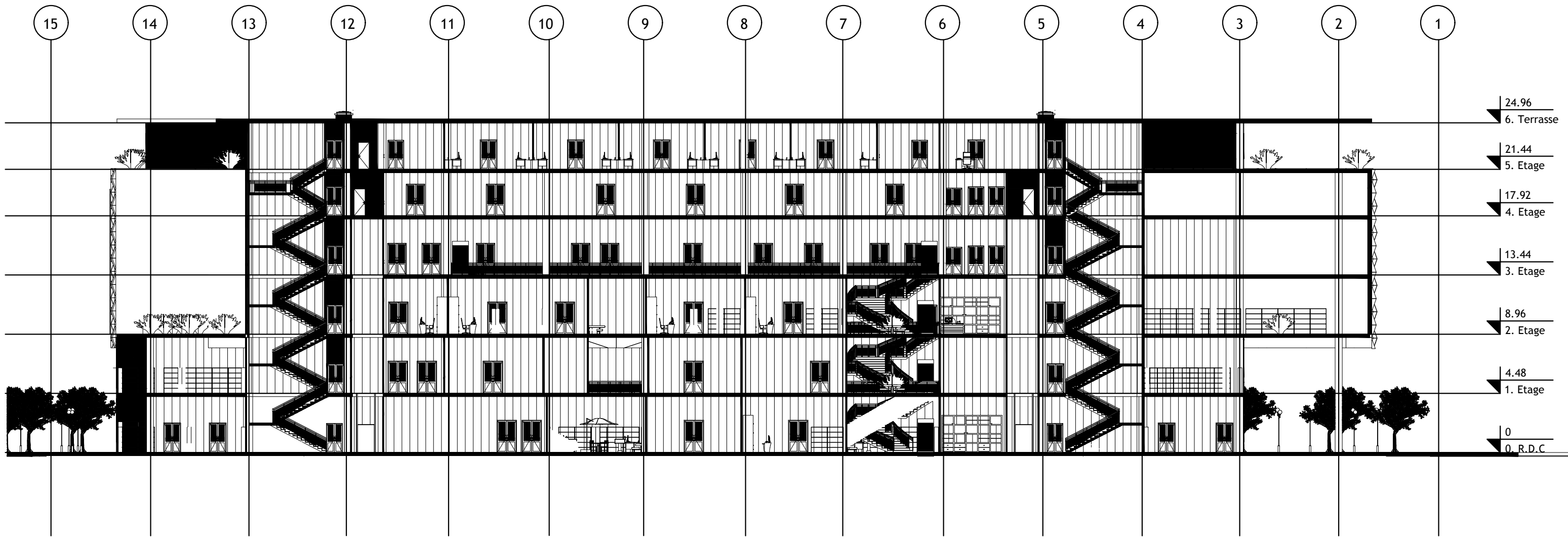
Figure I -1.	Dalle collaborant en béton armé.	3
Figure I -2.	La disposition des goujons.....	3
Figure I-3.	Escalier droit à deux volées avec palier de repos	4
Figure I-4.	Échantillons de maçonnerie	4
Figure II.1	Composition du plancher terrasse.....	6
Figure II.2	Plancher d'étage courant.....	7
Figure II.4	Pression dynamique de pointe sur la paroi verticale.....	15
Figure II.5	Légende pour les parois verticales.....	17
Figure II-6	Valeur de C_{pe} pour les parois verticales	17
Figure II.6	Légende pour la terrasse	18
Figure II-7	Valeur de C_p pour la terrasse	18
Figure II-8	Pression sur les zones D, E, F, G, H, I.....	20
Figure II.9	Légende pour les parois verticales.....	21
Figure II-10	Valeur C_{pe} pour les parois verticales	21
Figure II.11	Légende pour la terrasse	22
Figure II.12	Valeur de C_p pour la terrasse.....	22
Figure II-13	Pression sur les zones D, E, F, G, H, I.....	24
Figure II-14	Action d'ensemble pour V1.....	28
Figure II-15	Le moment de renversement et le moment stabilisant.	28
Figure II-16	Action d'ensemble pour V2.....	31
Figure II-17	Le moment de renversement et le moment stabilisant.	31
Figure III.1	Disposition des solives dans une trame.....	35
Figure IV.1	Plancher mixte a dalle collaborant.	46
Figure IV.2	Largeur participante de la dalle	50
Figure IV.3	Répartition des contraintes plastiques	53
Figure VI-4	Dimensions minimales des goujons.....	58

Figure V.1	Estimation de poids totale du bâtiment.....	81
Figure V-02	La répartition de l'effort sismique transversal selon la hauteur.....	83
Figure V-03	La répartition de l'effort sismique longitudinal selon la hauteur.....	84
Figure VI-1	Vue d'un escalier	101
Figure VII-1	Vue en plan du bloc étudié	112
Figure VII-2	Vue du portique longitudinal E.....	113
Figure VII.3	Charges d'exploitations.....	114
Figure VII.4	Charges permanentes	114
Figure VII.5	Charges sismiques.....	115
Figure VII.6	Charges de la neige	115
Figure VII.7	Diagramme des moments selon le cas 7.....	116
Figure VII.8	Diagramme des efforts normaux selon le cas 7	116
Figure VII.9	Diagramme des efforts tranchants selon le cas 7	117
Figure VIII.1-	Présentation d'un boulon.....	141
Figure VIII.2	Assemblage poteauHEB340 – poutreIPE600.....	142
Figure VIII.3	Assemblage poteauHEB550 – poutreIPE600.....	146
Figure VIII.4	Assemblage poutre principale IPE600 et solive IPE270	150
Figure VIII-5	Assemblages poteau –fondation.....	156
Figure VIII-6-	Surface en compression sous la plaque d'assises.....	157



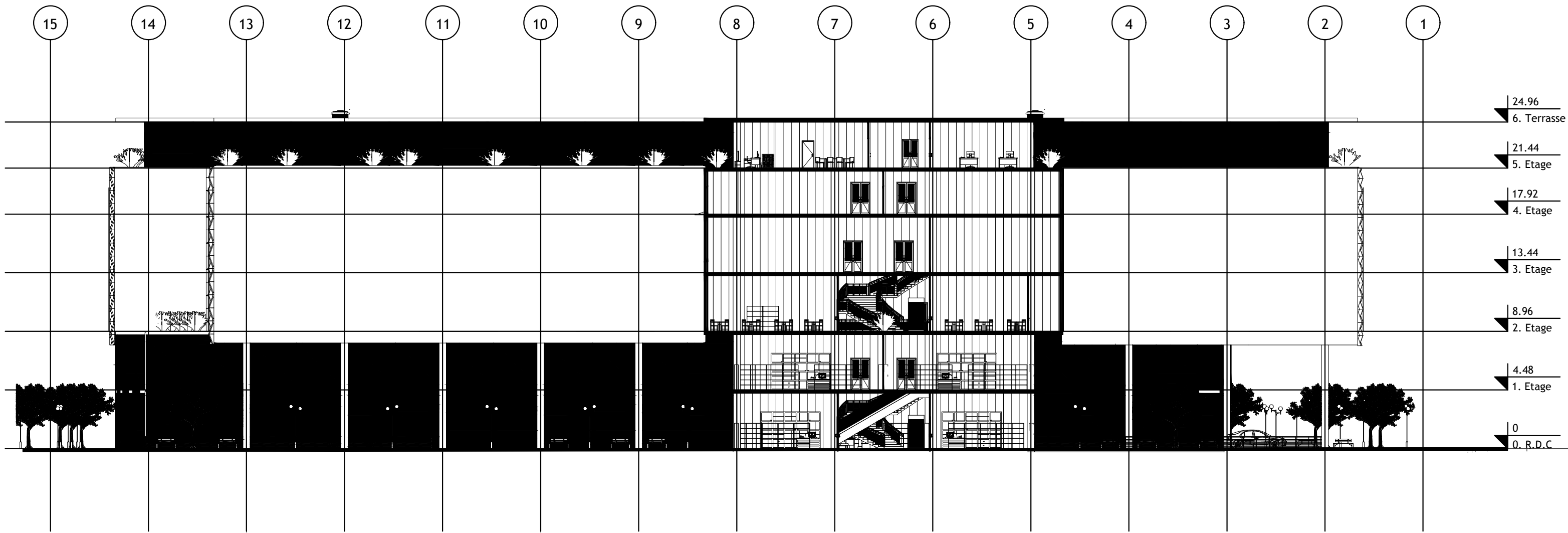
COUPE A-A

WILAYA	ALGER	<u>VISA</u>	
DAIRA	EL HARRACH		
COMMUNE	BOUMAATI		
MAITRE DE L'OUVRAGE :			
PROPRIÉTAIRE PRIVÉ			
PROJET :			
ETUDE D'UN CENTRE COMMERCIAL EN R+5			
TITRE DU DESSIN :		DOSSIER GÉNIE CIVIL	
- COUPE A-A			
DESSINÉ PAR	M ^{ELLE} DJAOUD Z.	PHASE	EXECUTION
	M ^{ELLE} BENCHABANE D.	DATE	15/10/2017
		ECHELLE	ADAPTÉ AU FORMAT A3
		PLANCHE	N° 09



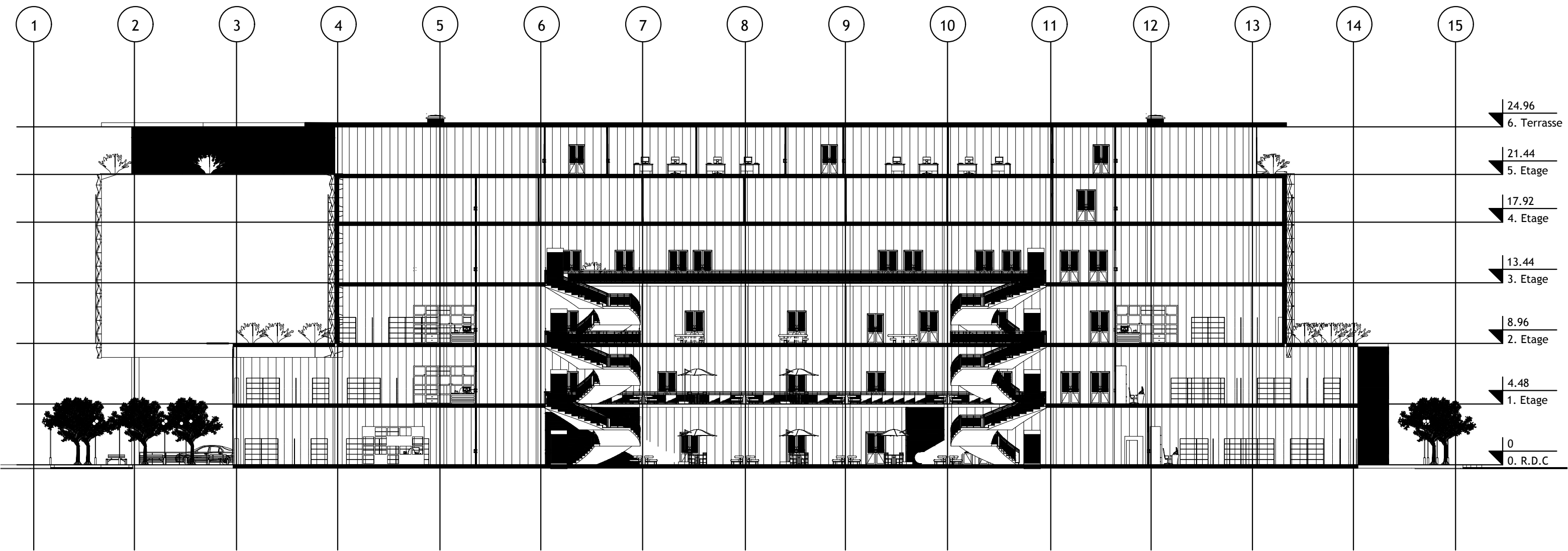
COUPE B-B

WILAYA	ALGER	<u>VISA</u>	
DAIRA	EL HARRACH		
COMMUNE	BOUMAATI		
MAITRE DE L'OUVRAGE :			
PROPRIÉTAIRE PRIVÉ			
PROJET :			
ETUDE D'UN CENTRE COMMERCIAL EN R+5			
TITRE DU DESSIN :		DOSSIER GÉNIE CIVIL	
- COUPE B-B			
DESSINÉ PAR	M ^{ELLE} DJAOUD Z.	PHASE	EXECUTION
	M ^{ELLE} BENCHABANE D.	DATE	15/10/2017
		ECHELLE	ADAPTÉ AU FORMAT A3
		PLANCHE	N° 10



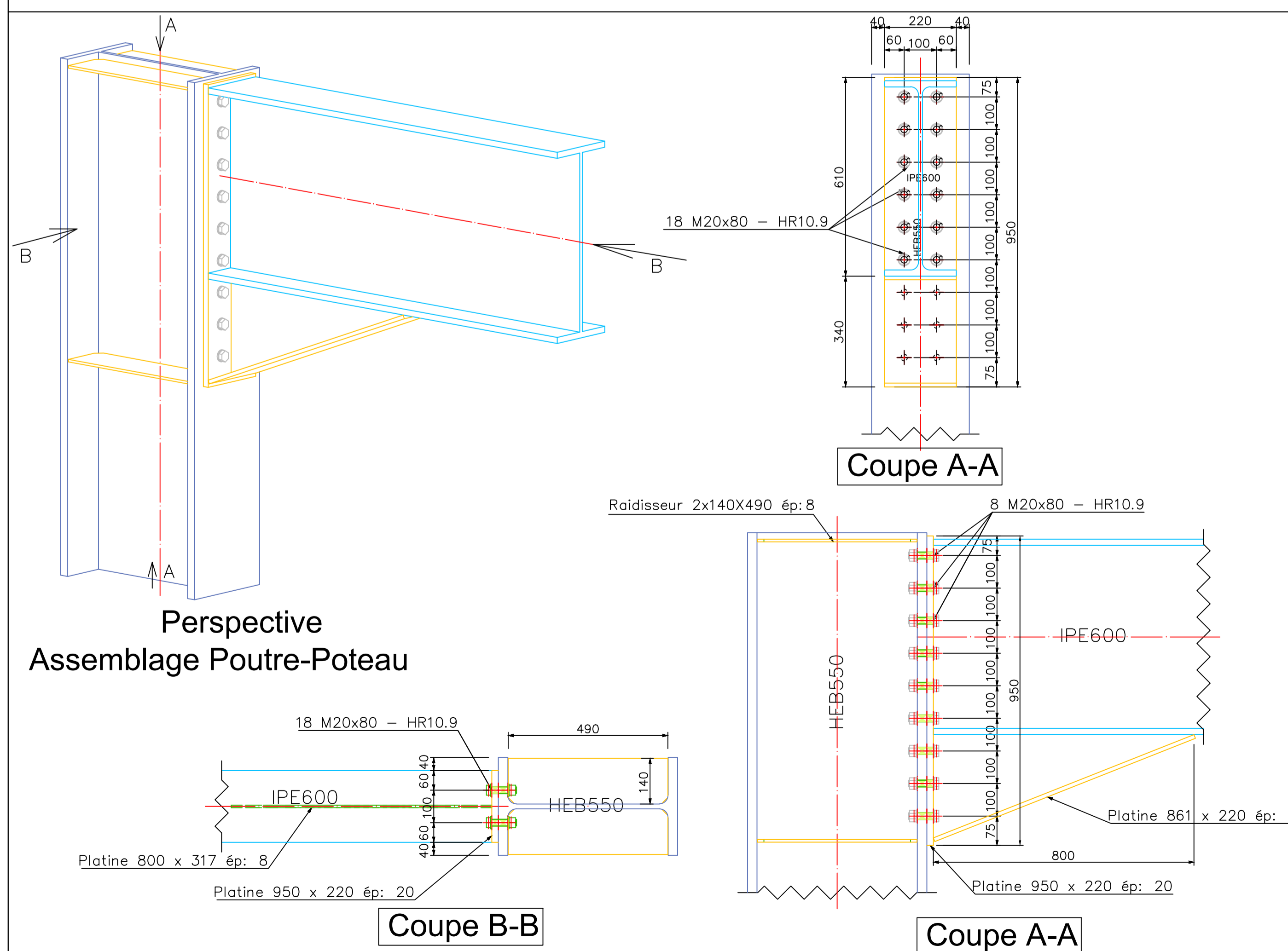
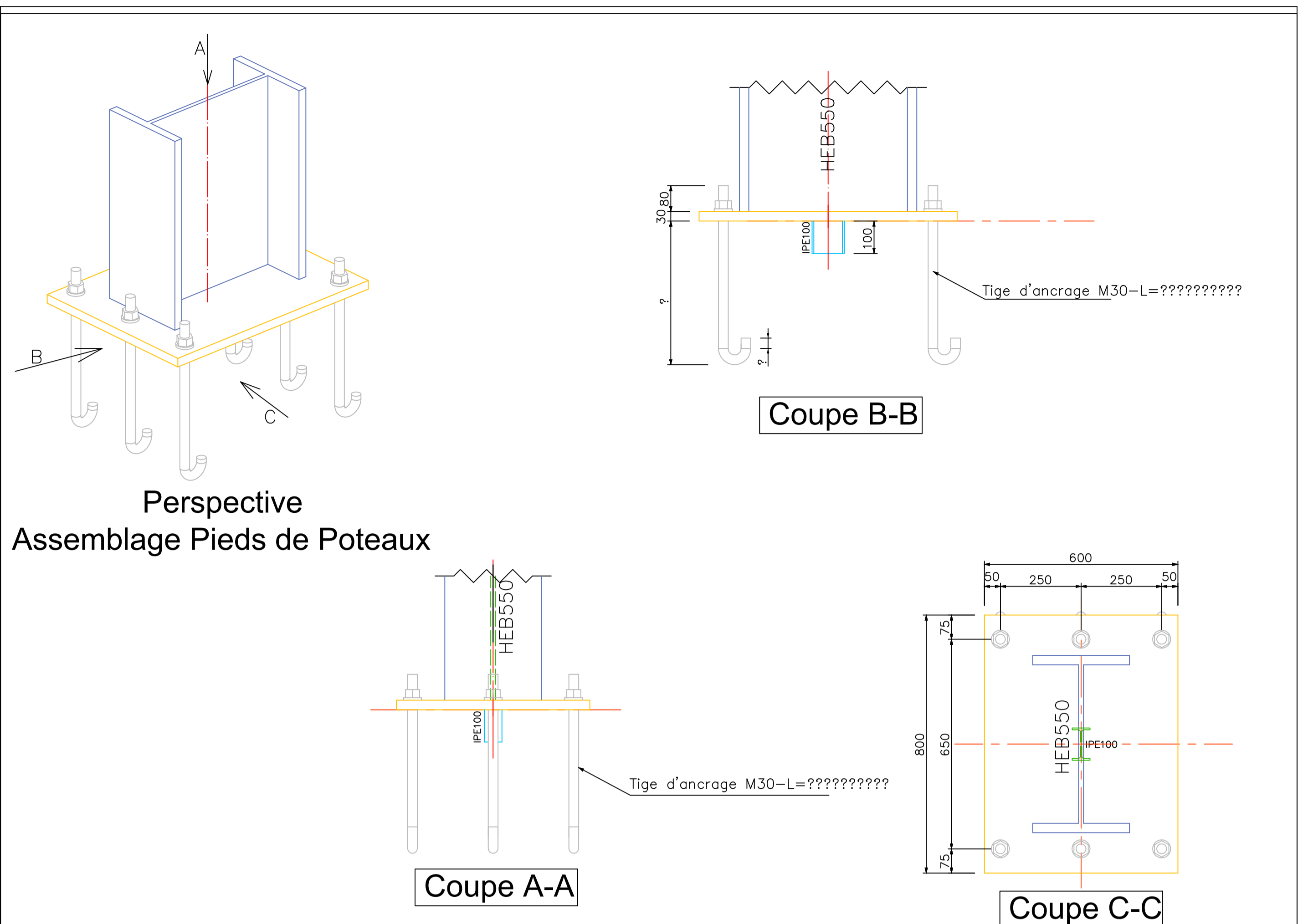
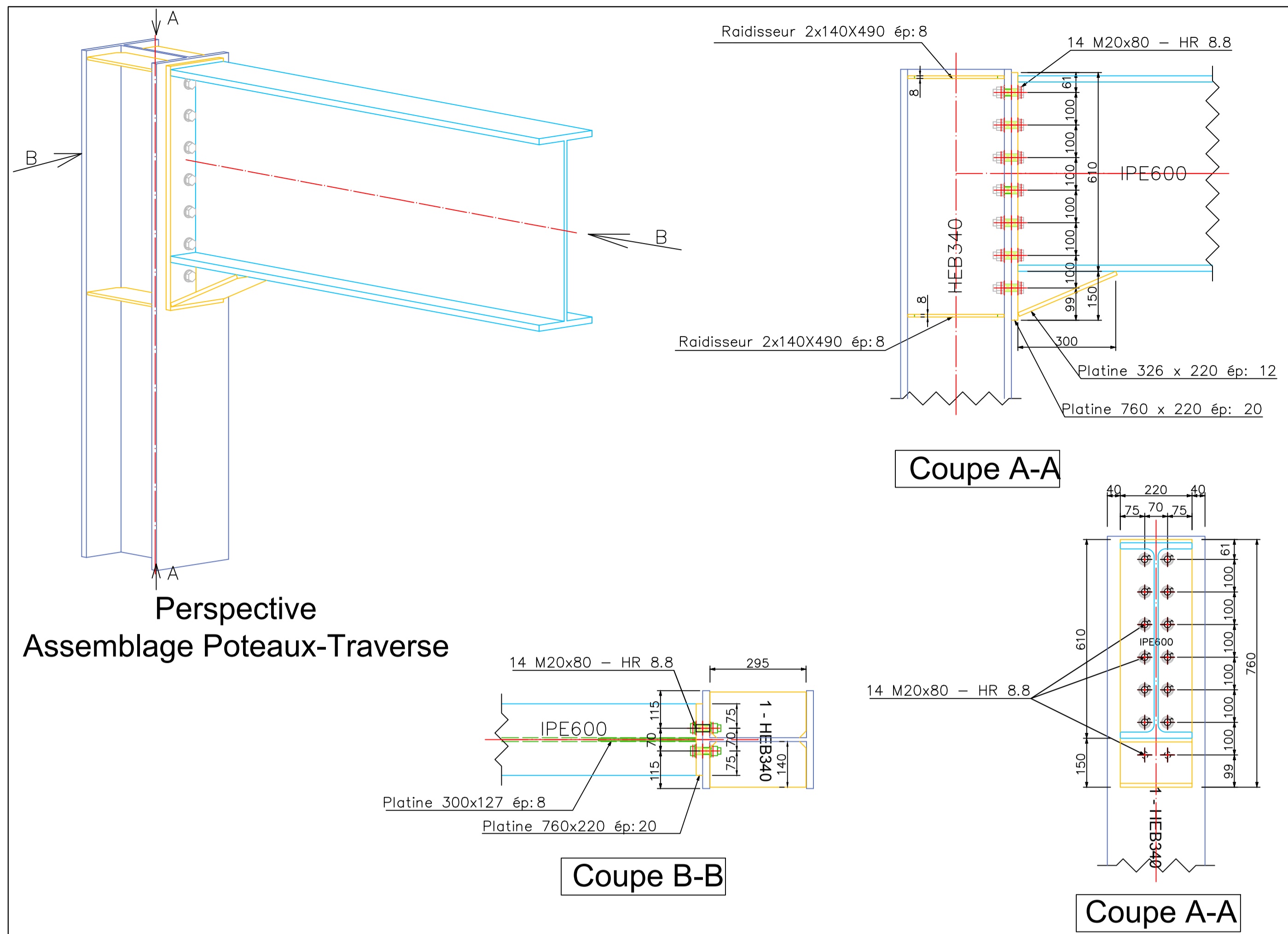
COUPE C-C

WILAYA	ALGER	<u>VISA</u>	
DAIRA	EL HARRACH		
COMMUNE	BOUMAATI		
MAITRE DE L'OUVRAGE :			
PROPRIÉTAIRE PRIVÉ			
PROJET :			
ETUDE D'UN CENTRE COMMERCIAL EN R+5			
TITRE DU DESSIN :		DOSSIER GÉNIE CIVIL	
- COUPE C-C			
DESSINÉ PAR	M ^{ELLE} DJAOUUD Z.	PHASE	EXECUTION
	M ^{ELLE} BENCHABANE D.	DATE	15/10/2017
		ECHELLE	ADAPTÉ AU FORMAT A3
		PLANCHE	N° 11

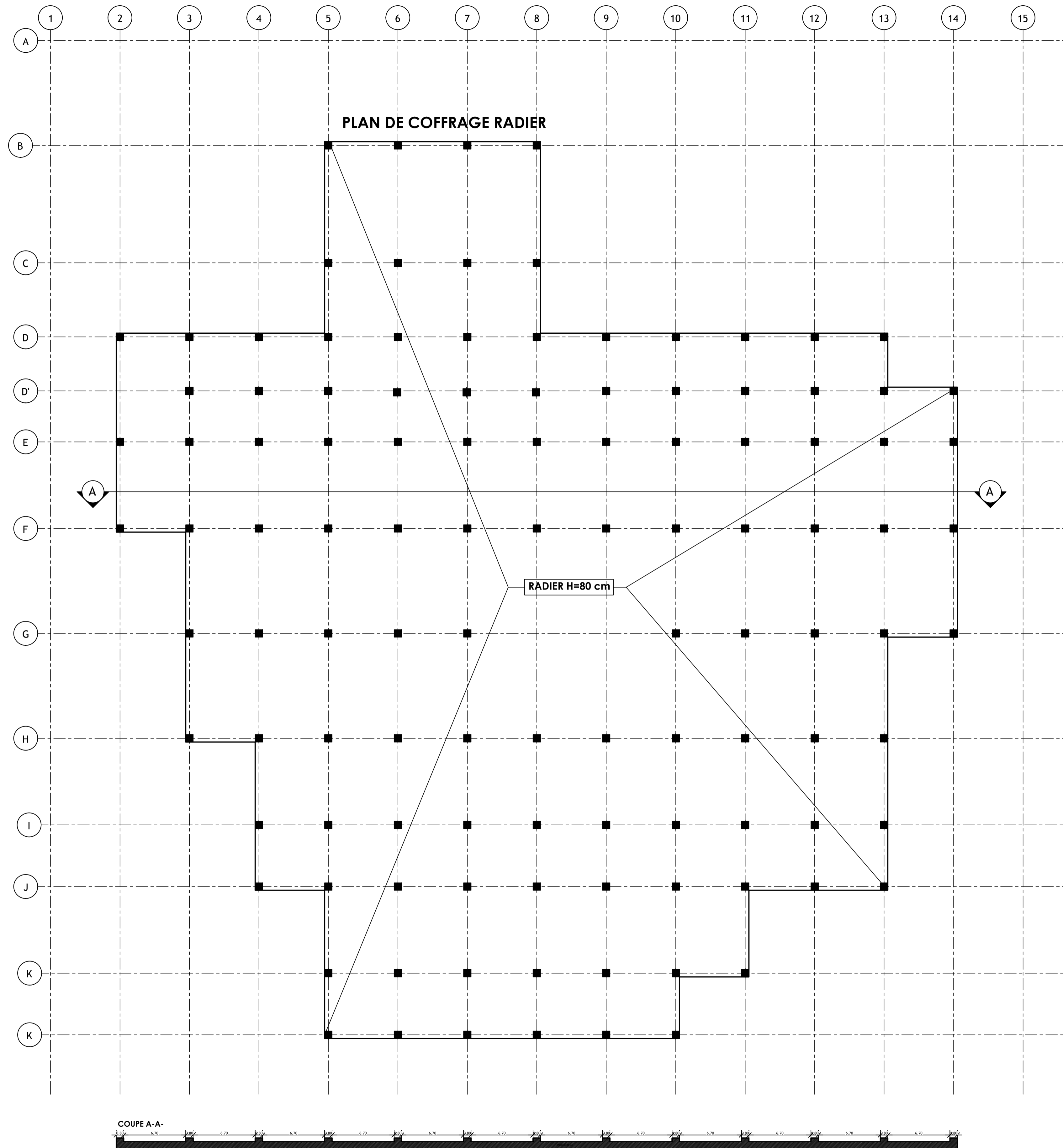


COUPE D-D

WILAYA	ALGER	<u>VISA</u>									
DAIRA	EL HARRACH										
COMMUNE	BOUMAATI										
MAITRE DE L'OUVRAGE :		DOSSIER GÉNIE CIVIL									
PROPRIÉTAIRE PRIVÉ											
PROJET :											
ETUDE D'UN CENTRE COMMERCIAL EN R+5											
TITRE DU DESSIN :		<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td>PHASE</td> <td>EXECUTION</td> </tr> <tr> <td>DATE</td> <td>15/10/2017</td> </tr> <tr> <td>ECHELLE</td> <td>ADAPTÉ AU FORMAT A3</td> </tr> <tr> <td>PLANCHE</td> <td>N° 12</td> </tr> </table>		PHASE	EXECUTION	DATE	15/10/2017	ECHELLE	ADAPTÉ AU FORMAT A3	PLANCHE	N° 12
PHASE	EXECUTION										
DATE	15/10/2017										
ECHELLE	ADAPTÉ AU FORMAT A3										
PLANCHE	N° 12										
- COUPE D-D											
DESSINÉ PAR	M ^{ELLE} DJAOUD Z.										
	M ^{ELLE} BENCHABANE D.										

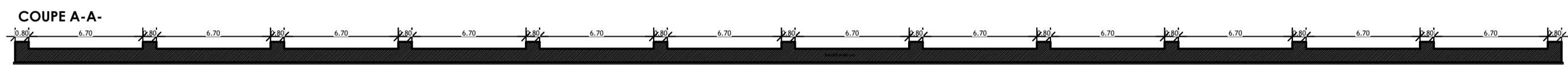
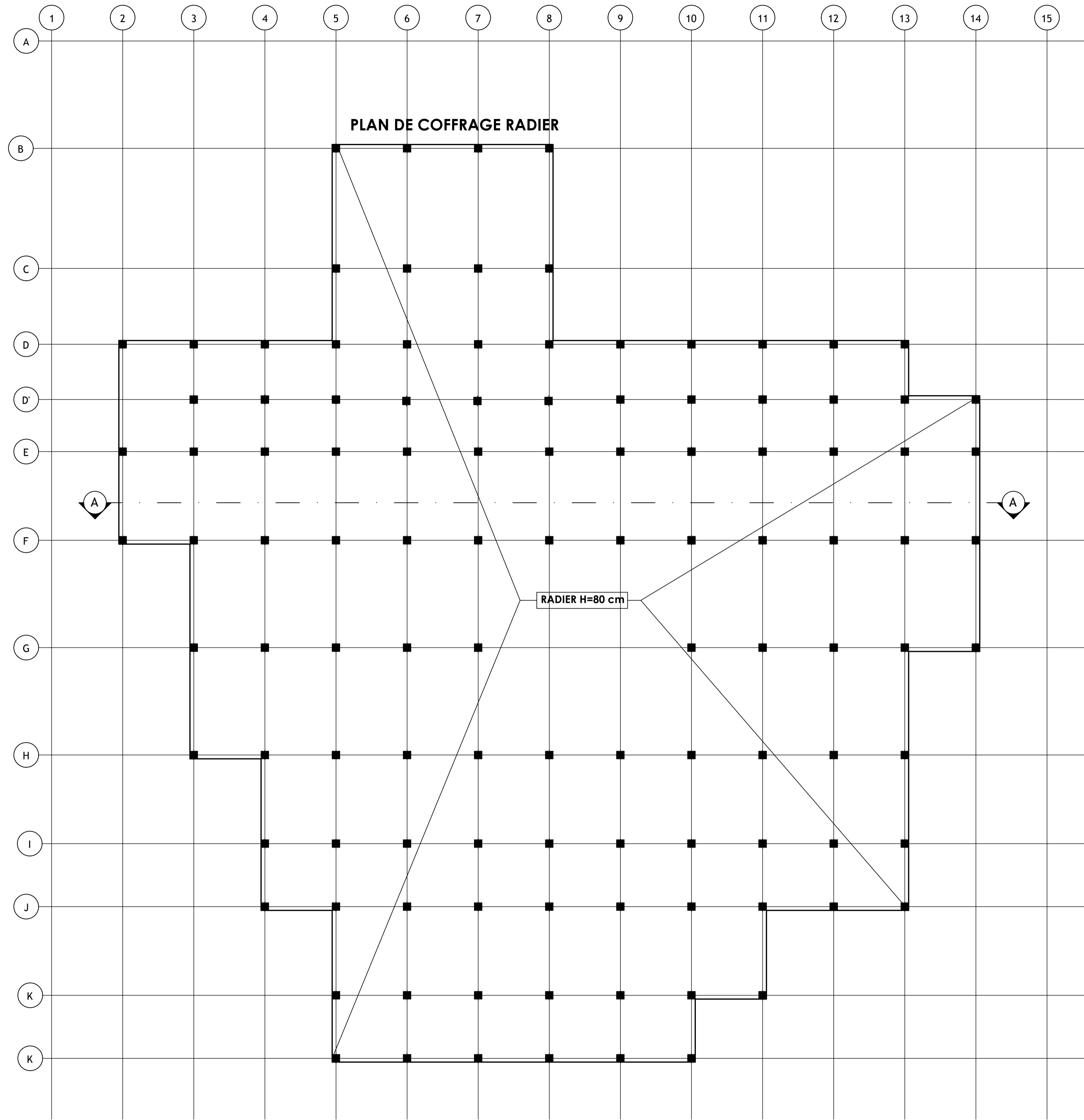


Projet: centre commercial			
Nom du projeteur: Benchabane Dalila Djaoud Zaina	VISA	Echelle: 1/10000	N° de plan: 01
	Date d'exécution du plan: 15.10.2017		

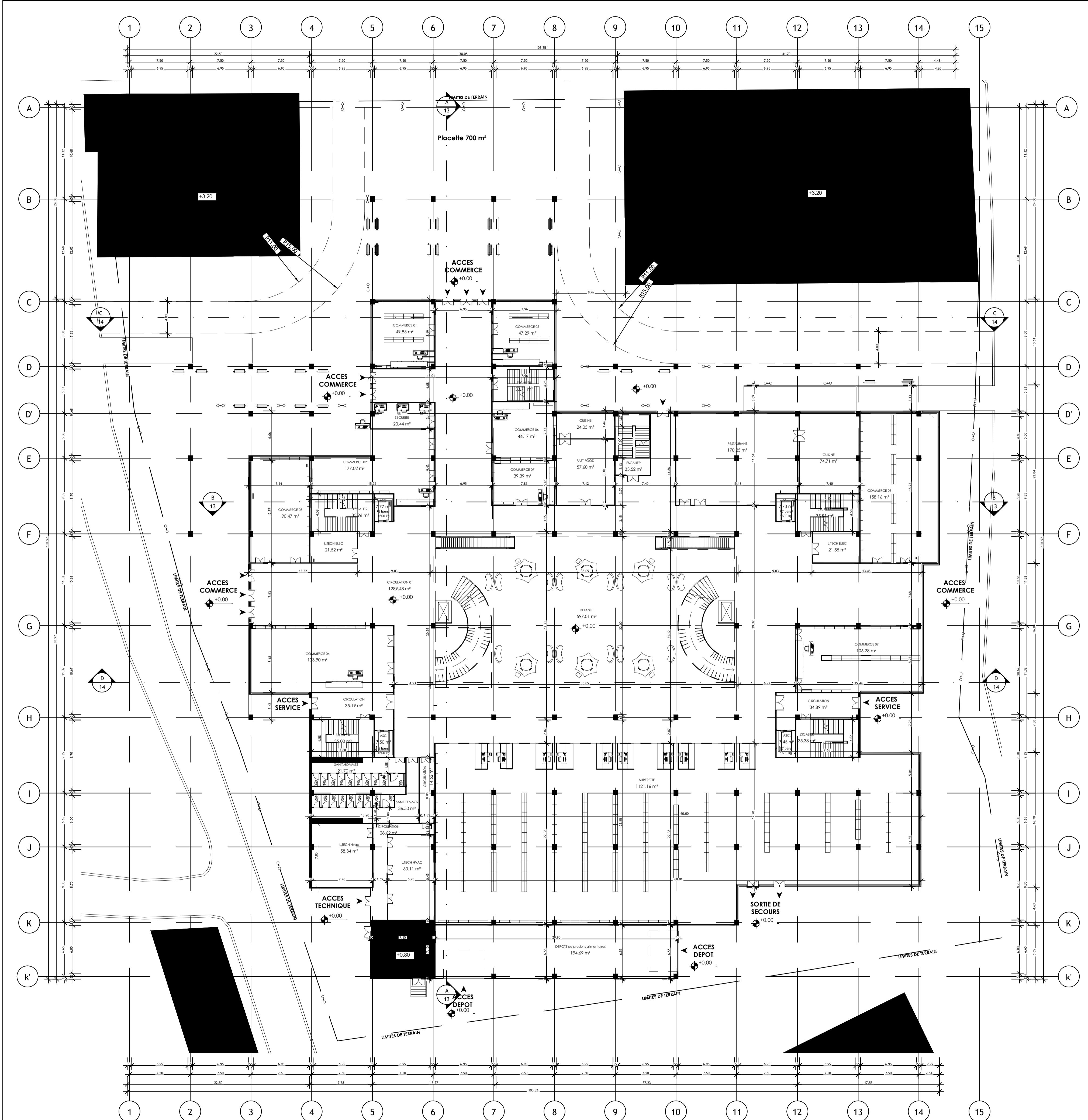


Plan de Fondations

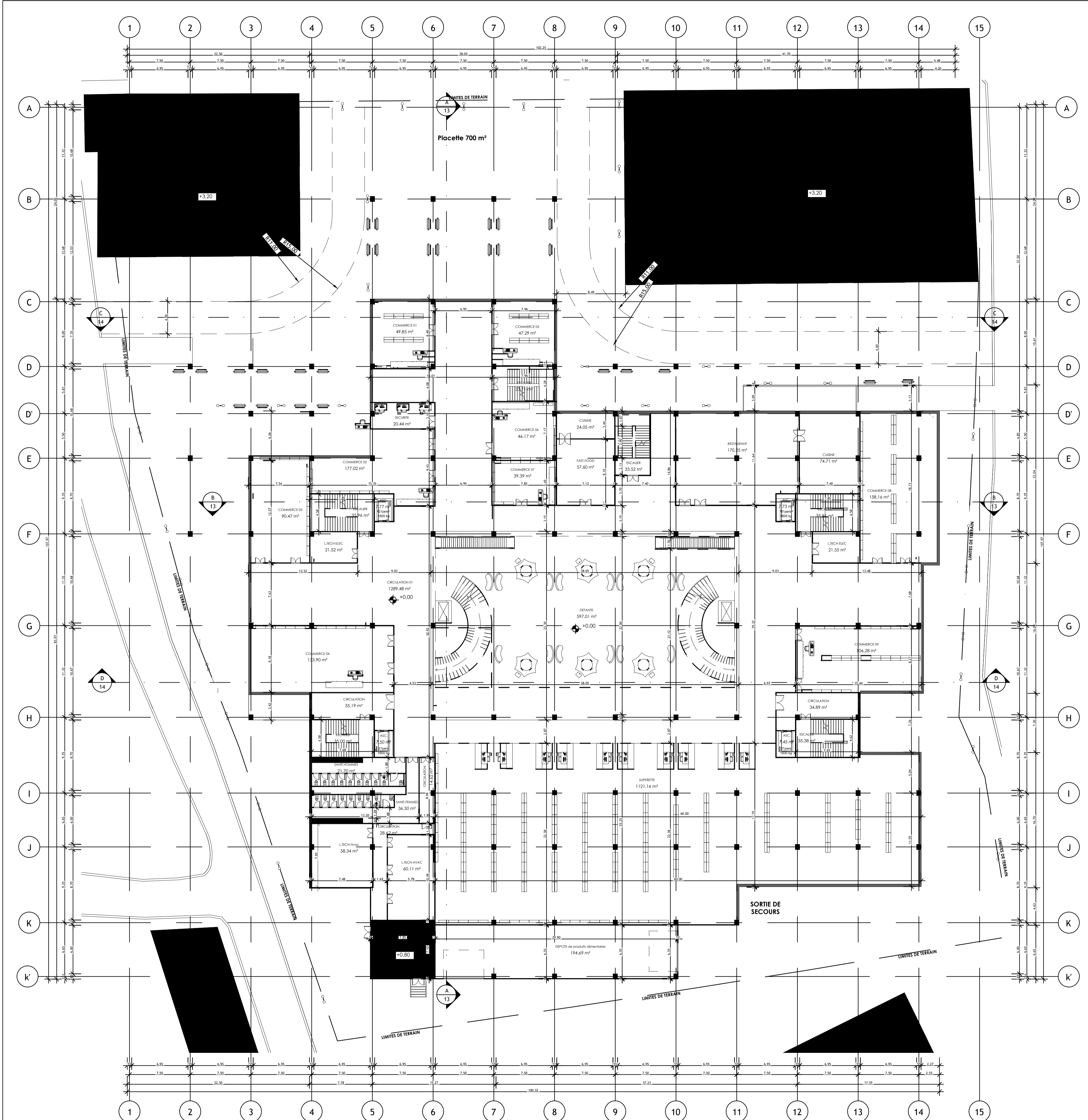
WILAYA	ALGER	<u>VISA</u>	
DAIRA	EL HARRACH		
COMMUNE	BOUMAATI		
MAITRE DE L'OUVRAGE :			
PROPRIÉTAIRE PRIVÉ			
PROJET :			
ETUDE D'UN CENTRE COMMERCIAL EN R+5			
TITRE DU DESSIN :		DOSSIER GÉNIE CIVIL	
- PLAN DE FONDATIONS			
DESSINÉ PAR	M ^{ELLE} DJAOUUD Z.	PHASE	EXECUTION
	M ^{ELLE} BENCHABANE D.	DATE	15/10/2017
		ECHELLE	ADAPTÉ AU FORMAT A3
		PLANCHE	N° 01 (A)



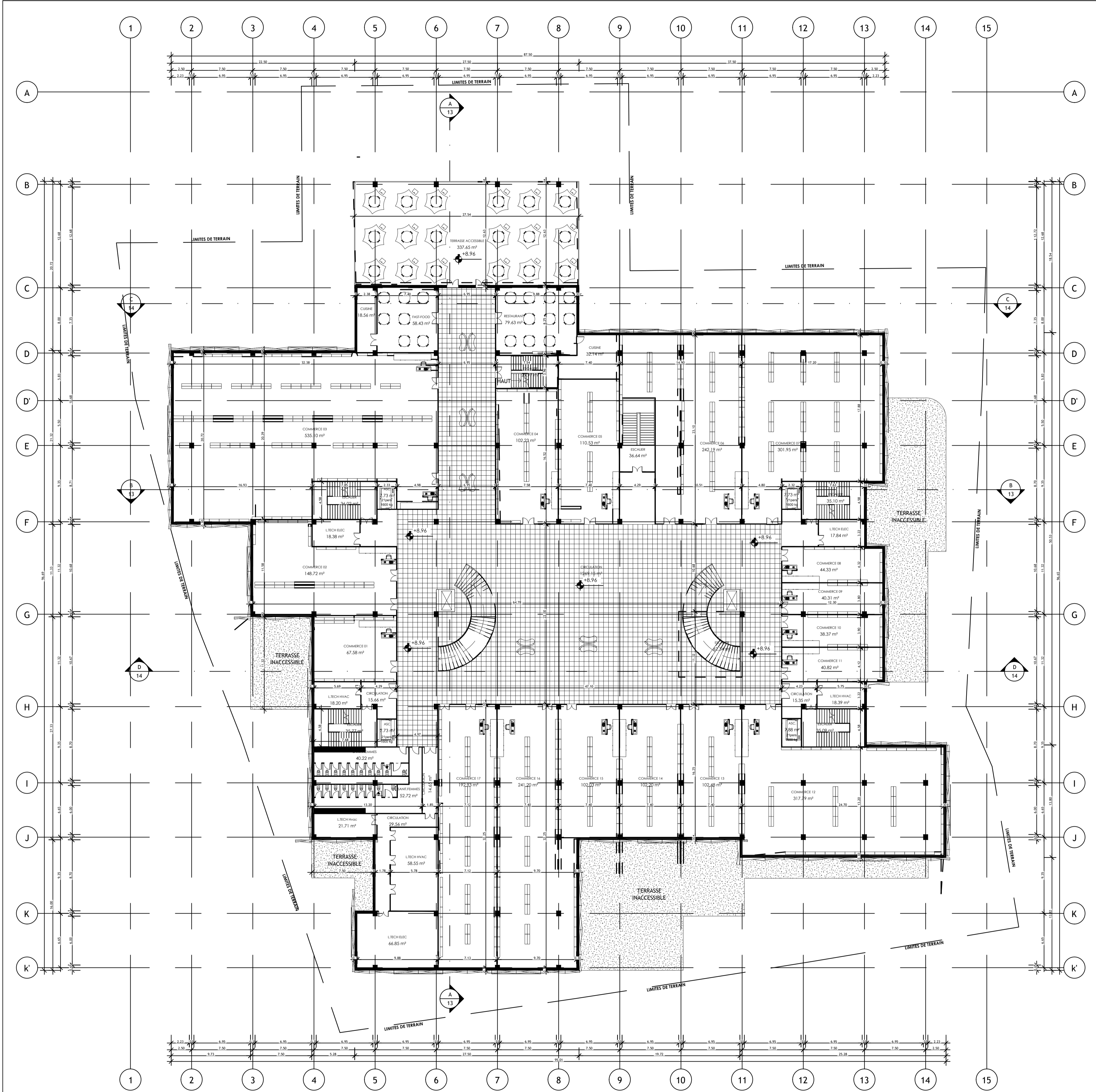
Plan de Fondations (Echelle : 1/250)



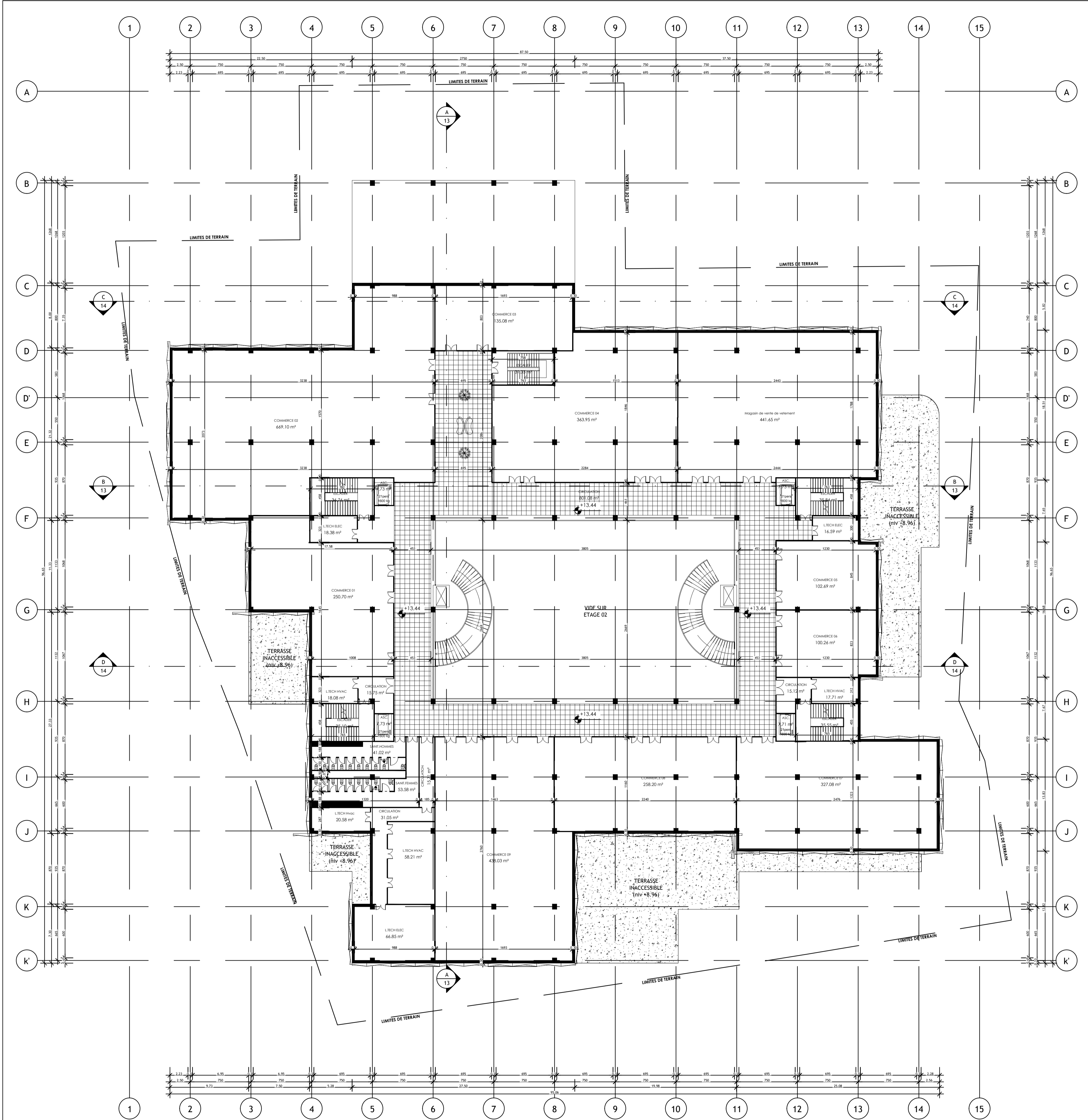
Plan du RDC (Echelle : 1/250)



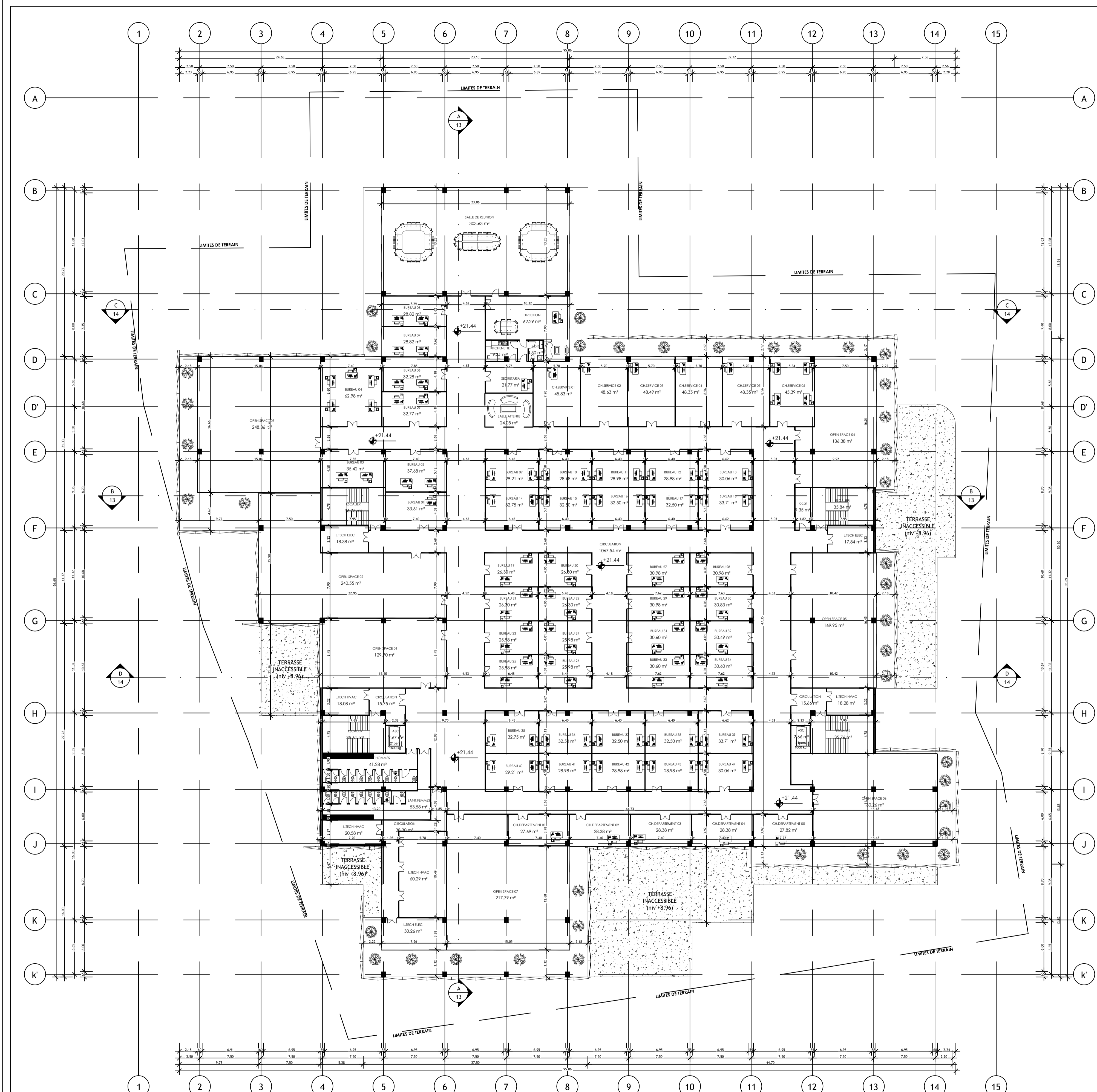
Plan du 1er Etage (Echelle : 1/250)



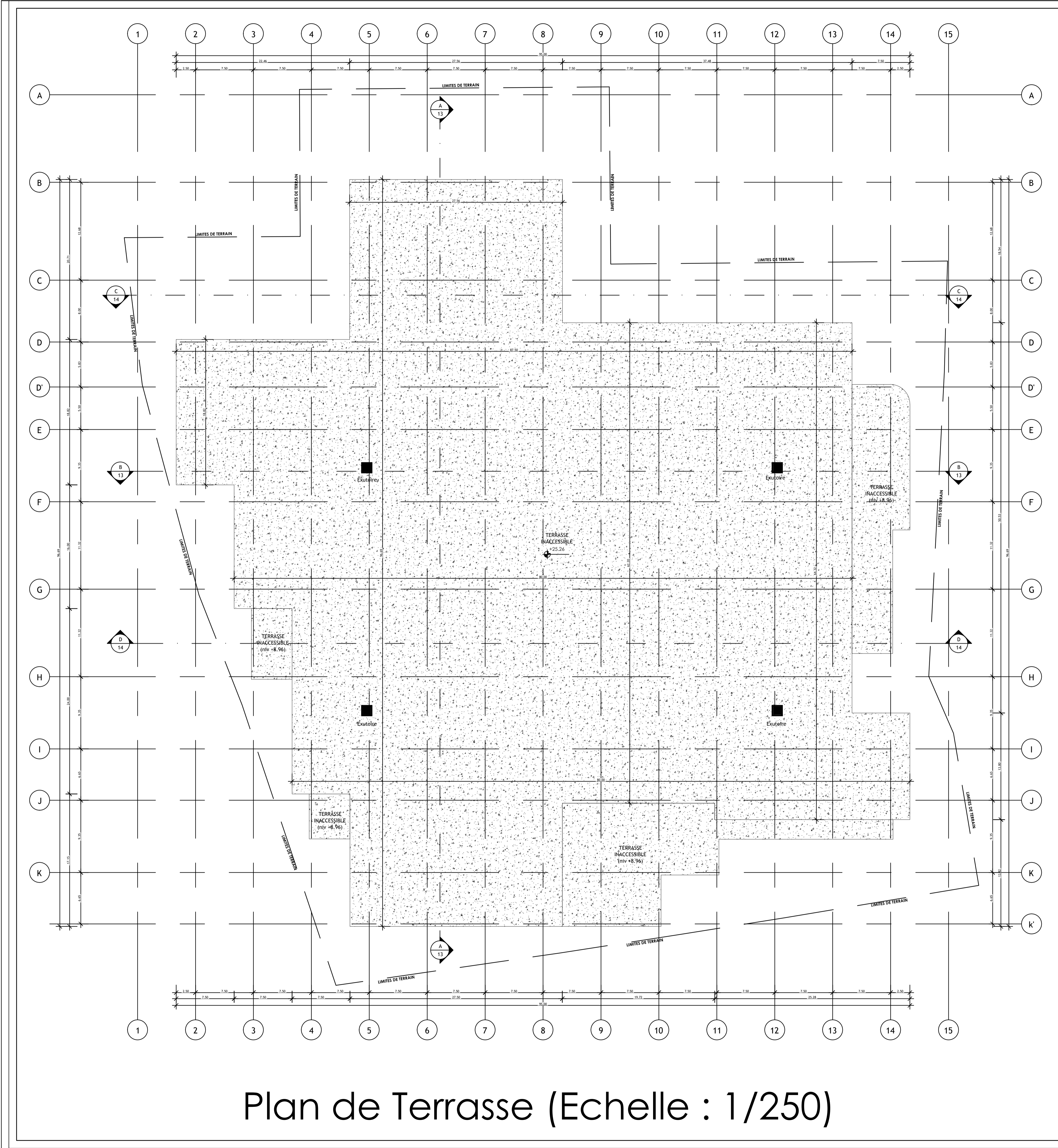
Plan du 2ème Etage (Echelle : 1/250)



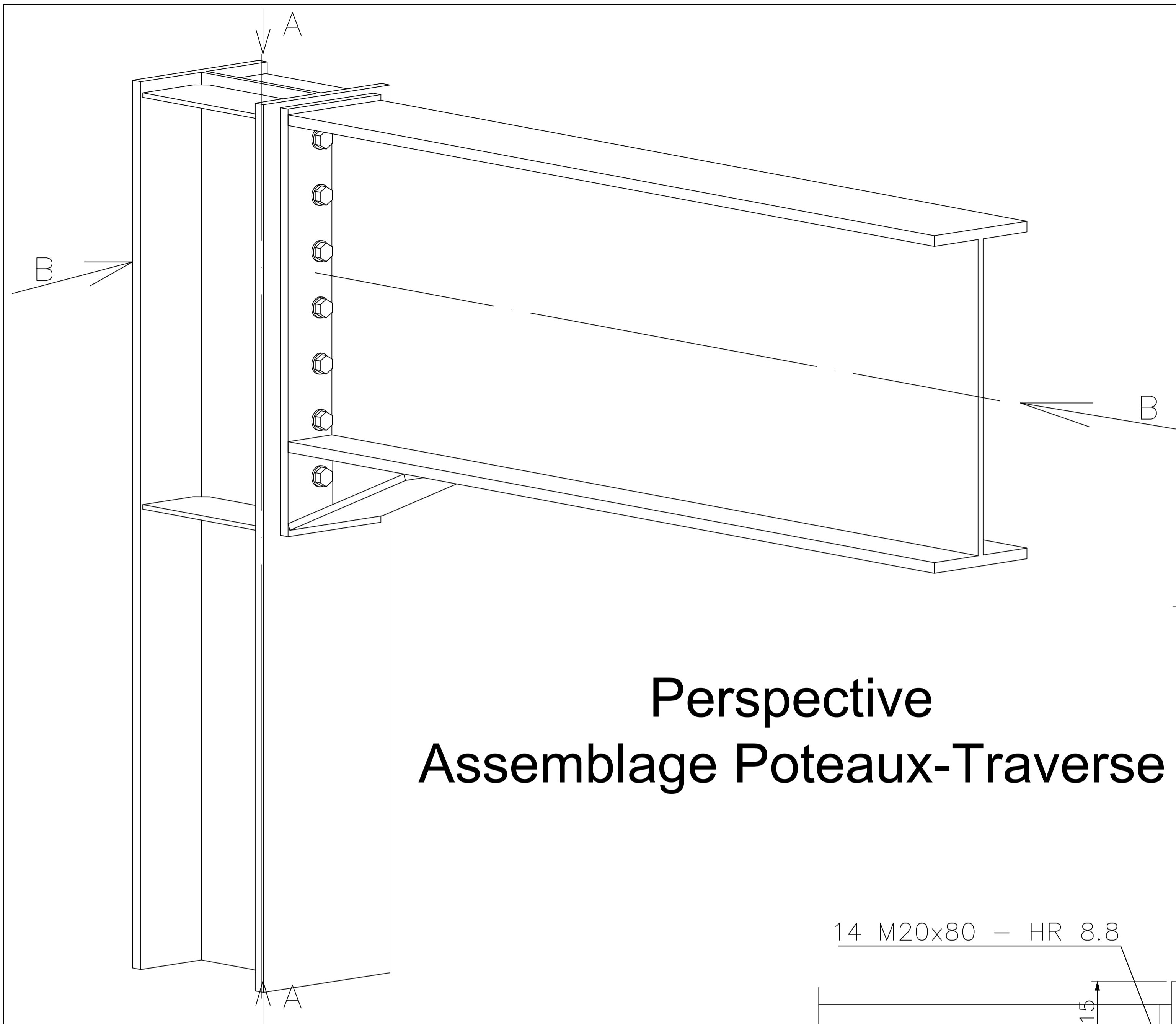
Plan du 3ème Etage (Echelle : 1/250)



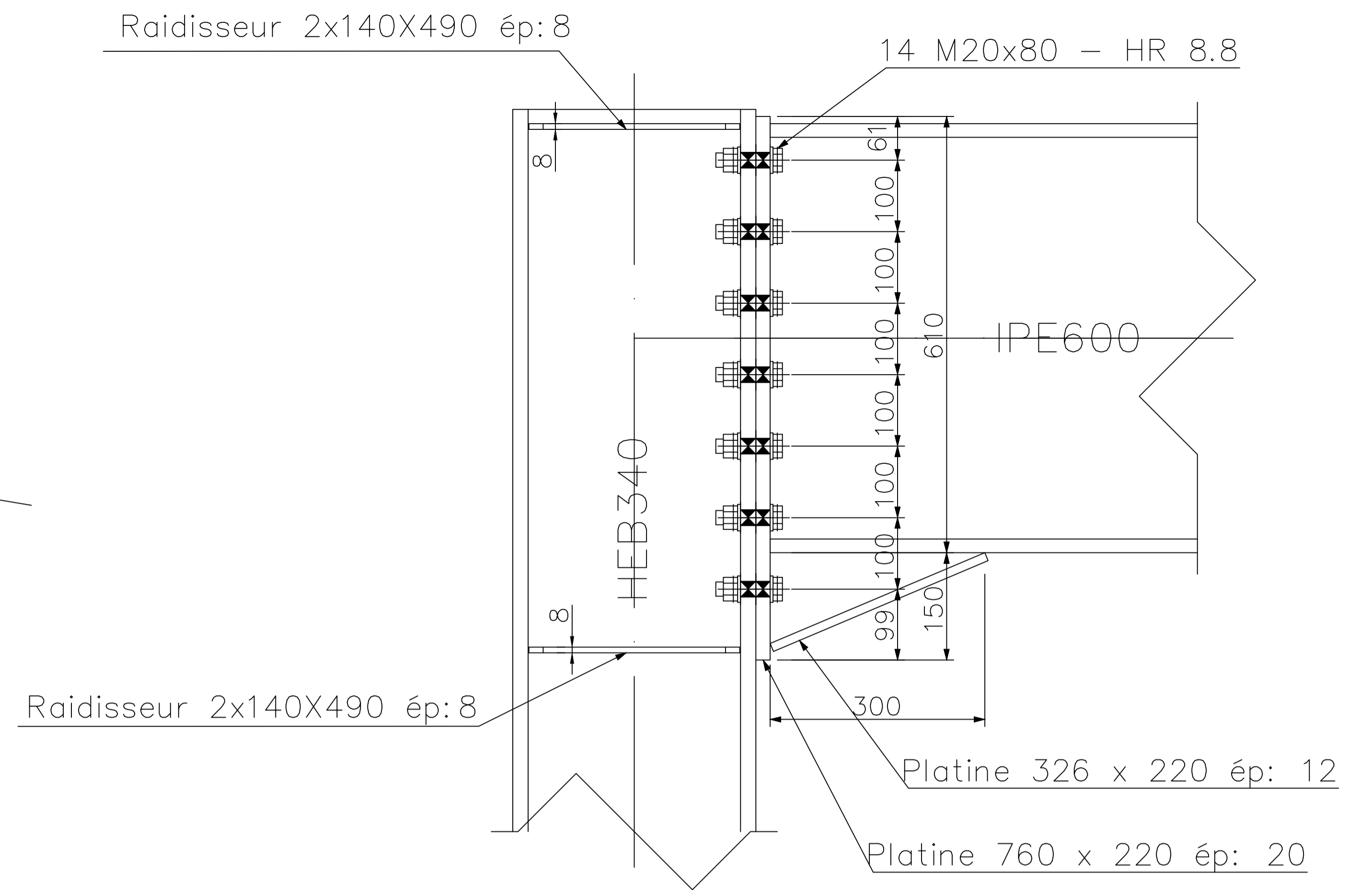
Plan du 5ème Etage (Echelle : 1/250)



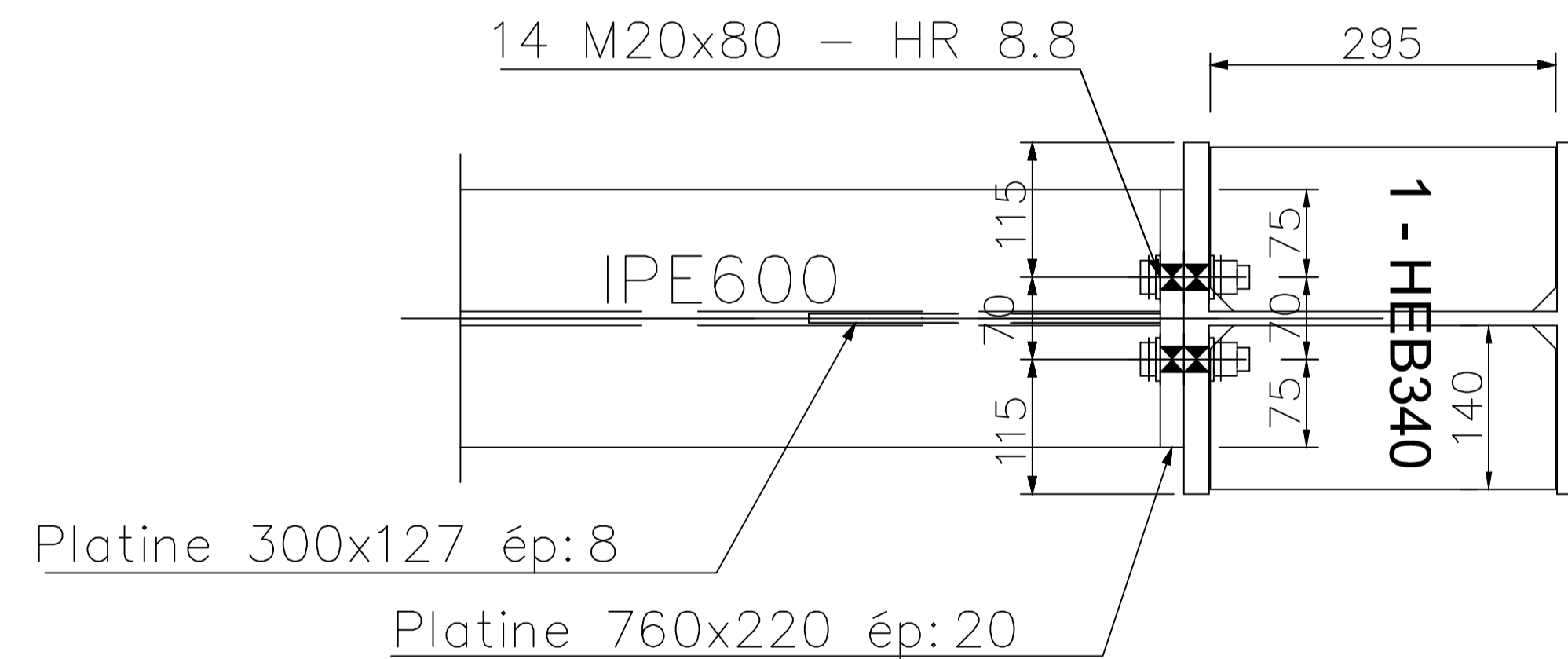
Plan de Terrasse (Echelle : 1/250)



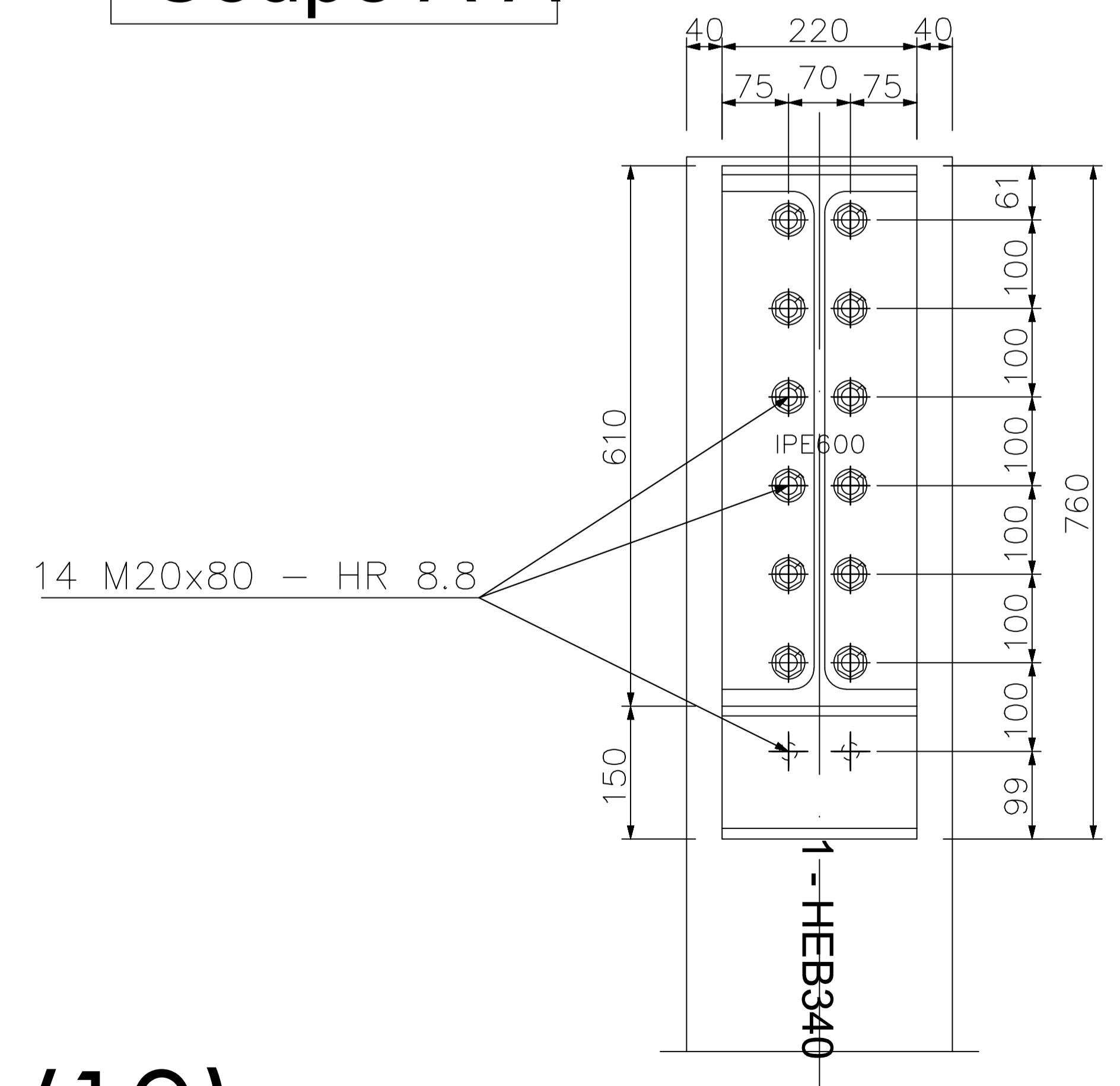
Perspective
Assemblage Poteaux-Traverse



Coupe A-A

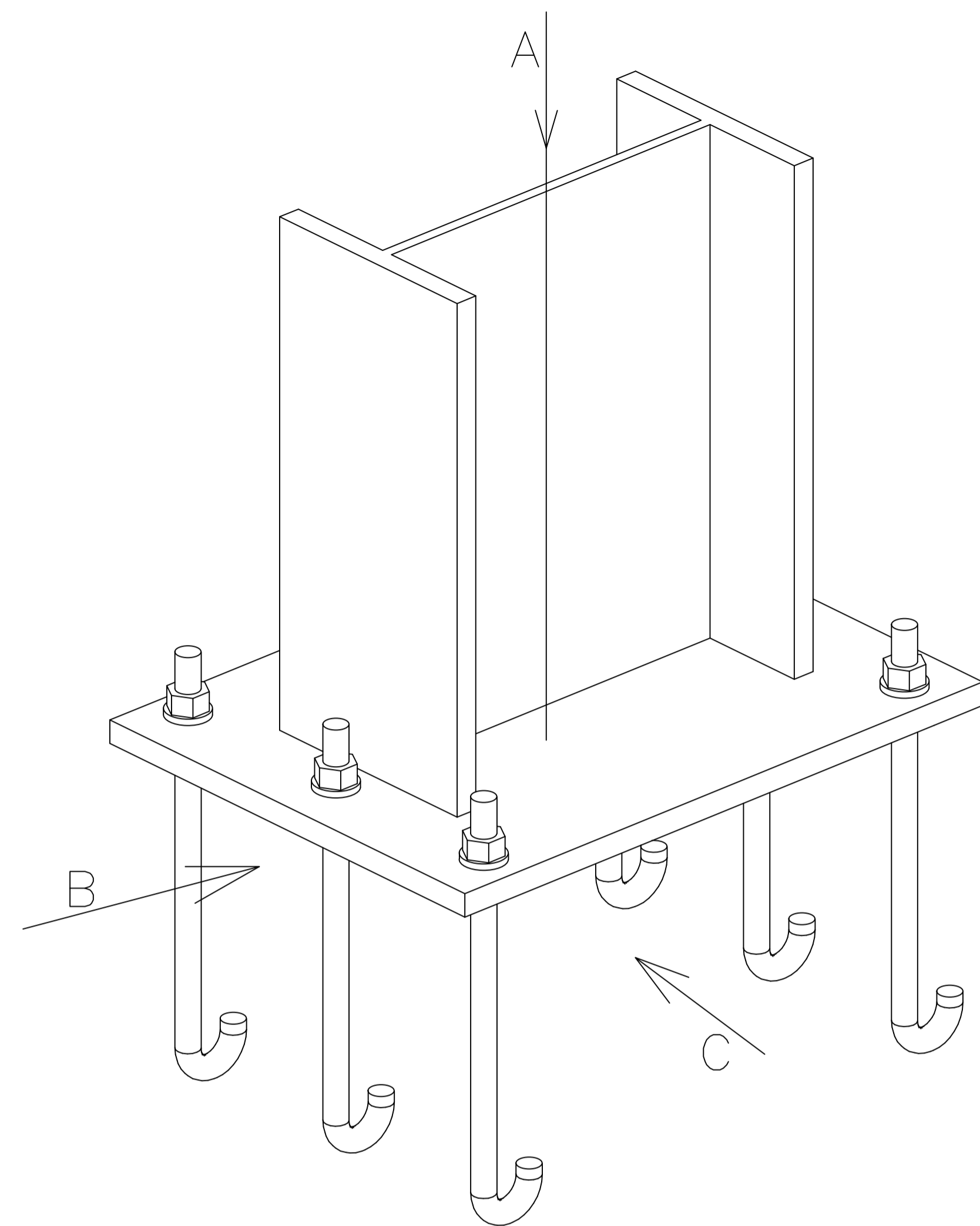


Coupe B-B



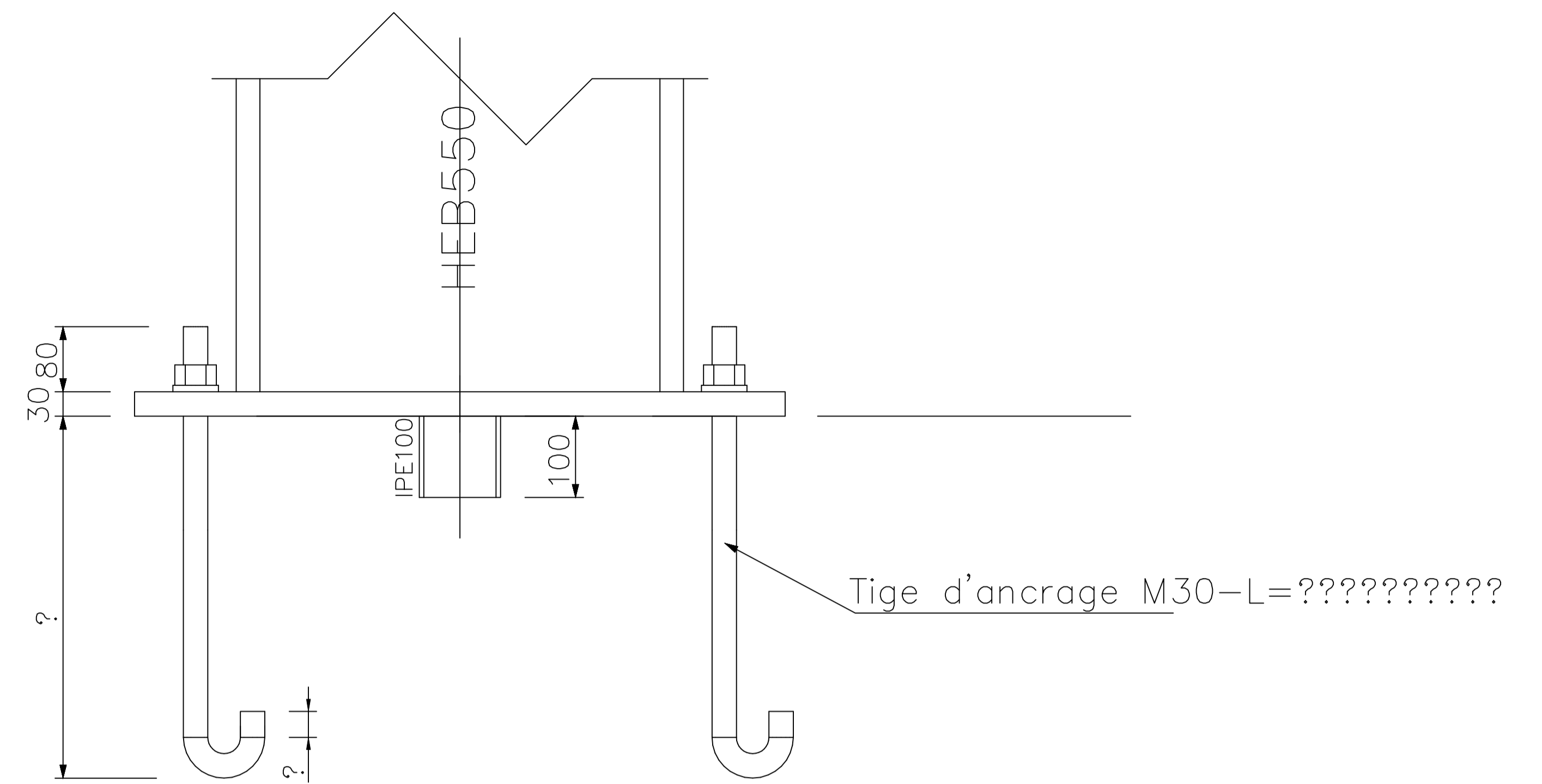
Coupe A-A

Détails d'assemblage 01 (Echelle : 1/10)

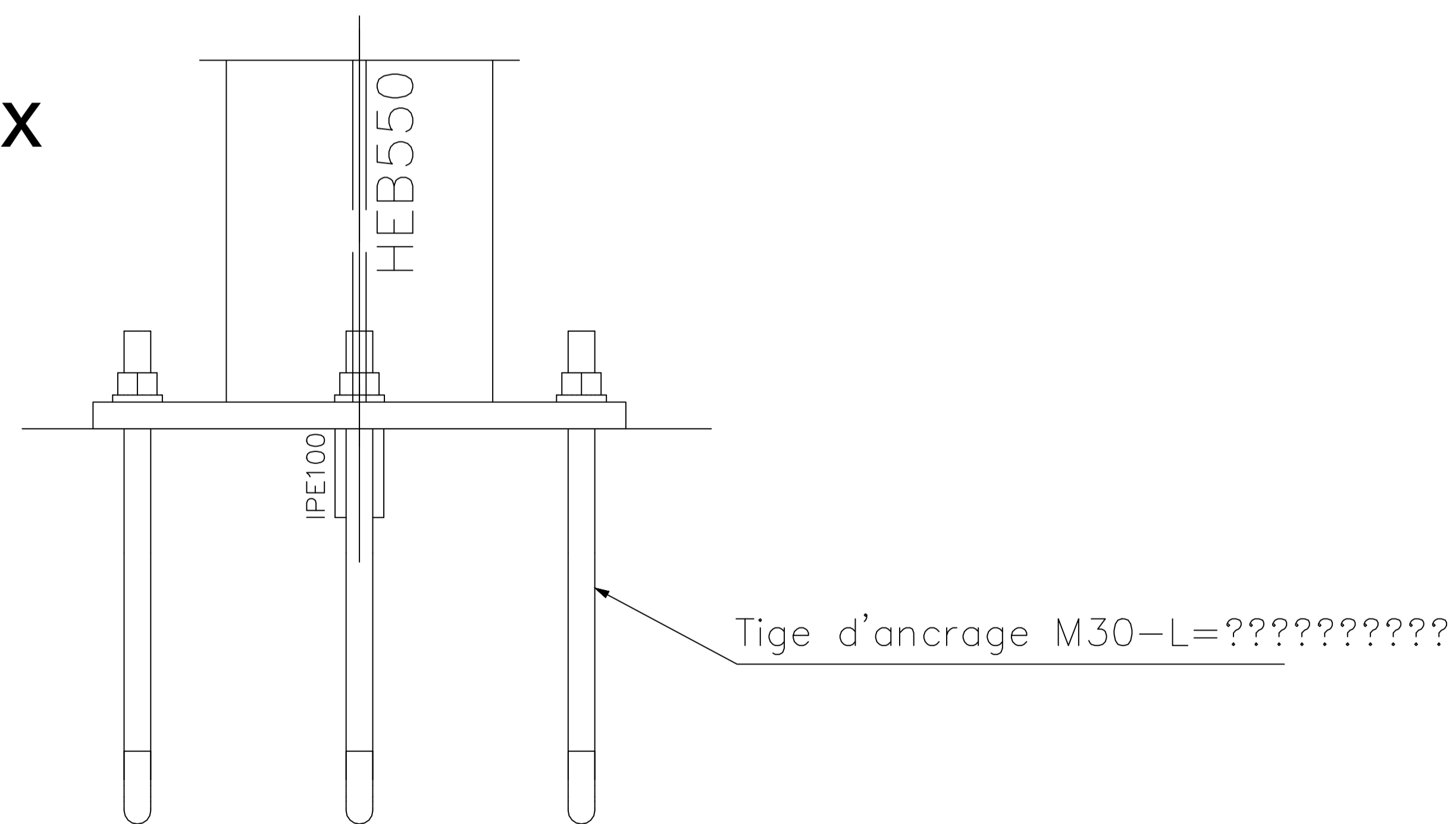


Perspective
Assemblage Pieds de Poteaux

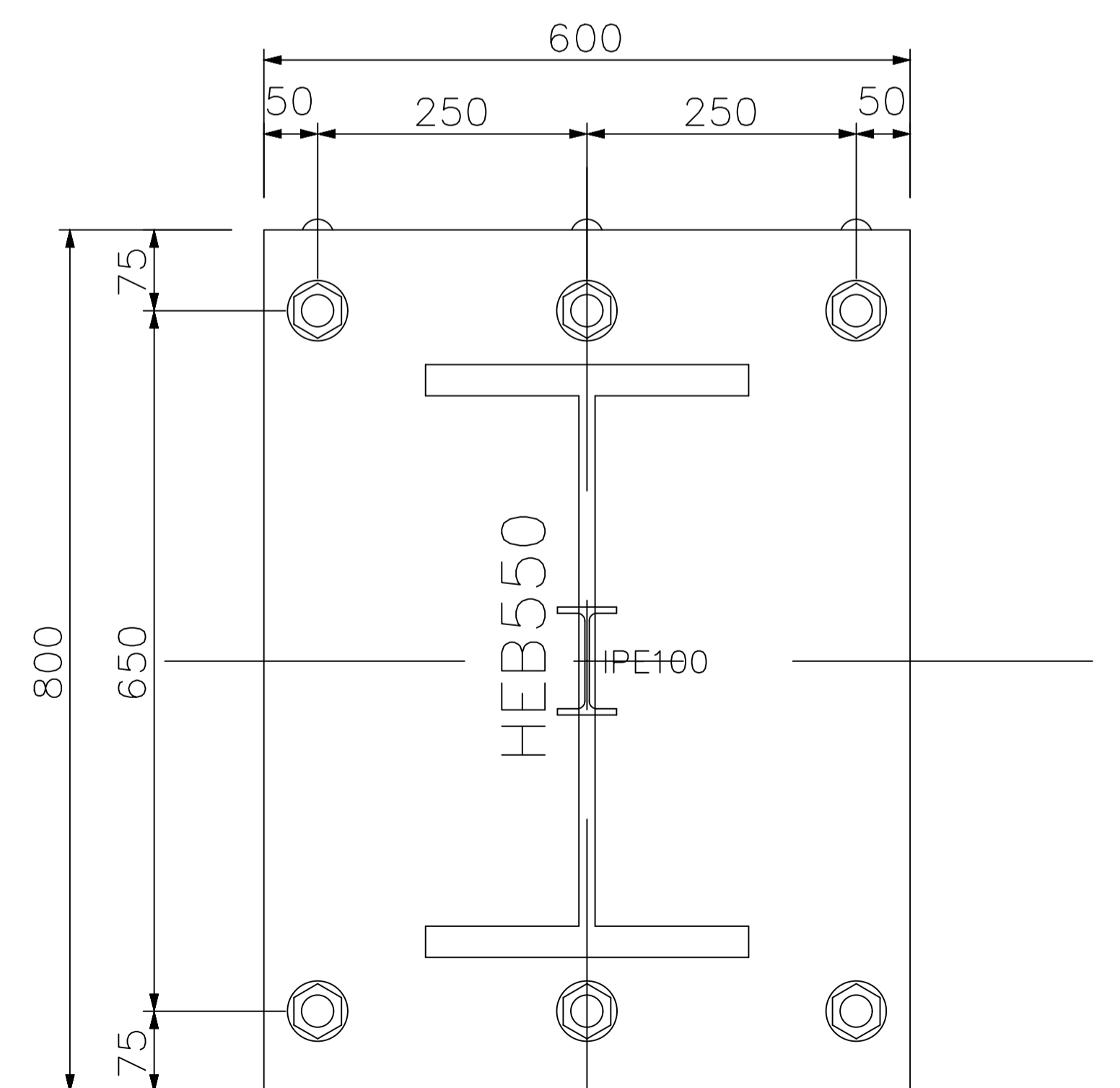
Détails
d'assemblage 02
(Echelle : 1/10)



Coupe B-B

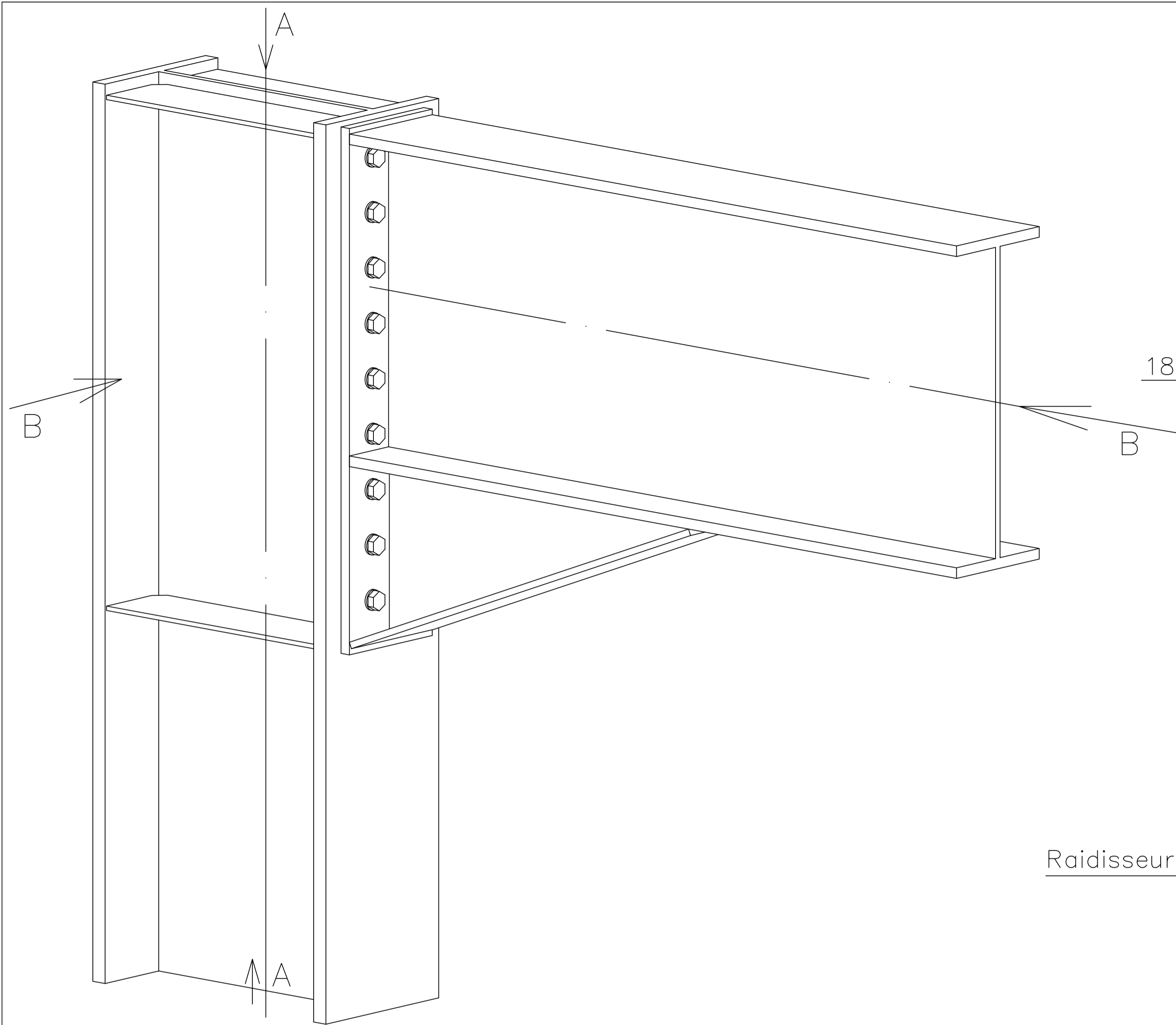


Coupe A-A



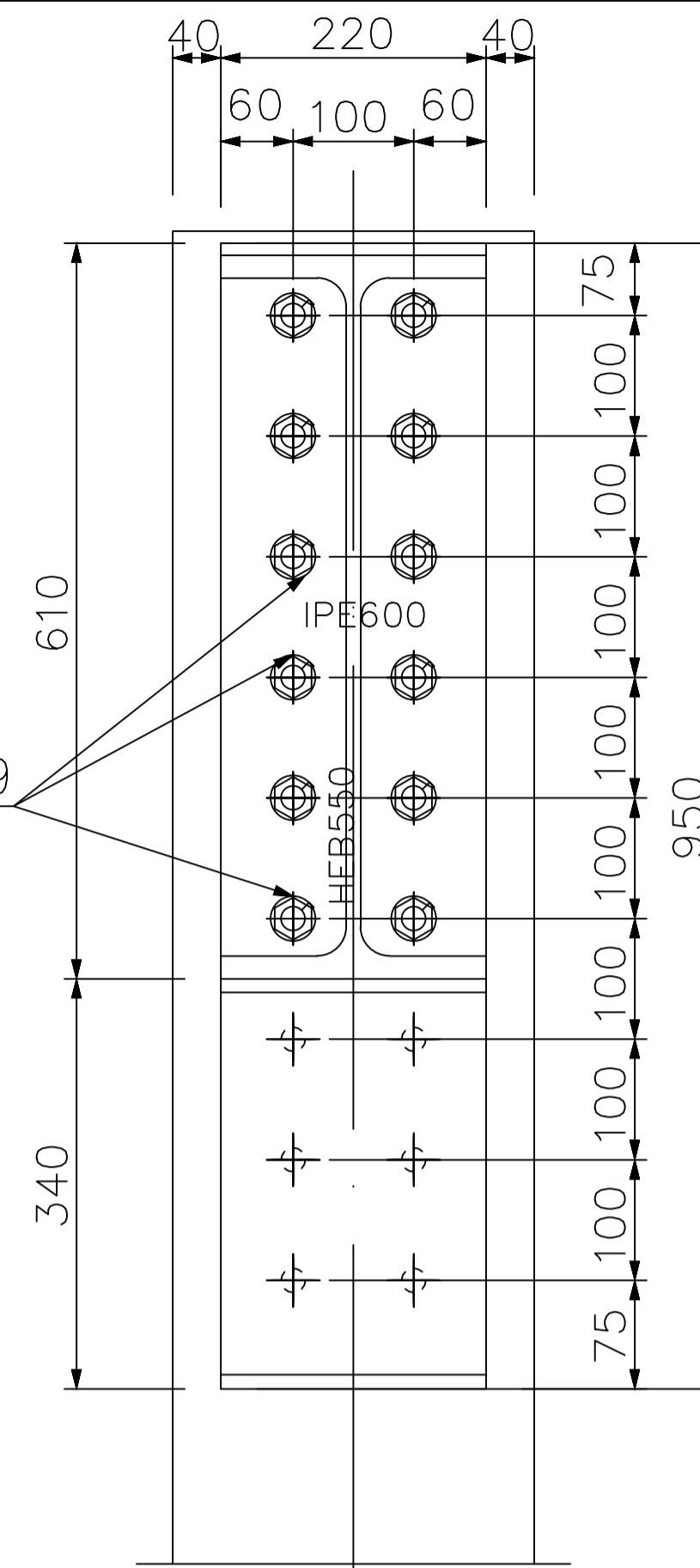
Coupe C-C

Détails d'assemblage 03 (Echelle : 1/10)



Perspective
Assemblage Poutre-Poteau

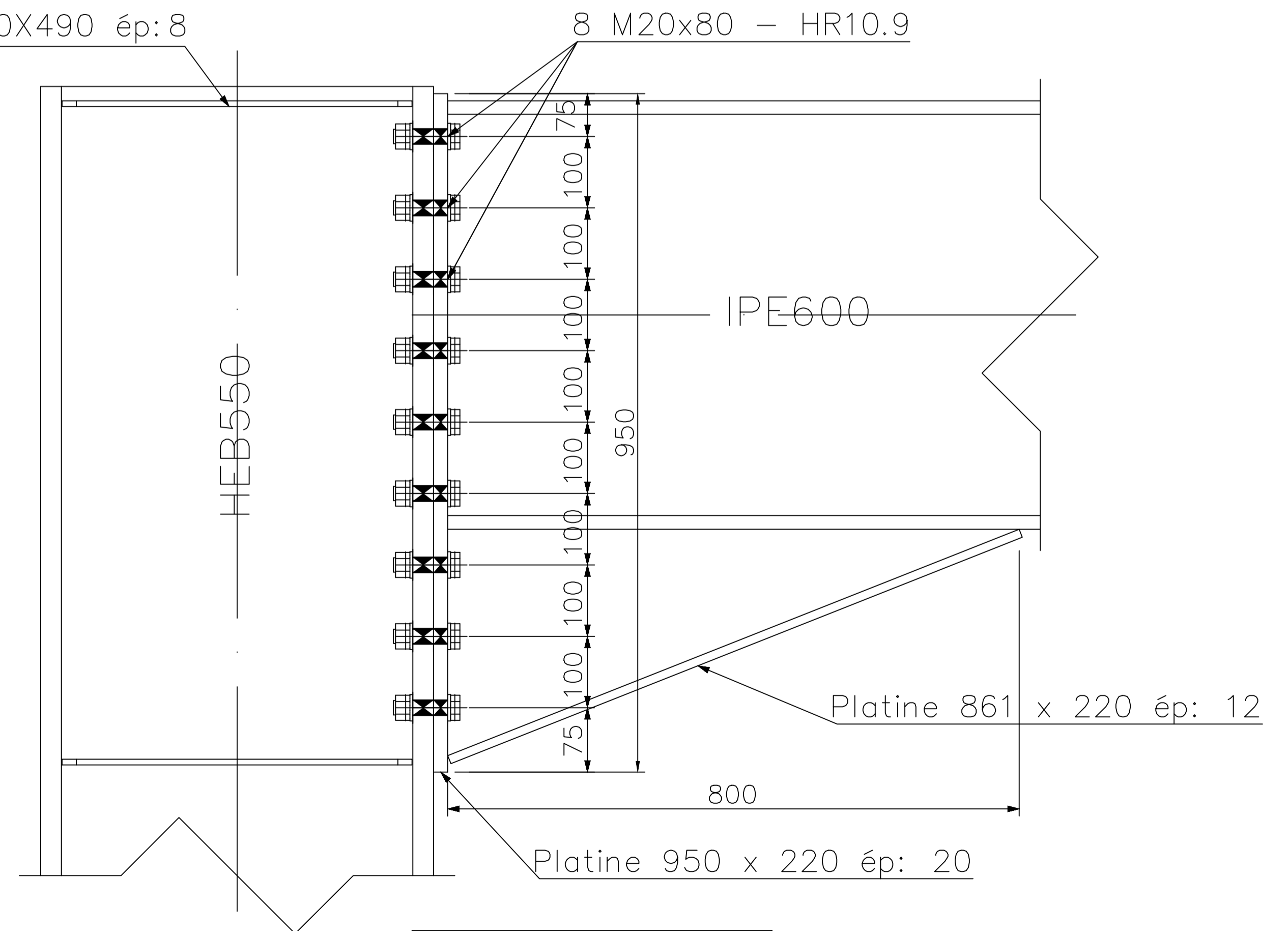
18 M20x80 – HR10.9



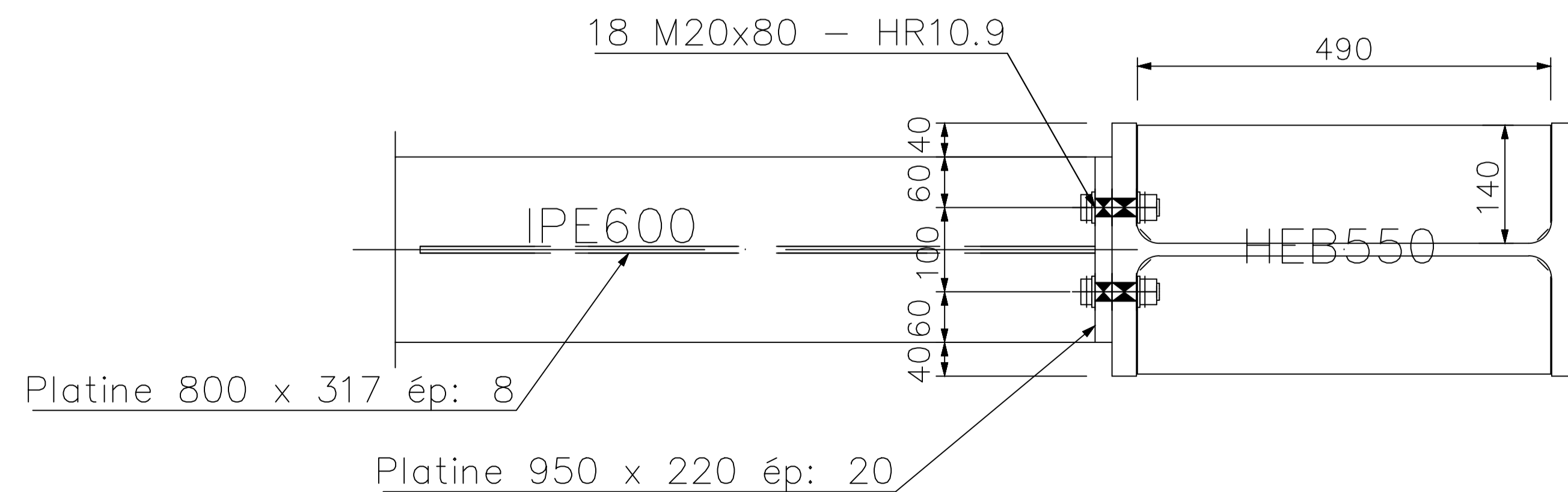
Coupe A-A

Raidisseur 2x140X490 ép:8

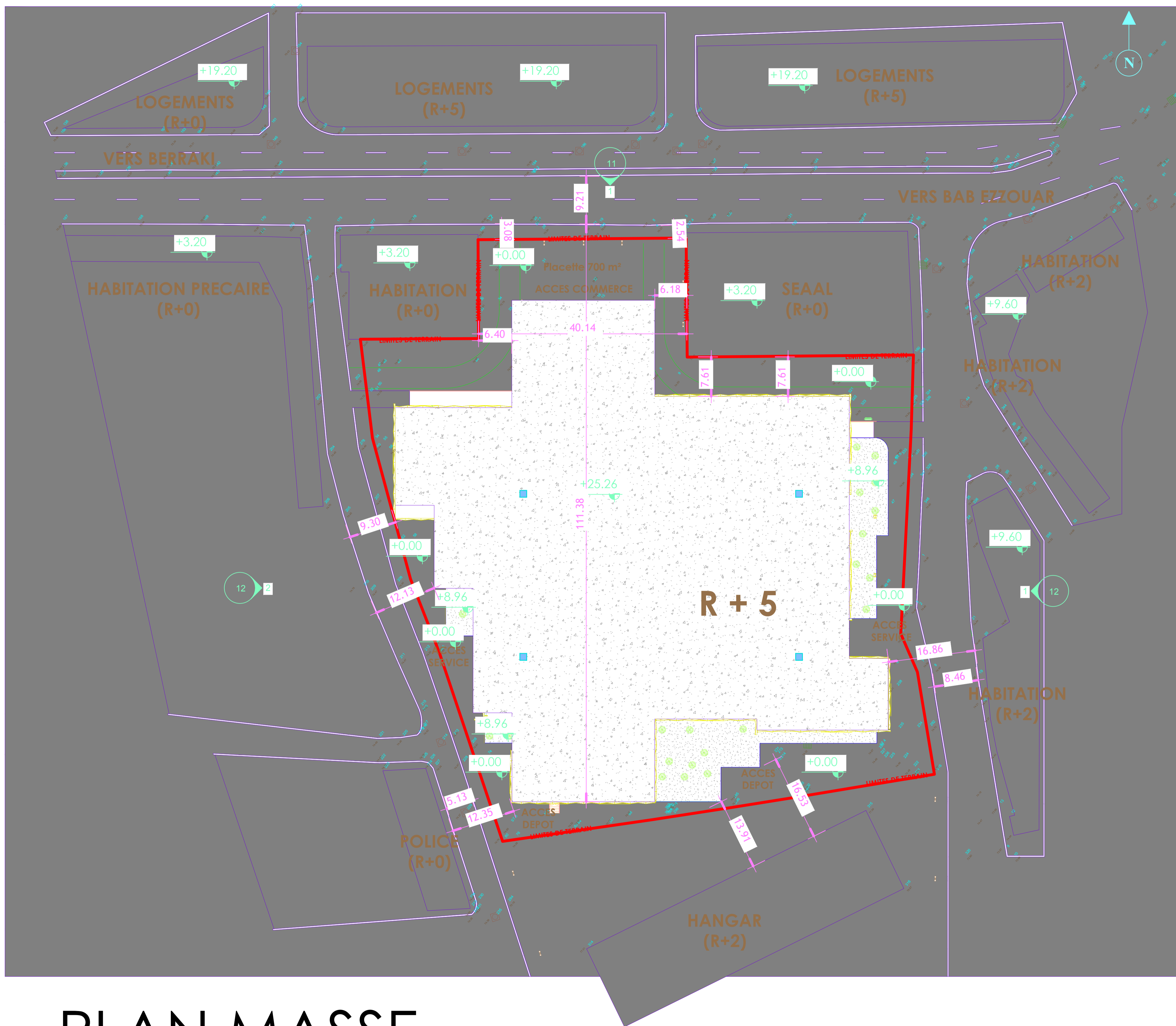
8 M20x80 – HR10.9



Coupe A-A



Coupe B-B



PLAN MASSE

WILAYA	ALGER	VISA	
DAIRA	EL HARRAGH		
COMMUNE	BOUMAATI		
MAITRE DE L'OUVRAGE :		PROPRIÉTAIRE PRIVÉ	
PROJET :			
ETUDE D'UN CENTRE COMMERCIAL EN R+5			
TITRE DU DESSIN :		DOSSIER GÉNIE CIVIL	
- PLAN DE MASSE			
DESSINÉ PAR	M ^{ELLE} DJAOUD Z.	PHASE	EXECUTION
	M ^{ELLE} BENCHABANE D.	DATE	15/10/2017
		ECHELLE	ADAPTÉ AU FORMAT A3
		PLANCHE	N° 01

introduction

Dans le cadre de notre formation de Master 2 professionnel option CM à l'université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou, un projet de fin d'étude nous a été confié. Il s'agit d'étudier un bâtiment (R+5) qui sera réalisée en charpente métallique.

Le choix de la construction métallique présente de nombreux avantages:

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

Par contre, l'acier présente quelques inconvénients à savoir la faible résistance au feu et la corrosion, d'où la nécessité d'un entretien.

Ce mémoire va nous permettre d'une part, de mettre en évidence et d'approfondir les connaissances acquises durant les années de formation dans le domaine du génie civil, d'autre part de découvrir et d'appliquer les différents règlements et documents techniques réglementaires (DTR).

Aussi, on apprendra à utiliser le logiciel Robot Structural Analysis qui sera l'outil de calcul structural de notre projet.

CHAPITRE I GENERALITES

I.1- Présentation de l'ouvrage

Le projet intitulé étude d'un bâtiment (R+5) à usage commerciale est implanté en zone sismique III, zone du vent I et région de neige A. L'ossature est formé d'une structure en charpente métallique ; (poteaux poutre et plancher collaborant).

I.2 - Les données géométriques

Suivant la vue en plan, notre ouvrage à une forme rectangulaire caractérisée par les dimensions suivantes :

- Largeur totale : $l = 102.25\text{m}$
- Longueur totale : $L = 112.65\text{m}$
- Hauteur totale : $H = 24.96\text{m}$
- Hauteur de RDC : $H_{\text{RDC}} = 4.48\text{m}$
- Hauteur du 1^{ème} ou 3^{ème} étage : $H^{1\text{er}} = H^{2\text{eme}} = H^{3\text{eme}} = 4.48\text{m}$
- Hauteur du 4^{ème} et 5^{ème} étage : $H^{4\text{eme}} = H^{5\text{eme}} = 3.52\text{m}$

I.3 - Règlements utilisés

Pour justifier la sécurité structurale de notre projet, on se base sur les règlements suivants :

1. règlement Neige et Vent Algérien « RNV2013 » pour les actions climatiques ;
2. règlement parasismique algériennes « RPA 99 version 2003 » ; pour l'étude sismique ;
3. béton armé aux états limites « BAEL91 » pour le béton ;
4. « DTRB.C2.2 » pour les charges permanentes et charge d'exploitations ;
5. règlement Eurocode 3 et 4 « calcul des structures en acier ».

I.4 -Mode de construction

Une bonne connaissance des matériaux utilisés en construction métallique est indispensable pour la réalisation et la conception d'une structure.

Dans le cadre de notre projet on a opté pour les matériaux suivants :

I.4 .1 Acier de construction pour les éléments de structure

On admet pour la nuance d'acier E24 qui a comme caractéristique :

On utilise un acier ordinaire (S235) pour l'ossature métallique qui a les caractéristiques mécaniques suivantes :

- Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal) $E = 210000 \text{ Mpa}$
- Module d'élasticité transversale $G = 81000 \text{ Mpa}$.
- La limite élastique de traction, $f_y = 235 \text{ Mpa}$.
- La limite élastique de cisaillement, $\tau = 0.58 f_y \text{ Mpa}$.
- La masse volumique de l'acier : $\rho = 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$.
- Le Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \times 10^{-6}$.

I.4 .2 Le béton

On utilise un béton C20/25 pour les plancher dont les caractéristiques sont :

- La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- A résistance caractéristique à la traction: $f_{t28} = 0.06 \times f_{c28} + 0.6 = 2.1 \text{ Mpa}$
- La masse volumique : $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$.
- Le Coefficient de retrait $\varepsilon = 4 \times 10^{-4}$.

I.4 .3 Les planchers

Le plancher sera mixte collaborant en béton armé de (10cm) d'épaisseur ;

Le plancher collaborant est un plancher mixte béton-acier. Il est constitué de bacs acier en tôle mince nervurés (TN40) utilisés en guise de coffrage, d'armatures et d'une dalle en béton coulée sur place. L'acier et le béton collaborent pour offrir une résistance et une capacité portante élevée par le biais des connecteurs. En effet, l'acier particulièrement ductile, offre une excellente résistance à la traction, tandis que le béton bénéficie d'une très bonne résistance à la compression.

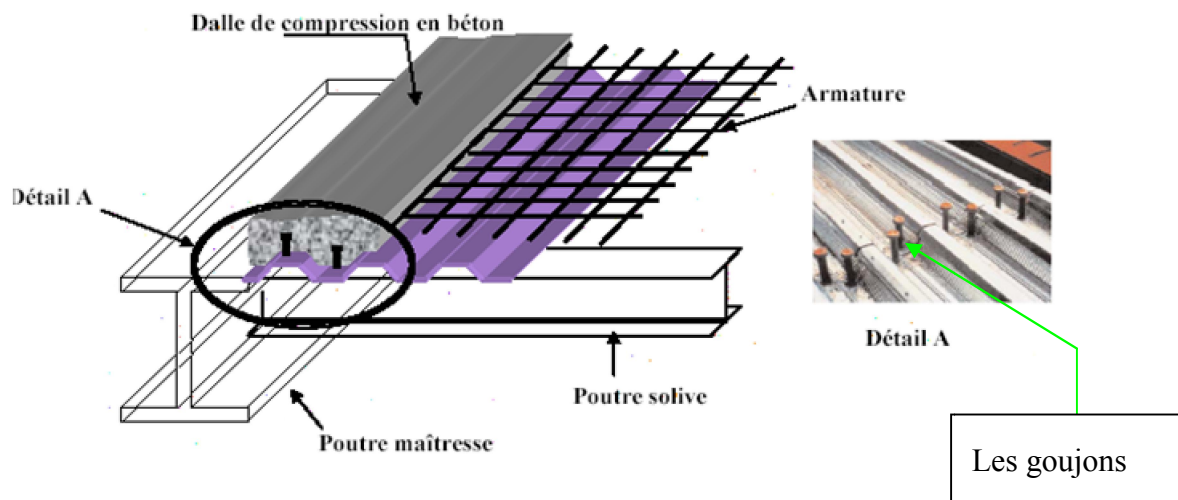


Figure I -1. Dalle collaborant en béton

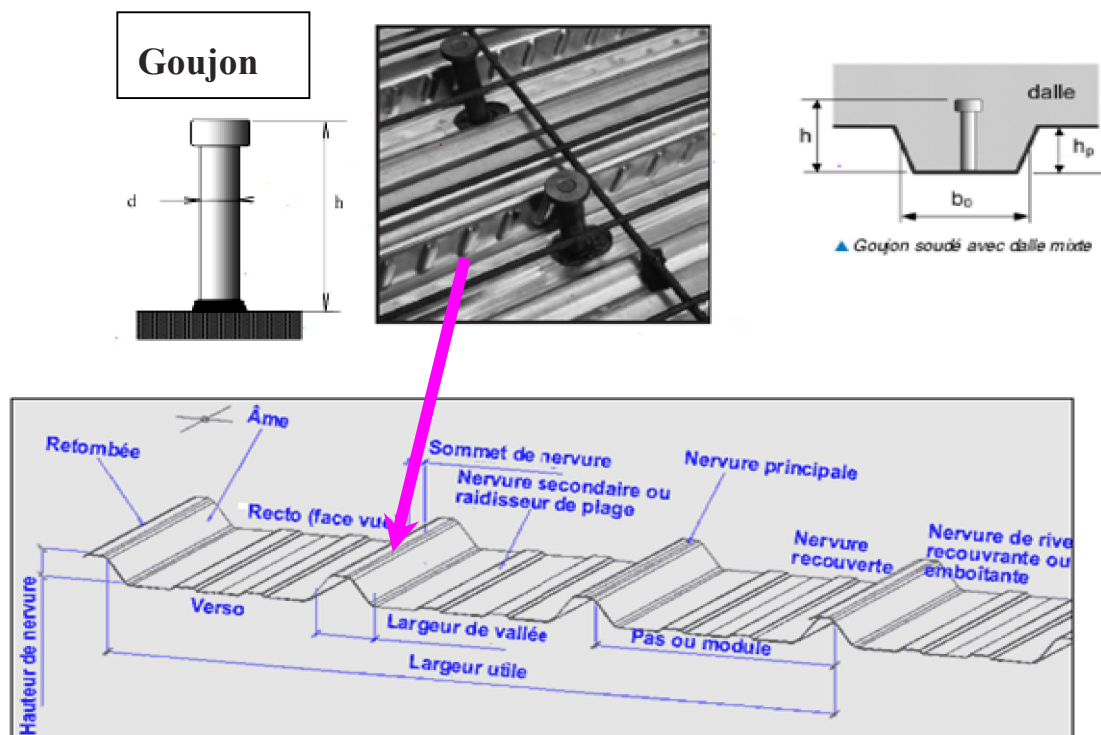


Figure I -2. La disposition des goujons

I.4.4 Les escaliers

Le type d'escalier qui assure la liaison entre étage est composé de deux volées avec un palier de repos métallique.

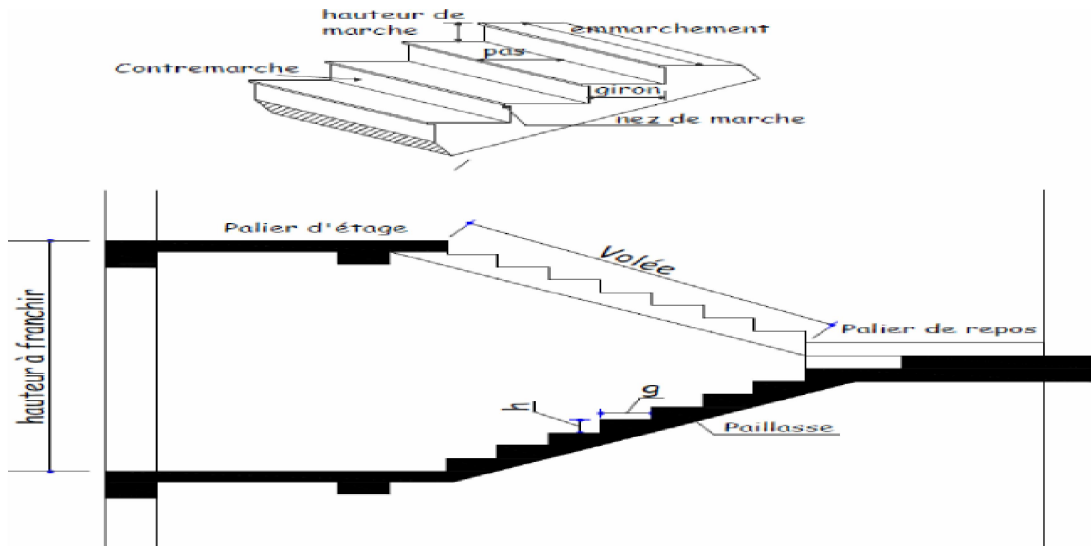


Figure I-3. Escalier droit à deux volées avec palier de repos

I.4.5 Les façades

On opte pour les briques creuses comme éléments de remplissage.

Les cloisons sont en brique creuse de 10cm d'épaisseur pour la répartition et de 30cm pour les cloisons périphériques.

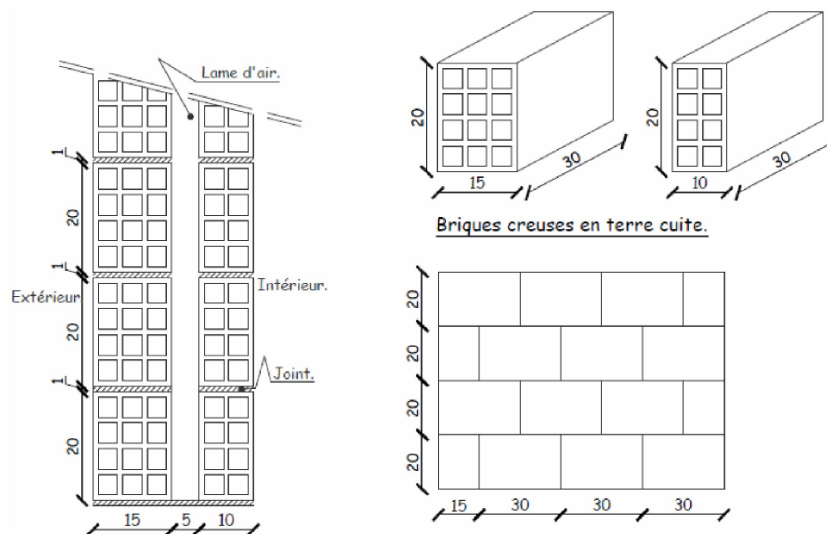


Figure I-4. Échantillons de maçonnerie

CHAPITRE II EVALUATION DES CHARGES

II.1 Introduction

Durant sa vie une construction sera soumise à des différentes actions. Pour concevoir et calculer une construction, il faut examiner obligatoirement la forme et la grandeur des charges qui s'exercent sur celle-ci tels que :

Poids propre (structure porteuse et éléments non porteurs)

- Charges utiles dans le bâtiment (charges d'exploitation)
- Actions climatiques directes et indirecte (neige, vent)
- Actions accidentelles (les séismes)

Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrits dans le règlement technique

DTRB.C2.2 (charges et surcharges)

II.2 Charge permanente

Ce sont les charges qui ont une intensité constante, ou très peu variable dans le temps. La charge permanente comprend non seulement le poids propre des éléments mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tel que : les plafonds, sol, enduit et les revêtements ainsi que ceux des éléments de la construction soutenus ou supportés par les éléments porteurs ; les cloisons fixes, gaines de ventilation ...etc.

I.2.1-Plancher terrasse

Tableau II.1 : Charge permanente pour plancher terrasse

L'élément	Épaisseur (cm)	Poids volumique (daN/m ³)	La charge (daN/m ²)
Couche de gravillon	5	1700	85
Étanchéité multi couches	5	600	12
Forme en pente	5	2200	110
Isolation thermique (liège)	4	400	16
Dalle Collaborant en béton armé	10	2500	250

Faux plafond	1	1000	10
Tôle d'acier nervurée(TN40)	/	/	10
Solive			PS
			G_{pt} = 493

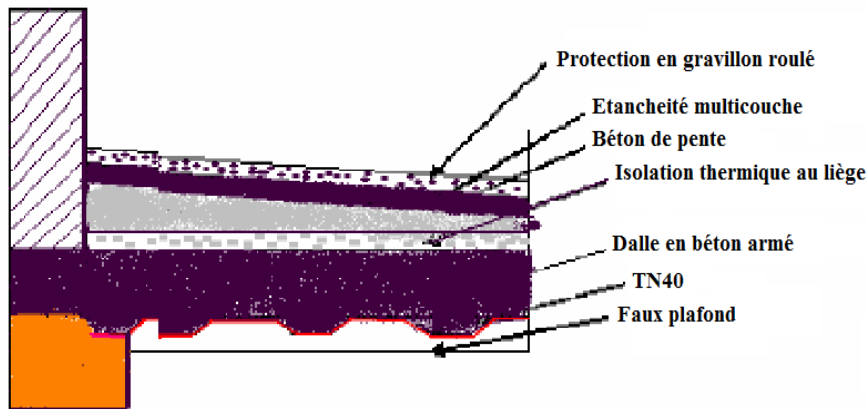


Figure II.1 : Composition du plancher terrasse.

II.2.2 Plancher à étage courant

Tableau II.2 : Charge permanente pour plancher étage courant

L'élément	Épaisseur (cm)	Poids volumique (daN/m ³)	La charge (daN/m ²)
Revêtement en carrelage	10	2000	40
Mortier de pose	2	2000	40
Couche de sable	2	1800	36
Dalle en béton armé	10	2500	250
Faux plafond	2	1000	20
Tôle d'acier nervurée (TN40)	/	/	10
Isolation thermique (liège)	4	400	16
Solive			P _s
			G =456

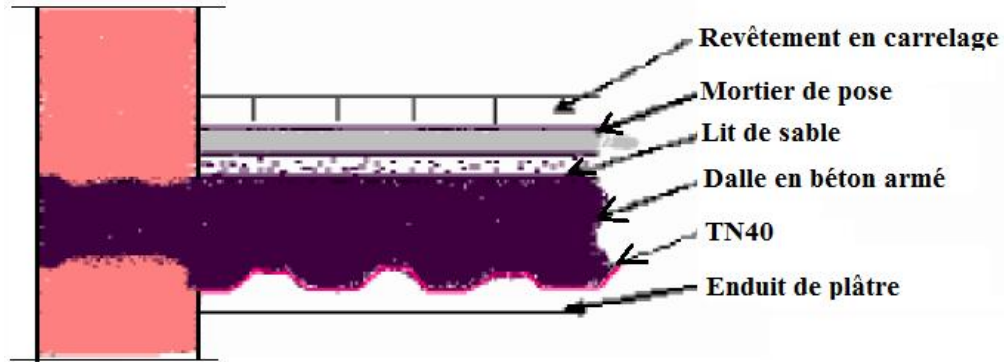


Figure II.2 : plancher d'étage courant.

II.2.3 Les façades

➤ Murs extérieures

Tableau II. 3 : charge des murs extérieurs

L'élément	Épaisseur (cm)	La charge (daN/m ²)
Mortier de ciment	02	36
Brique creuse	20	180
Brique creuse	15	130
Enduit plâtre	02	20
		G=366

➤ Murs intérieurs

Tableau II.4: charge des murs intérieurs

L'élément	Epaisseur (cm)	La charge (daN/m ²)
Enduit plâtre.	02	20
Brique creuse	10	90
Enduit plâtre	15	130
		G=240

II.2.4 Les escaliers

➤ Volée

Tableau II.5 : Charge permanente pour escalier volé

L'élément	Épaisseur (cm)	La charge (daN/m ²)
Tôle striée	8	72
Mortier de repos	2	36
Revêtement carrelage	2	40
		G = 148

➤ Palier

Tableau II.6 : Charge permanente pour escalier palier

L'élément	Épaisseur (cm)	La charge (daN/m ²)
Tôle d'acier nervurée(TN40)	/	10
Dalle en béton	12	300
Mortier de repos	2	36
Revêtement carrelage	2	40
		G = 286

II.3 Charges variables

II.3.1 Charges d'exploitation

Les charges d'exploitation correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes en mode normal d'occupation. Elles sont définies par des normes et règlements suivants : **DTR 2.2** ou bien la norme **NFP 06001**.

Plancher terrasse inaccessible-----	150daN/m ²
Plancher étage courant-----	250daN/m ²
Escalier -----	250daN/m ²

II.3.2 Charges climatiques

II.3.2.1 Effet de la neige

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

Le règlement **RNVA 2013** s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à **2000 mètres**.

Notre structure se trouve à une altitude de environ de **186m**.

➤ Calcul des charges de la neige S sur la toiture

La charge de neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S_k = \mu \times S \quad [\text{kN/m}^2]$$

D'Où:

μ : Coefficient de forme de la toiture

S_k : La charge de neige sur le sol.

➤ Calcul de la charge de neige sur le sol S_k

La charge de la neige sur le sol S_k par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du site.

Notre site est classé en **zone B** selon la classification de RNV2013

Il est donné par la formule suivante :

$$S_k = \frac{0.04 \times H + 10}{100} = 0.174 \text{ kN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad S_k = 17.40 \text{ daN/m}^2$$

Avec :

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

➤ **Détermination du coefficient de forme μ**

Pour notre bâtiment l'inclinaison de la toiture est $\alpha=1,73^\circ$.

Selon le tableau 6.1 ;

$$\text{On a : } 0 \leq \alpha \leq 30^\circ \Rightarrow \mu = 0,8$$

$$\text{Donc: } S = 0.8 \times 0.174 = 0.139\text{kN/m}^2$$

➡ **$S = 13.9\text{daN/m}^2$**

Remarque

Étant donné que la charge de neige est faible et par mesure de sécurité on prend la valeur recommandée suivante : **$S = 60\text{daN/m}^2$**

II.2.2.2 Action du vent

Introduction

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

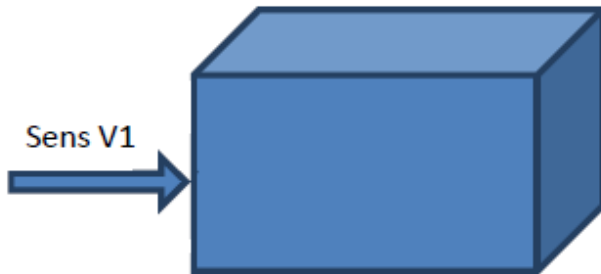
Le calcul sera mené conformément au Règlement **Neige et Vent** « RNV 2013 ».

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

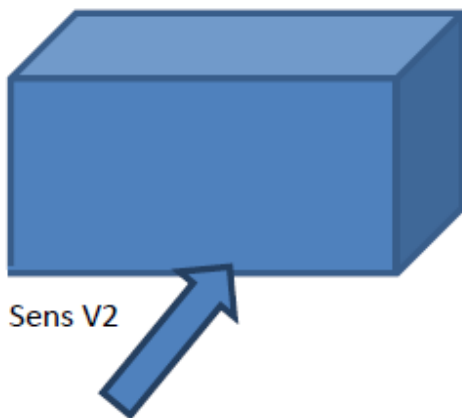
Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

Direction du vent V1 : Façade latérale.



Direction V2 : Façade principale.



Calcul de la pression statique due au vent

$$P_z = C_d \times q_p(z) \times (c_{pe} - c_{pi}) \quad [\text{daN/m}^2]$$

Où :

q_p : Pression dynamique de pointe calculée à la hauteur z considérée en $[\text{daN/m}^2]$

c_{pe} : Coefficient de pression extérieure.

c_{pi} : Coefficient de pression intérieure.

z : Hauteur de référence qui est normalement égale à z_e pour les actions extérieures et z_i pour les actions intérieures. Généralement ($z = z_e = z_i$).

➤ **Calcul du coefficient dynamique Cd**

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

Il est déterminé à l'aide des abaques donnés dans les figures 3.1 à 3.7 du RNV2013, selon le type et le mode de construction du bâtiment. Pour les valeurs intermédiaires, il y a lieu d'interpoler ou d'extrapoler linéairement.

Cd est donné en fonction des dimensions suivantes :

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

Remarque

D'après le règlement (RNVA 2013) et pour les bâtiments à ossature, comportant des murs dont la hauteur est à la fois inférieure à 100m et à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent, on prend la valeur conservative du coefficient dynamique.

Pour les deux directions $C_d = 1$ (3.2)

La structure est de hauteur totale supérieure à **10m**, La pression dynamique de pointe $q_p(z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j pour une structure permanente est donnée par la relation suivante :

$$q_p(z) = q_{ref} \times c_e \dots \dots \dots (2.3)$$

Où :

c_e : Est le coefficient d'exposition au vent.

q_{ref} : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes (durée d'utilisation est supérieure à 5 ans). Elle est donnée par le tableau suivant en fonction de la zone du vent :

Tableau II.7: Pression dynamique de référence

Zone	$q_{ref}(daN/m^2)$
I	37,5
II	43,5
III	50,0
IV	57,5

Le bâtiment est implanté à Alger (Zone I du vent) : $\rightarrow q_{ref} = 37.5daN/m^2$

➤ **Coefficient d'exposition C_e**

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au dessus de sol.

Dans le cas ou la structure est peu sensible aux excitations dynamiques

($C_d < 1,2$) :

$$C_e(z) = C_t(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times k_T}{C_t(Z) \times C_r(Z)} \right] \dots \dots \dots (\S 2.4.4)$$

Dans le cas ou la structure est sensible aux excitations dynamiques

($C_d > 1,2$) :

$$C_e(z) = C_t(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \times (1 + 2g \times I_V) \dots \dots \dots (\S 2.4.4)$$

Avec :

C_r : est le coefficient de rugosité

C_t : est le coefficient de topographie

K_T : est le facteur du terrain.

I_V : est l'intensité de la turbulence.

$Z(m)$: est la hauteur considérée.

Notre construction est peu sensible aux excitations dynamiques on utilisera donc la formule(1).

$$C_e(z) = C_t(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times k_T}{C_t(Z) \times C_r(Z)}\right]$$

Facteur de terrain

Les catégories du terrain sont données dans le tableau 2.4 du RNV2013

Le bâtiment est implanté à **Alger**, le terrain est de catégorie **IV**.

Les valeurs de ses paramètres sont données dans le tableau suivant :

Tableau II.8 : Définition des catégories de terrain

Catégorie du terrain	K_T	Z_0	Z_{min}	ϵ
IV	0.234	01	10	0.67

Avec

K_t : Facteur de terrain.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{min} : Hauteur minimale.

ϵ : Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d

➤ **Le coefficient de topographie**

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

Site plat $\implies C_t = 1$ (§2.4.6)

➤ **Le coefficient de rugosité**

Le coefficient de rugosité C_r traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. On se réfère au paragraphe (4.2) du chapitre 2 du RNV2013. Le coefficient de rugosité est défini par la loi suivante

$$C_r(z) = K_T \times \ln \frac{z}{z_0} \quad \text{pour} \quad z_{\min} \leq z \leq 200\text{m} \dots\dots (\S 2.4.6)$$

L'ensemble des résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II-9 : Les valeurs de la pression dynamique

	Z_e (m)	$C_{r1}(z)$	$C_{r2}(z)$	$C_{ex}(z)$	$q_p(z)$ (daN/m ²)
h=Z_e	24.96	0.752	1	1.797	67.38

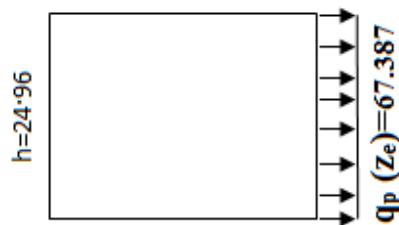


Figure II.4: Pression dynamique de pointe sur la paroi verticale

➤ **Calcul des coefficients de pressions**

Les coefficients de pression sont des coefficients aérodynamiques qui dépendent de la forme de la construction et de la direction du vent. Ils sont déterminés dans les tableaux et abaques pour les cas courant ou bien déterminés par les essais en soufflerie pour les cas complexes. On désigne les coefficients de pressions extérieures et les coefficients de pressions intérieures.

➤ **Coefficients de pressions intérieures ($C_{(pi)}$)**

Les coefficients de pressions intérieures sont essentiellement donnés en fonction de la perméabilité des parois.

La perméabilité des parois μ_p a pour expression :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{aire des ouvertures où } c_{pe} \leq 0}{\sum \text{aire de toutes les ouvertures}}$$

Les ouvertures considérées ici sont les orifices de toutes natures débouchant sur l'extérieur et au travers desquelles l'air peut circuler.

Dans le cas des bâtiments classiques pour lesquels μ_p ne peut être déterminé (dossier technique incomplet par exemple), les valeurs extrêmes suivantes peuvent être utilisées : $c_{pi} = +0.2$ et $c_{pi} = -0.3$ (§5. RNV 2013)

➤ **Coefficients de pressions extérieures (C_{pe})**

Les coefficients de pressions extérieures C_{pe} des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de $1m^2$ et $10m^2$, auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement $C_{pe;1}$ et $C_{pe;10}$

La valeur de C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes : $C_{pe} = C_{pe10}$ pour le calcul global de la construction.

❖ **Direction du vent V1**

- **Parois verticales** : Vent perpendiculaire au pignon (sens V_1 du vent) :

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure ci-dessous

$e = \min (b, 2h) = 49.92m$

$b = 102.25m$

$d = 112.65m$

$h = 24.96$

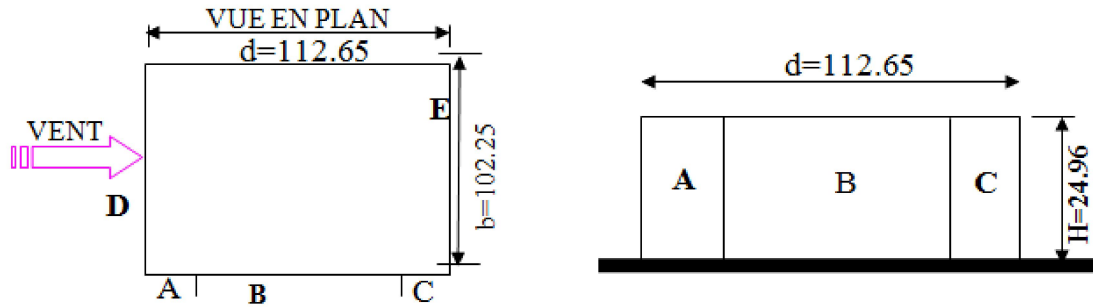


Figure II.5 : Légende pour les parois verticales

Donc d’après le tableau (5.1) on a :

Parois verticales :

Tableau II-10 : valeur de (C_{pe}) pour les parois.

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

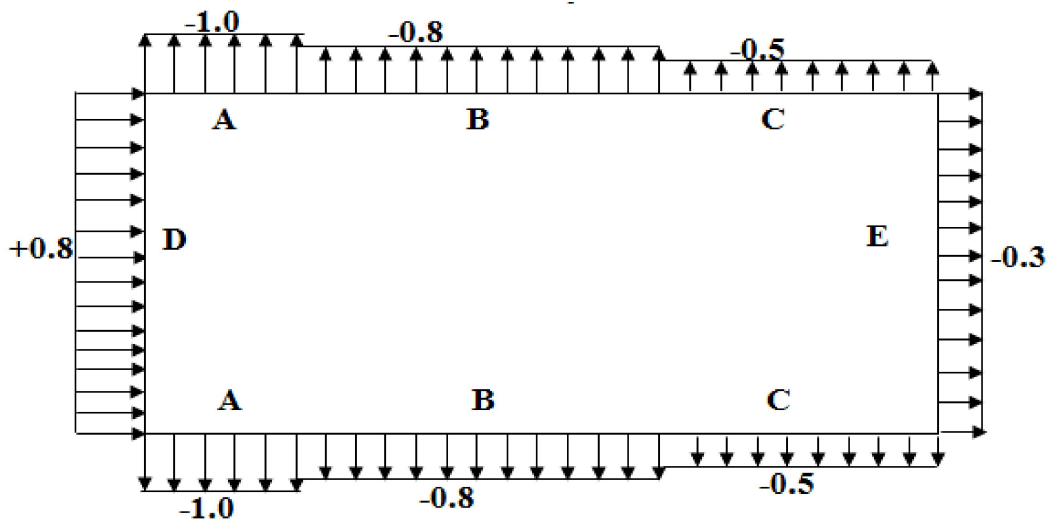


Figure II-6 : Valeur de C_{pe} pour les parois verticales

Toiture terrasse :

Toiture plate $-5^\circ < \alpha < 5^\circ$

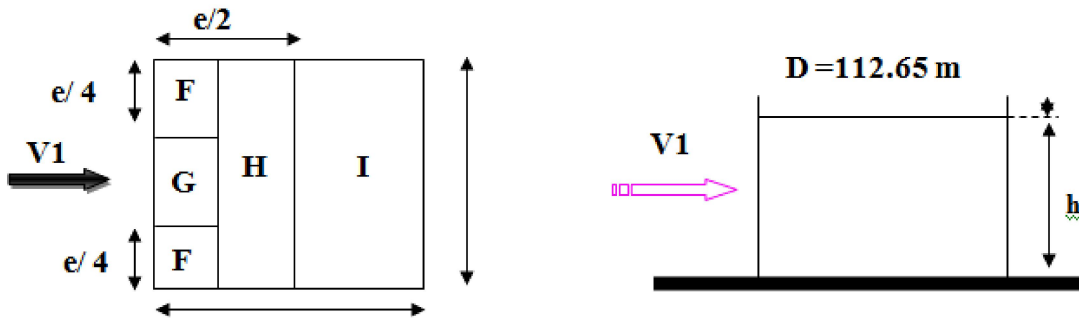


Figure II.6 : Légende pour la terrasse

Tableau II-11 : valeur de (C_{pe}) pour la terrasse

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	1.8	-1.2	-0.7	± 0.2

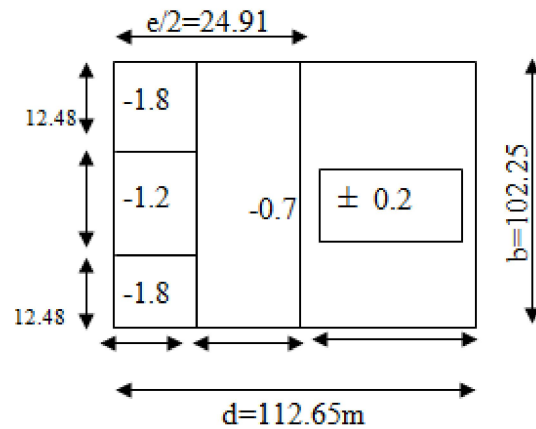


Figure II-7 : Valeur de C_p pour la terrasse

- RDC, 1^{ere}, 2^{eme}, 3^{eme}, 4^{eme}, 5^{eme} étage $q_p(z_e)$ daN/m²

Tableau II-12 : Les valeurs des pressions P_h pour tous les niveaux

Zone	C_d	$q_p(z_e)$ daN/m ²	C_{pe}	$C_{pi;1}$	$C_{pi;2}$	P_{h1} daN/m ²	P_{h2} daN/m ²
A	1	67.38	-1.0	-0.3	+0.2	-47.16	-80.85
B	1	67.38	-0.8	-0.3	+0.2	-33.69	-67.38
C	1	67.38	-0.5	-0.3	+0.2	-13.47	-47.16
D	1	67.38	+0.8	-0.3	+0.2	74.11	40.42
E	1	67.38	-0.3	-0.3	+0.2	0	-33.69

-Toiture terrasse:

Tableau II -13 : Les valeurs des pressions P_h pour la toiture

Zone	C_d	$q_p(z_e)$ daN/m ²	C_{pe}	$C_{pi;1}$	$C_{pi;2}$	P_{h1} daN/m ²	P_{h2} daN/m ²
F	1	67.387	-1.8	-0.3	+0.2	-101.07	-134.76
G	1	67.387	-1.2	-0.3	+0.2	-60.64	-94.33
H	1	67.387	-0.7	-0.3	+0.2	-26.95	-60.64
I	1	67.387	+0.2	-0.3	+0.2	+ 33.69	0
			-0.2	-0.3	+0.2	+6.73	-26.95

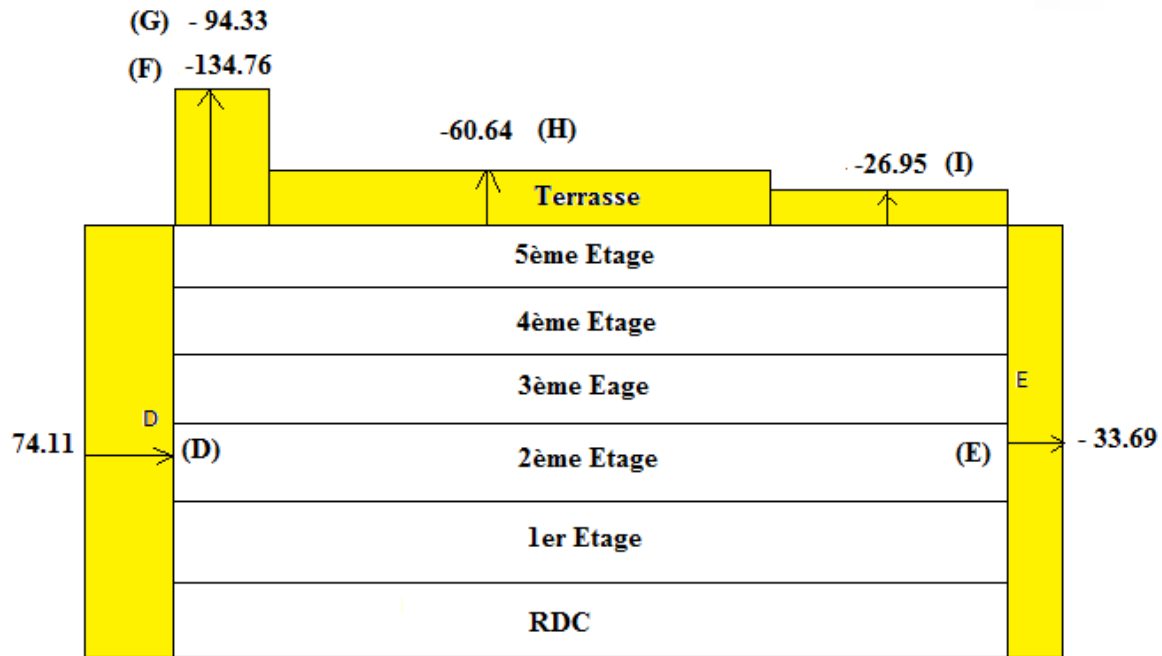


Figure II-8 : Pression sur les zones D, E, F, G, H, I

❖ **Direction du vent V2**

Même étapes tel que la direction V1 sauf qu'on fait un changement de dimensions.

Parois verticales

$b = 112.65\text{m}$

$d = 2.25\text{m}$

$e = \min(b, 2h) = 49.92\text{m}$

$e < d$ Alors divise les parois comme suite :

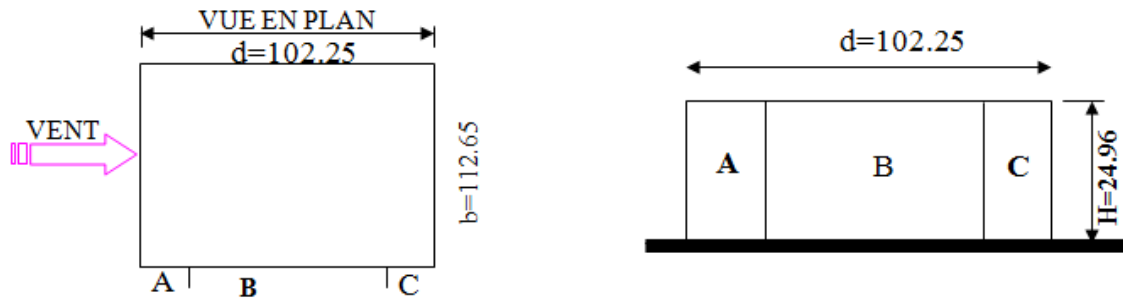


Figure II.9 : Légende pour les parois verticales

Tableau II-14 : valeur de C_{pe} pour les parois

Zone	A'	B'	C'	D	E
C_{pe}	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	+0.3

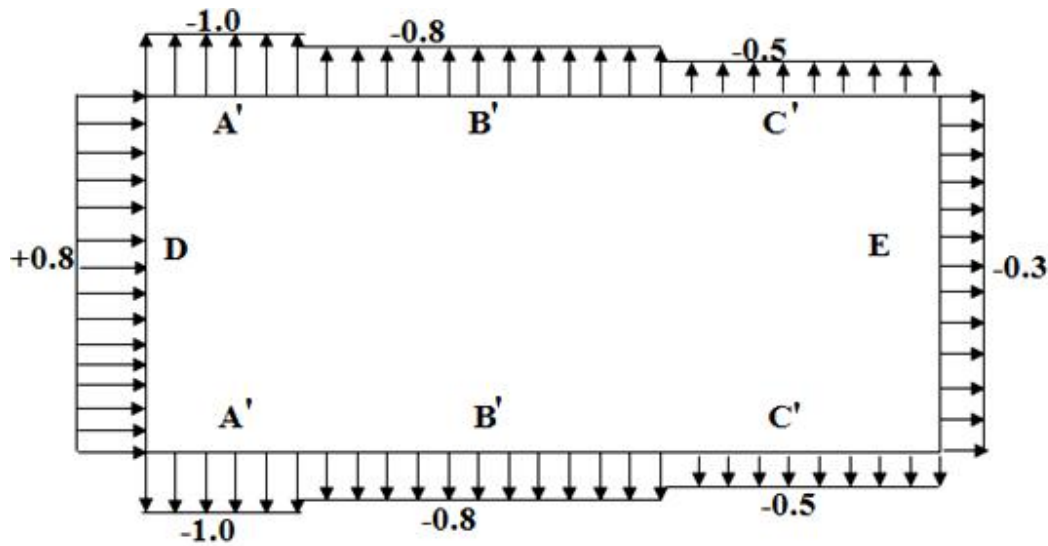


Figure II-10 : Valeur de C_{pe} pour les parois verticales

Toiture terrasse :

Toiture plate $-5^\circ < \alpha < 5^\circ$

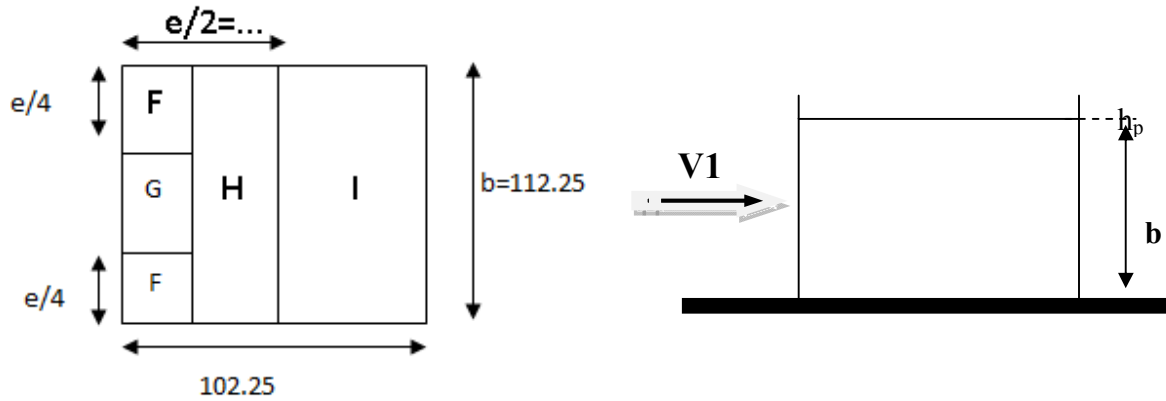


Figure II.11 : Légende pour la terrasse

D’après le tableau (5.2)

Tableau II.15 : valeur de C_p pour la terrasse

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	1.8	-1.2	-0.7	± 0.2

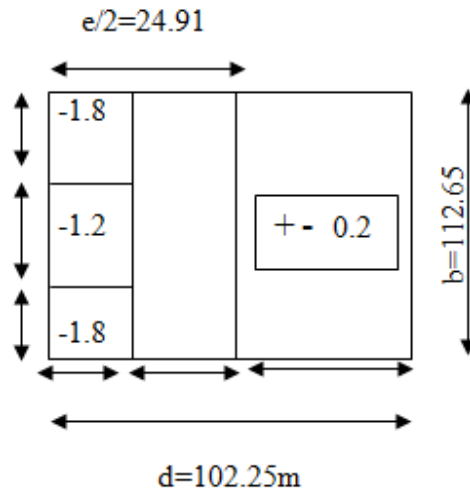


Figure II.12 : Valeur de C_p pour la terrasse

RDC, 1^{ere}, 2^{eme}, 3^{eme}, 4^{eme}, 5^{eme}

Tableau II -16 - Les valeurs des pressions P_h pour tous les niveaux

Zone	C_d	$q_p(z_e)$ daN/m ²	C_{pe}	$C_{pi;1}$	$C_{pi;2}$	P_{h1} daN/m ²	P_{h2} daN/m ²
A'	1	67.38	-1	-0.3	+0.2	-47.16	-80.85
B'	1	67.38	-0.8	-0.3	+0.2	-33.69	-67.38
C'	1	67.38	-0.5	-0.3	+0.2	-13.47	-47.16
D	1	67.38	+0.8	-0.3	+0.2	74.11	40.42
E	1	67.38	-0.3	-0.3	+0.2	0	-33.69

TOITURE:

Tableau II -17: Les valeurs des pressions P_h pour la toiture

Zone	C_d	$q_p(z_e)$ daN/m ²	C_{pe}	$C_{pi;1}$	$C_{pi;2}$	P_{h1} daN/m ²	P_{h2} daN/m ²
F	1	67.387	-1.8	-0.3	+0.2	-101.07	-134.76
G	1	67.387	-1.2	-0.3	+0.2	-60.64	-94.33
H	1	67.387	-0.7	-0.3	+0.2	-26.95	-60.64
I	1	67.387	+0.2	-0.3	+0.2	33.69	0
			-0.2	-0.3	+0.2	+6.73	-26.95

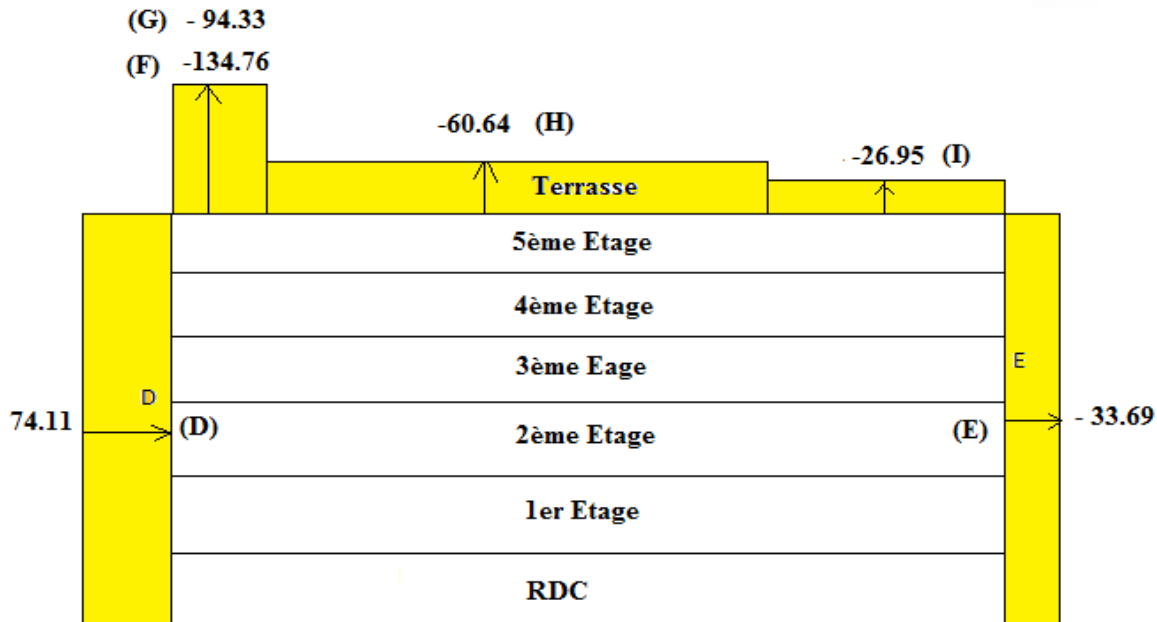


Figure II-13 : Pression sur les zones D, E, F, G, H, I

➤ **Calcul de la force de frottement :**

On tient compte d’une force de frottement dans le cas d’une structure de catégorie I allongée ou bien élancée. Cette force s’exerce sur les parois parallèles à la direction du vent dans le cas où l’une des conditions est vérifiée

$$\frac{d}{b} \geq 3 \quad \text{Et ;} \quad \frac{d}{h} \geq 3$$

Avec :

- b :** Dimension de la structure perpendiculaire au vent ;
- d :** Dimension de la structure parallèle au vent ;
- h :** La hauteur de la structure.

-La Force de frottement F_{fr} est donnée par la formule suivante :

$$F_{fr} = \Sigma[q_h \times C_{fr} \times S_{fr}]$$

Avec :

- q_h :** Pression dynamique à la hauteur considérée.

C_{fr} : Coefficient de frottement selon l'état de la surface,

$C_{fr} = 0.01$tableau 2.1 du RNV 2013)

S_{fr} : Surface de frottement.

▪ **Direction du vent V1 :**

$$\frac{d}{b} = \frac{112.65}{102.25} = 1.10m < 3$$

$$\frac{d}{b} = \frac{112.65}{24.96} = 4.51 > m^3$$

La condition est non vérifiée. Il ya lieu de considérer les forces de frottement.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II-18 : les résultats de la force de frottement.

Zone	Niveaux	$S_{fr}(m^2)$	C_{fr}	$q_h(daN/m^2)$	$F_{fr}(daN)$
Parois Verticales					
A B et C	RDC	504.67x2	0.01	67.38	680.10
	étage 1	504.67x2	0.01	67.38	680.10
	étage 2	504.67x2	0.01	67.38	680.10
	étage 3	504.67x2	0.01	67.38	680.10
	étage 4	396.52x2	0.01	67.38	534.35
	étage 5	396.52x2	0.01	67.38	534.35
Toiture Terrasse					
F G H et I	Toiture	11518.46	0.01	67.38	7761.14

▪ **Direction du vent V2 :**

$$\frac{d}{b} = \frac{102.25}{112.65} = 0.90\text{m} < 3$$

$$\frac{d}{b} = \frac{102.25}{24.96} = 4.09 > m^3$$

La condition est non vérifiée. Il ya lieu de tenir compte des forces de frottement.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II-19 : les résultats de la force de frottement.

Zone	Niveaux	S _{fr} (m ²)	C _{fr}	q _h (daN/m ²)	F _{fr} (daN)
Parois verticales					
A, B et C	RDC	458.08x2	0.01	67.38	617.3
	étage 1	458.08x2	0.01	67.38	617.3
	étage 2	458.08x2	0.01	67.38	617.3
	étage 3	458.08x2	0.01	67.38	617.3
	étage 4	359.92x2	0.01	67.38	485.02
	étage 5	359.92x2	0.01	67.38	485.02
Toiture Terrasse					
F, G, H et I	Toiture	11518.46	0.01	67.38	7761.14

Action d'ensemble :**-Direction V_1 :**

La résultante **R** se décompose en deux forces :

- Une force globale horizontale R_x qui correspond à la résultante des forces agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante des forces appliquées à la toiture.
- Une force de soulèvement R_z qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

Tableau II-20 : les valeurs de la force résultante.

Zone	Niveaux	$S_j(m^2)$	$P_h(daN)$	$R_x(daN)$	$R_z(daN)$
D	RDC	458.08	74.11	33948.30	0
	étage 1	458.08	74.11	33948.30	0
	étage 2	458.08	74.11	33948.30	0
	étage 3	458.08	74.11	33948.30	0
	étage 4	359.92	74.11	26673.67	0
	étage 5	359.92	74.11	26673.67	0
E	RDC	458.08	33.69	-15430.02	0
	étage 1	458.08	33.69	-15430.02	0
	étage 2	458.08	33.69	-15430.02	0
	étage 3	458.08	33.69	-15430.02	0
	étage 4	359.92	33.69	-12125.70	0
	étage 5	359.92	33.69	-12125.70	0
F	Toiture	124.60	-134.76	0	-16791.09
G	Toiture	385.83	-94.33	0	-36395.34
H	Toiture	2041.72	-60.64	0	-123809.90
I	Toiture	8966.3	-26.95	0	-241641.78

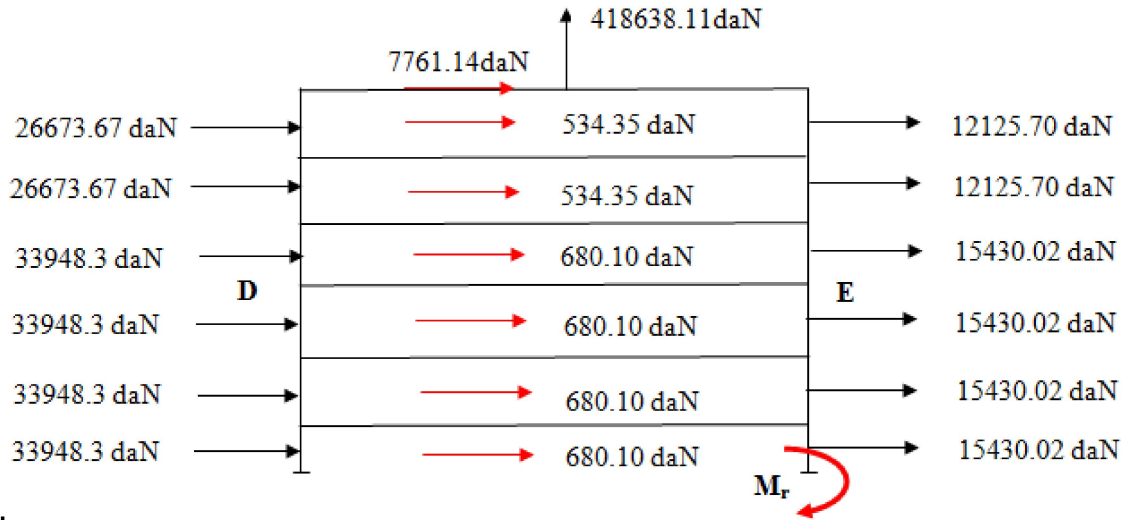


Figure II-14 : Action d'ensemble pour V_1

$$R_x = P_h + P_{h(E)}$$

$$R_z = P_{h(terrasse)}$$

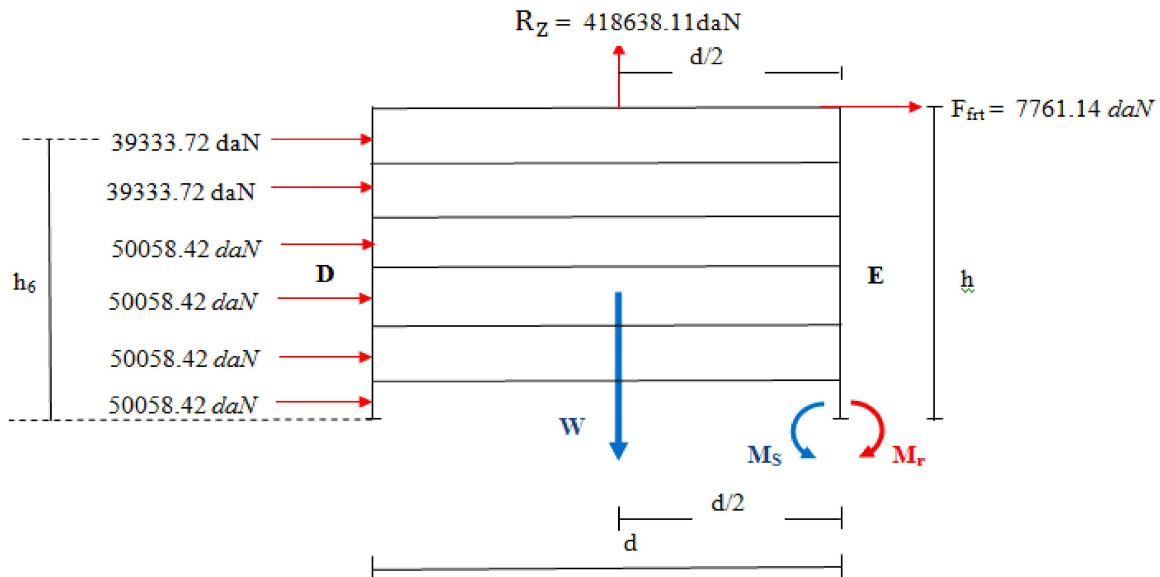


Figure II-15 le moment de renversement et le moment stabilisant.

$$R_z = P_{h(F)} + P_{h(G)} + P_{h(H)} + P_{h(I)} \quad (\text{Supposée appliquée à la distance } d/2.)$$

- **Calcul le moment de renversement :**

$$M_r = \sum R_{xi} \times h_i + R_z \times \left(\frac{d}{2}\right) + F_{frt} \times h$$

$$M_r = 27254233.29(\text{daN. m})$$

Avec :

h_i : Bras de levier

d : Largeur du bloc étudié.

- **Calcul le moment stabilisant :**

$$M_s = W \times \frac{d}{2}$$


$$M_s = 26109469.90(\text{daN. m})$$

Avec :

W : Poids total du bloc étudié.

Conclusion :

On conclut que le moment de renversent (M_r) est inferieur au moment stabilisant (M_s)

 ($M_r < M_s$) **Donc notre structure est stable**

-Direction du vent V_2 :**Tableau II-21 : les valeurs de la force résultante**

Zone	Niveaux	$S_j(m^2)$	$P_h(daN)$	$R_x(daN)$	$R_z(daN)$
D	RDC	504.67	74.11	37401.1	0
	étage 1	504.67	74.11	37401.1	0
	étage 2	504.67	74.11	37401.1	0
	étage 3	504.67	74.11	37401.1	0
	étage 4	396.52	74.11	29386.1	0
	étage 5	396.52	74.11	29386.1	0
E	RDC	504.67	-33.69	-17002.33	0
	étage 1	504.67	-33.69	-17002.33	0
	étage 2	504.67	-33.69	-17002.33	0
	étage 3	504.67	-33.69	-17002.33	0
	étage 4	396.52	-33.69	-13358.75	0
	étage 5	396.52	-33.69	-13358.75	0
F	Toiture	124.60	-134.76	0	-16791.09
G	Toiture	437.74	-94.33	0	-41292.01
H	Toiture	2249.39	-60.64	0	-136403
I	Toiture	8706.71	-26.95	0	-234645.83

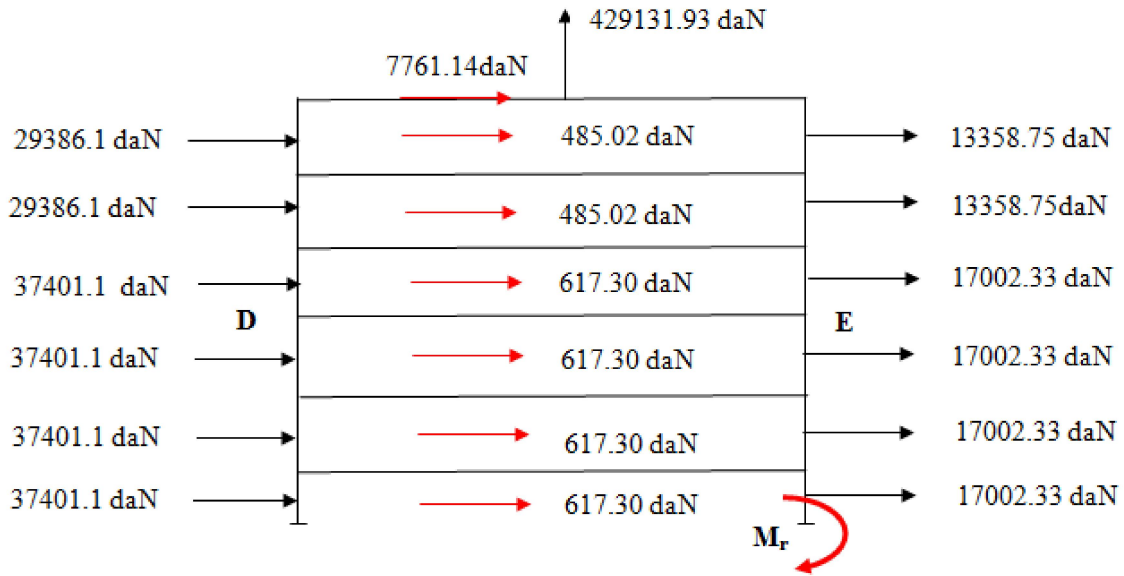


Figure II-16 : Action d'ensemble pour V_2

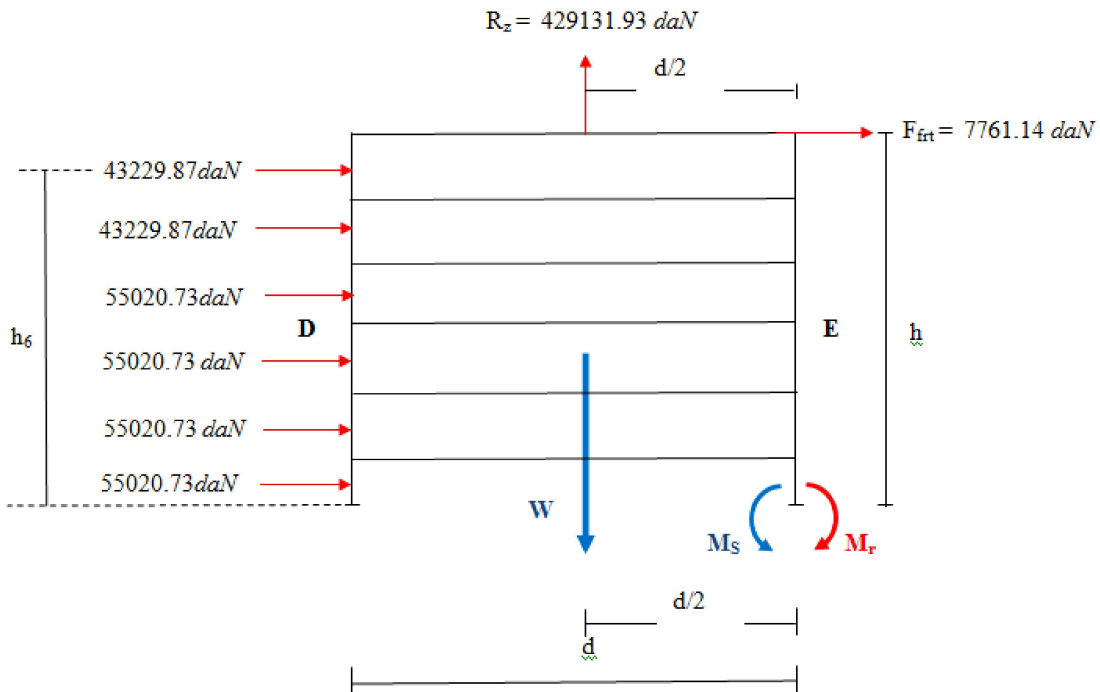


Figure II-17 : le moment de renversement et le moment stabilisant.

- Calcul le moment de renversement :

$$M_r = \sum R_{xi} \times h_i + R_z \times \left(\frac{d}{2}\right) + F_{frit} \times h$$

$$M_r = 25958 \ 72776(\text{daN. m})$$

Avec :

h_i : Bras de levier

d : Largeur du bloc étudié.

- Calcul le moment stabilisant :

$$M_s = W \times \frac{d}{2}$$

$$M_s = 2369908 \ 22(\text{daN. m})$$

Avec :

W : Poids total du bloc étudié.

Conclusion :

On conclut que le moment de renversent (M_r) est inferieur au moment stabilisant (M_s)

⇒ ($M_r < M_s$) Donc notre structure est stables

CHAPITRE III

PREDIMENSIONNEMENTS DES ELEMENTS

III.1- Introduction

Le pré- dimensionnement de l'ossature d'un bâtiment a pour but d'établir de façon assez directe les dimensions des éléments structuraux proches des dimensions finales.

III.2- Règles empiriques de pré-dimensionnement

Les règles ci-dessous servent au pré-dimensionnement des éléments porteurs principaux des charpentes métalliques de halles et bâtiments. Elles donnent, pour les éléments fléchis, la hauteur h de la section transversale en fonction de sa portée l , et pour les éléments tendus ou comprimés, l'élanement $\lambda_k = \frac{l_k}{i}$

Halle industrielle	
Panne continue de toiture en profilé laminé	$h \cong \frac{l}{40}$
Panne continue de toiture en profilé formé à froid	$h \cong \frac{l}{30}$
filière continue de façade en profilé laminé	$h \cong \frac{l}{40}$
Traverse de façade en profilé laminé	$h \cong \frac{l}{30}$
Traverse de carde en profilé laminé	$h \cong \frac{l}{30}$
traverse de carde en profil composé à âme pleine	$h \cong \frac{l}{15} \text{ à } \frac{l}{25}$
Ferme à treillis de hauteur constante	$h \cong \frac{l}{12}$
Ferme à treillis de forme triangulaire	$h \cong \frac{l}{4} \text{ à } \frac{l}{6}$
Montant de carde en profilé laminé	Profilé HE de même aire de section que la traverse
Poteau en profilé laminé	Profilé HE d'élanement $\lambda_k \leq 50$
Diagonale de contreventement triangulée	Profilé HE d'élanement $\lambda_k \leq 250$

Bâtiment	
Dalle mixte avec tôle profilé	$h \cong \frac{1}{32}$ (h : hauteur statique)
Solive en profilé laminé	$h \cong \frac{1}{30}$
Sommier en profilé laminé	$h \cong \frac{1}{20}$ à $\frac{1}{25}$
Poteau en profilé laminé	Profilé HE d'élanement $\lambda_k \leq 25$

III.3- Pré-dimensionnement des solives

Les solives sont des poutres secondaires qui seront attachées sur les poutres principales, elles travaillent en flexion sous l'action des charges verticales. Les solives seront espacées de : $e = 1.4\text{m}$

On a : $n = \frac{L}{e} = \frac{12.68}{1.4} = 9$ espacements pour 8 solives

On désigne par :

- L : longueur de la poutre maitresse.
- e : espacement des solives.
- n : nombre d'espacement des solives.

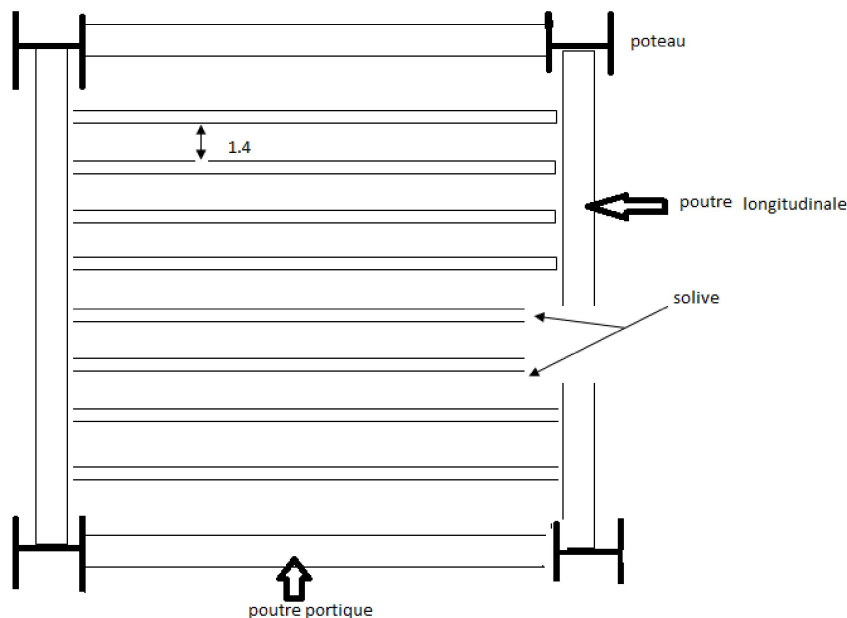


Figure III.1 : Disposition des solives dans une trame

La hauteur du profilé est estimée par la loi suivante :

$$n = \frac{l}{30} = \frac{750}{30} = 25\text{cm} \rightarrow \text{soit un IPE 270}$$

Les caractéristiques de l'IPE 270 sont données dans le tableau ci-dessous:

DÉSIGNATION Abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE270	36.1	45,9	270	135	10.2	5790	420	484	62.2	11,2	3.02

III.4 - Pré-dimensionnement des poutres secondaires

D'après les règles empiriques, pour les sommiers en profilé laminé on a :

$$\frac{l}{25} \leq h \leq \frac{l}{20} \rightarrow 300\text{mm} \leq h \leq 375\text{mm} \text{ soit un IPE 300.}$$

On désigne par :

L : portée de la poutre secondaire.

Les caractéristiques de l'IPE300 sont données dans le tableau ci-dessous :

DÉSIGNATION Abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/ m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE300	42.2	53.8	300	150	10.7	8356	604	628	125	12.5	3.35

III.5 - Pré-dimensionnement des poutres maitresses

Les poutres sont des éléments principaux horizontaux des portiques métalliques, elles travaillent essentiellement à la flexion simple sous les charges verticale.

D'après les règles empiriques, pour les sommiers en profilé laminé on a :

$$\frac{l}{25} \leq h \leq \frac{l}{20} \rightarrow 507.2\text{mm} \leq h \leq 634\text{mm} \text{ soit un IPE 550.}$$

Les caractéristiques de l'IPE550 sont données dans le tableau ci-dessous

DÉSIGNATION Abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE550	106	134	550	210	17.2	67120	2668	2787	401	22.4	4.45

III.6- Pré-dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux de la construction, ils doivent transmettre les charges horizontales et verticales aux fondations.

Les poteaux travaillent principalement en compression simple et éventuellement en flexion composée.

Généralement, les sections des poteaux sont des HEA ou HEB car ils ont une inertie importante dans les deux sens, de plus ils sont pratique pour les assemblages.

Le poteau le plus sollicité :

$$S = l \times L \rightarrow S = 5.5 \times 6.5 = 37.75\text{m}^2$$

D'après les règles empiriques pour un poteau en profilé laminé on a :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} \leq 25 \leftrightarrow i_y \geq \frac{l_f}{25} \rightarrow i_y \geq \frac{448 \times 0.5}{25} \rightarrow i_y \geq 8.96\text{cm}$$

Soit un HEA 220 avec $i_y = 9.17\text{cm}$

III.6.1- vérification du poteau

a- Charge du plancher terrasse

1- Poids des solives

$$G_s = P_s \times l \times n$$

$$G_s = 36.1 \times 6.5 \times 7 = 1642.55\text{daN}$$

Avec :

G_s : La charge linéaire des solives.

P_s : le poids propre d'une solive.

n : Nombres des solives.

2- Poids des poutres principales

$$G_{pp} = P_{pp} \times l \times n$$

$$G_{pp} = 106 \times 5.5 \times 1 = 583 \text{ daN}$$

Avec :

G_{pp}: La charge linéaire des poutres principales

P_{pp}: Le poids propre d'une poutre principale

n : Nombres poutres principales

3- Poids des poutres secondaires

$$G_{ps} = P_{ps} \times l \times n$$

$$G_{ps} = 42.2 \times 6.5 \times 1 = 274.3 \text{ daN}$$

Avec :

G_{ps}: La charge linéaire des poutres secondaires.

P_{pps}: Le poids propre d'une poutre secondaire.

n : Nombres poutres secondaires.

Poids propre du poteau

$$G_{pot} = P_{pot} \times h_i$$

$$G_{pot} = 50.5 \times 3.52 = 177.76 \text{ daN}$$

Avec:

G_{pot}: La charge linéaire d'un poteau.

P_{pot} : Le poids propre d'un poteau

h_i : La hauteur d'étage

4- Poids du plancher terrasse

$$G_t = G_{pt} \times L \times l$$

$$G_t = 493 \times 5.5 \times 6.5 = 17624.75 \text{ daN}$$

Avec :

G_{pt} : La charge du plancher terrasse

G_t : Le poids propre du plancher terrasse

5- Charge de la neige

$$G_s = S \times l \times L$$

$$G_s = 493 \times 5.5 \times 6.5 = 2145 \text{ daN}$$

Avec :

G_s : La charge de la neige

S : Le poids de la neige

6- Charge du vent :

$$G_w = w \times l \times L$$

$$G_w = 33.69 \times 5.5 \times 6.5 = 1204.4175 \text{ daN}$$

Avec :

G_w : La charge du vent

7- Charge d'exploitation

$$Q = 100 \times 5.5 \times 6.5 = 3575 \text{ daN}$$

Alor

$$N_t = 1.35(1642.55+583+274.3+177.76+17624.75) + 1.3 \times 2145 + 1.35 \times 3575 + 1.35 \times 1204.4175$$

$$N_t = 36756.149 \text{ daN}$$

b- Charge du plancher étage courant**1- Poids des solives :**

$$G_s = P_s \times l \times n$$

$$G_s = 36.1 \times 6.5 \times 7 = 1642.55 \text{ daN}$$

2- Poids des poutres principales :

$$G_{pp} = P_{pp} \times l \times n$$

$$G_{pp} = 106 \times 5.5 \times 1 = 583 \text{ daN}$$

3- Poids des poutres secondaires :

$$G_{ps} = P_{ps} \times l \times n$$

$$G_{ps} = 42.2 \times 6.5 \times 1 = 274.3 \text{ daN}$$

4-Poids propre du poteau :

$$G_{pot} = P_{pot} \times h_i$$

$$G_{pot1} = 50.5 \times 4.48 = 226.24 \text{ daN}$$

$$G_{pot2} = 50.5 \times 3.52 = 177.76 \text{ daN}$$

5-Poids du plancher étage courant :

$$G_{EC} = 456 \times 5.5 \times 6.5 = 16302 \text{ daN}$$

$$N_{EC1} = 1.35(938.6 + 583 + 274.30 + 226.24 + 16302) + 1.5 \times 150 \times 6.5 \times 5.5$$

$$N_{EC1} = 33731.67 \text{ daN}$$

$$N_{EC2} = 1.35(938.6 + 583 + 274.30 + 177.76 + 16302) + 1.5 \times 150 \times 6.5 \times 5.5$$

$$N_{EC2} = 33666.22 \text{ daN}$$

c- Calcul de N_{sd} :

$$N_{sd} = N_t + 4N_{EC1} + N_{EC2}$$

$$N_{sd} = 205349.049 \text{ daN}$$

d- Calcul des élancements moyens λ_y et λ_z

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{448 \times 0.5}{9.17} = 24.42$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{448 \times 0.5}{5.51} = 40.65$$

e- Calcul de l'élancement réduit :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{B_A} = \frac{24.42}{93.9\epsilon} \times \sqrt{1} = 0.26$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{B_A} = \frac{40.65}{93.9\epsilon} \times \sqrt{1} = 0.43$$

$\overline{\lambda}_{\max} = \overline{\lambda}_z = 0.43 > 0.2$; il ya risque de flambement il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{b,rd}$

$$N_{b,rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec

β_A : Coefficient qui tient compte de la classe de la section ; HEA220 est de classe 1 alors

$$\beta_A = 1$$

χ_{\min} : coefficient de réduction pour le flambement déterminé en fonction de l'élancement réduit de l'élément et de la courbe de flambement appropriée qui est donnée dans le tableau ci-dessous.

Limites	Axe de flambement	Courbe de flambement
$\frac{h}{b} = \frac{210}{220} = 0.95 < 1$	y-y	b
$t_f = 11 \text{ mm} < 100$	z-z	c

Courbe de flambement b $\rightarrow \chi_y = 0.978$

Courbe de flambement c $\rightarrow \chi_z = 0.881$

$$\chi_{\min} = 0.881$$

$$N_{b,rd} = 0.881 \times 1 \times \frac{64.3 \times 2350}{1.1} = 121021.37 \text{ daN}$$

$N_{sd} > N_{b,rd}$. Donc le poteau n'est pas vérifié au flambement donc on doit augmenter la section de profilé ; soit un HEA 300.

- Calcul des élancements moyens λ_y et λ_z

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{448 \times 0.5}{12.74} = 17.58$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{448 \times 0.5}{7.49} = 29.90$$

- Calcul de l'élancement réduit :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{B_A} = \frac{17.58}{93.9\epsilon} \times \sqrt{1} = 0.18$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{B_A} = \frac{29.90}{93.9\epsilon} \times \sqrt{1} = 0.31$$

$\bar{\lambda}_{\max} = \bar{\lambda}_z = 0.31 > 0.2$; il ya risque de flambement il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{b,rd}$

$$N_{b,rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Limites	Axe de flambement	Courbe de flambement
$\frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0.96 < 1$	y-y	b
$t_f = 11 \text{ mm} < 100$	z-z	c

Courbe de flambement b $\rightarrow \chi_y = 1$

Courbe de flambement c $\rightarrow \chi_z = 0.949$

$$\chi_{\min} = 0.949$$

$$N_{b,rd} = 0.949 \times 1 \times \frac{112.5 \times 2350}{1.1} = 228083.52 \text{ daN}$$

$N_{sd} < N_{b,rd}$ Le poteau HEA 300 est vérifié au flambement

Donc on opte pour des HEA 300 pour le RDC et 1er étage.

➤ **Pour les 2èmes et 3èmes étages on opte pour un HEA 260**

- Calcul de N_{sd} :

$$N_{sd} = N_t + 2N_{EC1} + N_{EC2}$$

$$N_{sd} = 137885.709 \text{ daN}$$

- Calcul des élancements moyens λ_y et λ_z

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{448 \times 0.5}{10.97} = 20.41$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{448 \times 0.5}{6.5} = 34.46$$

- Calcul de l'élancement réduit :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{B_A} = \frac{21.41}{93.9\varepsilon} \times \sqrt{1} = 0.21$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{B_A} = \frac{34.46}{93.9\varepsilon} \times \sqrt{1} = 0.36$$

$\overline{\lambda}_{\max} = \overline{\lambda}_z = 0.36 > 0.2$; il ya risque de flambement il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{b,rd}$

Avec

$$N_{b,rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Limites	Axe de flambement	Courbe de flambement
$\frac{h}{b} = \frac{250}{260} = 0.96 < 1$	y-y	b
$t_f = 11 \text{ mm} < 100$	z-z	c

Courbe de flambement b $\rightarrow \chi_y = 0.9965$

Courbe de flambement c $\rightarrow \chi_z = 0.9183$

$$\chi_{\min} = 0.9183$$

$$N_{b,rd} = 0.9183 \times 1 \times \frac{86.8 \times 2350}{1.1} = 170286.21 \text{ daN}$$

$N_{sd} < N_{b,rd}$ Le poteau HEA 260 est vérifié au flambement

➤ **Pour les 4èmes et 5èmes étages on opte pour des HEA 200 :**

- Calcul de N_{sd} :

$$N_{sd} = N_t + N_{EC2}$$

$$N_{sd} = 70131.369 \text{ daN}$$

- Calcul des élancements moyens λ_y et λ_z

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{352 \times 0.5}{8.28} = 21.25$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{352 \times 0.5}{4.98} = 35.34$$

- Calcul de l'élancement réduit :

$$\overline{\lambda_{LT}} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{B_A} = \frac{21.25}{93.9\epsilon} \times \sqrt{1} = 0.22$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{B_A} = \frac{35.34}{93.9\epsilon} \times \sqrt{1} = 0.37$$

$\overline{\lambda_{max}} = \overline{\lambda_z} = 0.37 > 0.2$; il ya risque de flambement il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{b,rd}$

Avec :

$$N_{b,rd} = \chi_{min} \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Limites	Axe de flambement	Courbe de flambement
$\frac{h}{b} = \frac{190}{200} = 0.96 < 1$	y-y	b
$t_f = 11 \text{ mm} < 100$	z-z	c

Courbe de flambement b $\rightarrow \chi_y = 0.99290$

Courbe de flambement c $\rightarrow \chi_z = 0.9183$

$$\chi_{min} = 0.9183$$

$$N_{b,rd} = 0.9183 \times 1 \times \frac{53.8 \times 2350}{1.1} = 104948.39 \text{ daN}$$

$N_{sd} < N_{b,rd}$ Le poteau HEA 200 est vérifié au flambement

Chapitre IV

ETUDE DU PLANCHER

IV.1-Introduction

Un plancher mixte est composé d'une couche en béton armé ou précontrainte connecté aux semelles supérieures des solives par des éléments de liaison appelés connecteurs dont le rôle est de rendre solidaire les solives en acier de la dalle de béton en évitant tout glissement relatif. Une telle dalle est dite collaborant, elle participe à l'inertie globale du plancher. Étant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement, nous allons développer la méthode de calcul du type de plancher.

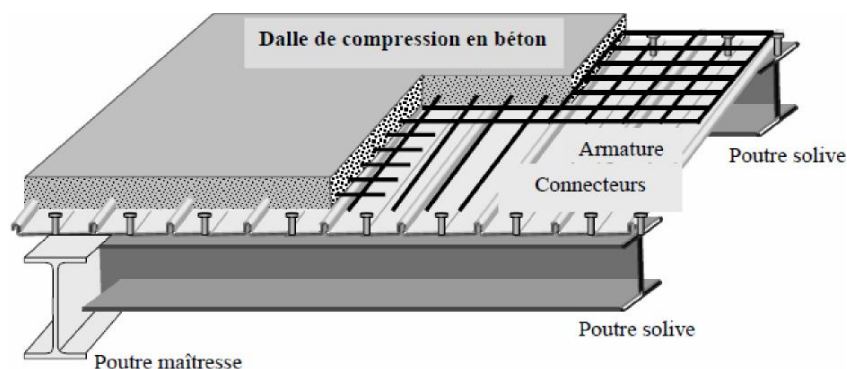


Figure IV.1 : Plancher mixte a dalle collaborant.

IV.2-Avantages des dalles mixtes

Les poutres en I ou H reliées à une dalle de plancher au moyen des connecteurs procurent également une meilleure résistance au feu et présentent une capacité portante plus importante par rapport aux autres dalles.

L'avantage le plus important du comportement mixte est la réduction des flèches et l'augmentation de la rigidité des poutres résultantes.

IV.3- Étude du plancher mixte à dalle collaborant

L'étude de ce type de plancher se fait par deux vérifications :

- Vérification au stade de montage.
- Vérification au stade définitif.

IV.3.1- Étude des solives (IPE270)

❖ Vérification au stade du montage (avant la prise du béton)

Le stade de montage correspond au moment de bétonnage de la dalle, quant le béton n'as pas encore fait prise et les vérifications a l'ELU et à l'ELS doivent être effectuées pour la poutre métallique où seule assure la résistance.

1- Évaluation des charges

À ce stade il faut tenir compte des charges suivantes :

a) Charges permanentes :

- poids propre de la solive..... $g_s = 36.1 \text{ daN/m}$.
- poids de la tôle (toleTN40) $g_p = 10 \times 1.4 = 14 \text{ daN/m}$.
- poids propre de la dalle..... $g_s = 2500 \times 0.01 \times 1.4 = 350 \text{ daN/m}$.

$$G = 400.1 \text{ daN/m}$$

b) charges variables :

Une charge de construction (ouvriers, les matériels.etc.

$$q_p = 100 \times 1.4 = 140 \text{ daN/m}$$

$$Q = 140 \text{ daN/m}$$

2- Combinaisons d'action

ELU	ELS
$q_{sd} = 1.35G + 1.5Q$ $q_{sd} = 750.135 \text{ daN/m}$	$q_{sd} = G + Q$ $q_{sd} = 540.1 \text{ daN/m}$

3- vérifications à la résistance

La vérification à la résistance à ce stade se fait avec les charges définies précédemment avec un calcul élastique afin d'éviter une plastification de l'acier, qui entrainerait des déformations trop importantes.

a) Détermination de la classe de la section (IPE270)**-Classe de la section****➤ âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{219.6}{6.6} = 33.27 < 72\varepsilon \Leftrightarrow \text{Âme de classe 1}$$

➤ semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{135/2}{15} = 6.61 < 10\varepsilon \Leftrightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

l'IPE270 est de classe 1**b) vérification de l'effort de tranchant**Condition à vérifier : $V_{sd} \leq V_{ply,Rd}$
 $V_{sd} = \frac{q_{sd} \times l}{2}$; La valeur de calcul de l'effort tranchant dans la section.

 $V_{ply,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$; La résistance plastique au cisaillement de la section.
 A_{vz} : L'aire de cisaillement de la section

AN:

$$V_{sd} = \frac{750.135 \times 7.5}{2} = 2813 \text{ daN}$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{22.1 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1.1} = 27258.80 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 2813 \text{ daN} < V_{ply,Rd} = 27258.80 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{OK}$$

c) vérifications du moment fléchissant-Condition à vérifier : $M_{sd} \leq M_{c,Rd}$ avec ; ($M_{c,Rd} = M_{ply,Rd}$).

Avec

 M_{sd} : La valeur de calcul du moment fléchissant de la section ; $M_{sd} = \frac{q_{sd} \times l^2}{8}$
 $M_{ply,Rd}$: Le moment de résistance plastique de la section ; $M_{ely,Rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{m0}}$

W_{ply} : Le module plastique de la section.

AN :

$$M_{sd} = \frac{750.135 \times 7.5^2}{8} = 5274.386 \text{ daN.m}$$

$$M_{ely,Rd} = \frac{484 \times 2350}{1.1} = 10340 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 5274.386 \text{ daN.m} < M_{ply,Rd} = 10340 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{OK}$$

4-Vérification à l'ELS

-Condition à vérifier : $f_{max} \leq f_{adm}$.

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{sd} \times l^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \times \frac{540.1 \times (750)^4 \times 10^{-2}}{2.1 \times 10^6 \times 5790} = 1.83 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{750}{300} = 2.25 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 1.83 \text{ cm} < f_{adm} = 2.25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK}$$

5- Vérification au déversement :

Notre plancher est collaborant, la tôle soudée sur les solives joue le rôle d'appuis latéral ce qui empêche le déversement.

L'IPE270 est vérifié au stade de montage.

❖ Vérification au stade finale (après la prise du béton)

Par opposition au stade de montage, les vérifications doivent être effectuées après le durcissement du béton pour la dalle mixte qui assure la résistance.

1- Plancher étage courant

1.1- Évaluation des charges

a) Charges permanentes

$$G_{EC} = (G_{plancher} \times e) + g_s$$

$$G_{EC} = (456 \times 1.4) + 26.1$$

$$G_{EC} = 674.5 \text{ daN/m}$$

b) les charges variables

Charge d'exploitation :

$$Q_{EC} = 250 \times 1.4$$

$$Q_{EC} = 350 \text{ daN/m}$$

1.2- combinaisons d'action

ELU	ELS
$q_{sd} = 1.35G + 1.5Q$ $q_{sd} = 1435.575 \text{ daN/m}$	$q_{sd} = G + Q$ $q_{sd} = 1024.5 \text{ daN/m}$

1.3-caractéristiques de la dalle mixte**a) calcul de la largeur participante de la dalle en béton**

$$b_{\text{eff}} = \min \left(2 \times \frac{l_0}{8}; e \right)$$

Avec :

 $l_0 = l$: La longueur de solive ; $l = 7.5 \text{ m}$. e : Entres axes des solives ; $e = 1.4 \text{ m}$.

Donc :

$$b_{\text{eff}} = \min \left(2 \times \frac{7.5}{8}; 1.4 \right) \leftrightarrow b_{\text{eff}} = 1.4 \text{ m}$$

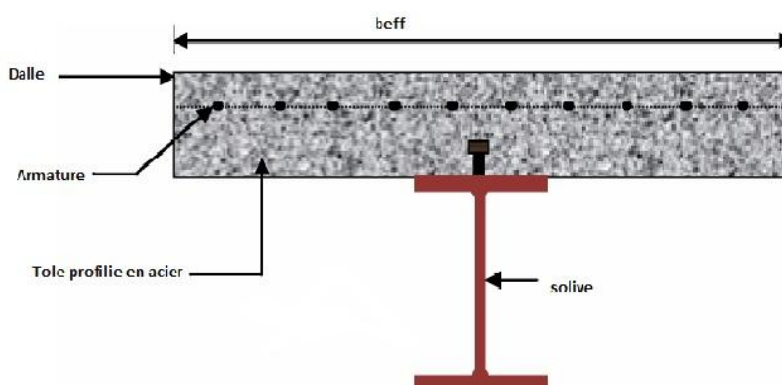


Figure IV.2 : Largeur participante de la dalle

b) Section équivalente acier-béton

Il convient d'exprimer les propriétés élastiques d'une section transversale mixte comme celle d'une section transversale équivalente en acier en divisant la contribution de la partie en béton B par un coefficient d'équivalence n.

$$S = A + \frac{B}{n}$$

Avec :

A : Section de l'IPE270 ; $A=45.9\text{cm}^2$

B: Section de la dalle en béton ; $B = t \times b_{\text{eff}} = 9.4 \times 140 = 1316\text{cm}^2$

n : Coefficient d'équivalence ; $n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{2.1 \times 10^6}{1.4 \times 10^5} = 15$

$$S = 45.9 + \frac{1316}{15} = 133.63\text{cm}^2$$

1.4- vérifications à l'ELU

a) vérification de l'effort tranchant

-Condition à vérifier : $V_{sd} \leq V_{\text{ply,Rd}}$

$V_{sd} = \frac{q_{sd} \times l}{2}$; La valeur de calcul de l'effort tranchant dans la section.

$V_{\text{ply,Rd}} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$; La résistance plastique au cisaillement de la section.

A_{vz} : L'aire de cisaillement de la section

AN:

$$V_{sd} = \frac{1435.575 \times 7.5}{2} = 5383.40\text{daN}$$

$$V_{\text{ply,Rd}} = \frac{22.1 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1.1} = 27258.80\text{daN}$$

$$V_{sd} = 2813\text{daN} < V_{\text{ply,Rd}} = 27258.80\text{daN} \dots \dots \dots \text{OK}$$

b) vérification du moment fléchissant

Condition à vérifier : $M_{sd} \leq M_{c;Rd}$ avec ; ($M_{c;Rd} = M_{ply;Rd}$).

$$M_{sd} = \frac{q_{sd} \times l^2}{8} \leftrightarrow M_{sd} = \frac{1435.575 \times 7.5^2}{8} = 10093.88 \text{ daN.m}$$

Calcul de la distance de l'axe neutre plastique à la fibre supérieure du béton (z)**- Résistance de la section en acier F_a**

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{4590 \times 23.50}{1.1} = 98059.09 \text{ daN}$$

- Résistance de la section du béton F_b

$$F_b = \frac{0.85 \times b_{eff} \times h_c \times f_{yk}}{1.5} = \frac{0.85 \times 1400 \times 45 \times 2.5}{1.5} = 89250 \text{ daN}$$

- Résistance de l'âme de la section en acier F_w :

$$F_w = (h_a - 2t_f) \frac{t_w f_y}{\gamma_a} \leftrightarrow F_w = (270 - 2(10.2)) \frac{6.6 \times 23.5}{1.1} = 5241.6 \text{ daN}$$

$F_a > F_b > F_w$; Donc L'axe neutre n'est pas dans la zone du béton alors il n'ya pas de traction pour la dalle (Pas de nécessité de ferrailage).

• Distance de l'axe neutre à la fibre supérieure de la dalle :

$$Z_C = (F_a - F_b) \frac{\gamma_a}{2bf_y} + h_c + h_p$$

$$Z_C = (98059.09 - 89250) \frac{1.1}{2 \times 100 \times 23.5} + 45 + 55 = 102.06 \text{ mm}$$

Avec:

F_a : Résistance plastique du profilé en traction.

F_b : Résistance plastique de la dalle de compression.

$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$; $f_{ck} = f_{28} = 25 \text{ N/mm}^2$; $\gamma_a = 1.1$; $\gamma_b = 1.5$

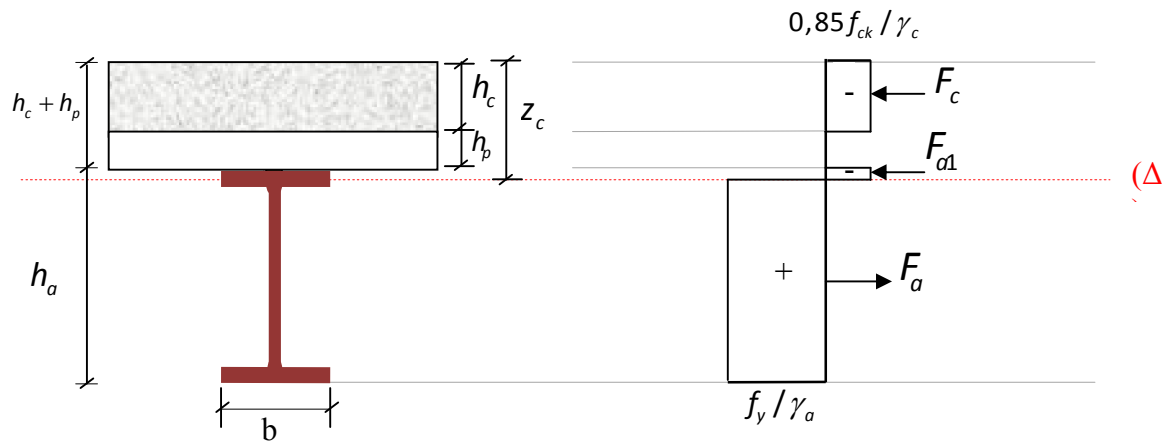


Figure IV.3 : Répartition des contraintes plastiques

- Le moment de résistance plastique est donné par la formule suivante :

$$M_{ply,Rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + \frac{h_c}{2} + h_p \right) - (F_a - F_b) \left(\frac{z_c + h_p}{2} \right)$$

$$M_{ply,Rd} = 98059.09 \left(\frac{270}{2} + \frac{45}{2} + 55 \right) - (98059.09 - 89250) \left(\frac{102.06 + 55}{2} \right)$$

$$M_{ply,Rd} = 21529.33 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 10093.88 \text{ daN.m} < M_{ply,Rd} = 21529.33 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{ok}$$

1.5- Condition à vérifier : $f_{max} \leq f_{adm}$

- Le moment d’inertie de la section mixte par rapport à l’axe neutre élastique est :

$$I_{eq} = I_A + A_a \frac{(h_c + 2h_p + h_a)^2}{4(1 + nr_c)} + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12n}$$

Avec :

$$r_c = \frac{A_a}{b_{eff} \times h_c}$$

$$I_{eq} = 5790 + 45.9 \times \frac{(4.5 + 2 \times 5.5 + 27)^2}{4 \left(1 + 15 \times \frac{45.9}{140 \times 4.5} \right)} + \frac{140 \times 4.5^3}{12 \times 15} = 15764.42 \text{ cm}^4$$

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{sd} \times l^4}{EI_{eq}} = \frac{5}{384} \times \frac{1024.5 \times 10^{-2} \times (750)^4}{2.1 \times 10^6 \times 15764.42} = 1.27 \text{ cm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{l}{300} = \frac{750}{300} = 2.5 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = 1.27 < f_{\text{adm}} = 2.5 \dots \dots \dots \text{ ok}$$

1.6- Calcul des contraintes dans la section mixte

• Calcul de M_{ply}

$$M_{\text{ply}} = W_{\text{ply}} \times \frac{f_y}{\gamma_{\text{mo}}}$$

$$W_{\text{ply}} = \frac{M_{\text{ply}}}{\frac{f_y}{\gamma_{\text{mo}}}} = \frac{21529.33 \times 10^4}{\frac{235}{1.1}} \times 10^{-3} = 1007.75 \text{ cm}^3$$

a- Dans le béton

$$\sigma_b = \frac{M_{sd}}{n \times W_{\text{ply}}} = \frac{10093.88 \times 10^4}{15 \times 1007.75 \times 10^3} = 6.67 \text{ MPa}$$

b- Dans l'acier

$$\sigma_{ar} = -\frac{M_{sd}}{W_{\text{ply}}} = \frac{10093.88 \times 10^4}{1007.75 \times 10^3} = -100.16 \text{ MPa}$$

1.7- Calcul des contraintes additionnelles dues au retrait

1- Effort de retrait

$$n_r = \frac{\varepsilon}{\frac{1}{E_a \times A_a} + \frac{1}{E_b \times A_b}} = \frac{2 \times 10^{-4}}{\frac{1}{210000 \times 4590} + \frac{1}{1400 \times 131600}} = 126564.74 \text{ N}$$

2-Moment de retrait

$$M_r = N_r \times d_0 \leftrightarrow M_r = 126564.47 \times 0.185 = 23414.42 \text{ N.m}$$

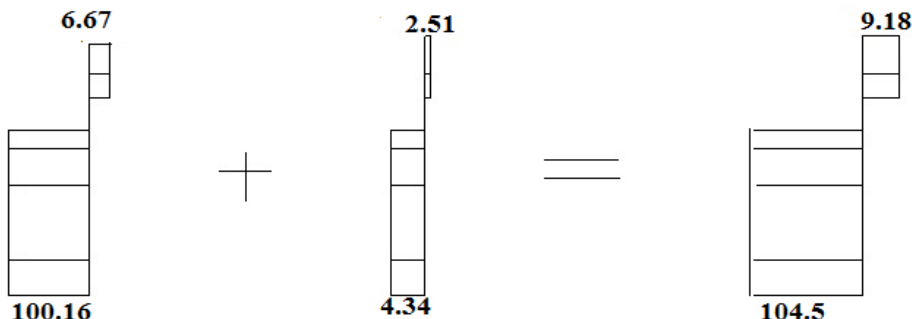
3- Les contraintes dues au retrait

a- Dans le béton

$$\sigma_b = -\frac{N_r}{A_b} + \frac{M_r}{n \times W_{\text{ply}}} = -\frac{126564.47}{131600} + \frac{23411.42 \times 10^3}{15 \times 1007.75 \times 10^3} = 2.5 \text{ MPa}$$

b- Dans l'acier :

$$\sigma_{ar} = -\frac{N_r}{A_b} + \frac{M_r}{W_{pl,y}} = -\frac{126564.47}{4590} + \frac{23411.42 \times 10^3}{1007.75 \times 10^3} = -4.34 \text{ MPa}$$



2-Plancher terrasse

2.1- évaluation des charges

a) Charges permanentes

$$G_T = (493 \times 1.4) + 36.1 = 726.3 \text{ daN/m}$$

b) les charges variables

- charge d'exploitation..... $Q_t = 150 \times 1.4 = 210 \text{ daN/m}$.
- charge de neige..... $N = 60 \times 1.4 = 84 \text{ daN/m}$.
- charge du vent $W = 33.69 \times 1.4 = 47.16 \text{ daN/m}$.

2.2- combinaison d'action

ELU	ELS
$q_{sd} = 1.35G + 1.35(W + Q_t + S)$	$q_{sd} = G + Q + W + Q_t + S$
$q_{sd} = 1441.079 \text{ daN/m}$	$q_{sd} = 1067.466 \text{ daN/m}$

2.3- Vérification à l'ELU

a) vérification de l'effort tranchant

-Condition à vérifier: $V_{ysd} \leq V_{ply,Rd}$

Avec :

$$V_{sd} = \frac{q_{sd} \times l}{2}; \text{ La valeur de calcul de l'effort tranchant dans la section.}$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{mo}}; \quad \text{La résistance plastique au cisaillement de la section.}$$

A_{vz} : L'aire de cisaillement de la section

AN:

$$V_{sd} = \frac{q_{sd} \times l}{2} = \frac{1441.079 \times 7.5}{2} = 5404.046 \text{ daN}$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{22.1 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1.1} = 27258.80 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 5404.046 \text{ daN} < V_{ply,Rd} = 27258.80 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{OK}$$

b) vérification du moment fléchissant

-Condition à vérifier : $M_{sd} \leq M_{c,Rd}$ avec ($M_{c,Rd} = M_{ply,Rd}$)

$$M_{sd} = \frac{q_{sd} \times l^2}{8} \leftrightarrow M_{sd} = \frac{1441.079 \times 7.5^2}{8} = 10132.56 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,Rd} = F_a \left(\frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{Z}{2} \right)$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{45.9 \times 10^2 \times 235}{1.1} \left(\frac{27}{2} + 4.5 + 5.5 - \frac{10.206}{2} \right) = 180399.30 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 10132.56 \text{ daN.m} < M_{ply,Rd} = 180399.30 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{OK}$$

2.4- vérification de la rigidité : $f_{max} \leq f_{adm}$

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique est : $I_y = 15764.42 \text{ cm}^4$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{sd} \times l^4}{E I_{eq}} = \frac{5}{384} \times \frac{1067.466 \times 10^{-2} \times (750)^4}{2.1 \times 10^6 \times 15764.42} = 1.32 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{750}{300} = 2.5 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 1.32 < f_{adm} = 2.5 \dots \dots \dots \text{ok}$$

2.5- Calcul des contraintes dans la section mixte

a- Dans le béton

$$\sigma_b = \frac{M_{sd}}{n \times W_{pl,y}} = \frac{10132.56 \times 10^4}{15 \times 1007.75 \times 10^3} = 6.70 \text{ MPa}$$

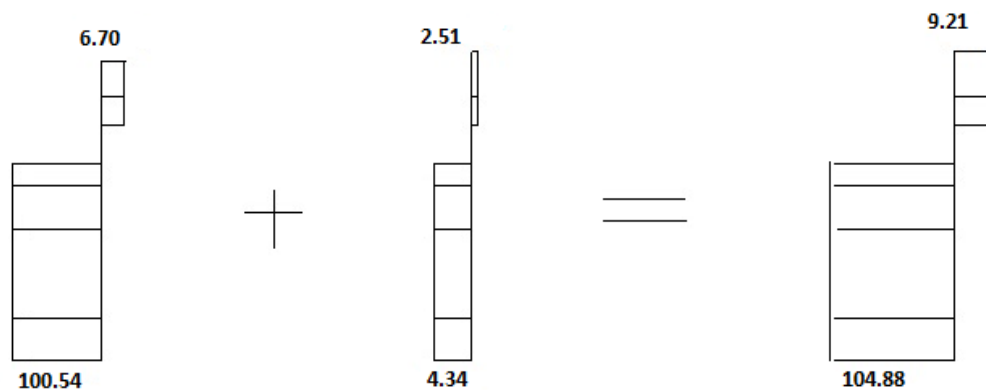
b-Dans l'acier

$$\sigma_{ar} = -\frac{M_{sd}}{W_{pl,y}} = -\frac{10132.56 \times 10^4}{1007.75 \times 10^3} = -100.54 \text{ MPa}$$

2.6- Calcul des contraintes additionnelles dues au retrait : (voir 2-1-7)

$$\sigma_{br} = 2.51 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{ar} = -4.34 \text{ Mpa}$$



- **Calcul de la connexion Acier-béton**

La connexion entre la dalle en béton et la poutre métallique est réalisée par des moyens de liaison appelés connecteurs, qui ont pour but d'empêcher le glissement relatif entre les deux éléments à assembler ainsi leur séparation (le soulèvement de la dalle).

a) les types de connecteurs

Les connecteurs peuvent être classés en plusieurs catégories :

1. Équerres en acier façonné à froid : il s'agit de connecteurs souples, fixés sur la poutre métallique par clouage au pistolet. Ils sont utilisés exclusivement pour les poutres mixtes de bâtiments.

2. Butées : il s'agit de connecteurs rigides, soudés sur la poutre métallique.

3. Goujons à tête : il s'agit de connecteurs souples, soudés sur la poutre métallique avec un pistolet électrique (soudage par résistance) ou plus rarement à l'électrode. L'emploi des goujons à tête est cependant le plus courant grâce à sa facilité et sa rapidité de pose, de plus ces connecteurs ont l'avantage de présenter la même résistance dans toutes les directions. Ils

permettent également une bonne redistribution de l'effort rasant en raison de leur flexibilité
permettent également une bonne redistribution de l'effort rasant en raison de leur flexibilité

b) Choix des dimensions des connecteurs suivant EUC4

- Le bourrelet doit présenter une forme régulière et une fusion sans défaut avec le fût du goujon.

- Le diamètre ne doit pas être inférieur à $1,25d$.

- La hauteur moyenne ne doit pas être inférieure à $0,20d$ ni la hauteur minimale inférieure à $[0,15 \times d]$.

- Il convient de choisir des goujons soudés tels que la tête de goujon soit d'un diamètre d'au moins $1,5d$ et d'une hauteur d'au moins $0,4d$, où d est le diamètre du fût du goujon.

Les autres dimensions sont montres sur la figure suivante :

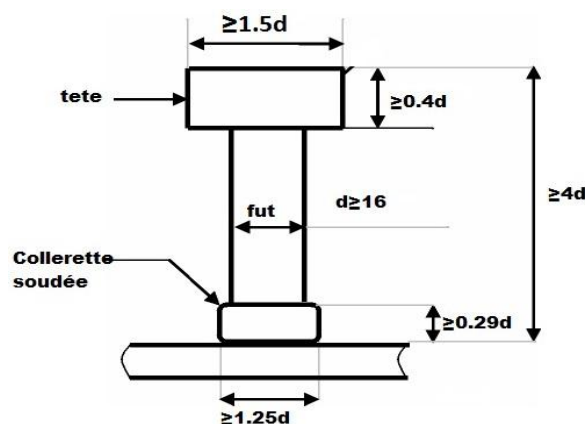


Figure VI-4 : Dimensions minimales des goujons

On adopte alors comme connecteurs des goujons à têtes ductiles: de hauteur $h=100\text{mm}$ et de diamètre du fût $d=20\text{mm}$

C) calcul du nombre de connecteurs (n)

$$n \geq \frac{V_1}{P_{Rd}}$$

V_1 : L'effort total de cisaillement longitudinal de calcul.

P_{Rd} : La résistance de calcul d'un connecteur.

C.1- Calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur

Il convient de déterminer la résistance de calcul au cisaillement d'un goujon à tête soudé automatiquement avec un bourrelet normal à partir de l'une des formules ci-après :

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} P_{Rd} = 0.8f_u \frac{\pi d^2}{4\gamma_v} \times k_t \\ P_{Rd} = 0.29\alpha d^2 \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} \times \frac{1}{\gamma_v} \times k_t \end{array} \right\}$$

Où l'on désigne par :

$d = 20\text{mm}$: Le diamètre du fût du goujon.

$f_u = 430\text{N/mm}^2$: La résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon.

$f_{ck} = 25\text{MPa}$: La résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré.

$E_{cm} = 29 \times 10^3\text{N/mm}^2$: La valeur moyenne du module sécant du béton.

$$\frac{h}{d} = \frac{100}{20} = 5 > 4, \text{ Donc } \alpha = 1.$$

$h = 100\text{mm}$: La hauteur hors-tout du goujon.

$\gamma_v = 1.25$: Le coefficient partiel de sécurité à l'état limite ultime.

k_t : Coefficient minorateur donné par l'expression suivant ; Les nervures de la tôle sont perpendiculaires à l'axe de la poutre.

Donc $k_t = 1$

AN :

$$k_t = 0.7 \times \frac{b}{\sqrt{N_r \times h_p}} \left[\frac{h}{h_p} - 1 \right] = 0.7 \times \frac{140}{\sqrt{1 \times 55}} \left[\frac{100}{55} - 1 \right] = 1.45 > 1$$

$$P_{Rd1} = 0.8 \times 430 \times \frac{3.14 \times 20^2}{4 \times 1.25} = 86412.8\text{N}$$

$$P_{Rd2} = 0.29 \times 1 \times 20^2 \times \sqrt{25 \times 29 \times 10^3} \times \frac{1}{1.25} = 79016.35\text{N}$$

$$P_{Rd} = \min (P_{Rd1}; P_{Rd2}) \leftrightarrow 79016.35\text{N}$$

C.2- Calcul de l'effort rasant :

$$V_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} V_1^1 = F_a = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{45.9 \times 23500}{1.1} = 280590.909\text{N} \\ V_1^2 = F_c = 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \times b_{\text{eff}} \times h_c = 0.85 \times \frac{25}{1.5} \times 1400 \times 45 = 892500\text{N} \end{array} \right\}$$

$$V_1 = F_c = 2020875\text{N}$$

Cet effort rasant se transmet sur une longueur critique qui est égale à la distance séparant la section d'appuis (V_{\max}) et la section à mi travée (M_{\max})

$$l_{\text{cr}} = \frac{l}{2} = \frac{2750}{2} = 3750\text{mm}$$

Par unité de longueur, l'effort rasant est de :

$$V = \frac{V_1}{l_{\text{cr}}} = \frac{892500}{3750} = 238\text{N/mm}$$

Le nombre de connecteurs pour une connexion complète :

$$n \geq \frac{V_1}{P_{\text{Rd}}} = \frac{892500}{79016.35} = 11.29 \quad \text{Donc 12 connecteurs}$$

Espacement entre connecteur :

$$e = \frac{l}{n} = \frac{750}{12} = 62.5\text{cm} \quad \text{Soit ; } e = 65\text{cm}$$

IV.3.2- Étude des poutres secondaires

Puisque les solives (IPE 270) sont vérifiées, alors les poutres secondaires (IPE 300) sont automatiquement vérifiées car elles reprennent les mêmes charges verticales que les solives.

IV.3.3- Étude des poutres principales (IPE550)

1- Vérification au stade du montage (avant la prise du béton)

Le stade de montage correspond au moment de bétonnage de la dalle, quant le béton n'as pas encore fait prise et les vérifications a l'ELU et à l'ELS doivent être effectuées pour la poutre métallique où seule assure la résistance.

1.1- Évaluation des charges

À ce stade il faut tenir compte des charges suivantes :

a) Charges permanentes :

- poids de la solive..... $G_s = \frac{36.1 \times 7.5}{2 \times 1} = 135.37\text{daN/m}$
- poids de la tôle (toleTN40) $g_p = 10 \times \frac{7.5}{2} = 37.5\text{daN/m}$

- poids propre de la dalle..... $g_c = 2500 \times 0.1 \times \frac{7.5}{2} = 937.5 \text{ daN/ml}$
- poids propre de la poutre..... $G_p = 106 \text{ daN/ml}$

$$G = 1216.375 \text{ N/ml}$$

b) charges variables :

Une charge de construction (ouvrier, matériels, etc...)

$$Q = 100 \times \frac{7.5}{2} = 375 \text{ daN/ml}$$

$$Q = 375 \text{ daN/ml}$$

1.2- Combinaisons d'action

ELU	ELS
$q_{sd} = 1.35G + 1.35Q$	$q_{sd} = G + Q$
$q_{sd} = 2204.60 \text{ daN/m}$	$q_{sd} = 1591.375 \text{ daN/m}$

1.3- vérifications à la résistance

La vérification à la résistance à ce stade se fait avec les charges définies précédemment avec un calcul élastique afin d'éviter une plastification de l'acier, qui entraînerait des déformations trop importantes.

a- Vérification de l'effort tranchant

Condition à vérifier : $V_{sd} \leq V_{ply,Rd}$

$$V_{sd} = \frac{q_{sd} \times l}{2}; \text{ La valeur de calcul de l'effort tranchant dans la section.}$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}; \text{ La résistance plastique au cisaillement de la section.}$$

A_{vz} : L'aire de cisaillement de la section

AN:

$$V_{sd} = \frac{2204.60 \times 12.68}{2} = 13977.164 \text{ daN}$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{72.3 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1.1} = 89176.99 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 13977.16 \text{ daN} < V_{ply,Rd} = 89176.99 \text{ da} \dots \text{OK}$$

b- Vérifications du moment fléchissant

Condition à vérifier : $M_{sd} \leq M_{c;Rd}$ avec ; ($M_{c;Rd} = M_{ely;Rd}$).

Avec :

M_{sd} : La valeur de calcul du moment fléchissant de la section ; $M_{sd} = \frac{q_{sd} \times l^2}{8}$

$M_{ely;Rd}$): Le moment de résistance élastique de la section ;

$$M_{ely,Rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{mo}} \quad W_{ely}: \text{ le module élastique de la section.}$$

AN:

$$M_{sd} = \frac{2204.60 \times 12.68^2}{8} = 44307.60 \text{ daN.m}$$

$$M_{ely,Rd} = \frac{2440 \times 2350}{1.1} \times 10^{-2} = 52127.27 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 44307.60 \text{ daN.m} < M_{ely,Rd} = 52127.27 \text{ daN.m} \dots \text{ok}$$

1.4- Vérification à l'ELS

Condition à vérifier: $f_{max} \leq f_{adm}$,

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{sd} \times l^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \times \frac{2204.60 \times (1268)^4 \times 10^{-2}}{2.1 \times 10^6 \times 67120} = 5.26 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{1}{300} = \frac{1268}{360} = 4.22 \text{ cm}$$

$f_{max} = 5.26 \text{ cm} > f_{adm} = 4.22 \text{ cm}$, la condition de rigidité n'est pas vérifiée

On opte pour un IPE600, $I_y = 92080 \text{ cm}^2$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{sd} \times l^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \times \frac{2204.60 \times (1268)^4 \times 10^{-2}}{2.1 \times 10^6 \times 92080} = 3.83 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 3.83 \text{ cm} < f_{adm} = 4.22 \text{ cm} \dots \text{OK}$$

1.5- Vérification au déversement : IPE 600

Notre plancher est collaborant, la tôle soudée sur les solives joue le rôle d'appuis latéral ce qui empêche le déversement.

Donc l'IPE 600 est vérifiés au stade de montage.

2- Vérification au stade finale

2.1- évaluation des charges

a) Charges permanentes

$$G_T = 493 \times \frac{7.5}{2} + 36.1 \times \frac{7.5}{2} + 122 = 2106.125 \text{ daN/m}$$

b) les charges variables:

- charge d'exploitation..... $Q_T = 100 \times \frac{7.5}{2} = 375 \text{ daN/m}$
- charge de neige..... $N = 60 \times \frac{7.5}{2} = 225 \text{ daN/m}$
- charge du vent $W = 33.69 \times \frac{7.5}{2} = 126.33 \text{ daN/m}$

2.2.2- combinaison d'action

ELU	ELS
$q_{sd} = 1.35G + 1.5(Q_t + W + S)$ $q_{sd} = 3823.81 \text{ daN/m}$	$q_{sd} = G + Q + Q_t + W + S)$ $q_{sd} = 2832.45 \text{ daN/m}$

2.3- Caractéristiques de la dalle mixte

a- Calcul de la largeur participante de la dalle en béton

$$b_{\text{eff}} = \min \left(2 \times \frac{l_0}{8}; e \right)$$

Avec

$l_0 = l$: La longueur de la poutre maitresse ; $l = 12.68 \text{ m}$

e : Entres axes des poutres maitresses ; $e = 7.5 \text{ m}$

Donc :

$$b_{\text{eff}} = \min(3.17; 7.5) = 3.17 \text{ m}$$

b- Section équivalente acier-béton

Il convient d'exprimer les propriétés élastiques d'une section transversale mixte comme celle d'une section transversale équivalente en acier en divisant la contribution de la partie en béton B par un coefficient d'équivalence n.

$$S = A + \frac{B}{n}$$

Avec :

A : section de l'IPE0 600 ; A= 156 cm²

B : section de la dalle en béton ;

$$B = t \times b_{\text{eff}} = 10 \times 317 = 3170 \text{ cm}^2$$

$$n : \text{Coefficient d'équivalence ; } n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{2.1 \times 10^6}{1.4 \times 10^5} = 15$$

$$S = 156 + \frac{3170}{15} = 367.33 \text{ cm}^2$$

2.4- Vérifications à l'ELU

a- Vérification de l'effort tranchant

Condition à vérifier : $V_{sd} \leq V_{ely,Rd}$

$$V_{sd} = \frac{q_{sd} \times l}{2}; \quad \text{La valeur de calcul de l'effort tranchant dans la section.}$$

$$V_{ely,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}; \quad \text{La résistance plastique au cisaillement de la section.}$$

A_{vz} : L'aire de cisaillement de la section

AN:

$$V_{sd} = \frac{3823.81 \times 12.68}{2} = 24242.95 \text{ daN}$$

$$V_{ely,Rd} = \frac{83.8 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1.1} = 103361.44 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 24242.95 \text{ daN} < V_{ely,Rd} = 103361.44 \text{ daN} \dots \text{ok}$$

b- Vérifications du moment fléchissant

-Condition à vérifier : $M_{sd} \leq M_{c;Rd}$ avec ; ($M_{c;Rd} = M_{ely;Rd}$).

$$M_{sd} = \frac{q_{sd} \times l^2}{8} = \frac{3823.81 \times 12.68^2}{8} = 76850.16 \text{ daN.m}$$

➤ **Calcul de la distance de l'axe neutre plastique à la fibre supérieure du béton (z)**

- Résistance de la section en acier

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{15600 \times 23.5}{1.1} = 333272.73 \text{ daN}$$

- Résistance de la section du béton

$$F_b = \frac{0.85 \times b_{eff} \times h_c \times f_{ck}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 3170 \times 45 \times 2.5}{1.5} = 202087.5 \text{ daN}$$

- Résistance de l'âme de la section en acier F_w

$$F_w = (h_a - 2t_f) \frac{t_w \times f_y}{\gamma_a} = (600 - 2 \times 19) \times \frac{12 \times 23.5}{1.1} = 1\,440\,763.6 \text{ daN}$$

$F_a > F_b > F_w$; donc L'axe neutre n'est pas dans la zone du béton alors il n'y a pas de traction pour la dalle (Pas de nécessité de ferrailage).

• **Distance de l'axe neutre à la fibre supérieure de la dalle**

$$Z_c = (F_a - F_b) \frac{\gamma_a}{2b f_y} + h_c + h_p$$

$$Z_c = (333272.73 - 202087.5) \frac{1.1}{2 \times 100 \times 23.5} + 45 + 55 = 130.70 \text{ mm}$$

Avec:

F_a : résistance plastique du profilé en traction.

F_b : résistance plastique de la dalle de compression.

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2 ; f_{ck} = f_{28} = 25 \text{ N/mm}^2 ; \gamma_a = 1.1 ; \gamma_b = 1.5$$

Le moment de résistance plastique est donné par la formule suivante :

$$M_{ply,Rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + \frac{h_c}{2} + h_p \right) - (F_a - F_b) \left(\frac{Z_c + h_p}{2} \right)$$

$$M_{ply,Rd} = 333272.73 \left(\frac{600}{2} + \frac{45}{2} + 55 \right) - (333272.73 - 202087.5) \left(\frac{130.7 + 55}{2} \right)$$

$$M_{ply,Rd} = 113629.907 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 76850.16 \text{ daN.m} < M_{ply,Rd} = 113629.907 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{ok}$$

1.5- Condition à vérifier : $f_{max} \leq f_{adm}$,

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique est :

$$I_{eq} = I_A + A_a \frac{(h_c + 2h_p + h_a)^2}{4(1 + nr_c)} + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12n}$$

$$r_c = \frac{A_a}{b_{eff} \times h_c}$$

$$I_{eq} = 92080 + 156 \times \frac{(4.5 + 2 \times 5.5 + 60)^2}{4 \left(1 + 15 \times \frac{156}{317 \times 4.5}\right)} + \frac{317 \times 4.5^3}{12 \times 15} = 176436.64 \text{ cm}^4$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{sd} \times l^4}{EI_{eq}} = \frac{5}{384} \times \frac{2832.45 \times 10^{-2} \times (1268)^4}{2.1 \times 10^6 \times 176436.64} = 2.57 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{1268}{300} = 4.26 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 2.57 \text{ cm} < f_{adm} = 4.26 \text{ cm}, \dots \dots \dots \text{ok}$$

L'IPE600 est vérifié au stade final.

1.6- Calcul des contraintes dans la section mixte

-Calcul de W_{ply}

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

$$W_{ply} = \frac{M_{ply}}{\frac{f_y}{\gamma_{m0}}} = \frac{113629.907 \times 10^4}{\frac{235}{1.1}} \times 10^{-3} = 5318.846 \text{ cm}^3$$

c- Dans le béton

$$\sigma_b = \frac{M_{sd}}{n \times W_{ply}} = \frac{76850.16 \times 10^4}{15 \times 5318.846 \times 10^3} = 9.63 \text{ MPa}$$

d- Dans l'acier

$$\sigma_{ar} = - \frac{M_{sd}}{W_{ply}} = \frac{76850.16 \times 10^4}{5318.846 \times 10^3} = -144.48 \text{ MPa}$$

2.7- Calcul des contraintes additionnelles dues au retrait

1- Effort de retrait

$$N_r = \frac{\xi}{\frac{1}{E_a \times A_a} + \frac{1}{E_b \times A_b}} = \frac{2 \times 10^4}{\frac{1}{210000 \times 15600} + \frac{1}{1400 \times 317 \times 9.4}} = 74009.84 \text{ N}$$

2-Moment de retrait

$$M_r = N_r \times d_0 = 74009.84 \times 0.350 = 25903.44 \text{ N.m}$$

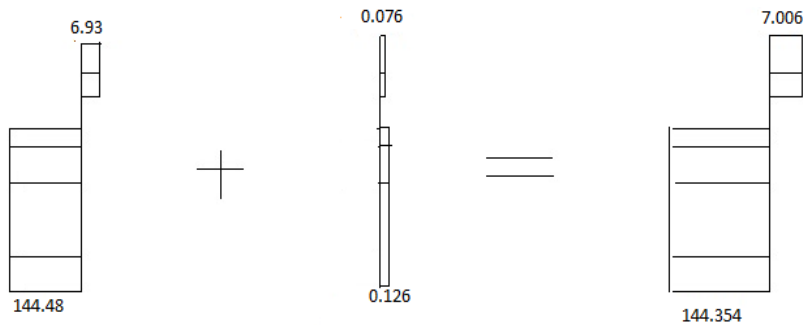
3- Les contraintes dues au retrait

a- Dans le béton

$$\sigma_{br} = -\frac{N_r}{A_b} + \frac{M_r}{n \times W_{pl,y}} = -\frac{74009.84}{297980} + \frac{25903.44 \times 10^3}{15 \times 5318.846 \times 10^3} = 0.076 \text{ MPa}$$

b- Dans l'acier

$$\sigma_{ar} = -\frac{N_r}{A_a} + \frac{M_r}{W_{pl,y}} = -\frac{74009.84}{15600} + \frac{25903.44 \times 10^3}{5318.846 \times 10^3} = 0.126 \text{ MPa}$$



2.7- Calcul de la connexion Acier-béton

2.7.1- Calcul du Nombre de connecteurs n

Les sections transversales sont de Classe 1, on utilise une connexion partielle.

On doit alors déterminer le nombre de connecteurs à l'aide d'une théorie de connexion partielle tenant compte de la capacité de déformation des connecteurs.

$$n \geq \frac{V_1}{P_{Rd}}$$

V₁ : L'effort total de cisaillement longitudinal de calcul.

P_{Rd} : La résistance de calcul d'un connecteur.

a) Calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur

Il convient de déterminer la résistance de calcul au cisaillement d'un goujon à tête soudé automatiquement avec un bourrelet normal à partir de l'une des formules ci-après :

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} P_{Rd} = 0.8f_u \frac{\pi d^2}{4\gamma_v} \times k_t \\ P_{Rd} = 0.29\alpha d^2 \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} \times \frac{1}{\gamma_v} \times k_t \end{array} \right\}$$

Où l'on désigne par :

$d = 20\text{mm}$: Le diamètre du fût du goujon.

$f_u = 430\text{N/mm}^2$: La résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon.

$f_{ck} = 25\text{MPa}$: La résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré.

$E_{cm} = 29 \times 10^3\text{N/mm}^2$: La valeur moyenne du module sécant du béton.

$$\frac{h}{d} = \frac{100}{20} = 5 > 4, \text{ Donc } \alpha=1.$$

$h = 100\text{mm}$: La hauteur hors-tout du goujon.

$\gamma_v = 1.25$: Le coefficient partiel de sécurité à l'état limite ultime.

k_t : Coefficient minorateur donné par l'expression suivant ; Les nervures de la tôle sont perpendiculaires à l'axe de la poutre.

$$k_t = 0.6 \times \frac{b_0}{h_p} \left[\frac{h}{h_p} - 1 \right] = 0.6 \times \frac{140}{55} \left[\frac{150}{55} - 1 \right] = 4.16 > 1$$

Donc $k_t = 1$

AN:

$$P_{Rd1} = 0.8 \times 430 \times \frac{3.14 \times 20^2}{4 \times 1.25} = 86412.8\text{N}$$

$$P_{Rd2} = 0.29 \times 1 \times 20^2 \times \sqrt{25 \times 29 \times 10^3} \times \frac{1}{1.25} = 79016.35\text{N}$$

$$P_{Rd} = \min (P_{rd1}, P_{rd2}) = 79016.35 \text{ N.}$$

C.2- Calcul de l'effort rasant

$$V_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} V_1^1 = F_a = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{156 \times 23500}{1.1} = 3332727.273 \text{ N} \\ V_1^2 = F_c = 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \times b_{\text{eff}} \times h_c = 0.85 \times \frac{25}{1.5} \times 3170 \times 45 = 2020875 \text{ N} \end{array} \right\}$$

$$V_1 = F_c = 2020875 \text{ N}$$

Cet effort rasant se transmet sur une longueur critique qui est égale à la distance séparant la section d'appuis (V_{max}) et la section à mi travée (M_{max})

$$l_{\text{cr}} = \frac{l}{2} = \frac{12680}{2} = 6340 \text{ mm}$$

Par unité de longueur, l'effort rasant est de :

$$V = \frac{V_1}{l_{\text{cr}}} = \frac{2020875}{6340} = 318.75 \text{ N/mm}$$

Le nombre de connecteurs pour une connexion complète :

$$n \geq \frac{V_1}{P_{\text{Rd}}} = \frac{2020875}{79016.35} = 25.57 \quad \text{Donc 26 connecteurs}$$

Espacement entre connecteur :

$$e = \frac{l}{n} = \frac{1268}{26} = 50 \text{ cm}$$

Chapitre V

ETUDE SISMIQUE

V.1- Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre produisant des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent les vies humaines. Et donc notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable aux vies humaines et aux biens matériels.

Pour cela l'application de règle parasismique actuelle "RPA99 version2003" concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sauf 0.

C'est en général l'ingénieur du bureau d'études qui est chargé d'appliquer ces règles et de dimensionner les éléments en béton armé, acier, bois ou bien mixtes.

D'après le RPA la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

V.2- Méthode statique équivalente

Dans la méthode statique équivalente (MSE), le RPA propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par le séisme par un système de forces statiques fictives dont les effets seront considérés équivalents aux efforts de l'action sismique et appliqués séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

Pour appliquer cette méthode, on doit satisfaire les conditions suivantes :

❖ Condition sur la hauteur

Celle-ci est en fonction de la zone de sismicité : Le bâtiment ne doit pas dépasser 65 m de hauteur pour les zones I et II et 30 m pour la zone III. Notre bâtiment est implanté à Alger (zone III) Sa hauteur totale.

$h = 24.96 \text{ m} < 65\text{m} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

❖ Condition de régularité en plan

1- notre bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis aux deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des masses que des rigidités.

2- Condition de l'excentricité

À chaque niveau et pour chaque direction du bâtiment la distance entre le centre de gravité « G » et le centre de torsion « T » doit être inférieure ou égale à **15%** de la dimension mesurée perpendiculairement à la direction de la force sismique.

2-1- calcul de la position du centre de gravité G

$$X_G = \frac{465.3 \times 33.75 + 1085.7 \times 26.25}{1551} = 28.5 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{A_i} = \frac{465.3 \times 31.02 + 1085.7 \times 10.34}{1551} = 16.54 \text{ m}$$

2-2- calcul de la position du centre de torsion T

$$X_T = \frac{\sum I_i \times X_i}{I_T} = \frac{I[(3 \times 0) + (4 \times 7.5) + (4 \times 25) + (6 \times 22.5) + (6 \times 30) + (6 \times 37.5) + (6 \times 45) + (4 \times 52.5)]}{391}$$

$$X_T = 28.46 \text{ m}$$

$$Y_T = \frac{\sum I_i \times Y_i}{I_T} =$$

$$\frac{I[(8 \times 0) + (8 \times 9.35) + (8 \times 14.85) + (8 \times 20.68) + (4 \times 28.68) + (4 \times 28.68) + (4 \times 41.36)]}{391}$$

$$Y_T = 16.38 \text{ m}$$

2-3- calcul de l'excentricité théorique:

Les coordonnées du point d'excentricité réelle sont données par la relation suivante:

$$e_x = X_G - X_T = 28.5 - 28.46 = 0.04 \leq 15\%l_x = 15\%(52.5)$$

$$e_x = 7.875 \text{ m}$$

$$e_y = Y_G - Y_T = 16.54 - 16.38 = 0.16 \text{ m} \leq 15\%l_y = 15\%(41.36)$$

$$e_y = 6.20 \text{ m}$$



Condition vérifiée

2-4- calcul de l'excentricité accidentelle

$$e_{\text{accidentelle}} = 5\%l_{\text{max}} = 5\% \times 52.5 = 2.625\text{m}$$

Comme l'excentricité accidentelle est plus importante que l'excentricité théorique, elle sera prise pour les calculs à suivre.

3-condition de décrochement

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{52.5}{41.36} = 1.26\text{m} < 4$$

➡ **Condition vérifiée**

Où :

l_1 Et l_2 : largeur de décrochement.

L : largeur de bâtiment.

4- condition des ouvertures dans le plancher

Pour que le plancher soit infiniment rigide il faut que la surface totale des ouvertures ne doit pas dépasser 15% de la surface de plancher.

$$S_{\text{Ouvertures}} \leq 15\% \leq S_{\text{Totale}}$$

$$S_{\text{Ouvertures}} = 0\text{m}^2 < 15\% \times 1551 = 232.65\text{m}^2$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées donc notre bâtiment est classé régulier en plan.

❖ condition de régularité en élévation

- On a un système en portique continue de bas vers le haut.
- Les masses et les rigidités sont constantes.
- Pas de décrochement en élévation.

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées donc notre bâtiment est classé régulier en élévation.

➡ **Toutes les conditions sont satisfaites donc la méthode statique équivalente (MSE) est applicable.**

V.3- Calcul de la force sismique

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

$$V = \left(\frac{A \times D \times Q}{R} \right) \times W_T \dots\dots\dots 4.1 \text{ de RPA}$$

V.3.1- Détermination du Coefficient d'accélération de zone A

Le coefficient d'accélération des zones est choisi en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance de l'ouvrage affecté par le glissement ou menacé par lui.

Notre structure se situe en zone sismique (III).groupe d'usage de bâtiment (**groupe 2**),
Donc: **A = 0,25**.

V.3.2- Détermination du Facteur d'amplification dynamique moyen D

Le facteur d'amplification dynamique moyen donné en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & \dots\dots\dots \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3s \dots\dots\dots \text{(4.2) RPA} \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s. \end{cases}$$

T₂ : période caractéristique associée à la catégorie de site donnée par le tab4.7p49

Site S3 :T₂ = 0,4

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \dots\dots\dots \text{4.3 de RPA .}$$

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique, il est en fonction du matériau constructif, de type de structure et de l'importance de remplissage. Ses valeurs sont données par le tab 4.2 p39, dans notre cas on a un portique en acier et un remplissage dense : $\xi = 5\%$

D'où : $\eta = 1$.

T : la période fondamentale de la structure est donnée par la formule suivante

$$T = C_t \times h_n^{3/4} \dots\dots\dots 4.6 \text{ de RPA.}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ($h_N = 24.96\text{m}$).

C_t : Coefficient, il est en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, donné par le tab 4.6 p46 : portiques auto stables en acier avec remplissage en maçonnerie ($C_t = 0.05$).

$$\text{Donc : } T = 0.05 \times (24.96^{3/4})$$

$$T = 0.558\text{s}$$

Remarque

Pour notre système de contreventement on peut également utiliser une autre formule pour le calcul de la période

$$T = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D}} \dots\dots\dots 4.7 \text{ de RPA.}$$

Où : h et D désignent la hauteur et la largeur en mètre du bâtiment.

▪ Sens longitudinal :

$$D = 112.65 \leftrightarrow T_x = \frac{0.09 \times 24.96}{\sqrt{112.65}} = 0.21\text{s}$$

$$T_x = \min(0.21\text{s}; 0.56\text{s}) = 0.21\text{s} \leftrightarrow D_x = 2.5$$

▪ Sens transversal :

$$D = 102.25 \leftrightarrow T_y = \frac{0.09 \times 24.96}{\sqrt{102.25}} = 0.22\text{s}$$

$$T_y = \min(0.22\text{s}; 0.56\text{s}) = 0.22\text{s} \leftrightarrow D_y = 2.5$$

Coefficient de comportement global de la structure (R) :(tab.4.3)

Sa valeur unique est donnée par le **tableau 4.3** en fonction du système de contreventement.

- **Sens longitudinal** : Portiques auto stables ductiles $\leftrightarrow R = 6$
- **Sens transversal** : Portiques auto stables ductiles $\leftrightarrow R = 6$

Donc $\leftrightarrow R = 6$

V.3.3- Détermination du Facteur de qualité Q

Facteur de qualité il est donné par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum P_q \dots \dots \dots 4.4 \text{ de RPA}$$

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

Sa valeur est donnée au tableau..... (4.4 De RPA 99).

✚ Les critères de qualité "qi " à vérifier sont :

1- Conditions minimales sur les files de contreventement

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

- **Sens X:** 6files, chaque file comporte plus de 3 travées dont le rapport des portées est:

$$\frac{l_{i+1}}{l_i} = \frac{7.5}{7.5} = 1 < 1.5 \rightarrow \text{Critère observé : } p_1 = 0,00$$

- **Sens-Y:** 8 files, chaque file comporte plus de 3travées dont le rapport des portées est :

$$\frac{l_{i+1}}{l_i} = \frac{12.68}{8} = 1.58 > 1.5 \rightarrow \text{Critère non observé : } p_1 = 0,05$$

2- Redondance en plan

Chaque étage devra avoir, en plan au moins quarts (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement

devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5. Pour notre cas on a :

- **Sens- X** : on a 8 files de portique dans le rapport est :

$$\frac{l_{i+1}}{l_i} = \frac{12.68}{8} = 1.58 > 1.5 \rightarrow \text{Critère non observé : } p_1 = 0,05$$

- **Sens-Y**: 6 files, chaque file comporte plus de 3 travées dont le rapport des portées est:

$$\frac{l_{i+1}}{l_i} = \frac{7.5}{7.5} = 1 < 1.5 \rightarrow \text{Critère observé : } p_1 = 0,00$$

3- Régularité en plan :

La structure est classée régulière en plan dans les deux sens :

Critère observé : $p_3=0,00$

4-Régularité en élévation :

La structure est classée régulière en élévation dans les deux sens :

Critère observé : $p_4=0,00$

5- Contrôle de la qualité des matériaux :

Des essais systématiques sur les matériaux mis en oeuvre doivent être réalisées par l'entreprise : Critère observé : $p_1=0,00$

6- Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux :

Donc : Critère observé : $p_1=0,00$

$$Q_X = 1 + (0.00 + 0.05 + 0.00 + 0.00 + 0.00 + 0.00) = 1.05$$

$$Q_Y = 1 + (0.05 + 0.00 + 0.00 + 0.00 + 0.00 + 0.00) = 1.05$$

V.3.4- Poids totale de la structure W

Le poids total W de la structure égale à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau

$$W = \sum W_i \text{ Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

• W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

• W_{Qi} : Charge d'exploitation.

• β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 de l'RPA.

Dans notre cas : $\beta = 0.20$ (Tab.4.5)

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + 0.2W_{Qi}$

a-Évaluation des charges

a-1- Charges permanentes par niveau

On estime pour chaque niveau le poids des poteaux, solives, traverse, plancher, cloisons, escaliers et accessoires comme suites : totaux

➤ RDC ET 1^{ER} ETAGE :

-Poids des poteaux HEA 300 :.....	15427.77Kg
-Poids des solives IPE270 :.....	13808.25kg
-Poids de traverse IPE550 :.....	26304.96kg
-Poids de sablière IPE300 :.....	10444.5kg
-Poids des escaliers.....	28561.74Kg
-Poids du plancher.....	244856.25kg
-Poids accessoire	299150.78Kg

➤ 2^{eme} ETAGE :

-Poids des poteaux HEA 260 :.....	9777.152kg
-Poids des solives IPE270 :.....	29782.5kg
-Poids de traverse IPE550 :.....	26304.96kg
-Poids de sablière IPE300 :.....	8545.5kg

-Poids des escaliers.....	28561.74Kg
-Poids du plancher.....	387750kg
-Poids accessoire	302075.78Kg

➤ **3^{eme} ETAGE :**

-Poids des poteaux HEA 260 :.....	9777.152kg
-Poids des solives IPE270 :.....	23284.5kg
-Poids de traverse IPE550 :.....	26304.96kg
-Poids de sablière IPE300 :.....	8545.5kg
-Poids des escaliers.....	28561.74Kg
-Poids du plancher.....	316425kg
-Poids accessoire	299150.78Kg

➤ **4^{eme} ETAGE :**

-Poids des poteaux HEA 260 :.....	4764.67kg
-Poids des solives IPE270 :.....	23284.5kg
-Poids de traverse IPE550 :.....	26304.96kg
-Poids de sablière IPE300 :.....	8545.5Kg
-Poids des escaliers.....	28561.74Kg
-Poids du plancher.....	316425Kg
-Poids accessoire	299150.78Kg

➤ **5^{eme} ETAGE :**

-Poids des poteaux HEA 260 :.....	4764.67kg
-Poids des solives IPE270 :.....	23284.5kg
-Poids de traverse IPE550 :.....	26304.96kg
-Poids de sablière IPE300 :.....	8545.5kg
-Poids des escaliers.....	28561.74Kg
-Poids du plancher	316425kg

-Poids accessoire 302075.78 Kg

a-2- Charge d'exploitation par niveau :

-Plancher terrasse inaccessible:155100 kg

-Plancher courant RDC et 1er :146913.75 kg

-Plancher courant 2eme:.....232650 kg

-Plancher courant 3eme et 4eme :189855 kg

-Escaliers :142800 kg

b- charges totales :

Niveaux	W_{Gi} (kg)	W_{Qi} (kg)	βW_{Qi} (kg)	W_i (kg)
RDC	638554.25	289713.75	57942.75	696497
1 ^{er} étage	638554.25	289713.75	57942.75	696497
2 ^{ème} étage	792797.63	665163.75	133032.75	925830.38
3 ^{ème} étage	712049.63	332655	66531	773568.15
4 ^{ème} étage	707037.15	332655	66531	773568.15
5 ^{ème} étage	709962.15	297900	59580	769542.15
totales	$W_G=4198955.06$	$W_Q=2207801.25$	$\beta W_Q = 441560.2$	$W=4635502.83$

D’où le poids total de la structure :

W=4635.50 Tonnes

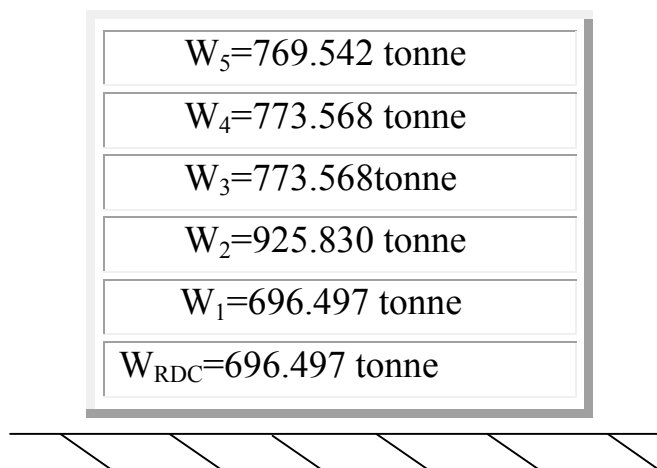


Figure V.1 : Estimation de poids totale du bâtiment

- La force sismique totale :

$$V = \left(\frac{A \times D \times Q}{R} \right) \times W_T$$

	Sens transversal	Sens longitudinal
<i>A</i>	0,25	0,25
<i>D</i>	2,5	2,5
<i>Q</i>	1,05	1,05
<i>R</i>	6	4
W (tonnes)	4635.50	4635.50
V (tonnes)	$V_T = 507.01$	$V_L = 760.51$

V.4- Distribution de la résultante des forces sismiques suivant la hauteur

La résultante des forces sismique V à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

Avec:

F_t : Force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieures des vibrations. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0.07 \times T \times V$

T : La période fondamentale de la structure (en second).

La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égale à 0,7 secondes.

On a:

$$T_T = 0.21s < 0.7$$

$$T_L = 0.22s < 0.7$$

$$\leftrightarrow F_t = 0$$

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t)}{\sum W_j \times h_j} \times W_i \times h_i$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i

h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force F_i

h_j : Niveau du plancher quelconque.

W_j, W_i : Poids revenant aux planchers i et j

$$F_t = 0 \leftrightarrow F_i = \frac{(V \times W_i \times h_i)}{\sum W_j \times h_j}$$

a-Sens transversal :

	Sens transversal				
niveau	V_T	$W_i = W_j$	$h_i = h_j$	$W_j \times h_j$	$F_i(\text{tonne})$
RDC	507.01	696497	4.48	3120306.56	22.138
1ere	507.01	696497	8.96	6240613.12	44.277
2eme	507.01	925830.38	13.44	12443160.31	88.285
3ème	507.01	773568.15	17.92	13862341.25	98.354
4ème	507.01	773568.15	21.44	16585301.14	117.673
5ème	507.01	769542.15	24.96	19207772.06	136.280

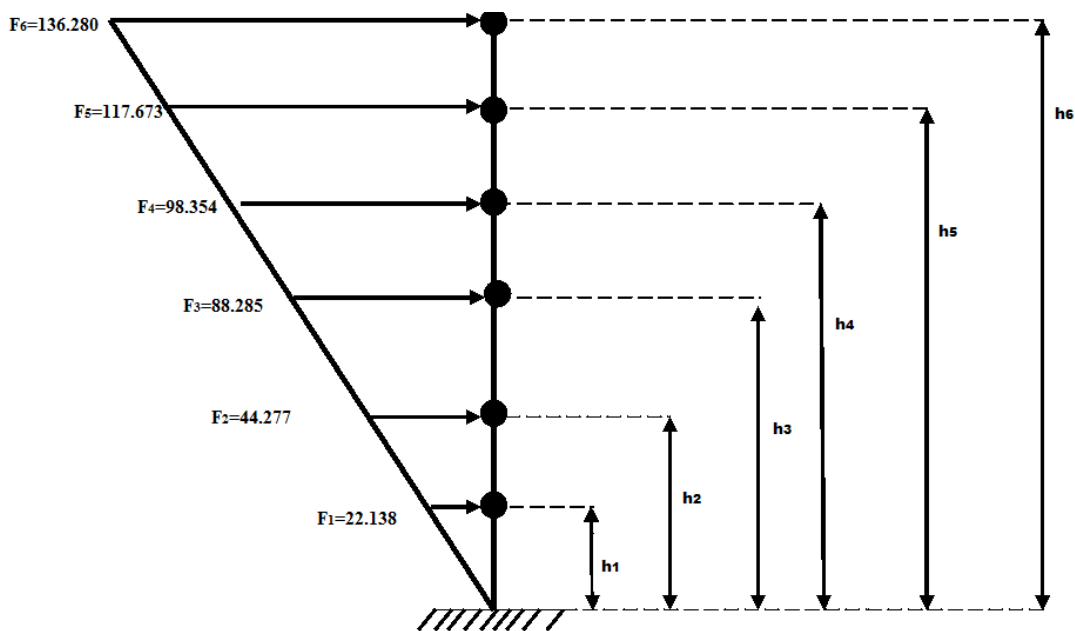


Figure V-02: la répartition de l’effort sismique transversal selon la hauteur.

b-Sens longitudinal

Sens longitudinal					
niveau	V_T	$W_i = W_j$	$h_i = h_j$	$W_j \times h_j$	$F_i(\text{tonne})$
RDC	760.51	696497	4.48	3120306.56	33.201
1ere	760.51	696497	8.96	6240613.12	66.415
2eme	760.51	925830.38	13.44	12443160.31	132.426
3ème	760.51	773568.15	17.92	13862341.25	147.530
4ème	760.51	773568.15	21.44	16585301.14	176.509
5ème	760.51	769542.15	24.96	19207772.06	204.419

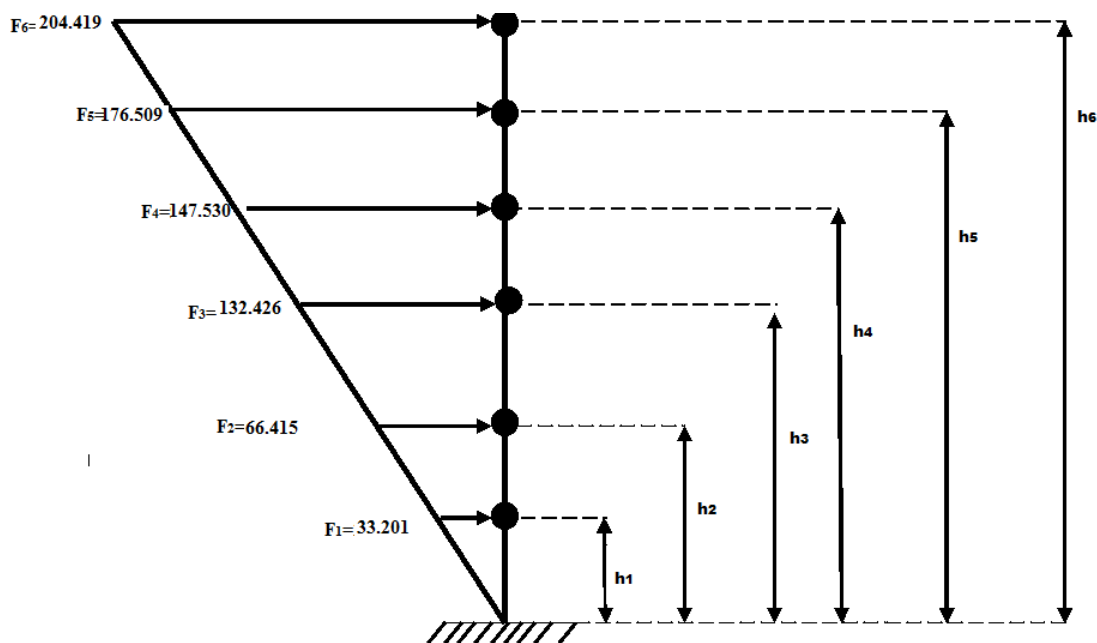


Figure V-03:la répartition de l’effort sismique longitudinal selon la hauteur.

V .5- Distribution horizontale des forces sismiques (efforts tranchants)

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

Avec :

V_k : L’effort tranchant au niveau de l’étage k.

Les résultats des efforts tranchants à chaque niveau sont donnés sur le tableau suivant :

Niveaux	Sens longitudinal		Sens transversal	
	F_i (tonne)	V_k (tonne)	F_i (tonne)	V_k (tonne)
RDC	22.138	501.007	33.201	760.5
1er étage	44.277	484.869	66.415	727.299
2^{ème} étage	88.285	440.592	132.426	660.884
3^{ème} étage	98.354	352.307	147.530	528.458
4^{ème} étage	117.673	253.953	176.509	380.928
5^{ème} étage	136.280	136.280	204.419	204.419

V.6- Répartition de la charge sismique suivant les portiques

L'effort tranchant du niveau j est distribué sur les différentes files porteuses en fonction de leurs rigidités relatives en tenant compte de l'excentricité (e) entre le centre de masse (G) et le centre de rigidité (T).

La répartition se fait suivant les deux sens comme suit :

a- Sens longitudinal :

$$T_{jx} = \tau_{jx} \left(\frac{R_{jx}}{\sum R_{jx}} \right) + \tau_{jx} \left(\frac{R_{jx} \times e_y \times Y_T}{R_{j\theta}} \right)$$

b-Sens transversal :

$$T_{jy} = \tau_{jy} \left(\frac{R_{jy}}{\sum R_{jy}} \right) + \tau_{jy} \left(\frac{R_{jy} \times e_x \times X_T}{R_{j\theta}} \right)$$

Avec :

τ : Effort sismique du niveau j ;(voir la distribution des forces sismiques selon la hauteur).

R_{jx} : Rigidité relative d'un portique longitudinal du niveau j.

R_{jy} : Rigidité relative d'un portique transversal du niveau j. (e_x ; e_y) : excentricité dans les deux sens.

$(X_T; Y_T)$: Coordonnées des portiques par rapport au centre de torsion.

$R_{j\theta}$: Rigidité à la torsion du niveau j.

V.6.1- Calcul des rigidités relatives des portiques

La rigidité relative d'un portique est donnée par la formule suivante :

$$R_j = \sum r_j^i = \left(\frac{12 \times E}{h_c^2} \sum_{p=1}^{p=n} I_j^p \times a_j^p \right)$$

Avec :

E : module d'élasticité de l'acier ($E = 2,1.106 \text{ daN/cm}^2$).

h_c : Hauteur de calcul du poteau.

i_j^p : La rigidité linéaire du poteau, elle est calculée par la formule suivante :

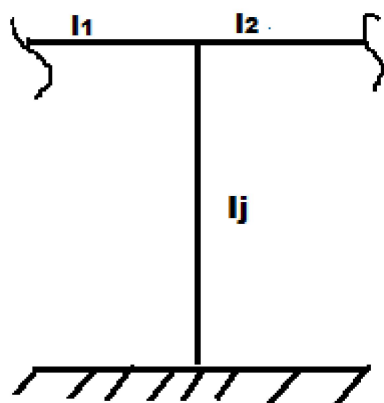
$$i_j^{\text{poteau}} = \frac{I}{h_c}$$

I : moment d'inertie du poteau.

a_j^p : Coefficient donné par MUTO en fonction de la position du poteau et de son inertie :

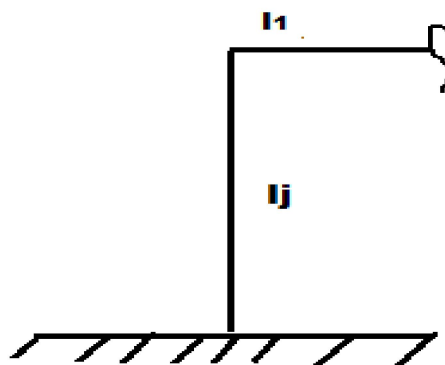
1-RDC

-Poteau intermédiaire



$$a_j = \frac{0.5 + \bar{k}_j}{2 + \bar{k}_j}$$

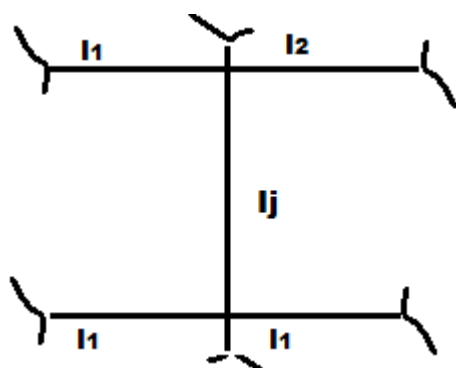
- Poteau de rive



$$\bar{k}_j = \frac{i_1 + i_2}{i_j}$$

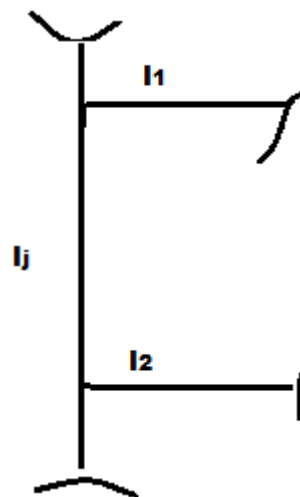
1- Etage courant :

-Poteau intermédiaire



$$a_j = \frac{\bar{k}_j}{2 + \bar{k}_j}$$

-Poteau de rive



$$\bar{k}_j = \frac{\sum i_{poutre}}{2 \times i_{poteau}}$$

Les résultats obtenus sont données dans les tableaux suivants :

niveau	File	poteau	I_p Cm ⁴	hc cm	i_j^p cm ³	i_1 cm ³	i_2 cm ³	\bar{K}_j	a_j	$a_j \times i_j^p$ cm ³	
RDC	B	5	6310	443	14.2437	0	8.69	0.61009	0.42530	6.0578	
		6	6310	443	14.2437	8.69	8.69	1.22018	0.53418	7.6086	
		7	6310	443	14.2437	8.69	8.69	1.22018	0.53418	7.6086	
		8	6310	443	14.2437	8.69	0	0.61009	0.42530	6.0578	
	$R_j = 3509.7583 \text{ daN/cm}$										
	C	5	6310	443	14.2437	0	8.69	0.61009	0.42530	6.0578	
		6	6310	443	14.2437	8.69	8.69	1.22018	0.53418	7.6086	
		7	6310	443	14.2437	8.69	8.69	1.22018	0.53418	7.6086	
		8	6310	443	14.2437	8.69	0	0.61009	0.42530	6.0578	
	$R_j = 3509.7583 \text{ daN/cm}$										
	D	2	6310	443	14.2437	0	8.69	0.61009	0.42530	6.0578	
		3	6310	443	14.2437	8.69	8.69	1.22018	0.53418	7.6086	
		4	6310	443	14.2437	8.69	8.69	1.22018	0.53418	7.6086	
		5	6310	443	14.2437	8.69	8.69	1.22018	0.53418	7.6086	
		6	6310	443	14.2437	8.69	8.69	1.22018	0.53418	7.6086	
		7	6310	443	14.2437	8.69	8.69	1.22018	0.53418	7.6086	
		8	6310	443	14.2437	8.69	8.69	1.22018	0.53418	7.6086	
		9	6310	443	14.2437	8.69	0	0.61009	0.42530	6.0578	
	$R_j = 7417.7878 \text{ daN/cm}$										
	D'	3	6310	443	14.2437	0	8.69	0.61009	0.42530	6.0578	
		4	6310	443	14.2437	8.69	8.69	1.22018	0.53418	7.6086	
		5	6310	443	14.2437	8.69	8.69	1.22018	0.53418	7.6086	
		6	6310	443	14.2437	8.69	8.69	1.22018	0.53418	7.6086	
		7	6310	443	14.2437	8.69	8.69	1.22018	0.53418	7.6086	
		8	6310	443	14.2437	8.69	8.69	1.22018	0.53418	7.6086	
		9	6310	443	14.2437	8.69	0	0.61009	0.42530	6.0578	
	$R_j = 6440.7804 \text{ daN/cm}$										
	E	2	6310	443	14.2437	0	8.69	0.61009	0.42530	6.0578	
		3	6310	443	14.2437	8.69	8.69	1.22018	0.53418	7.6086	
		4	6310	443	14.2437	8.69	8.69	1.22018	0.53418	7.6086	
		5	6310	443	14.2437	8.69	8.69	1.22018	0.53418	7.6086	
		6	6310	443	14.2437	8.69	8.69	1.22018	0.53418	7.6086	
7		6310	443	14.2437	8.69	8.69	1.22018	0.53418	7.6086		
8		6310	443	14.2437	8.69	8.69	1.22018	0.53418	7.6086		
9		6310	443	14.2437	8.69	0	0.61009	0.42530	6.0578		
$R_j = 7417.7878 \text{ daN/cm}$											
F	2	6310	443	14.2437	0	8.69	0.61009	0.42530	6.0578		
	3	6310	443	14.2437	8.69	8.69	1.22018	0.53418	7.6086		
	4	6310	443	14.2437	8.69	8.69	1.22018	0.53418	7.6086		
	5	6310	443	14.2437	8.69	8.69	1.22018	0.53418	7.6086		
	6	6310	443	14.2437	8.69	8.69	1.22018	0.53418	7.6086		
	7	6310	443	14.2437	8.69	8.69	1.22018	0.53418	7.6086		
	8	6310	443	14.2437	8.69	8.69	1.22018	0.53418	7.6086		
	9	6310	443	14.2437	8.69	0	0.61009	0.42530	6.0578		
$R_j = 7417.7878 \text{ daN/cm}$											

Etage 1	B	5	6310	443	14.2437	0	8.69	0.30504	0.13233	1.8848	
		6	6310	443	14.2437	8.69	8.69	0.61009	0.23374	3.3293	
		7	6310	443	14.2437	8.69	8.69	0.61009	0.23374	3.3293	
		8	6310	443	14.2437	8.69	0	0.30504	0.13233	1.8848	
	$R_j = 1339.0674 \text{ daN/cm}$										
	C	5	6310	443	14.2437	0	8.69	0.30504	0.13233	1.8848	
		6	6310	443	14.2437	8.69	8.69	0.61009	0.23374	3.3293	
		7	6310	443	14.2437	8.69	8.69	0.61009	0.23374	3.3293	
		8	6310	443	14.2437	8.69	0	0.30504	0.13233	1.8848	
	$R_j = 1339.0674 \text{ daN/cm}$										
	D	2	6310	443	14.2437	0	8.69	0.30504	0.13233	1.8848	
		3	6310	443	14.2437	8.69	8.69	0.61009	0.23374	3.3293	
		4	6310	443	14.2437	8.69	8.69	0.61009	0.23374	3.3293	
		5	6310	443	14.2437	8.69	8.69	0.61009	0.23374	3.3293	
		6	6310	443	14.2437	8.69	8.69	0.61009	0.23374	3.3293	
		7	6310	443	14.2437	8.69	8.69	0.61009	0.23374	3.3293	
		8	6310	443	14.2437	8.69	8.69	0.61009	0.23374	3.3293	
		9	6310	443	14.2437	8.69	0	0.30504	0.13233	1.8848	
	$R_j = 3049.1063 \text{ daN/cm}$										
	D'	3	6310	443	14.2437	0	8.69	0.30504	0.13233	1.8848	
		4	6310	443	14.2437	8.69	8.69	0.61009	0.23374	3.3293	
		5	6310	443	14.2437	8.69	8.69	0.61009	0.23374	3.3293	
		6	6310	443	14.2437	8.69	8.69	0.61009	0.23374	3.3293	
		7	6310	443	14.2437	8.69	8.69	0.61009	0.23374	3.3293	
		8	6310	443	14.2437	8.69	8.69	0.61009	0.23374	3.3293	
		9	6310	443	14.2437	8.69	0	0.30504	0.13233	1.8848	
	$R_j = 2621.5966 \text{ daN/cm}$										
	E	2	6310	443	14.2437	0	8.69	0.30504	0.13233	1.8848	
3		6310	443	14.2437	8.69	8.69	0.61009	0.23374	3.3293		
4		6310	443	14.2437	8.69	8.69	0.61009	0.23374	3.3293		
5		6310	443	14.2437	8.69	8.69	0.61009	0.23374	3.3293		
6		6310	443	14.2437	8.69	8.69	0.61009	0.23374	3.3293		
7		6310	443	14.2437	8.69	8.69	0.61009	0.23374	3.3293		
8		6310	443	14.2437	8.69	8.69	0.61009	0.23374	3.3293		
9		6310	443	14.2437	8.69	0	0.30504	0.13233	1.8848		
$R_j = 3049.1063 \text{ daN/cm}$											
F	2	6310	443	14.2437	0	8.69	0.30504	0.13233	1.8848		
	3	6310	443	14.2437	8.69	8.69	0.61009	0.23374	3.3293		
	4	6310	443	14.2437	8.69	8.69	0.61009	0.23374	3.3293		
	5	6310	443	14.2437	8.69	8.69	0.61009	0.23374	3.3293		
	6	6310	443	14.2437	8.69	8.69	0.61009	0.23374	3.3293		
	7	6310	443	14.2437	8.69	8.69	0.61009	0.23374	3.3293		
	8	6310	443	14.2437	8.69	8.69	0.61009	0.23374	3.3293		
	9	6310	443	14.2437	8.69	0	0.30504	0.13233	1.8848		
$R_j = 3049.1063 \text{ daN/cm}$											

Etage 2-3	B	5	3668	443	8.27990	0	8.69	0.52476	0.20784	1.7208	
		6	3668	443	8.27990	8.69	8.69	1.04952	0.34415	2.8495	
		7	3668	443	8.27990	8.69	8.69	1.04952	0.34415	2.8495	
		8	3668	443	8.27990	8.69	0	0.52476	0.20784	1.7208	
	$R_j = 1173.7288 \text{ daN/cm}$										
	C	5	3668	443	8.27990	0	8.69	0.52476	0.20784	1.7208	
		6	3668	443	8.27990	8.69	8.69	1.04952	0.34415	2.8495	
		7	3668	443	8.27990	8.69	8.69	1.04952	0.34415	2.8495	
		8	3668	443	8.27990	8.69	0	0.52476	0.20784	1.7208	
	$R_j = 1173.7288 \text{ daN/cm}$										
	D	2	3668	443	8.27990	0	8.69	0.52476	0.20784	1.7208	
		3	3668	443	8.27990	8.69	8.69	1.04952	0.34415	2.8495	
		4	3668	443	8.27990	8.69	8.69	1.04952	0.34415	2.8495	
		5	3668	443	8.27990	8.69	8.69	1.04952	0.34415	2.8495	
		6	3668	443	8.27990	8.69	8.69	1.04952	0.34415	2.8495	
		7	3668	443	8.27990	8.69	8.69	1.04952	0.34415	2.8495	
		8	3668	443	8.27990	8.69	8.69	1.04952	0.34415	2.8495	
		9	3668	443	8.27990	8.69	0	0.52476	0.20784	1.7208	
	$R_j = 2637.3266 \text{ daN/cm}$										
	E	2	3668	443	8.27990	0	8.69	0.52476	0.20784	1.7208	
		3	3668	443	8.27990	8.69	8.69	1.04952	0.34415	2.8495	
		4	3668	443	8.27990	8.69	8.69	1.04952	0.34415	2.8495	
		5	3668	443	8.27990	8.69	8.69	1.04952	0.34415	2.8495	
		6	3668	443	8.27990	8.69	8.69	1.04952	0.34415	2.8495	
		7	3668	443	8.27990	8.69	8.69	1.04952	0.34415	2.8495	
		8	3668	443	8.27990	8.69	8.69	1.04952	0.34415	2.8495	
		9	3668	443	8.27990	8.69	0	0.52476	0.20784	1.7208	
	$R_j = 2637.3266 \text{ daN/cm}$										
F	2	3668	443	8.27990	0	8.69	0.52476	0.20784	1.7208		
	3	3668	443	8.27990	8.69	8.69	1.04952	0.34415	2.8495		
	4	3668	443	8.27990	8.69	8.69	1.04952	0.34415	2.8495		
	5	3668	443	8.27990	8.69	8.69	1.04952	0.34415	2.8495		
	6	3668	443	8.27990	8.69	8.69	1.04952	0.34415	2.8495		
	7	3668	443	8.27990	8.69	8.69	1.04952	0.34415	2.8495		
	8	3668	443	8.27990	8.69	8.69	1.04952	0.34415	2.8495		
	9	3668	443	8.27990	8.69	0	0.52476	0.20784	1.7208		
$R_j = 2637.3266 \text{ daN/cm}$											
	B	5	1336	347	3.85014	0	8.69	1.12853	0.36072	1.3888	
		6	1336	347	3.85014	8.69	8.69	2.25706	0.53019	2.0413	
		7	1336	347	3.85014	8.69	8.69	2.25706	0.53019	2.0413	
		8	1336	347	3.85014	8.69	0	1.12853	0.36072	1.3888	
	$R_j = 1435.7484 \text{ daN/cm}$										
	C	5	1336	347	3.85014	0	8.69	1.12853	0.36072	1.3888	
		6	1336	347	3.85014	8.69	8.69	2.25706	0.53019	2.0413	
		7	1336	347	3.85014	8.69	8.69	2.25706	0.53019	2.0413	
		8	1336	347	3.85014	8.69	0	1.12853	0.36072	1.3888	
	$R_j = 1435.7484 \text{ daN/cm}$										
		2	1336	347	3.85014	0	8.69	1.12853	0.36072	1.3888	
		3	1336	347	3.85014	8.69	8.69	2.25706	0.53019	2.0413	

Etage 4-5	D	4	1336	347	3.85014	8.69	8.69	2.25706	0.53019	2.0413	
		5	1336	347	3.85014	8.69	8.69	2.25706	0.53019	2.0413	
		6	1336	347	3.85014	8.69	8.69	2.25706	0.53019	2.0413	
		7	1336	347	3.85014	8.69	8.69	2.25706	0.53019	2.0413	
		8	1336	347	3.85014	8.69	8.69	2.25706	0.53019	2.0413	
	9	1336	347	3.85014	8.69	0	1.12853	0.36072	1.3888		
	$R_j = 3144.6161 \text{ daN/cm}$										
	E	2	1336	347	3.85014	0	8.69	1.12853	0.36072	1.3888	
		3	1336	347	3.85014	8.69	8.69	2.25706	0.53019	2.0413	
		4	1336	347	3.85014	8.69	8.69	2.25706	0.53019	2.0413	
		5	1336	347	3.85014	8.69	8.69	2.25706	0.53019	2.0413	
		6	1336	347	3.85014	8.69	8.69	2.25706	0.53019	2.0413	
		7	1336	347	3.85014	8.69	8.69	2.25706	0.53019	2.0413	
		8	1336	347	3.85014	8.69	8.69	2.25706	0.53019	2.0413	
		9	1336	347	3.85014	8.69	0	1.12853	0.36072	1.3888	
	$R_j = 3144.6161 \text{ daN/cm}$										
	F	2	1336	347	3.85014	0	8.69	1.12853	0.36072	1.3888	
		3	1336	347	3.85014	8.69	8.69	2.25706	0.53019	2.0413	
		4	1336	347	3.85014	8.69	8.69	2.25706	0.53019	2.0413	
		5	1336	347	3.85014	8.69	8.69	2.25706	0.53019	2.0413	
		6	1336	347	3.85014	8.69	8.69	2.25706	0.53019	2.0413	
		7	1336	347	3.85014	8.69	8.69	2.25706	0.53019	2.0413	
		8	1336	347	3.85014	8.69	8.69	2.25706	0.53019	2.0413	
		9	1336	347	3.85014	8.69	0	1.12853	0.36072	1.3888	
	$R_j = 3144.6161 \text{ daN/cm}$										

2- Sens transversal:

niveau	File	poteau	I_p Cm ⁴	hc cm	i_j^p cm ³	i_1 cm ³	i_2 cm ³	\bar{K}_j	a_j	$a_j \times i_j^p$ cm ³	
RDC	2	D	18260	438.5	41.6419	0	59.24	1.42260	0.56173	23.391	
		E	18260	438.5	41.6419	59.24	71.78	3.14635	0.70853	29.504	
		F	18260	438.5	41.6419	71.78	0	1.72374	0.59717	24.867	
	$R_j = 10191.2807 \text{ daN/cm}$										
	3	D	18260	438.5	41.6419	0	115.12	2.76452	0.68517	28.531	
		D'	18260	438.5	41.6419	115.12	122.03	5.69498	0.80506	33.524	
		E	18260	438.5	41.6419	122.03	71.78	4.65420	0.77457	32.254	
		F	18260	438.5	41.6419	71.78	0	1.72374	0.59717	24.867	
	$R_j = 15618.8894 \text{ daN/cm}$										
	4	D	18260	438.5	41.6419	0	115.12	2.76452	0.68517	28.531	
		D'	18260	438.5	41.6419	115.12	122.03	5.69498	0.80506	33.524	
		E	18260	438.5	41.6419	122.03	71.78	4.65420	0.77457	32.254	
		F	18260	438.5	41.6419	71.78	0	1.72374	0.59717	24.867	
	$R_j = 15618.8894 \text{ daN/cm}$										
	5	B	18260	438.5	41.6419	0	52.93	1.27107	0.54143	22.546	
C		18260	438.5	41.6419	52.93	83.90	3.28587	0.71622	29.824		
D		18260	438.5	41.6419	83.90	115.12	4.77932	0.77873	32.427		
D'		18260	438.5	41.6419	115.12	122.03	5.69498	0.80506	33.524		

		E	18260	438.5	41.6419	122.03	71.78	4.65420	0.77457	32.254	
		F	18260	438.5	41.6419	71.78	0	1.72374	0.59717	24.867	
	$R_j = 22992.9616 \text{ daN/cm}$										
	6	B	18260	438.5	41.6419	0	52.93	1.27107	0.54143	22.546	
		C	18260	438.5	41.6419	52.93	83.90	3.28587	0.71622	29.824	
		D	18260	438.5	41.6419	83.90	115.12	4.77932	0.77873	32.427	
		D'	18260	438.5	41.6419	115.12	122.03	5.69498	0.80506	33.524	
		E	18260	438.5	41.6419	122.03	71.78	4.65420	0.77457	32.254	
		F	18260	438.5	41.6419	71.78	0	1.72374	0.59717	24.867	
	$R_j = 22992.9616 \text{ daN/cm}$										
	7	B	18260	438.5	41.6419	0	52.93	1.27107	0.54143	22.546	
		C	18260	438.5	41.6419	52.93	83.90	3.28587	0.71622	29.824	
		D	18260	438.5	41.6419	83.90	115.12	4.77932	0.77873	32.427	
		D'	18260	438.5	41.6419	115.12	122.03	5.69498	0.80506	33.524	
		E	18260	438.5	41.6419	122.03	71.78	4.65420	0.77457	32.254	
		F	18260	438.5	41.6419	71.78	0	1.72374	0.59717	24.867	
	$R_j = 22992.9616 \text{ daN/cm}$										
	8	B	18260	438.5	41.6419	0	52.93	1.27107	0.54143	22.546	
		C	18260	438.5	41.6419	52.93	83.90	3.28587	0.71622	29.824	
		D	18260	438.5	41.6419	83.90	115.12	4.77932	0.77873	32.427	
		D'	18260	438.5	41.6419	115.12	122.03	5.69498	0.80506	33.524	
		E	18260	438.5	41.6419	122.03	71.78	4.65420	0.77457	32.254	
		F	18260	438.5	41.6419	71.78	0	1.72374	0.59717	24.867	
	$R_j = 22992.9616 \text{ daN/cm}$										
9	D	18260	438.5	41.6419	0	115.12	2.76452	0.68517	28.531		
	D'	18260	438.5	41.6419	115.12	122.03	5.69498	0.80506	33.524		
	E	18260	438.5	41.6419	122.03	71.78	4.65420	0.77457	32.254		
	F	18260	438.5	41.6419	71.78	0	1.72374	0.59717	24.867		
$R_j = 15618.8894 \text{ daN/cm}$											
Etage 1	2	D	18260	438.5	41.6419	0	59.24	0.71130	0.26234	10.924	
		E	18260	438.5	41.6419	59.24	71.78	1.57317	0.44027	18.333	
		F	18260	438.5	41.6419	71.78	0	0.86187	0.30115	12.540	
	$R_j = 5477.8035 \text{ daN/cm}$										
	3	D	18260	438.5	41.6419	0	115.12	1.38226	0.40867	17.017	
		D'	18260	438.5	41.6419	115.12	122.03	2.84749	0.58741	24.460	
		E	18260	438.5	41.6419	122.03	71.78	2.32710	0.53779	22.394	
		F	18260	438.5	41.6419	71.78	0	0.86187	0.30115	12.540	
	$R_j = 10014.2223 \text{ daN/cm}$										
	4	D	18260	438.5	41.6419	0	115.12	1.38226	0.40867	17.017	
		D'	18260	438.5	41.6419	115.12	122.03	2.84749	0.58741	24.460	
		E	18260	438.5	41.6419	122.03	71.78	2.32710	0.53779	22.394	
		F	18260	438.5	41.6419	71.78	0	0.86187	0.30115	12.540	
	$R_j = 10014.2223 \text{ daN/cm}$										
	5	B	18260	438.5	41.6419	0	52.93	0.63553	0.24113	10.041	
		C	18260	438.5	41.6419	52.93	83.90	1.64293	0.45099	18.780	
		D	18260	438.5	41.6419	83.90	115.12	2.38966	0.54438	22.669	
		D'	18260	438.5	41.6419	115.12	122.03	2.84749	0.58741	24.460	
		E	18260	438.5	41.6419	122.03	71.78	2.32710	0.53779	22.394	
		F	18260	438.5	41.6419	71.78	0	0.86187	0.30115	12.540	

$R_j = 14532.1619 \text{ daN/cm}$									
6	B	18260	438.5	41.6419	0	52.93	0.63553	0.24113	10.041
	C	18260	438.5	41.6419	52.93	83.90	1.64293	0.45099	18.780
	D	18260	438.5	41.6419	83.90	115.12	2.38966	0.54438	22.669
	D	18260	438.5	41.6419	115.12	122.03	2.84749	0.58741	24.460
	E	18260	438.5	41.6419	122.03	71.78	2.32710	0.53779	22.394
	F	18260	438.5	41.6419	71.78	0	0.86187	0.30115	12.540
$R_j = 14532.1619 \text{ daN/cm}$									
7	B	18260	438.5	41.6419	0	52.93	0.63553	0.24113	10.041
	C	18260	438.5	41.6419	52.93	83.90	1.64293	0.45099	18.780
	D	18260	438.5	41.6419	83.90	115.12	2.38966	0.54438	22.669
	D	18260	438.5	41.6419	115.12	122.03	2.84749	0.58741	24.460
	E	18260	438.5	41.6419	122.03	71.78	2.32710	0.53779	22.394
	F	18260	438.5	41.6419	71.78	0	0.86187	0.30115	12.540
$R_j = 14532.1619 \text{ daN/cm}$									
8	B	18260	438.5	41.6419	0	52.93	0.63553	0.24113	10.041
	C	18260	438.5	41.6419	52.93	83.90	1.64293	0.45099	18.780
	D	18260	438.5	41.6419	83.90	115.12	2.38966	0.54438	22.669
	D	18260	438.5	41.6419	115.12	122.03	2.84749	0.58741	24.460
	E	18260	438.5	41.6419	122.03	71.78	2.32710	0.53779	22.394
	F	18260	438.5	41.6419	71.78	0	0.86187	0.30115	12.540
$R_j = 14532.1619 \text{ daN/cm}$									
9	D	18260	438.5	41.6419	0	115.12	1.38226	0.40867	17.017
	D	18260	438.5	41.6419	115.12	122.03	2.84749	0.58741	24.460
	E	18260	438.5	41.6419	122.03	71.78	2.32710	0.53779	22.394
	F	18260	438.5	41.6419	71.78	0	0.86187	0.30115	12.540
$R_j = 10014.2223 \text{ daN/cm}$									

Etage 2et3	2	D	10450	438.5	23.8312	0	59.24	1.24290	0.38326	9.1335	
		E	10450	438.5	23.8312	59.24	71.78	2.74891	0.57885	13.794	
		F	10450	438.5	23.8312	71.78	0	1.50600	0.42954	10.236	
	$R_j = 4346.3200 \text{ daN/cm}$										
	3	D	10450	438.5	23.8312	0	59.24	1.24290	0.38326	9.1335	
		E	10450	438.5	23.8312	59.24	71.78	2.74891	0.57885	13.794	
		F	10450	438.5	23.8312	71.78	0	1.50600	0.42954	10.236	
	$R_j = 4346.3200 \text{ daN/cm}$										
	4	D	10450	438.5	23.8312	0	59.24	1.24290	0.38326	9.1335	
		E	10450	438.5	23.8312	59.24	71.78	2.74891	0.57885	13.794	
		F	10450	438.5	23.8312	71.78	0	1.50600	0.42954	10.236	
	$R_j = 4346.3200 \text{ daN/cm}$										
	5	B	10450	438.5	23.8312	0	52.93	1.11051	0.35701	8.5079	
		C	10450	438.5	23.8312	52.93	83.90	2.87081	0.58939	20.480	
		D	10450	438.5	23.8312	83.90	115.12	4.17561	0.67614	16.113	
		E	10450	438.5	23.8312	115.12	71.78	3.82133	0.65643	15.643	
		F	10450	438.5	23.8312	71.78	0	1.50600	0.42954	10.236	
	$R_j = 9302.4368 \text{ daN/cm}$										
		B	10450	438.5	23.8312	0	52.93	1.11051	0.35701	8.5079	
		C	10450	438.5	23.8312	52.93	83.90	2.87081	0.58939	20.480	

	6	D	10450	438.5	23.8312	83.90	115.12	4.17561	0.67614	16.113	
		E	10450	438.5	23.8312	115.12	71.78	3.82133	0.65643	15.643	
		F	10450	438.5	23.8312	71.78	0	1.50600	0.42954	10.236	
	$R_j = 9302.4368 \text{ daN/cm}$										
	7	B	10450	438.5	23.8312	0	52.93	1.11051	0.35701	8.5079	
		C	10450	438.5	23.8312	52.93	83.90	2.87081	0.58939	20.480	
		D	10450	438.5	23.8312	83.90	115.12	4.17561	0.67614	16.113	
		E	10450	438.5	23.8312	115.12	71.78	3.82133	0.65643	15.643	
		F	10450	438.5	23.8312	71.78	0	1.50600	0.42954	10.236	
	$R_j = 9302.4368 \text{ daN/cm}$										
	8	B	10450	438.5	23.8312	0	52.93	1.11051	0.35701	8.5079	
		C	10450	438.5	23.8312	52.93	83.90	2.87081	0.58939	20.480	
		D	10450	438.5	23.8312	83.90	115.12	4.17561	0.67614	16.113	
		E	10450	438.5	23.8312	115.12	71.78	3.82133	0.65643	15.643	
		F	10450	438.5	23.8312	71.78	0	1.50600	0.42954	10.236	
	$R_j = 9302.4368 \text{ daN/cm}$										
	9	D	10450	438.5	23.8312	0	59.24	1.24290	0.38326	9.1335	
		E	10450	438.5	23.8312	59.24	71.78	2.74891	0.57885	13.794	
F		10450	438.5	23.8312	71.78	0	1.50600	0.42954	10.236		
$R_j = 4346.3200 \text{ daN/cm}$											
Etage 4et5	2	D	3692	347	10.6397	0	59.24	2.78391	0.58193	6.1915	
		E	3692	347	10.6397	59.24	71.78	6.15712	0.75481	8.0309	
		F	3692	347	10.6397	71.78	0	3.37321	0.62778	6.6793	
	$R_j = 4374.4474 \text{ daN/cm}$										
	3	D	3692	347	10.6397	0	59.24	2.78391	0.58193	6.1915	
		E	3692	347	10.6397	59.24	71.78	6.15712	0.75481	8.0309	
		F	3692	347	10.6397	71.78	0	3.37321	0.62778	6.6793	
	$R_j = 4374.4474 \text{ daN/cm}$										
	4	D	3692	347	10.6397	0	59.24	2.78391	0.58193	6.1915	
		E	3692	347	10.6397	59.24	71.78	6.15712	0.75481	8.0309	
		F	3692	347	10.6397	71.78	0	3.37321	0.62778	6.6793	
	$R_j = 4374.4474 \text{ daN/cm}$										
	5	B	3692	347	10.6397	0	52.93	2.48738	0.55430	5.8975	
		C	3692	347	10.6397	52.93	83.90	6.43016	0.76275	8.1154	
		D	3692	347	10.6397	83.90	115.12	9.35270	0.82383	8.7653	
		E	3692	347	10.6397	115.12	71.78	8.78314	0.81452	8.6662	
		F	3692	347	10.6397	71.78	0	3.37321	0.62778	6.6793	
	$R_j = 7978.7826 \text{ daN/cm}$										
	6	B	3692	347	10.6397	0	52.93	2.48738	0.55430	5.8975	
		C	3692	347	10.6397	52.93	83.90	6.43016	0.76275	8.1154	
		D	3692	347	10.6397	83.90	115.12	9.35270	0.82383	8.7653	
E		3692	347	10.6397	115.12	71.78	8.78314	0.81452	8.6662		
F		3692	347	10.6397	71.78	0	3.37321	0.62778	6.6793		
$R_j = 7978.7826 \text{ daN/cm}$											
7	B	3692	347	10.6397	0	52.93	2.48738	0.55430	5.8975		
	C	3692	347	10.6397	52.93	83.90	6.43016	0.76275	8.1154		
	D	3692	347	10.6397	83.90	115.12	9.35270	0.82383	8.7653		
	E	3692	347	10.6397	115.12	71.78	8.78314	0.81452	8.6662		
	F	3692	347	10.6397	71.78	0	3.37321	0.62778	6.6793		

			$R_j = 7978.7826 \text{ daN/cm}$						
8	B	3692	347	10.6397	0	52.93	2.48738	0.55430	5.8975
	C	3692	347	10.6397	52.93	83.90	6.43016	0.76275	8.1154
	D	3692	347	10.6397	83.90	115.12	9.35270	0.82383	8.7653
	E	3692	347	10.6397	115.12	71.78	8.78314	0.81452	8.6662
	F	3692	347	10.6397	71.78	0	3.37321	0.62778	6.6793
			$R_j = 7978.7826 \text{ daN/cm}$						
9	D	3692	347	10.6397	0	59.24	2.78391	0.58193	6.1915
	E	3692	347	10.6397	59.24	71.78	6.15712	0.75481	8.0309
	F	3692	347	10.6397	71.78	0	3.37321	0.62778	6.6793
			$R_j = 4374.4474 \text{ daN/cm}$						

VI.6.2- Calcul de la rigidité à la torsion :

La rigidité à la torsion est donnée par la formule suivante :

$$R_{j\theta} = \sum_{i=1}^n R_{jy} \cdot X_j^2 + \sum_{i=1}^n R_{jx} \cdot Y_j^2$$

Avec :

R_{jy}, R_{jx} : Rigidités relatives des portiques suivant les deux sens.

X_j, Y_j : Coordonnées des portiques par rapport au centre de rigidité.

❖ Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux suivants :

Niveau	Sens	file	R_{jy} (daN/cm)	X_j cm	X_j^2 Cm ²	$R_{jy} \times X_j^2$ (daN.cm)
RDC	Transversal	2	10191.2807	-2822.5	7966506.25	8.1188 E+10
		3	15618.8894	-2072.5	4295256.25	6.7087 E+10
		4	15618.8894	-1322.5	1749006.25	2.7317 E+10
		5	22992.9616	-572.50	327756.25	7536086870
		6	22992.9616	122.50	15006.25	345038130
		7	22992.9616	872.50	761256.25	1.7503 E+10
		8	22992.9616	1622.5	2632506.25	6.0529 E+10
		9	15618.8894	2372.5	5628756.25	8.7814 E+10
		Longitudinal	File	R_{jx} (daN/cm)	Y_j cm	Y_j^2 Cm ²
	B		3509.7583	1616.5	2613072.25	9171252018
	C		3509.7583	348.5	121452.25	426268042.5
	D		7417.7878	-381.5	145542.25	1079601526
	D'		6440.7804	-964.5	930260.25	5991601985
	E		7417.7878	-1514.5	2293710.25	1.7014 E+10
	F		7417.7878	-2449.5	6000050.25	4.4507 E+10
$R_{j\theta} = 4.2750 \times 10^{11} \text{ (daN/cm)}$						

niveau	Sens	file	R_{jy} (daN/cm)	X_j cm	X_j^2 Cm ²	$R_{jy} \times X_j^2$ (daN.cm)
Etage 1	Transversal	2	5477.8035	-2822.5	7966506.25	4.3638 E+10
		3	10014.2223	-2072.5	4295256.25	4.3013 E+10
		4	10014.2223	-1322.5	1749006.25	1.7514 E+10
		5	14532.1619	-572.50	327756.25	4763006889
		6	14532.1619	122.50	15006.25	218073254.5
		7	14532.1619	872.50	761256.25	1.1062 E+10
		8	14532.1619	1622.5	2632506.25	3.8256 E+10
		9	10014.2223	2372.5	5628756.25	5.6367 E+10
		Longitudinal	File	R_{jx} (daN/cm)	Y_j cm	Y_j^2 Cm ²
	B		1339.0674	1616.5	2613072.25	3499079864
	C		1339.0674	348.5	121452.25	162632748.6
	D		3049.1063	-381.5	145542.25	443773791.4
	D'		2621.5966	-964.5	930260.25	2438767109
	E		3049.1063	-1514.5	2293710.25	6993766374
	F		3049.1063	-2449.5	6000050.25	1.8294 E+10
$R_{j\theta} = 2.4666 \times 10^{11}$ (daN/cm)						

niveau	Sens	file	R_{jy} (daN/cm)	X_j cm	X_j^2 Cm ²	$R_{jy} \times X_j^2$ (daN.cm)
Etage 2 et 3	Transversal	2	4346.3200	-2822.5	7966506.25	3.4624 E+10
		3	4346.3200	-2072.5	4295256.25	1.8668 E+10
		4	4346.3200	-1322.5	1749006.25	7601740845
		5	9302.4368	-572.50	327756.25	3048931801
		6	9302.4368	122.50	15006.25	139594692.2
		7	9302.4368	872.50	761256.25	7081538154
		8	9302.4368	1622.5	2632506.25	2.4488 E+10
		9	4346.3200	2372.5	5628756.25	2.4464 E+10
		Longitudinal	File	R_{jx} (daN/cm)	Y_j cm	Y_j^2 Cm ²
	B		1173.7288	1616.5	2613072.25	3067038156
	C		1173.7288	348.5	121452.25	142552003.7
	D		2637.3266	-381.5	145542.25	383842447.3
	E		2637.3266	-1514.5	2293710.25	6049263055
	F		2637.3266	-2449.5	6000050.25	1.5824 E+10
	$R_{j\theta} = 1.4558 \times 10^{11}$ (daN/cm)					

niveau	Sens	file	$R_{jy}(\text{daN/cm})$	X_j cm	X_j^2 Cm^2	$R_{jy} \times X_j^2$ (daN.cm)
Etage 4 et 5	Transversal	2	4374.4474	-2822.5	7966506.25	3.4849 E+10
		3	4374.4474	-2072.5	4295256.25	1.8789 E+10
		4	4374.4474	-1322.5	1749006.25	2615095856
		5	7978.7826	-572.50	327756.25	3048931801
		6	7978.7826	122.50	15006.25	119731606.4
		7	7978.7826	872.50	761256.25	6073898122
		8	7978.7826	1622.5	2632506.25	2.1004 E+10
		9	4374.4474	2372.5	5628756.25	2.4622 E+10
	Longitudinal	File	$R_{jx}(\text{daN/cm})$	Y_j cm	Y_j^2 Cm^2	$R_{jx} \times Y_j^2$ (daN.cm)
		B	1435.7484	1616.5	2613072.25	3751714302
		C	1435.7484	348.5	121452.25	174374873.8
		D	3144.6161	-381.5	145542.25	457674502.6
		E	3144.6161	-1514.5	2293710.25	7212838181
		F	3144.6161	-2449.5	6000050.25	1.8867 E+10
	$R_{j\theta} = 1.4158 \times 10^{11}$ (daN/cm)					

VI.6.3- Répartition des charges sismiques par niveau suivant les portiques

1- Sens longitudinal

niveau	portique	ζ_j (dan)	$R_{j\theta}$ (dan/cm) $\times 10^{11}$	R_{jx} (dan/cm)	ΣR_{jx} (dan/cm)	e_y (cm)	Y_t (cm)	T_{jx} (dan)
RDC	B	33201	4.2750	3509.7583	35713.6604	620.4	1600.5	3262.8348
	C	33201	4.2750	3509.7583	35713.6604	620.4	332.5	3262.8284
	D	33201	4.2750	7417.7878	35713.6604	620.4	-365.5	6895.9000
	D'	33201	4.2750	6440.7804	35713.6604	620.4	-948.5	5987.6257
	E	33201	4.2750	7417.7878	35713.6604	620.4	-1498.5	6895.8878
	F	33201	4.2750	7417.7878	35713.6604	620.4	-2433.5	6895.8777
Etage 1	B	66415	2.4666	1339.0674	14447.0503	620.4	1600.5	6155.8752
	C	66415	2.4666	1339.0674	14447.0503	620.4	332.5	6155.8709
	D	66415	2.4666	3049.1063	14447.0503	620.4	-365.5	12051.8233
	D'	66415	2.4666	2621.5966	14447.0503	620.4	-948.5	12051.8198
	E	66415	2.4666	3049.1063	14447.0503	620.4	-1498.5	12051.8146
	F	66415	2.4666	3049.1063	14447.0503	620.4	-2433.5	12051.8074
Etage 2	B	132426	1.4558	1173.7288	10259.4374	620.4	1600.5	15150.1769
	C	132426	1.4558	1173.7288	10259.4374	620.4	332.5	15150.1706
	D	132426	1.4558	2637.3266	10259.4374	620.4	-365.5	34041.8914
	E	132426	1.4558	2637.3266	10259.4374	620.4	-1498.5	34041.8705
	F	132426	1.4558	2637.3266	10259.4374	620.4	-2433.5	34041.8600
	B	147530	1.4558	1173.7288	10259.4374	620.4	1600.5	16878.1469

Etage 3	C	147530	1.4558	1173.7288	10259.4374	620.4	332.5	16878.1406
	D	147530	1.4558	2637.3266	10259.4374	620.4	-365.5	37924.5699
	E	147530	1.4558	2637.3266	10259.4374	620.4	-1498.5	37924.5572
	F	147530	1.4558	2637.3266	10259.4374	620.4	-2433.5	37924.5466
Etage 4	B	176509	1.4158	1435.7484	12305.3451	620.4	1600.5	20594.5169
	C	176509	1.4158	1435.7484	12305.3451	620.4	332.5	20594.5089
	D	176509	1.4158	3144.6161	12305.3451	620.4	-365.5	45106.6570
	E	176509	1.4158	3144.6161	12305.3451	620.4	-1498.5	45106.6414
Etage 5	B	204419	1.4158	1435.7484	12305.3451	620.4	1600.5	23850.9666
	C	204419	1.4158	1435.7484	12305.3451	620.4	332.5	23850.9587
	D	204419	1.4158	3144.6161	12305.3451	620.4	-365.5	52239.0238
	E	204419	1.4158	3144.6161	12305.3451	620.4	-1498.5	52239.0082
	F	204419	1.4158	3144.6161	12305.3451	620.4	-2433.5	52238.6535

2- Sens transversal :

niveau	portique	ζ_{jy} (dan)	$R_{j\theta}$ (dan/cm) $\times 10^{11}$	R_{jy} (dan/cm)	ΣR_{jy} (dan/cm)	e_x (cm)	X_t (cm)	T_{jx} (dan)
RDC	2	22138	4.2750	10191.2807	149019.7953	787.5	-28185	15013.4614
	3	22138	4.2750	15618.8894	149019.7953	787.5	-20325	2319.7175
	4	22138	4.2750	15618.8894	149019.7953	787.5	-12825	2319.9333
	5	22138	4.2750	22992.9616	149019.7953	787.5	-5325	3415.5500
	6	22138	4.2750	22992.9616	149019.7953	787.5	825	3415.8105
	7	22138	4.2750	22992.9616	149019.7953	787.5	8325	3416.1282
	8	22138	4.2750	22992.9616	149019.7953	787.5	15825	3416.4458
	9	22138	4.2750	15618.8894	149019.7953	787.5	23325	2320.9733
Etage 1	2	44277	2.4666	5477.8035	93649.118	787.5	-28185	2589.3948
	3	44277	2.4666	10014.2223	93649.118	787.5	-20325	4734.6918
	4	44277	2.4666	10014.2223	93649.118	787.5	-12825	4734.2818
	5	44277	2.4666	14532.1619	93649.118	787.5	-5325	6870.5120
	6	44277	2.4666	14532.1619	93649.118	787.5	825	6870.7974
	7	44277	2.4666	14532.1619	93649.118	787.5	8325	6871.1453
	8	44277	2.4666	14532.1619	93649.118	787.5	15825	6871.4933
	9	44277	2.4666	10014.2223	93649.118	787.5	23325	4735.4376
Etage 2	2	88285	1.4558	4346.3200	54595.0272	787.5	-28185	7028.3320
	3	88285	1.4558	4346.3200	54595.0272	787.5	-20325	7027.9069
	4	88285	1.4558	4346.3200	54595.0272	787.5	-12825	7028.0833
	5	88285	1.4558	9302.4368	54595.0272	787.5	-5325	15042.5972
	6	88285	1.4558	9302.4368	54595.0272	787.5	825	15042.9066
	7	88285	1.4558	9302.4368	54595.0272	787.5	8325	15043.2840
	8	88285	1.4558	9302.4368	54595.0272	787.5	15825	15043.6614
	9	88285	1.4558	4346.3200	54595.0272	787.5	23325	7028.9332
	2	98354	1.4558	4346.3200	54595.0272	787.5	-28185	7829.3170
	3	98354	1.4558	4346.3200	54595.0272	787.5	-20325	7829.5018

Etage 3	4	98354	1.4558	4346.3200	54595.0272	787.5	-12825	7829.6782
	5	98354	1.4558	9302.4368	54595.0272	787.5	-5325	16758.2523
	6	98354	1.4558	9302.4368	54595.0272	787.5	825	16758.5617
	7	98354	1.4558	9302.4368	54595.0272	787.5	8325	16758.9391
	8	98354	1.4558	9302.4368	54595.0272	787.5	15825	16759.3165
	9	98354	1.4558	4346.3200	54595.0272	787.5	23325	7830.5281
Etage 4	2	117673	1.4158	4374.4474	49412.92	787.5	-28185	10416.7181
	3	117673	1.4158	4374.4474	49412.92	787.5	-20325	10416.9094
	4	117673	1.4158	4374.4474	49412.92	787.5	-12825	10417.0919
	5	117673	1.4158	7978.7826	49412.92	787.5	-5325	19000.6097
	6	117673	1.4158	7978.7826	49412.92	787.5	825	19000.8826
	7	117673	1.4158	7978.7826	49412.92	787.5	8325	19001.2154
	8	117673	1.4158	7978.7826	49412.92	787.5	15825	19001.5483
	9	117673	1.4158	4374.4474	49412.92	787.5	23325	10417.9715
Etage 5	2	136280	1.4158	4374.4474	49412.92	787.5	-28185	12063.9663
	3	136280	1.4158	4374.4474	49412.92	787.5	-20325	12064.1576
	4	136280	1.4158	4374.4474	49412.92	787.5	-12825	12064.3401
	5	136280	1.4158	7978.7826	49412.92	787.5	-5325	22005.1115
	6	136280	1.4158	7978.7826	49412.92	787.5	825	22005.3844
	7	136280	1.4158	7978.7826	49412.92	787.5	8325	22005.7173
	8	136280	1.4158	7978.7826	49412.92	787.5	15825	22006.0501
	9	136280	1.4158	4374.4474	49412.92	787.5	23325	12065.2196

Chapitre VI : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

VI.1- Études des escaliers

VI.1.1- Introduction

Un escalier est formé d'une succession de plans horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre, La longueur des marches s'appelle l'embranchement(L), la largeur s'appelle giron(g) et la hauteur c'est la contre marche (h), figure IV.1

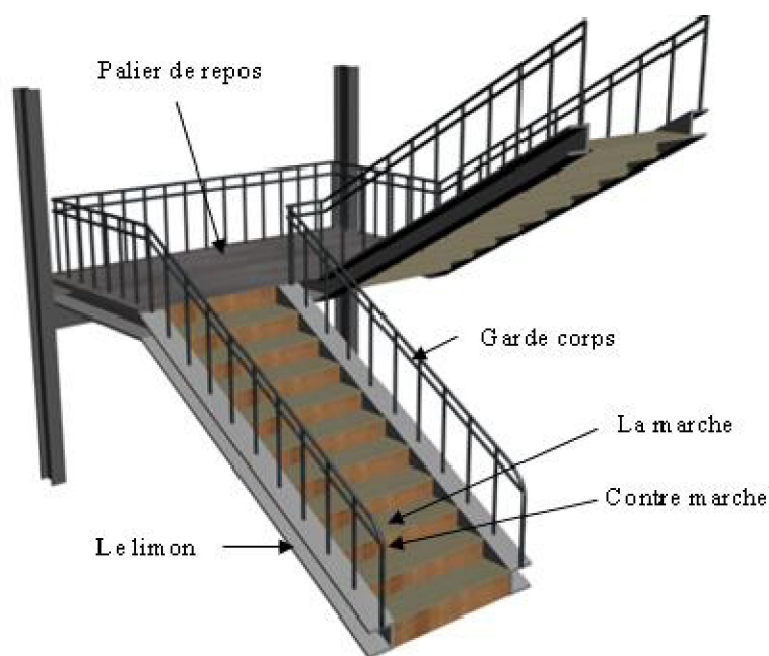


Figure VI-1 : Vue d'un escalier

- ✓ **Palier de repos** : est un espace plat et spatial qui marque un étage après une série de marche, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- ✓ **Volée** : est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.

- ✓ **Limons** : est un élément incliné supportant les marches, et aussi appelé crémaillère, pour les limons on emploie des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un fer en U dont l'âme sera verticale.
- ✓ **Garde corps** : Il est utilisé pour assurer la sécurité.
- ✓ **Giron**: largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.

VI.1.2- Choix des dimensions

Le choix des dimensions se fait selon la formule de BLONDEL suivante :

$$59\text{cm} < g + 2h < 66\text{cm}$$

On a :

$$14\text{cm} < h < 20\text{cm}$$

$$22\text{cm} < g < 30\text{cm}$$

Avec

h : Hauteur de marche → $h = 17\text{cm}$.

g : La largeur de la marche (giron) → $g = 30\text{cm}$.

H : La hauteur d'étage → $H = 4.48\text{m}$.

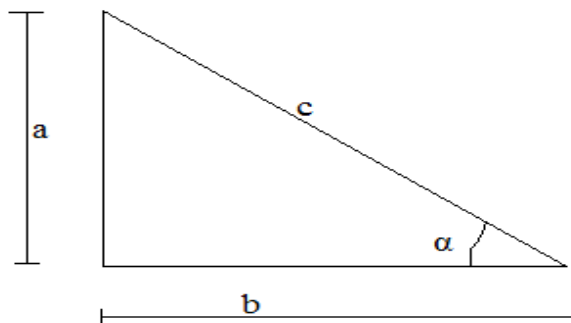
Pour $h = 17\text{cm}$

$$\text{On a : } n = \frac{H}{2h} \leftrightarrow n = \frac{4480}{2(17)} = 13.17 \rightarrow n = 13 \text{ contre marches.}$$

$$n' = (n - 1) \leftrightarrow n' = (13 - 1) \rightarrow n' = 12 \text{ Nombre de marches}$$

-la longueur de la ligne de foulée

$$L = g(n' - 1) \leftrightarrow L = 30(12 - 1) \rightarrow L = 3.30\text{m}$$



-Inclinaison du limon

$$\operatorname{tng}\alpha = \frac{a}{b} \leftrightarrow \frac{180}{330} = 0.66 \rightarrow \alpha = 28.61^\circ$$

-La longueur de limon

$$L = \frac{180}{\sin\alpha} \leftrightarrow \frac{180}{\sin 28.61} \rightarrow L = 3.75\text{m}$$

VI.1.3- Dimensionnement des supports de marches

-la longueur de la marche: $L = 1.80\text{m}$

-Largeur de la marche : $L = 0.3\text{m}$

1-Évaluation des charges et surcharges**a) charge permanentes**

-Tôle d'épaisseur 8 mm:..... 72daN/m².

-Mortier de pose :..... 36daN/m²

-Revêtements carrelage :.....40daN/m²

$$G = (45 + 36 + 40) \times 0.3 = 44.4\text{daN/m}_1$$

b) Charges d'exploitation

$$Q = 250 \times 0.3 = 75\text{daN/m}_1$$

2- Pré dimensionnement des supports de marches: (condition de rigidité)

On a une poutre posée sur deux appuis simples et une charge uniformément répartie.

- Condition flèche est : $f_{\max} \leq f_{\text{adm}}$

$$f = \frac{5q \times l^3}{384EI} \quad \text{Et} \quad f_{\text{adm}} = \frac{l}{300}$$

$$q_{\text{ELS}} = G + Q \leftrightarrow q_{\text{ELS}} = 44.4 + 75 \rightarrow q_{\text{ELS}} = 119.4\text{daN/m}_1$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_{\text{ELS}} \times l^3}{384E} \times 300 \leftrightarrow I_y \geq \frac{5 \times (119.4) \times 10^{-2} \times 180^3}{384 \times 2.1 \times 10^6} \times 300 \rightarrow I_y \geq 12.95\text{cm}^4$$

On opte pour une cornière de $L55 \times L55 \times 5$ avec $I_y = 14.7 \text{ cm}^4$

➤ Vérification à l'ELU

$$q_{\text{ELU}} = 1.35G + 1.5Q \leftrightarrow 1.35(44.4 + 4.18) + 1.5(75)$$

a-classe de la section

La cornière est de classe 1.

b- Vérification de l'effort tranchant : $V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$

$$V_{sd} = \frac{q.l}{2} = \frac{178.08 \times 1.80}{2} = 160.27 \text{ daN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{5.32 \times 2350}{1.1 \times \sqrt{3}} = 6561.84 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 160.27 \text{ kN} < V_{pl,Rd} = 6561.84 \text{ daN} \text{ ----- ok.}$$

$$V_{sd} = 160.27 \text{ kN} < 0.5 V_{pl,Rd} = 3280.92 \text{ daN}$$

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

c- Vérification du moment fléchissant $M_{sd} \leq M_{ply,Rd}$

$$M_{sd} = \frac{q.L^2}{8} = \frac{178.08 \times 1.8^2}{8} = 72.12 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{m0}} = \frac{3.70 \times 2350}{1.1} = 7904.54 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 72.12 \text{ daN.m} < M_{ply,Rd} = 7904.54 \text{ daN.m} \text{ ----- ok.}$$

➤ Vérification à l'ELS: $f_{max} \leq f_{adm}$

$$f_{max} = \frac{5q_{ELS} \times L^4}{384EI} = \frac{5(119.4 + 4.18) \times 10^{-2} \times 1.80^4}{384 \times 2.1 \times 14.71} = 0.54 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{1}{300} = \frac{180}{300} = 0.60$$

$$f_{max} = 0.54 \text{ cm} < f_{adm} = 0.60 \text{ cm} \text{ ----- ok.}$$

La cornière L55×55×5 est adoptée comme support des marches.

VI.1.4- Dimensionnement des limons**1-Évaluation de charges****a) Charges permanentes****-Volée**

-Cornière L55x55x5 : $4.18 \times \frac{1.8}{0.3} = 25.08 \text{ daN/m}_l$.

-Tôle d'épaisseur (e = 8mm) : 72 daN/m^2 .

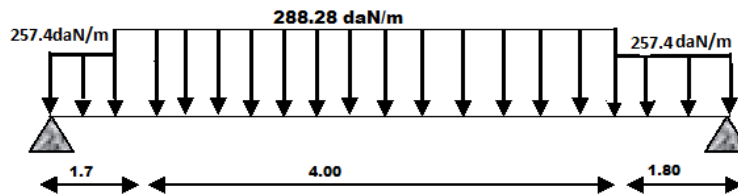
- Mortier de pose :36daN/m².
- Revêtements carrelages :40daN/m² :
- Garde corps (cloison) :130daN/m_l.

$$G_v = (72 + 36 + 40) \times \frac{1.80}{2} + 25.08 + 130 = 288.28 \text{ daN/m}_l.$$

-Palier

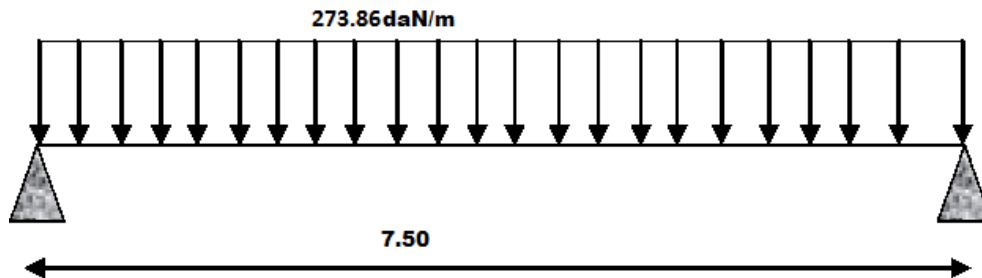
- Dalle en béton (e=8cm) :200daN/m².
- TN40 :10daN/m².
- Mortier de pose : 36daN/m².
- Revêtements carrelage :40daN/m².

$$G_p = (200 + 10 + 36 + 40) \times \frac{1.80}{2} = 257.40 \text{ daN/m}_l.$$

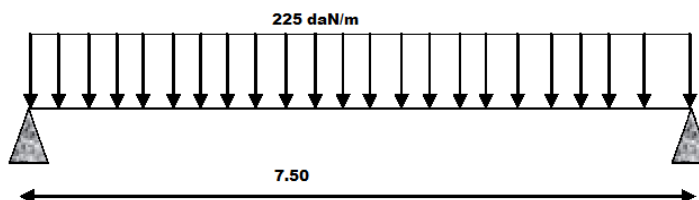


On peut exprimer G_p et G_v par une charge équivalente calculée par la formule suivante:

$$G_{eq} = \frac{257.4 \times (1.7 + 1.8) + (288.28 \times 4.00)}{7.5} = 273.86 \text{ daN/m}$$



b) Charges d'exploitations



On considère le limon comme une poutre simplement appuyée posée chargée par un chargement uniforme.

$$F \leq F_{adm}$$

$$\text{Avec : } F = F_G + F_Q$$

$$F_G = \frac{5G_{eq} \times l^4}{384EI} \quad \text{Et} \quad F_Q = \frac{5Q \times l^4}{384EI}$$

$$F = \frac{5G_{eq} \times l^4}{384EI} + \frac{5Q \times l^4}{384EI} \leq F_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5(G_{eq}+Q) \times l^3}{384E} \leftrightarrow I_y \geq \frac{5(273.86+225)10^{-2} \times 750^3}{384 \times 2.1 \times 10^6} \times 300$$

$$I_y \geq 3914.7426 \text{cm}^4$$

On opte pour un UPN 280 avec $I_y = 6280 \text{cm}^4$.

2- Vérification à l'ELU

a) Classe de la section

➤ âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{216}{10} = 21.6 < 72 \varepsilon \quad \Leftrightarrow \quad \text{Âme de classe 1}$$

➤ semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b-t_w}{t_f} \frac{95-10}{15} = 5.66 < 10 \varepsilon \quad \Leftrightarrow \quad \text{Semelle de classe 1}$$

Donc l'UPN280 est de classe 1.

b) Vérification de l'effort tranchant : $V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$

$$V_{sd} = \frac{(1.35G_{eq} + 1.5Q) \times l}{2}$$

$$V_{sd} = \frac{(1.35 \times 273.86 + 1.5 \times 225) \times 7.5}{2} = 2652.04 \text{daN.}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{29.3 \times 2350}{1.1 \times \sqrt{3}} = 36139.50 \text{daN.}$$

$$V_{sd} = 2652.04 \text{daN} < V_{pl,Rd} = 36139 \text{daN} \text{----- Ok.}$$

$$V_{sd} = 2652.04 \text{daN} < 0.5V_{pl,Rd} = 18069.75 \text{kN.}$$

Il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

c) Vérification du moment fléchissant : $M_{ysd} \leq M_{ply,Rd}$

$$M_{ysd} = \frac{(1.35G_{eq} + 1.5Q) \times l^2}{8}$$

$$M_{ysd} = \frac{(1.35 \times 273.86 + 1.5 \times 225) \times 7.5^2}{8} = 4972.57 \text{ daN. m.}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{532 \times 2350}{1.1} = 1136545.45 \text{ kN. m.}$$

$$M_{sd} = 4972.57 \text{ daN. m} < M_{ply,Rd} = 1136545.45 \text{ daN.} \text{----- ok.}$$

3- Vérification au déversement

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

a) Calcul du moment critique de déversement élastique

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \times \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} \dots \dots \dots \text{eurocode3 (F - 6)}$$

$$M_{cr} = 1.132 \frac{3.14^2 \times 210000 \times 399 \times 10^4}{7500^2} \sqrt{\frac{48.5 \times 10^6}{399 \times 10^4} + \frac{7500^2 \times 81000 \times 31 \times 10^4}{3.14^2 \times 210000 \times 399 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 6.874 \times 10^7 \text{ N. mm}$$

b) Calcul de l'élancement réduit $\overline{\lambda}_{LT}$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1 \times 532 \times 10^7 \times 235}{6.874 \times 10^7}} = 1.34$$

c) détermination de χ

$$\frac{h}{b} = \frac{216}{95} = 2.27 \geq 2.0 \rightarrow \text{Courbe de flambement b.}$$

$$t_f = 14 < 40 \text{ mm}$$

Le choix des courbes de déversement est précisé dans le tableau ci-dessous.

Sections transversales	Limites	Courbes de déversement
Sections en I laminées	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Sections en I soudées	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Autres sections	-	d

Pour $\overline{\lambda}_{LT} = 1.34$ (courbe de flambement b), on lit : $\chi = 0.9492$

$$M_{b;rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{0.9492 \times 1 \times 532 \times 2350}{1.1} 10^{-2} = 10788.089 \text{ daN.m}$$

$$M_{ysd} = 4972.57 \text{ daN.m} < M_{b;rd} = 10788.089 \text{ daN.m}$$

Il ya pas de risque de déversement ; Donc L'élément est vérifié

VI.1.5- Dimensionnement de la poutre palière

1) Évaluation des charges

a- Détermination de la réaction du limon sur la poutre palière « R » :

La réaction du limon sur la poutre palière est donnée par la formule suivante :

ELU

$$\begin{aligned} R &= (1.35G_{eq} + 1.5Q) \times \frac{1}{2} \\ R &= 1.35 \times (273.86) + 1.5 \times (225) \times \frac{7.5}{2} \\ R &= 2652.04 \text{ daN} \end{aligned}$$

ELS

$$\begin{aligned} R &= (G_{eq} + Q) \times \frac{1}{2} \\ R &= (273.86 + 225) \times \frac{7.5}{2} \\ R &= 1870.72 \text{ daN} \end{aligned}$$

b- Charge du mur extérieur

$$G_{mur} = 366 \times 1.7 = 622.2 \text{ daN/m}_1$$

-ELS

$$\frac{4R}{3.42} + G_{mur} = \frac{4(1870.72)}{3.42} + 622.2 = 2810.17 \text{ daN/m}_1.$$

-ELU

$$\frac{4R}{3.42} + 1.35G_{mur} = \frac{4(2652.04)}{3.42} + 1.35(622.2) = 3941.77 \text{ daN/m}_1.$$

2) Pré dimensionnement de la poutre palière

-Condition de flèche : $f_{max} \leq f_{adm}$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_q \times l^3 \times 300}{384E} = \frac{5 \times 2810.17 \times 342^3 \times 300}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 2090.98 \text{ cm}^4$$

Soit un IPE240; avec: $I_y = 389 \text{ cm}^4$

3) Vérification à l'ELU

a- Classe de la section

➤ âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} = \frac{190.4}{6.2} = 30.70 < 72.0\epsilon \quad \Leftrightarrow \quad \hat{\text{Ame de classe 1}}$$

➤ semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{120/2}{9.8} = 6.12 < 10\epsilon \quad \Leftrightarrow \quad \text{semelle de classe 1}$$

IPE240 est de classe 1

b- Vérification de l'effort tranchant $V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$

$$V_{sd} = \frac{q_{eq} \times l}{2} = \frac{2652.04 \times 3.42}{2} = 4534.98 \text{ daN.}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{19.1 \times 2350}{1.1 \times \sqrt{3}} = 23558.51 \text{ daN.}$$

$$V_{sd} = 4534.98 \text{ daN} < V_{pl,Rd} = 23558.51 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{ok}$$

$$V_{sd} = 23558.51 \text{ daN} < 0.5V_{pl,Rd} = 11779.25 \text{ kN.}$$

Il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

C- Vérification du moment fléchissant $M_{ysd} \leq M_{ply}$

$$M_{ysd} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{2652.04 \times 3.42^2}{8} = 3877.41 \text{ daN. m.}$$

$$M_{ply} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{m0}} = \frac{367 \times 2350}{1.1} \times 10^{-2} = 7840.45 \text{ daN. m.}$$

$$M_{ysd} = 3877.41 \text{ daN. m.} < M_{ply} = 7840.45 \text{ daN. m.} \dots \dots \dots \text{ok}$$

4) Vérification au déversement

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{ysd} \leq M_{b;rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}}$$

a) Calcul du moment critique au déversement

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \times \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

$$M_{cr} = 1.132 \frac{3.14^2 \times 210000 \times 284 \times 10^4}{3420^2} \times \sqrt{\frac{37.4 \times 10^6}{284 \times 10^4} + \frac{3420^2 \times 81000 \times 12.9 \times 10^4}{3.14^2 \times 210000 \times 284 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 8.206 \times 10^7$$

b) Calcul de l'élancement réduit $\overline{\lambda}_{LT}$:

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1 \times 367 \times 10^3 \times 235}{8.206 \times 10^7}} = 1.02$$

c) détermination de χ :

$$\frac{h}{b} = \frac{240}{120} = 2 \geq 2 \rightarrow \text{Courbe de flambement b.}$$

$$t_f = 9.2 < 40 \text{ mm}$$

Le choix des courbes de déversement est précisé dans le tableau ci-dessous.

Sections transversales	Limites	Courbes de déversement
Sections en I laminées	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Sections en I soudées	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Autres sections	-	d

Pour $\overline{\lambda}_{LT} = 1.02$ (courbe de flambement b), on lit : $\chi = 0,5293$

$$M_{b;rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{0.5293 \times 1 \times 367 \times 2350}{1.1} 10^{-2} = 4149.95 \text{ daN.m}$$

$$M_{cr} = M_{ysd} = 3877.41 \text{ daN.m} < M_{b;rd} = 4149.95 \text{ daN.m}$$

Il ya pas de risque de déversement ; Donc L'élément est vérifié.

CHAPITRE VII : VERIFICATION DE L'OSSATURE

VII.1- Introduction

L'étude de portique nécessite préalablement l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, sismique, et climatique), les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments de portique (poteaux, poutres), elles servent également au calcul des assemblages ainsi qu'à celui de l'infrastructure.

Il y a six portiques longitudinales (B, C, D, D', E, F), on a choisit le portique longitudinal intermédiaire (E).

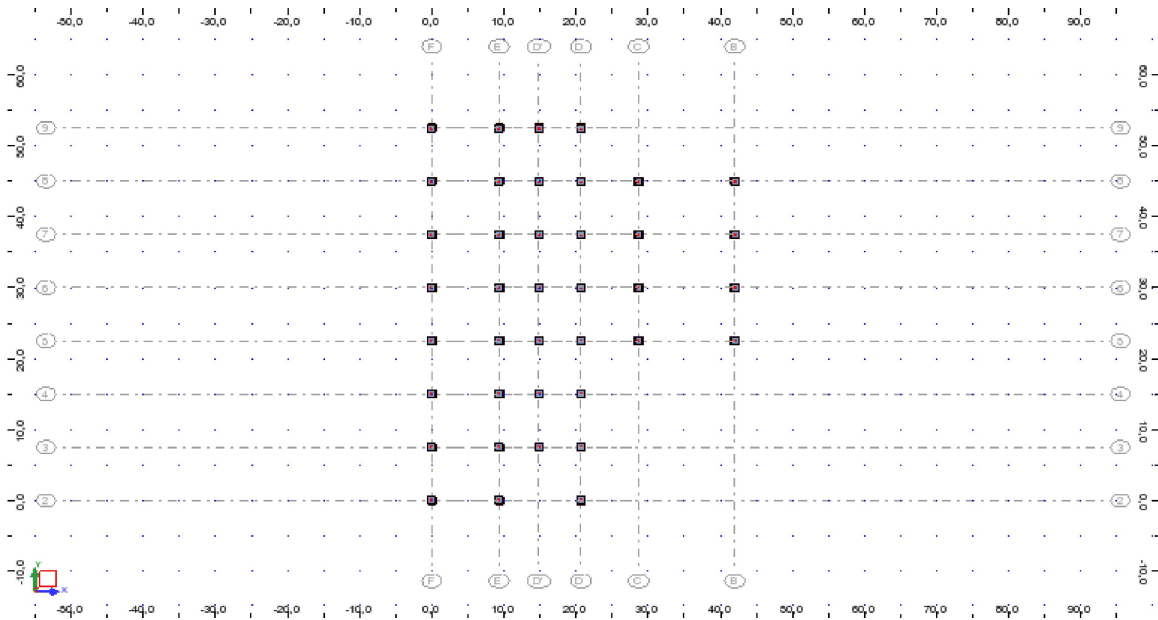


Figure VII-1: Vue en plan du bloc étudié

➤ Portique étudiée

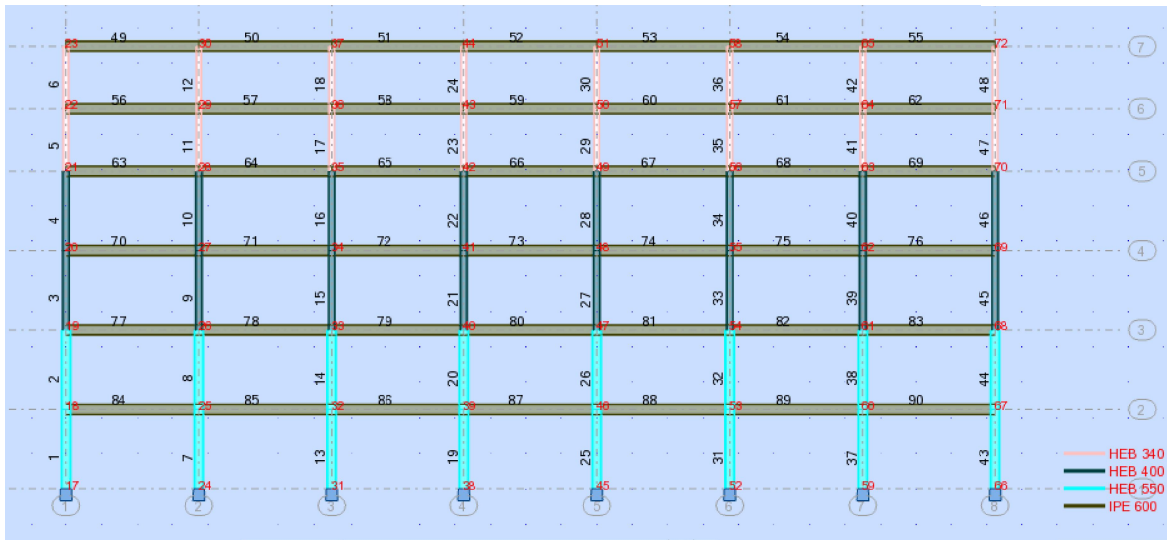


Figure VII-2: Vue du portique longitudinal E

VII.2- Combinaisons de calcul

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés pour des combinaisons de charges sur la base des règlements EUROCODE 3.

Les combinaisons d'action

Cas1 : G

Cas2 : Q

Cas3 : S

Cas4 : E

Cas5: ELU: $1,35G+1,5Q$

Cas6 : ELS: $G+1,5$

Cas7 : sismique $G+Q+1,2E$

Cas 8: sismique $G+Q+E$

Cas 9 : sismique $G+Q-E$

Cas10 : sismique $0,8G+E$

Cas 11 : sismique $0,8G-E$

Cas 12 : neige $1,35G+0,9Q+0,9S$

➤ charges d'exploitation

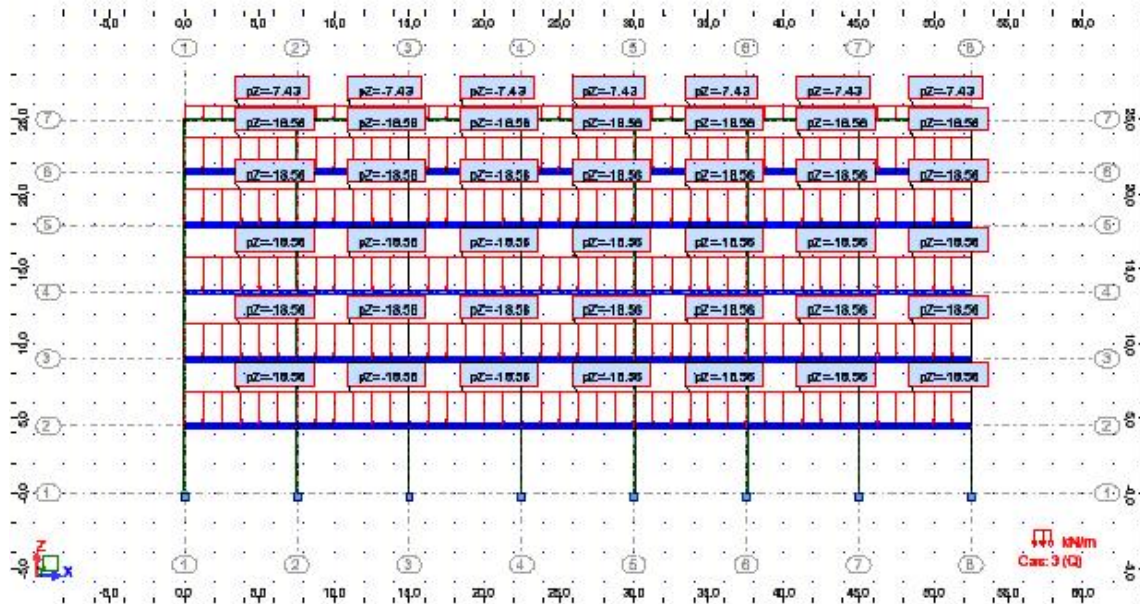


Figure VII.3 : charges d'exploitations

➤ Charges permanentes

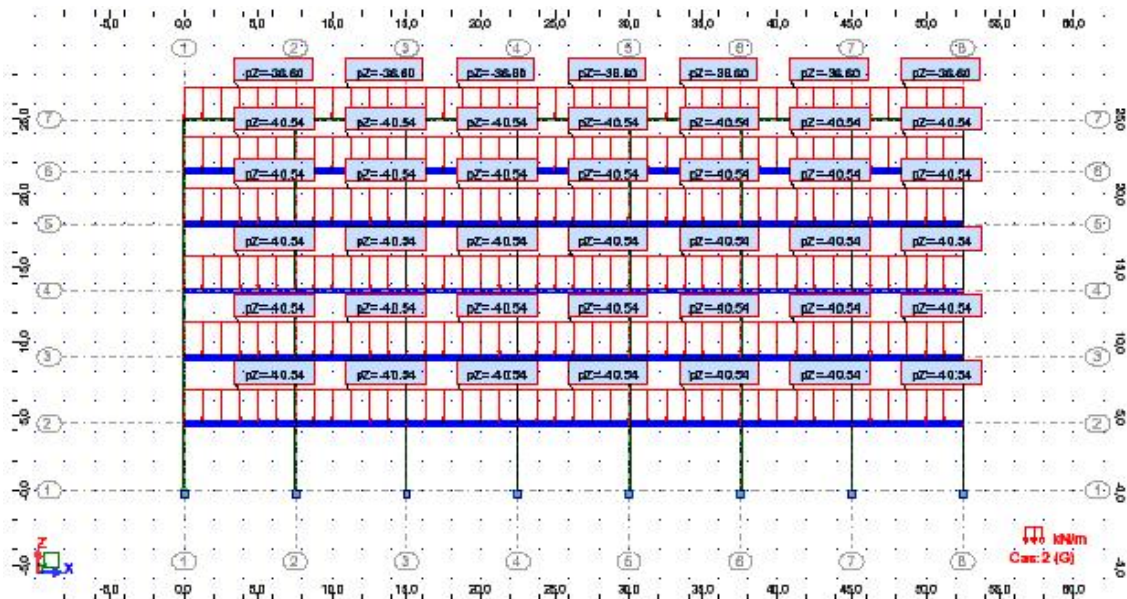


Figure VII.4 : charges permanentes

➤ Charges sismiques

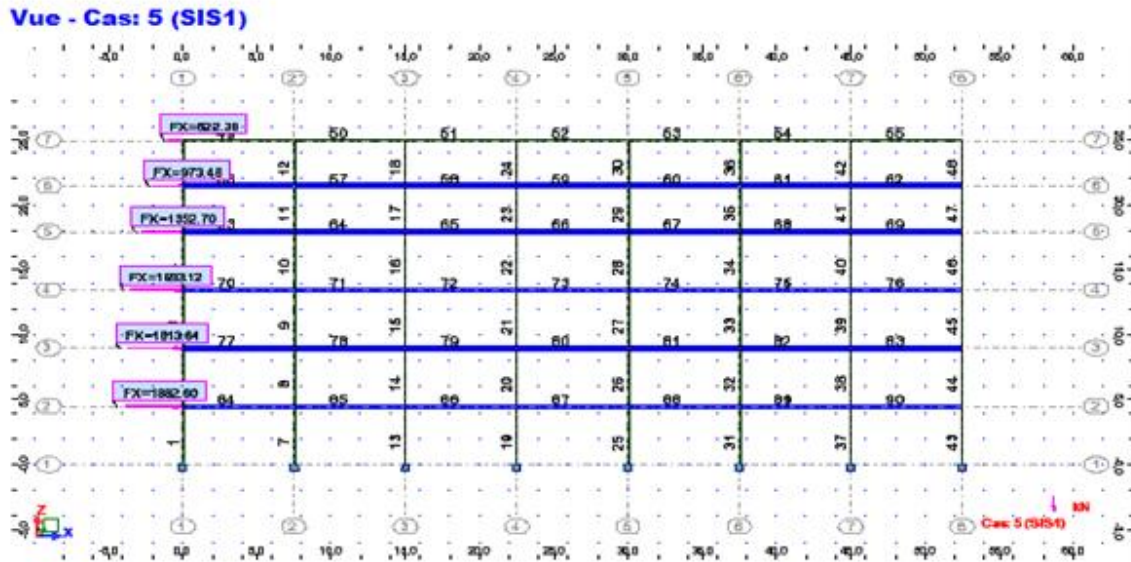


Figure VII.5 : charges sismiques

➤ Charge de la neige

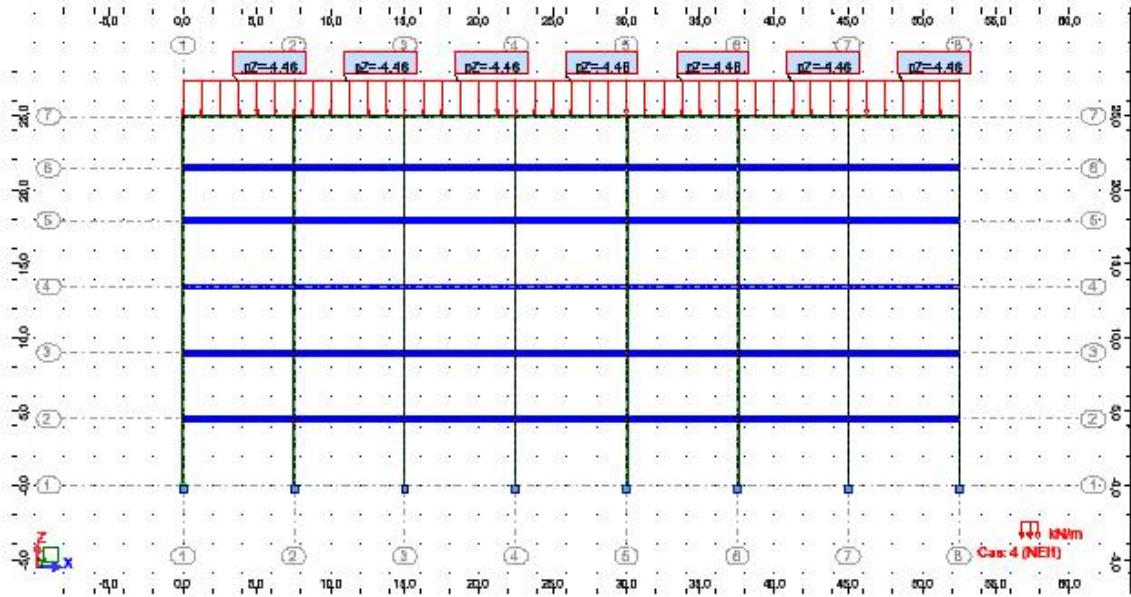


Figure VII.6 : Charges de la neige

➤ Diagramme des moments selon cas 7

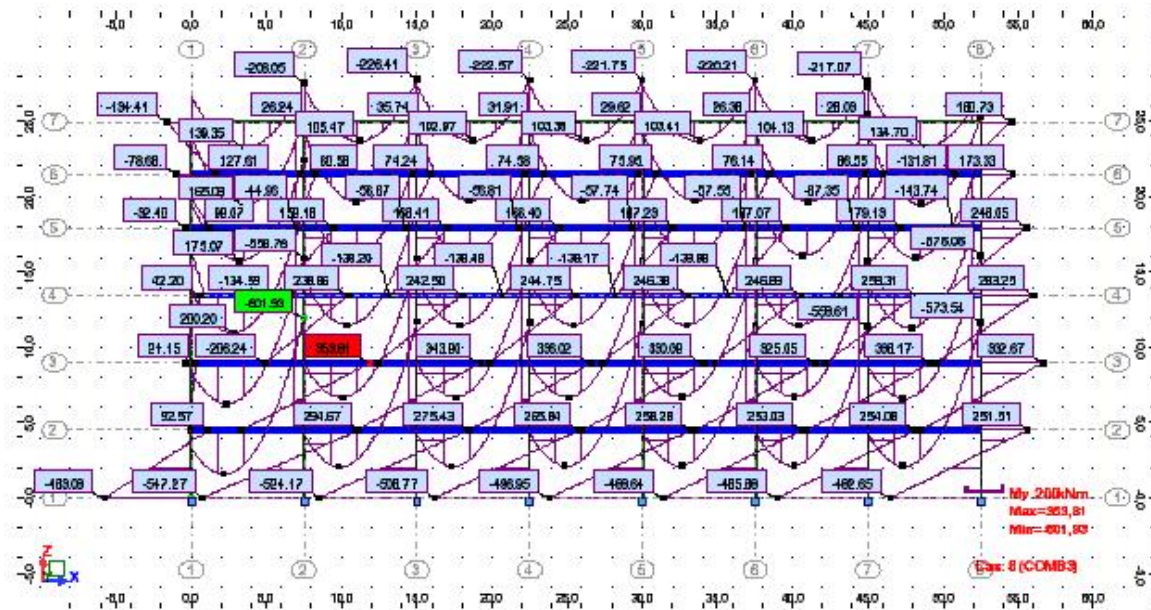


Figure VII.7 : diagramme des moments selon le cas 7.

➤ Diagramme des efforts normaux cas 7

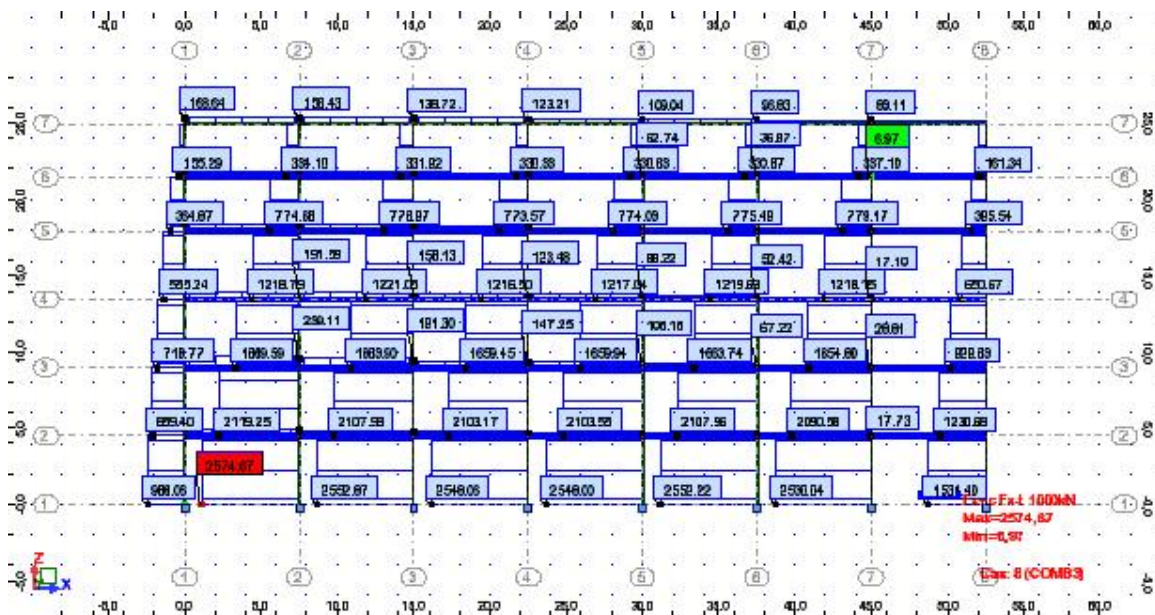


Figure VII.8 : diagramme des efforts normaux selon le cas 7

➤ Diagramme des efforts tranchants cas 7

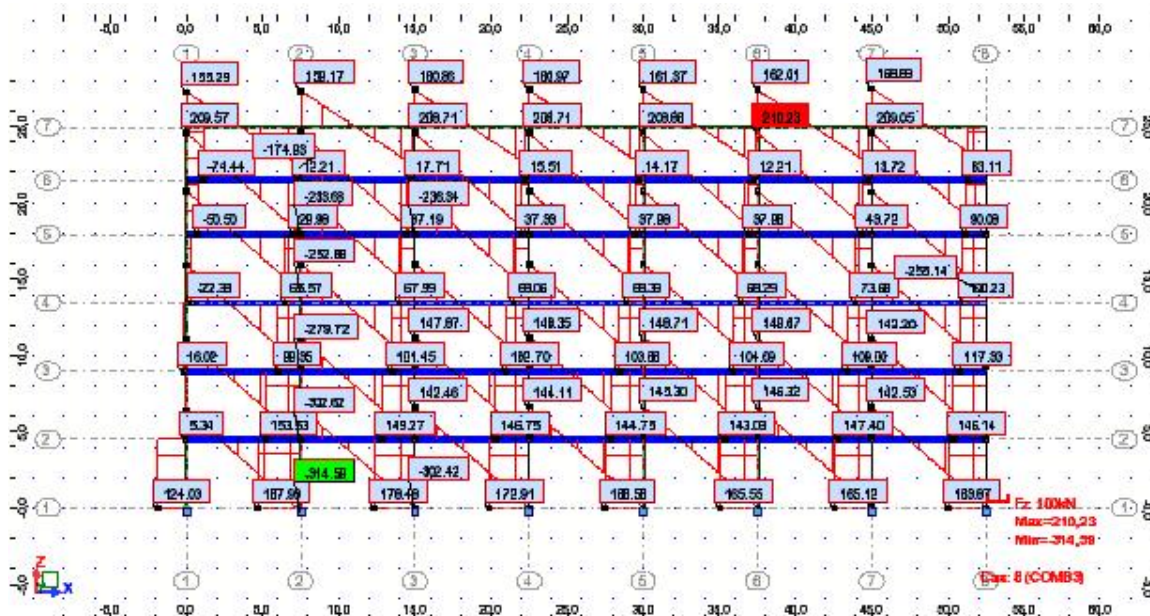


Figure VII.9 : diagramme des efforts tranchants selon le cas 7

VII.3 vérifications des barres

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la compression et à la flexion. (Flexion composée)

Comme les moments sont faibles devant l'effort normal on procède à la vérification de la résistance au flambement.

✓ Logiciel robots nous donne les résultats suivants :

Tableau VII.1 : les valeurs des efforts correspond au cas (7).

Barre/Noeud/Cas			F _x (kN)	F _z (kN)	M _y (kN. m)
1/	17/	7 (C)	1723.98	-54.13	87.25
1/	18/	7 (C)	1723.98	-54.13	-155.24
2/	18/	7 (C)	1427.63	-91.38	194.48
2/	19/	7 (C)	1427.63	-91.38	-214.89

3/	19/	7 (C)	1128.86	-67.67	141.12
3/	20/	7 (C)	1128.86	-67.67	-162.06
4/	20/	7 (C)	830.75	-82.19	180.96
4/	21/	7 (C)	830.75	-82.19	-187.25
5/	21/	7 (C)	530.95	-92.85	160.40
5/	22/	7 (C)	530.95	-92.85	-166.43
6/	22/	7 (C)	232.48	-108.37	174.58
6/	23/	7 (C)	232.48	-108.37	-206.90
7/	24/	7 (C)	3491.24	-5.59	12.33
7/	25/	7 (C)	3491.24	-5.59	-12.72
8/	25/	7 (C)	2890.12	3.13	-10.25
8/	26/	7 (C)	2890.12	3.13	3.76
9/	26/	7 (C)	2292.55	-5.43	12.72
9/	27/	7 (C)	2292.55	-5.43	-11.62
10/	27/	7 (C)	1693.53	-4.35	8.39
10/	28/	7 (C)	1693.53	-4.35	-11.10
11/	28/	7 (C)	1097.30	-7.52	11.59
11/	29/	7 (C)	1097.30	-7.52	-14.87
12/	29/	7 (C)	501.70	3.38	-4.33
12/	30/	7 (C)	501.70	3.38	7.57
13/	31/	7 (C)	3490.56	-3.05	6.66
13/	32/	7 (C)	3490.56	-3.05	-6.99
14/	32/	7 (C)	2892.15	3.38	-7.83
14/	33/	7 (C)	2892.15	3.38	7.31
15/	33/	7 (C)	2292.77	-1.04	2.83
15/	34/	7 (C)	2292.77	-1.04	-1.85
16/	34/	7 (C)	1693.75	0.58	-1.41
16/	35/	7 (C)	1693.75	0.58	1.20
17/	35/	7 (C)	1093.78	0.89	-1.99

17/	36/	7 (C)	1093.78	0.89	1.14
18/	36/	7 (C)	492.45	5.84	-10.51
18/	37/	7 (C)	492.45	5.84	10.06
19/	38/	7 (C)	3484.37	-0.92	2.04
19/	39/	7 (C)	3484.37	-0.92	-2.09
20/	39/	7 (C)	2885.89	1.00	-2.40
20/	40/	7 (C)	2885.89	1.00	2.07
21/	40/	7 (C)	2287.25	-0.40	1.05
21/	41/	7 (C)	2287.25	-0.40	-0.76
22/	41/	7 (C)	1689.06	0.02	-0.14
22/	42/	7 (C)	1689.06	0.02	-0.03
23/	42/	7 (C)	1090.69	-0.01	-0.18
23/	43/	7 (C)	1090.69	-0.01	-0.22
24/	43/	7 (C)	491.72	1.64	-2.86
24/	44/	7 (C)	491.72	1.64	2.93
25/	45/	7 (C)	3484.37	0.92	-2.04
25/	46/	7 (C)	3484.37	0.92	2.09
26/	46/	7 (C)	2885.89	-1.00	2.40
26/	47/	7 (C)	2885.89	-1.00	-2.07
27/	47/	7 (C)	2287.25	0.40	-1.05
27/	48/	7 (C)	2287.25	0.40	0.76
28/	48/	7 (C)	1689.06	-0.02	0.14
28/	49/	7 (C)	1689.06	-0.02	0.03
29/	49/	7 (C)	1090.69	0.01	0.18
29/	50/	7 (C)	1090.69	0.01	0.22
30/	50/	7 (C)	491.72	-1.64	2.86
30/	51/	7 (C)	491.72	-1.64	-2.93
31/	52/	7 (C)	3490.56	3.05	-6.66
31/	53/	7 (C)	3490.56	3.05	6.99

32/	53/	7 (C)	2892.15	-3.38	7.83
32/	54/	7 (C)	2892.15	-3.38	-7.31
33/	54/	7 (C)	2292.77	1.04	-2.83
33/	55/	7 (C)	2292.77	1.04	1.85
34/	55/	7 (C)	1693.75	-0.58	1.41
34/	56/	7 (C)	1693.75	-0.58	-1.20
35/	56/	7 (C)	1093.78	-0.89	1.99
35/	57/	7 (C)	1093.78	-0.89	-1.14
36/	57/	7 (C)	492.45	-5.84	10.51
36/	58/	7 (C)	492.45	-5.84	-10.06
37/	59/	7 (C)	3491.24	5.59	-12.33
37/	60/	7 (C)	3491.24	5.59	12.72
38/	60/	7 (C)	2890.12	-3.13	10.25
38/	61/	7 (C)	2890.12	-3.13	-3.76
39/	61/	7 (C)	2292.55	5.43	-12.72
39/	62/	7 (C)	2292.55	5.43	11.62
40/	62/	7 (C)	1693.53	4.35	-8.39
40/	63/	7 (C)	1693.53	4.35	11.10
41/	63/	7 (C)	1097.30	7.52	-11.59
41/	64/	7 (C)	1097.30	7.52	14.87
42/	64/	7 (C)	501.70	-3.38	4.33
42/	65/	7 (C)	501.70	-3.38	-7.57
43/	66/	7 (C)	1723.98	54.13	-87.25
43/	67/	7 (C)	1723.98	54.13	155.24
44/	67/	7 (C)	1427.63	91.38	-194.48
44/	68/	7 (C)	1427.63	91.38	214.89
45/	68/	7 (C)	1128.86	67.67	-141.12
45/	69/	7 (C)	1128.86	67.67	162.06
46/	69/	7 (C)	830.75	82.19	-180.96

46/	70/	7 (C)	830.75	82.19	187.25
47/	70/	7 (C)	530.95	92.85	-160.40
47/	71/	7 (C)	530.95	92.85	166.43
48/	71/	7 (C)	232.48	108.37	-174.58
48/	72/	7 (C)	232.48	108.37	206.90
49/	23/	7 (C)	108.37	232.48	-206.90
49/	30/	7 (C)	108.37	-258.48	-304.37
50/	30/	7 (C)	104.99	243.23	-296.80
50/	37/	7 (C)	104.99	-247.73	-313.70
51/	37/	7 (C)	99.15	244.72	-303.63
51/	44/	7 (C)	99.15	-246.24	-309.36
52/	44/	7 (C)	97.50	245.48	-306.43
52/	51/	7 (C)	97.50	-245.48	-306.43
53/	51/	7 (C)	99.15	246.24	-309.36
53/	58/	7 (C)	99.15	-244.72	-303.63
54/	58/	7 (C)	104.99	247.73	-313.70
54/	65/	7 (C)	104.99	-243.23	-296.80
55/	65/	7 (C)	108.37	258.48	-304.37
55/	72/	7 (C)	108.37	-232.48	-206.90
56/	22/	7 (C)	-15.52	298.46	-341.01
56/	29/	7 (C)	-15.52	-299.92	-346.49
57/	29/	7 (C)	-4.62	295.67	-357.02
57/	36/	7 (C)	-4.62	-302.71	-383.41
58/	36/	7 (C)	0.33	298.61	-371.76
58/	43/	7 (C)	0.33	-299.77	-376.12
59/	43/	7 (C)	1.99	299.19	-373.49
59/	50/	7 (C)	1.99	-299.19	-373.49
60/	50/	7 (C)	0.33	299.77	-376.12
60/	57/	7 (C)	0.33	-298.61	-371.76

61/	57/	7 (C)	-4.62	302.71	-383.41
61/	64/	7 (C)	-4.62	-295.67	-357.02
62/	64/	7 (C)	-15.52	299.92	-346.49
62/	71/	7 (C)	-15.52	-298.46	-341.01
63/	21/	7 (C)	-10.66	299.80	-347.64
63/	28/	7 (C)	-10.66	-298.59	-343.11
64/	28/	7 (C)	-13.83	297.64	-365.81
64/	35/	7 (C)	-13.83	-300.75	-377.49
65/	35/	7 (C)	-13.52	299.22	-374.30
65/	42/	7 (C)	-13.52	-299.17	-374.11
66/	42/	7 (C)	-13.56	299.19	-373.96
66/	49/	7 (C)	-13.56	-299.19	-373.96
67/	49/	7 (C)	-13.52	299.17	-374.11
67/	56/	7 (C)	-13.52	-299.22	-374.30
68/	56/	7 (C)	-13.83	300.75	-377.49
68/	63/	7 (C)	-13.83	-297.64	-365.81
69/	63/	7 (C)	-10.66	298.59	-343.11
69/	70/	7 (C)	-10.66	-299.80	-347.64
70/	20/	7 (C)	-14.52	298.11	-343.02
70/	27/	7 (C)	-14.52	-300.28	-351.15
71/	27/	7 (C)	-13.44	298.75	-371.16
71/	34/	7 (C)	-13.44	-299.64	-374.51
72/	34/	7 (C)	-11.81	299.39	-374.95
72/	41/	7 (C)	-11.81	-299.00	-373.49
73/	41/	7 (C)	-11.38	299.19	-374.12
73/	48/	7 (C)	-11.38	-299.19	-374.12
74/	48/	7 (C)	-11.81	299.00	-373.49
74/	55/	7 (C)	-11.81	-299.39	-374.95
75/	55/	7 (C)	-13.44	299.64	-374.51

75/	62/	7 (C)	-13.44	-298.75	-371.16
76/	62/	7 (C)	-14.52	300.28	-351.15
76/	69/	7 (C)	-14.52	-298.11	-343.02
77/	19/	7 (C)	23.71	298.77	-356.01
77/	26/	7 (C)	23.71	-299.61	-359.17
78/	26/	7 (C)	15.15	297.95	-368.13
78/	33/	7 (C)	15.15	-300.43	-377.43
79/	33/	7 (C)	10.72	298.94	-372.94
79/	40/	7 (C)	10.72	-299.45	-374.86
80/	40/	7 (C)	9.32	299.19	-373.84
80/	47/	7 (C)	9.32	-299.19	-373.84
81/	47/	7 (C)	10.72	299.45	-374.86
81/	54/	7 (C)	10.72	-298.94	-372.94
82/	54/	7 (C)	15.15	300.43	-377.43
82/	61/	7 (C)	15.15	-297.95	-368.13
83/	61/	7 (C)	23.71	299.61	-359.17
83/	68/	7 (C)	23.71	-298.77	-356.01
84/	18/	7 (C)	-37.25	296.35	-349.72
84/	25/	7 (C)	-37.25	-302.04	-371.06
85/	25/	7 (C)	-28.53	299.07	-373.53
85/	32/	7 (C)	-28.53	-299.31	-374.43
86/	32/	7 (C)	-22.11	299.10	-373.59
86/	39/	7 (C)	-22.11	-299.29	-374.28
87/	39/	7 (C)	-20.18	299.19	-373.97
87/	46/	7 (C)	-20.18	-299.19	-373.97
88/	46/	7 (C)	-22.11	299.29	-374.28
88/	53/	7 (C)	-22.11	-299.10	-373.59
89/	53/	7 (C)	-28.53	299.31	-374.43
89/	60/	7 (C)	-28.53	-299.07	-373.53

90/ 60/ 7 (C)	-37.25	302.04	-371.06
90/ 67/ 7 (C)	-37.25	-296.35	-349.72

VII.3.1 Vérification des poteaux

Il s'agit de vérifier le poteau le plus sollicité sous les combinaisons les plus défavorables,

✓ Poteau N°7 est le plus sollicité vis-à-vis de l'effort normal (F_x):

Tableau VII.2 : sollicitation dans le poteau N°7

Combinaison	F_x (kN)	M_y (kN. m)	F_z (kN)
G+Q+1.2 ^E	3491.24	12.72	5.59

❖ Classification du profilé

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

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{550}{2 \times 29} = 18.96 < 33\varepsilon = 33 \dots\dots\dots \text{Semelle de classe 1}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{438}{15} = 29.2 < 72\varepsilon = 72 \dots\dots\dots \hat{A}me de classe 1$$

HEB 550 est de classe 1

❖ Vérification à la résistance

a) Vérification à l'effort tranchant

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{100.1 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 1234.66 \text{ kN}$$

$$0.5V_{pl,Rd} = 617.33 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 5.59 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 5.59 \text{ kN} < V_{pl,Rd} = 1234.66 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Condition de résistance

$$M_{y,Sd} = 12.72 \text{ kN.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{559 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 1194.44 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,Sd} = 12.72 \text{ kN.m} < M_{ply,Rd} = 1194.44 \text{ kN.m} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de l'effort normal

$$N_{sd} = 3491.24 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{254.1 \times 10^2 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 5428.5 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 3491.24 \text{ kN} < N_{pl,Rd} = 5428.5 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification à la flexion composée

$$\left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 + \frac{M_{z,sd}}{M_{pl,Rd}} \leq 1 \dots \dots \dots \mathbf{5.4.8.1 \text{ (eurocode3)}}$$

$$\left(\frac{3491.24}{5428.5} \right)^2 + \frac{12.72}{1194.44} = 0.42 < 1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le poteau N°7 est vérifié vis-à-vis de la résistance.

❖ Vérification du poteau aux phénomènes d'instabilité

a) Vérification au flambement

-Calcul de la longueur de flambement

$$\eta_t = \frac{K_c}{(K_c + \sum K_{b,t})} \quad ; \quad \eta_b = \frac{K_c}{(K_c + \sum K_{b,b})}$$

$$K_c = \frac{I_c}{L_c} = \frac{136 \ 700}{448} = 305.13$$

$$K_{b,t} = K_{b,b} = \frac{0.75I}{L} = \frac{0.75 \times 92080}{750} = 92.08$$

$$\eta_t = \frac{305.13}{(305.13 + 2 \times 92.08)} = 0.623$$

$$\eta_b = \frac{305.13}{305.13} = 1$$

D'après l'abaque **K=0.85**

Donc $I_f = 0.85 \times 448 = 380.8 \text{ cm}$

Détermination de l'élancement réduit

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{380.8}{23.20} = 16.41$$

$$\lambda_1 = 93.9 \sqrt{\frac{235}{235}} = 93.9$$

$$\bar{\lambda} = \frac{16.41}{93.9} = 0.17 < 0.2 \dots \dots \dots \text{Donc il n'y a pas risque de flambement}$$

b) Vérification au déversement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl}} + \frac{K_{LT} \times M_{y, sd}}{\chi_{LT} \times M_{ply}} + \frac{K_z \times M_{z, sd}}{M_{plz}} \leq 1 \dots \dots \dots \mathbf{5.5.4.2 \text{ (eurocode3)}}$$

$$M_{z, sd} = 0$$

• Calcul de χ_{LT}

➤ Calcul du moment critique élastique de déversement

Pour une poutre à section transversale constante et doublement symétrique, le moment critique élastique de déversement est donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{K^2 \times L^2} \left[\sqrt{\frac{K^2}{K_w^2} \left(\frac{I_w}{I_z} \right) + \frac{(KL)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}} + (C_2 \times Z_g)^2 - C_2 \times Z_g \right] \dots \dots \dots \mathbf{eurocode3 \text{ F.1.3.1}}$$

Avec :

K : Facteur de longueur de flambement, $K = 0,7$ (poteau est encasté d'une extrémité et simplement appuyé de l'autre).

K_w : Coefficient de gauchissement est pris généralement égal à 1 pour assurer l'encastement vis-à-vis de gauchissement.

C_1 ; C_2 et C_3 : Facteurs dépendent des conditions de charges et d'encastement donnés dans le tableau F-1-1 du l'eurocode 3 :

Pour notre cas on a $\psi = 0,69$:

$$\left\{ \begin{array}{l} C_1 = 1,141 \\ C_2 = 0 \\ C_3 = 0,998 \end{array} \right.$$

I_t : Moment d'inertie de torsion.

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie.

I_w : Facteur de gauchissement.

L : Longueur de la poutre entre appuis.

D'où

$$M_{cr} = 1.141 \frac{3.14^2 \times 21000000 \times 13080}{(0.7 \times 448)^2} \left[\sqrt{\frac{0.7^2}{1^2} \left(\frac{8856}{13080} \right) + \frac{(0.7 \times 448)^2 \times 81000 \times 6.003}{3.14^2 \times 210000 \times 13080}} \right]$$

$$M_{cr} = 4.17 \times 10^8 \text{ N.cm}$$

➤ calcul de $\overline{\lambda}_{LT}$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1 \times 5591 \times 10^3 \times 235}{41.7 \times 10^8}} = 0.56 > 0.4$$

Il y'a risque au déversement

➤ calcul de K_{LT}

$$K_{LT} = 1 - \frac{N_{sd} \times \mu_{LT}}{\chi_y \times A \times f_y}$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times \overline{\lambda}_{LT} \times B_{M,LT} - 0.15$$

$$M_{LT} = -0.039$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{3491.24 \times (-0.039)}{0.9045 \times 25410 \times 235} = 1$$

D'où

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl}} + \frac{K_{LT} \times M_{ysd}}{\chi_{LT} \times M_{ply}} + \frac{K_z \times M_{zsd}}{M_{plz}} \leq 1$$

$$\frac{3491.24}{0.9045 \times 5428.5} + \frac{1 \times 12.72}{0.856 \times 1194.44} = 0.69 \leq 1$$

Le Poteau N°7 est Vérifié au déversement

✓ **Poteau N°2 est le plus sollicité vis-à-vis de moment fléchissant (M_y):**

Tableau VII.3 : sollicitation dans le poteau N°2

combinaison	F _x (kN)	M _y (kN.m)	F _z (kN)
G+Q+1.2E	1427.63	214.89	91.38

❖ Classification du profilé

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

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{550}{2 \times 29} = 18.96 < 33\varepsilon = 33 \dots\dots\dots \text{Semelle de classe 1}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{438}{15} = 29.2 < 72\varepsilon = 72 \dots\dots\dots \text{Âme de classe 1}$$

HEB 550 est de classe 1

❖ Vérification à la résistance

a) Vérification à l'effort tranchant

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{100.1 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 1234.66 \text{ kN}$$

$$0.5V_{pl,Rd} = 617.33 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 91.38 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 91.38 \text{ kN} < V_{pl,Rd} = 1234.66 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Condition de résistance

$$M_{sd} = 214.89 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{559 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 1194.44 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 214.89 \text{ kN.m} < M_{pl,Rd} = 1194.44 \text{ kN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de l'effort normal

$$N_{sd} = 1427.63 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{254.1 \times 10^2 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 5428.5 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 1427.63 \text{ kN} < N_{pl,Rd} = 5428.5 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification à la flexion composée

$$\left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 + \frac{M_{z,sd}}{M_{pl,Rd}} \leq 1 \quad \dots\dots\dots 5.4.8.1 \text{ (eurocode3)}$$

$$\left(\frac{1427.63}{5428.5} \right)^2 + \frac{214.89}{119444} = 0.25 < 1 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le poteau N°2 est vérifié vis-à-vis de la résistance

❖ Vérification du poteau aux phénomènes d'instabilité

a) Vérification au flambement

Calcul de la longueur de flambement

$$\eta_t = \frac{K_c}{(K_c + \sum K_{b,t})} \quad ; \quad \eta_b = \frac{K_c}{(K_c + \sum K_{b,b})}$$

$$K_c = \frac{I_c}{L_c} = \frac{136700}{448} = 305.13$$

$$K_{b,t} = K_{b,b} = \frac{0.75I}{L} = \frac{0.75 \times 92080}{750} = 92.08$$

$$\eta_t = \frac{305.13}{(305.13 + 92.08)} = 0.768$$

$$\eta_b = \frac{305.13}{(305.13 + 92.08)} = 0.768$$

D'après l'abaque **K=0.80**

$$\text{Donc } l_f = 0.80 \times 448 = 358.4 \text{ cm}$$

Détermination de l'élancement réduit

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{358.4}{23.20} = 11.13$$

$$\lambda_1 = 93.9 \sqrt{\frac{235}{235}} = 93.9$$

$$\lambda = \frac{11.13}{93.9} = 0.11 < 0.2 \dots \dots \dots \text{Donc il n'y a pas risque de flambement}$$

b) Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl}} + \frac{K_{LT} \times M_{ysd}}{\chi_{LT} \times M_{ply}} + \frac{K_z \times M_{zsd}}{M_{plz}} \leq 1 \dots \dots \dots \mathbf{5.5.4.2 \text{ (eurocode3)}}$$

$$M_{zsd} = 0$$

• **Calcul de χ_{LT} :**

➤ **Calcul du moment critique élastique de déversement :**

Pour une poutre à section transversale constante et doublement symétrique, le moment critique élastique de déversement est donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{K^2 \times L^2} \left[\sqrt{\frac{K^2}{K_w^2} \left(\frac{I_w}{I_z} \right) + \frac{(KL)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z} + (C_2 \times Z_g)^2} - C_2 \times Z_g \right] \dots \text{eurocode3 F.1.3.1}$$

Avec :

K : Facteur de longueur de flambement, $K = 0,7$ (poteau est encasté d'une extrémité et simplement appuyé de l'autre).

K_w : Coefficient de gauchissement est pris généralement égal à 1 pour assurer l'encastement vis-à-vis de gauchissement.

C_1 ; C_2 et C_3 : Facteurs dépendent des conditions de charges et d'encastement donnés dans le tableau F-1-1 du l'Eurocode 3 :

Pour notre cas on a $\psi = 0,69$:

$$\begin{cases} C_1 = 1,141 \\ C_2 = 0 \\ C_3 = 0,998 \end{cases}$$

I_t : Moment d'inertie de torsion.

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie.

I_w : Facteur de gauchissement.

L : Longueur de la poutre entre appuis.

D'où :

$$M_{cr} = 1.141 \frac{3.14^2 \times 21000000 \times 13080}{(0.7 \times 448)^2} \left[\sqrt{\frac{0.7^2}{1^2} \left(\frac{8856}{13080} \right) + \frac{(0.7 \times 448)^2 \times 81000 \times 6 \ 003}{3.14^2 \times 210000 \times 13080}} \right]$$

$$M_{cr} = 4.17 \times 10^8 \text{ N.cm}$$

➤ calcul de $\overline{\lambda}_{LT}$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1 \times 5591 \times 10^3 \times 235}{4.17 \times 10^8}} = 0.56 > 0.4$$

Il y'a risque au déversement

➤ calcul de K_{LT}

$$K_{LT} = 1 - \frac{N_{sd} \times \mu_{LT}}{\chi_Y \times A \times f_y}$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times \overline{\lambda}_{LT} \times B_{M,LT} - 0.15$$

$$M_{LT} = -0.039$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{1427.6 \times (-0.039)}{0.9045 \times 25410 \times 235} = 1$$

$$\frac{1427.6 \ 3}{0.9045 \times 5428.5} + \frac{1 \times 214.89}{0.856 \ 5 \times 1194.44} = 0.50 \leq 1$$

Le Poteau N°2 est Vérifié au déversement

VII.4 Vérifications des poutres

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui permettent de supporter les Charge des planchers et les transmettant aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

VII.4-1 Caractéristiques de la poutre la plus sollicitée vis-à-vis du l'effort

La poutre (49/30) est en profilée IPE600 est de portée de L= 7.5m.

Tableau VII.4 : sollicitation dans la poutre N°49

Combinaison	F _x (kN)	M _y (kN.m)	F _z (kN)
G+Q+1.2 ^E	108.37	304.37	258.48

a) Condition de flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f_{\max} \leq \bar{f}$

Pour une poutre bi articulée : $f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI}$

$\bar{f} \leq \frac{l}{250}$ Plancher en général

Pour le calcul on prend la charge non pondérée.

$$q = G + Q_{\text{exp}} = 36.60 + 7.43 = 44.03 \text{ kN/m}$$

Le module d'élasticité $E = 21000 \text{ kN/cm}^2$

$$L = 7.5 \text{ m} = 750 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{750}{250} = 3 \text{ cm}$$

$$I = 92080 \text{ cm}^4$$

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 44.03 \times 10^{-2} \times 750^4}{384 \times 21000 \times 92080} = 0.93$$

$$f_{\max} = 0.93 < \bar{f} = 3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Classification de profile :**La semelle**

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{220}{2 \times 19} = 5.78 < 10\varepsilon = 10 \dots \dots \dots \text{Semelle de classe 1}$$

L'âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{514}{12} = 42.83 < 72\varepsilon = 72 \dots \dots \dots \text{Âme de classe 1}$$

IPE600 est de classe 1

c) Vérification de sécurité

La charge q sur une bande de 7.5m

$$\text{Combinaison } [1,35G + 1,5Q] = 1,35 \times 36.6 + 1,5 \times 7.43 = 60.55 \text{ kN/m}$$

-Vérification à l'effort tranchant

$$V_{sd} = \frac{q.l}{2} = \frac{44.03 \times 7.5}{2} = 165.11 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{mo} \times \sqrt{3}} = \frac{83.8 \times 23.5}{1.1 \times \sqrt{3}} = 1033.61 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 165.11 \text{ kN} < 0.5 V_{pl,Rd} = 516.80 \text{ kN} \dots \text{condition vérifiée}$$

-Condition de résistance

$$M_{sd} = \frac{q.L^2}{8} = \frac{44.03 \times 7.5^2}{8} = 309.58 \text{ kN.m}$$

$$M_{ply} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{mo}} = \frac{23.5 \times 3512 \times 10^{-2}}{1.1} = 750.29 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 309.58 \text{ kN.m} < M_{ply} = 750.29 \text{ kN.m} \dots \text{condition vérifiée}$$

d) Vérification au déversement

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} \dots \dots \dots \text{(5-48) Eurocode3}$$

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

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda}_{LT} - 0.2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\alpha_{LT} = 0.21 \quad (\text{Profile laminé})$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \times \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

$C_1 = 1.285$ (Tab-F.1.2) Eurocode 03

La valeur de module de rigidité :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

E: Module de young ; E = 210 KN/mm².

G: Module de rigidité ;

v : Coefficient de poisson v=0,30

Le module de rigidité de l'acier (G) vaut environ 81000N/mm²

$$M_{cr} = 1.285 \times \frac{(3.14)^2 \times (2.1 \times 10^5) (3387 \times 10^4)}{7500^2} \times \sqrt{\frac{2846 \times 10^6}{3387 \times 10^4} + \frac{7500^2 \times 81000 \times 16 \times 10^4}{(3.14)^2 \times (2.1 \times 10^5) \times (3387 \times 10^4)}}$$

$$M_{cr} = 5.247 \times 10^8 \text{ N. mm}$$

$$M_{cr} = 524.73 \text{ kN. m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 3512 \times 10^3 \times 235}{5.247 \times 10^8}} = 1.25$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 1.25 > 0.4$ **Donc il faut vérifier le déversement**

$$\phi_{LT} = 0.5[1 + 0.21(1.25 - 0.2) + 1.25^2] = 1.391$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.391 + \sqrt{(1.391)^2 - (1.25)^2}} = 0.49$$

$$\chi_{LT} = 0.49 < 1$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0.49 \times 1 \times 3512 \times 10^3 \times 235 \times 10^{-6}}{1.1} = 367.64 \text{ kN. m}$$

$$M_{b,Rd} = 367.64 \text{ kN. m} < M_{cr} = 524.73 \text{ kN. m} \dots \text{Condition vérifiée}$$

IPE600 est vérifiée

VII.4-2 Caractéristiques de la poutre la plus sollicitée vis-à-vis du moment

La poutre (61/57) est en profilée IPE600 est de portée de L= 7.5m.

Tableau VII.5 : sollicitation dans la poutre N°61

combinaison	F _x (kN)	M _y (kN. m)	F _z (kN)
G+Q+1.2E	108.37	304.37	258.48

a) Condition de flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f_{\max} \leq \bar{f}$

Pour une poutre bi articulée : $f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI}$

$\bar{f} \leq \frac{l}{250}$ Plancher en général

Pour le calcul on prend la charge non pondérée.

$$q = G + Q_{\text{exp}} = 40.54 + 18.56 = 59.1 \text{ kN/m}$$

Le module d'élasticité $E=210000 \text{ kN/cm}^2$

$$L=7.5\text{m}=750\text{cm}$$

$$\bar{f} = \frac{750}{250} = 3\text{cm}$$

$$I = 92080\text{cm}^4$$

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 59.1 \times 750^4}{384 \times 210000 \times 92080} = 1.25$$

$$f_{\max} = 1.25 < \bar{f} = 3\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Classification de profile

La semelle

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{220}{2 \times 19} = 5.78 < 10\varepsilon = 10 \dots \dots \dots \text{Semelle de classe 1}$$

L'âme

$$\frac{d}{t_w} = \frac{514}{12} = 42.83 < 72\varepsilon = 72 \dots \dots \dots \text{Âme de classe 1}$$

IPE600 est de classe 1

c) Vérification de sécurité

La charge q sur une bande de 7.5m

$$\text{Combinaison } [1,35G+1,5Q]=1,35 \times 40.54 + 1,5 \times 18.56 = 82.57 \text{ kN/m}$$

-Vérification à l'effort tranchant

$$V_{sd} = \frac{q.l}{2} = \frac{59.1 \times 7.5}{2} = 221.625 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{83.8 \times 23.5}{1.1 \times \sqrt{3}} = 1033.61 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 221.625 \text{ kN} < 0.5 V_{pl,Rd} = 516.805 \text{ kN} \dots \text{condition vérifiée}$$

-Condition de résistance

$$M_{sd} = \frac{q.L^2}{8} = \frac{59.1 \times 7.5^2}{8} = 415.54 \text{ kN.m}$$

$$M_{ply} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{m0}} = \frac{23.5 \times 3512 \times 10^{-2}}{1.1} = 750.29 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 415.54 \text{ kN.m} < M_{ply} = 750.29 \text{ kN.m} \dots \text{condition vérifiée}$$

d) Vérification au déversement

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} \dots \dots \dots \text{(5-48) Eurocode3}$$

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

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda}_{LT} - 0.2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\alpha_{LT} = 0.21 \text{ (Profile laminé)}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \times \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

$$C_1 = 1.285 \text{ (Tab-F.1.2) Eurocode03}$$

La valeur de module de rigidité :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

E: Module de young ; E = 210 KN/mm².

G: Module de rigidité ;

ν : Coefficient de poisson $\nu=0,30$

Le module de rigidité de l'acier (G) vaut environ 81000N/mm²

$$M_{cr} = 1.285 \times \frac{(3.14)^2 \times (2.1 \times 10^5) (3387 \times 10^4)}{7500^2} \times \sqrt{\frac{2846 \times 10^6}{3387 \times 10^4} + \frac{7500^2 \times 81000 \times 165 \times 10^4}{(3.14)^2 \times (2.1 \times 10^5) \times (3387 \times 10^4)}}$$

$$M_{cr} = 5.247 \times 10^8 \text{ N.mm}$$

$$M_{cr} = 524.73 \text{ kN.m}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 3512 \times 10^3 \times 235}{5.247 \times 10^8}} = 1.25$$

$\overline{\lambda}_{LT} = 1.25 > 0.4$ Donc il faut vérifier le déversement

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21(1.25 - 0.2) + 1.25^2] = 1.391$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.391 + \sqrt{(1.391)^2 - (1.25)^2}} = 0.49$$

$$\chi_{LT} = 0.49 < 1$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0.49 \times 1 \times 3512 \times 10^3 \times 235 \times 10^{-6}}{1.1} = 367.64 \text{ kN.m}$$

$M_{b,Rd} = 367.64 \text{ kN.m} < M_{cr} = 524.73 \text{ kN.m}$Conditon vérifiée

IPE600 est vérifiée

CHAPITRE: VIII ETUDE DES ASSEMBLAGES

VIII.1- Introduction

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction. Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc de point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels. En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause.

- Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants.
- Les abouts des éléments structurels liaisonnés.
- Les pièces accessoires de liaison.
- Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les composants en présence.

VIII.2-Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'assemblages sont :

a) Le boulonnage

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

Tableau VIII-1: Caractéristiques des boulons

classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}(N/mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{Ub}(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

b) Le soudage

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages utilisés pour faire fondre les bords à souder. Lorsqu'un métal d'apport est nécessaire, celui-ci se présente sous la forme d'une baguette métallique du diamètre approprié tenue à la main et apportée de proche en proche dans le bain de fusion.

c) Fonctionnement par adhérence

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.

d) Coefficients partiels de sécurité (chap.6.1.2 –eurocode3)

- Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{MB} = 1.25$
- Résistance des boulons à traction : $\gamma_{MB} = 1.5$

e) Coefficient de frottement (art.6.5.8.3 (1))

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

- Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc.

$\mu = 0,50$ pour les surfaces de la classe A

$\mu = 0,40$ pour les surfaces de la classe B

$\mu = 0,30$ pour les surfaces de la classe C

$\mu = 0,20$ pour les surfaces de la classe D.

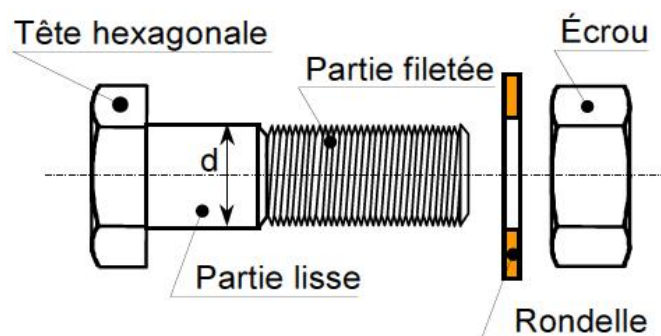


Figure VIII.1- Présentation d'un boulon

VIII.3- Rôle des assemblages

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion. Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

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

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

- Les assemblages articulés qui transmettent uniquement les efforts normaux et les efforts tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

VIII.4-Calcul des assemblages

VIII.4.1 L'assemblage poteau(HEB340) poutre(IPE600) par platine d'extrémité

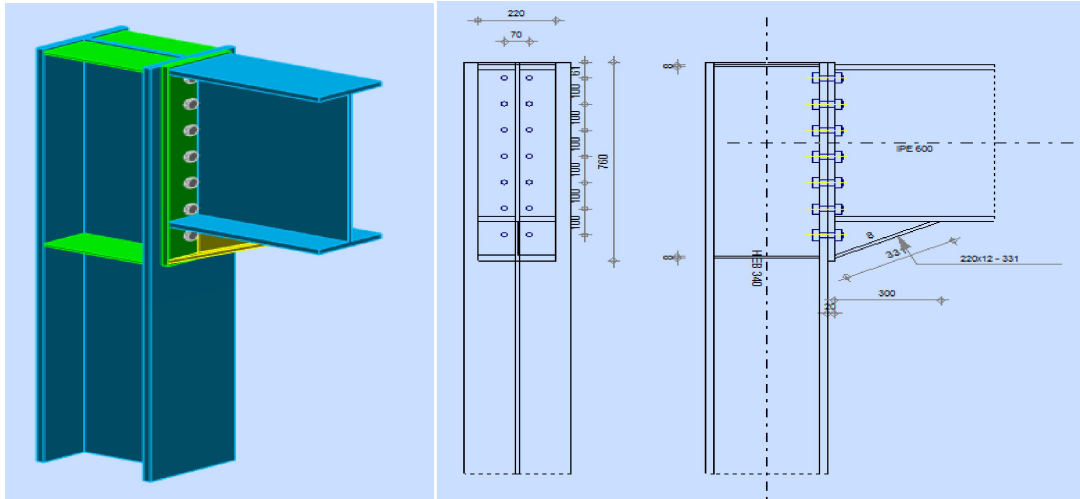


Figure VIII.2 : Assemblage poteauHEB340 – poutreIPE600

L'assemblage fait par platine d'extrémité entre une poutre (IPE600) et un poteau (HEB340) :

$$M_{sd} = 206.90 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 232.48 \text{ kN}$$

L'espacement des éléments d'attache

$$P_2 = 70 \text{ mm}$$

$$e_2 = 75 \text{ mm}$$

$$d_1 = 161 \text{ mm}$$

$$d_2 = 261 \text{ mm}$$

$$d_3 = 361 \text{ mm}$$

$$d_4 = 461 \text{ mm}$$

$$d_5 = 561 \text{ mm}$$

$$d_6 = 661 \text{ mm}$$

Poteau HEB 340 : $t_{fc} = 22 \text{ mm}$; $t_{wc} = 12 \text{ mm}$; $t_r = 8 \text{ mm}$ (épaisseur de raidisseur) ; congé $r = 27 \text{ mm}$

***Poutre IPE 600** : $t_{fb} = 19 \text{ mm}$; $t_{wb} = 12 \text{ mm}$; $t_r = 8 \text{ mm}$; $r = 24 \text{ mm}$

• **Détermination du diamètre des boulons :**

La force de précontrainte : $F_p = 0.7f_{ub} \cdot A_s$ Eurocode3 (art.6.5.8.2)

Calcul de la section résistante du boulon A_s :

$$M_{sd} = 206.90 \text{ kN.m}$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \cdot d_i}{d_i^2} < n \cdot F_p$$

$$d_i^2 = 161^2 + 261^2 + 361^2 + 461^2 + 561^2 + 661^2 = 1188526 \text{ mm}^2$$

$$N_1 = \frac{206.90 \times 161}{1188526} = 28.02 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{206.90 \times 261}{1188526} = 45.43 \text{ kN}$$

$$N_3 = \frac{206.90 \times 361}{1188526} = 62.84 \text{ kN}$$

$$N_4 = \frac{206.90 \times 461}{1188526} = 80.25 \text{ kN}$$

$$N_5 = \frac{206.90 \times 561}{1188526} = 97.65 \text{ kN}$$

$$N_6 = \frac{206.90 \times 661}{1188526} = 115.06 \text{ kN}$$

Boulons les plus chargés sont les boulons de la ligne 1^{er} niveau (N6)

Il faut vérifier $N_6 \leq n \cdot F_p$

n: Nombre de boulons par rangée (n=2)

$$\Rightarrow N_6 \leq n \times 0.7f_{ub} \times A_s$$

Les boulons utilisés sont des boulons M20 de classe (8.8). $f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$

(Euro3 ; art3.3.2.1(3))

$$A_s \geq \frac{N_6}{n \times 0.7f_{ub}} = \frac{115.06}{2 \times 0.7 \times 0.8} = 102.73 \text{ mm}^2$$

Soit des boulons HR 8.8 de diamètre $\Phi = 20 \text{ mm}$ ($A_s = 245 \text{ mm}^2$)

Mémoire de fin d'études _____ Promotion juin 2018 _____

$$N_1 = 2F_P = 2(0.7 \times A_s \times f_{ub})$$

$$N_1 = 2F_P = 2(0.7 \times 245 \times 800 \times 10^{-3}) = 274.4 \text{ kN}$$

- **Moment résistant de l'assemblage**

$$M_{Rd} = \frac{N_6 \times d_i^2}{d_6}$$

$$M_{Rd} = \frac{274.40 \times 1188526}{661} = 493.39 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 206.90 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = 493.39 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 206.90 \text{ kN.m} < M_{Rd} = 493.39 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant**

$$V_1 = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{232.48}{14} = 16.60 \text{ kN}$$

$$F_s = \frac{K_s \times m \times \mu \times F_p}{\gamma_{Ms}}$$

$m=1$ (nombre d'interfaces de frottement)

$k_s=1,0$ (pour les trous à tolérances normales)

$\mu=0.3$ (coefficient de frottement des pièces)

$\gamma_{Ms}=1.25$ (pour les trous de tolérances normales)

$$F_p=137.2 \text{ kN}$$

$$F_s = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 137.2}{1.25} = 32.928 \text{ kN}$$

$$V_1 = 16.60$$

$$F_s = 32.928 \text{ kN}$$

$$V_1 = 16.60 < F_s = 32.928 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Résistance de l'âme de poteau en traction**

$$F_{Rd} > F_{sd}$$

$$F_{Rd} = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}}$$

$b_{\text{eff}} = t_{\text{fb}} + 2t_{\text{p}} + 5(t_{\text{fc}} + r)$ Calcul des structures métalliques selon EC3P57

$$b_{\text{eff}} = 19 + 2 \times 20 + 5(22 + 27) = 304\text{mm}$$

$$F_{\text{Rd}} = 235 \times 12 \times \frac{304}{1.1} = 779.34\text{kN}$$

$$F_{\text{sd}} = \frac{M_{\text{sd}}}{(h-t_{\text{fb}})} = \frac{206.6}{(600-19) \times 10^{-3}} = 356.11\text{kN}$$

$F_{\text{Rd}} > F_{\text{sd}}$ La Condition est vérifiée , il n'est pas nécessaire de rajouter un raidisseur.

- **Résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée** $F_{\text{Rd}} > F_{\text{sd}}$

$$F_{\text{Rd}} = f_y \times t_{\text{wc}} \times (1.25 - 0.5\gamma_{\text{M0}} \times \frac{\sigma_{\text{n}}}{f_y}) \frac{b_{\text{eff}}}{\gamma_{\text{M0}}}$$

$$b_{\text{eff}} = t_{\text{fb}} + 2t_{\text{p}} + 5(t_{\text{fc}} + r_c) = 304\text{mm}$$

$$\sigma_{\text{n}} = \frac{V_{\text{sd}}}{A} + \frac{M_{\text{sd}}}{w_y}$$

Avec :

V_{sd} : effort tranchant.

A : section de profil

M_{sd} : Moment fléchissant.

w_y : Module de résistance plastique.

$$\sigma_{\text{n}} = \frac{232.48}{170.9 \times 10^{-4}} + \frac{206.90}{2408 \times 10^{-6}} = 99525.20\text{kN/m}^2 = 99.525\text{N/mm}^2$$

$$F_{\text{Rd}} = 235 \times 12 \times \left(1.25 - 0.5 \times 1.1 \times \frac{99.525}{235}\right) \frac{304}{1.1} = 792.65\text{kN}$$

$$F_{\text{sd}} = \frac{M_{\text{sd}}}{(h-t_{\text{fb}})} = \frac{206.6}{(600-19) \times 10^{-3}} = 356.11\text{kN}$$

$F_{\text{Rd}} > F_{\text{sd}}$ La Condition est vérifiée , il n'est pas nécessaire de rajouter un Raidisseur.

VIII.4.2 L'assemblage poteau(HEB550) poutre(IPE600) par platine d'extrémité

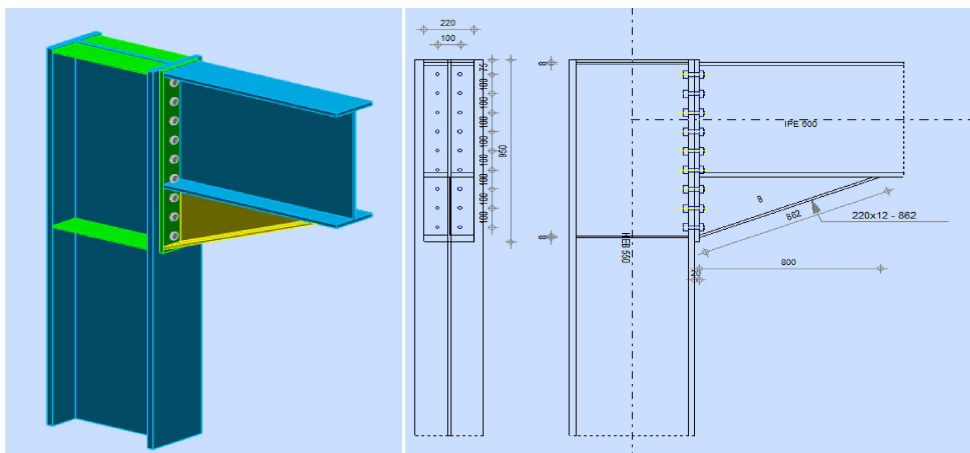


Figure VIII.3 : Assemblage poteauHEB550 – poutreIPE600

Les efforts :

$$M_{sd} = 496.42 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 211.29 \text{ kN}$$

L'espacement des éléments d'attache

$$P_2 = 100 \text{ mm}$$

$$e_2 = 60 \text{ mm}$$

$$d_1 = 175 \text{ mm}$$

$$d_2 = 275 \text{ mm}$$

$$d_3 = 375 \text{ mm}$$

$$d_4 = 475 \text{ mm}$$

$$d_5 = 575 \text{ mm}$$

$$d_6 = 675 \text{ mm}$$

$$d_7 = 775 \text{ mm}$$

$$d_8 = 875 \text{ mm}$$

*Poteau HEB550 : $t_{fc} = 29 \text{ mm}$; $t_{wc} = 15 \text{ mm}$; $t_r = 8 \text{ mm}$ (épaisseur de raidisseur) ; congé $r = 27 \text{ mm}$

*Poutre IPE 600 : $t_{fb} = 19 \text{ mm}$; $t_{wb} = 12 \text{ mm}$; $t_r = 8 \text{ mm}$; $r = 24 \text{ mm}$

- Détermination du diamètre des boulons

La force de précontrainte : $F_p = 0.7f_{ub} \cdot A_s$ **Euro3 (art.6.5.8.2)**

Calcul de la section résistante du boulon : A_s

$$M_{sd} = 496.42 \text{ kN.m}$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \cdot d_i}{d_i^2} < n \cdot F_p$$

$$d_i^2 = 175^2 + 275^2 + 375^2 + 475^2 + 575^2 + 675^2 + 775^2 + 875^2 = 2625000 \text{ mm}^2$$

$$N_1 = \frac{496.42 \times 175}{2625000} = 33.09 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{496.42 \times 275}{2625000} = 52.00 \text{ kN}$$

$$N_3 = \frac{496.42 \times 375}{2625000} = 70.92 \text{ kN}$$

$$N_4 = \frac{496.42 \times 475}{2625000} = 89.83 \text{ kN}$$

$$N_5 = \frac{496.42 \times 575}{2625000} = 108.74 \text{ kN}$$

$$N_6 = \frac{496.42 \times 675}{2625000} = 127.65 \text{ kN}$$

$$N_7 = \frac{496.42 \times 775}{2625000} = 146.56 \text{ kN}$$

$$N_8 = \frac{496.42 \times 875}{2625000} = 165.47 \text{ kN}$$

Boulons les plus chargés sont les boulons de la ligne 1^{er} niveau (N_8)

Il faut vérifier $N_8 \leq n \cdot F_p$

n : Nombre de boulons par rangée ($n=2$)

$$\Rightarrow N_8 \leq n \times 0.7f_{ub} \times A_s$$

Les boulons utilisés sont des boulons M20 de classe (10.9) :

$$f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Euro3; art3.3.2.1 (3)})$$

$$A_s \geq \frac{N_8}{n \times 0.7f_{ub}} = \frac{165.47}{2 \times 0.7 \times 1} = 118.19 \text{ mm}^2$$

Soit des boulons HR 8.8 de diamètre $\Phi=20$ mm ($A_s = 245 \text{ mm}^2$)

$$N_1 = 2F_p = 2(0.7 \times A_s \times f_{ub})$$

$$N_1 = 2F_p = 2(0.7 \times 245 \times 1000 \times 10^{-3}) = 343\text{kN}$$

- **Moment résistant de l'assemblage**

$$M_{Rd} = \frac{N_g \times d_i^2}{d_g}$$

$$M_{Rd} = \frac{343 \times 2625000}{875} = 1029\text{kN.m}$$

$$M_{sd} = 496.42\text{kN.m}$$

$$M_{Rd} = 1029\text{kN.m}$$

$$M_{sd} = 496.42\text{kN.m} < M_{Rd} = 1029\text{kN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant**

$$V_1 = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{211.29}{18} = 11.74\text{kN}$$

$$F_s = \frac{K_s \times m \times \mu \times F_p}{\gamma_{Ms}} : \text{L'effort de frottement par plan de cisaillement.}$$

$m=1$ (nombre d'interfaces de frottement)

$k_s=1,0$ (pour les trous à tolérances normales)

$\mu=0.3$ (coefficient de frottement des pièces)

$\gamma_{Ms}=1.25$ (pour les trous de tolérances normales)

$$F_p=171.5\text{Kn}$$

$$F_s = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 171.5}{1.25} = 41.16\text{kN}$$

$$V_1 = 11.74\text{kN}$$

$$F_s = 41.16\text{kN}$$

$$V_1 = 11.74\text{kN} < F_s = 41.16\text{kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Résistance de l'âme de poteau en traction**

$$F_{Rd} > F_{sd}$$

$$F_{Rd} = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{Mo}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r) \text{ (Calcul des structures métalliques selon EC3P57)}$$

$$b_{\text{eff}} = 19 + 2 \times 20 + 5(29 + 27) = 339 \text{ mm}$$

$$F_{\text{Rd}} = 235 \times 15 \times \frac{339}{1.1} = 1086.34 \text{ kN}$$

$$F_{\text{sd}} = \frac{M_{\text{sd}}}{(h - t_{\text{fb}})} = \frac{496.42}{(600 - 19) \times 10^{-3}} = 854.42 \text{ kN}$$

$F_{\text{Rd}} = 1086.34 \text{ kN} > F_{\text{sd}} = 854.42 \text{ kN}$, il n'est pas nécessaire de rajouter un Raidisseur.

- **Résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée**

$$F_{\text{Rd}} > F_{\text{sd}}$$

$$F_{\text{Rd}} = f_y \times t_{\text{wc}} \times (1.25 - 0.5 \gamma_{\text{M0}} \times \frac{\sigma_n}{f_y}) \frac{b_{\text{eff}}}{\gamma_{\text{M0}}}$$

$$b_{\text{eff}} = t_{\text{fb}} + 2t_p + 5(t_{\text{fc}} + r_c) = 339 \text{ mm}$$

$$\sigma_n = \frac{V_{\text{sd}}}{A} + \frac{M_{\text{sd}}}{W_y}$$

Avec :

V_{sd} : effort tranchant

A : section de profil

M_{sd} : Moment fléchissant

W_y : Module de résistance plastique

$$\sigma_n = \frac{211.29}{254.1 \times 10^{-4}} + \frac{496.42}{5591 \times 10^{-6}} = 97104.35 \text{ kN/m}^2 = 97.104 \text{ kN/mm}^2$$

$$F_{\text{Rd}} = 235 \times 15 \times \left(1.25 - 0.5 \times 1.1 \times \frac{97.104}{235} \right) \frac{339}{1.1} = 1111.04 \text{ kN}$$

$$F_{\text{sd}} = \frac{M_{\text{sd}}}{(h - t_{\text{fb}})} = \frac{496.42}{(600 - 19) \times 10^{-3}} = 854.42 \text{ kN}$$

$F_{\text{Rd}} = 1111.04 \text{ kN} > F_{\text{sd}} = 854.42 \text{ kN} \dots \dots \dots$ La Condition est vérifiée

Il n'est pas nécessaire de rajouter un Raidisseur.

VIII.4.3 Assemblage poutre-poutre (solive IPE270-poutre principale IPE600)

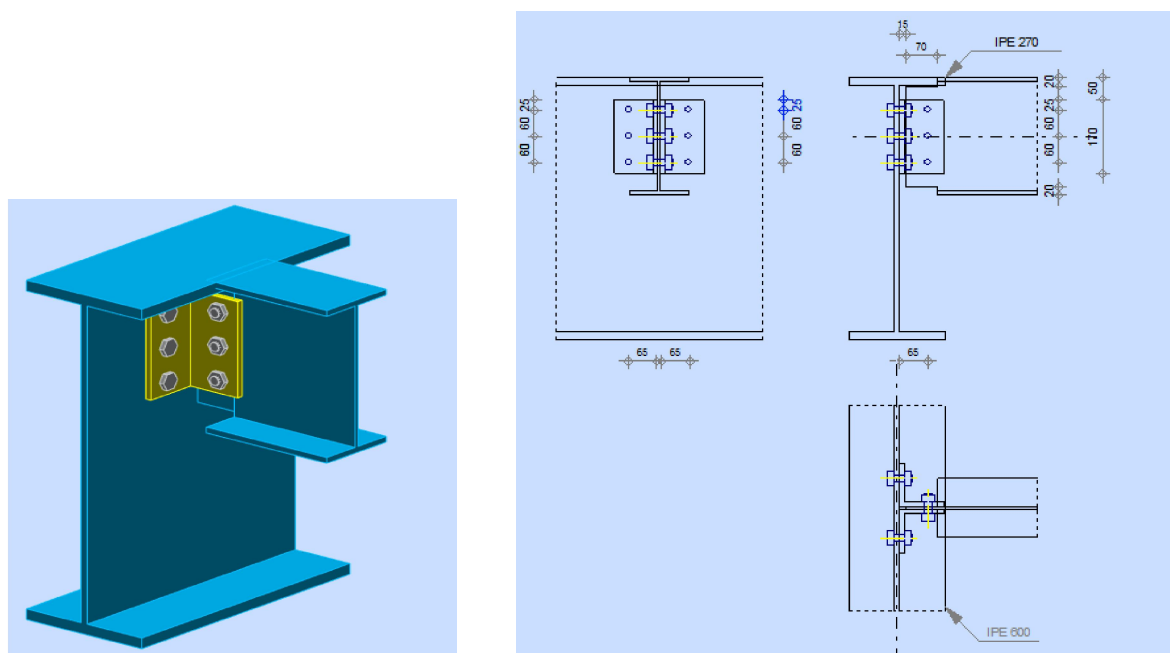


Figure VIII.4: Assemblage poutre principale IPE600 et solive IPE270

✓ Assemblage par double cornière

Ils sont de loin les plus répandus, notamment en Algérie, pour assembler les solives ou les poutres secondaires du plancher sur les poutres principales. Les boulons sont des boulons ordinaires non précontraints, autorisant un certain glissement. Ce fait ainsi que la souplesse intrinsèque des cornières confèrent à la poutre supportée une certaine latitude pour tourner.

C'est la raison pour laquelle ce type d'assemblage est considéré comme une articulation par conséquent ne transmet pas de moment fléchissant. Le seul effort global transmis est l'effort tranchant V_{sd} correspondant à la réaction de la poutre supportée sur la poutre support.

Cet assemblage sera réalisé à l'aide des cornières à ailles égales boulonnées à l'âme des pièces assemblées.

1) données de calcul

- **Les sollicitations**

Cet assemblage est sollicité par un effort tranchant. $V_{sd}=54.10\text{kN}$

- **Choix des boulons**

On utilise des boulons ordinaires M16 de classe 4,8.

$d = 16 \text{ mm}$, $d_0 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$,

2) Détermination des Dispositions constructives

$$\left. \begin{array}{l} 1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t_w \\ 1.5d_0 \leq e_2 \leq 12t_w \\ 2.2d_0 \leq p_1 \leq 14t_w \\ 3d_0 \leq p_2 \leq 14t_w \end{array} \right\} \left. \begin{array}{l} 21.6 \leq e_1 \leq 84 \\ 27 \leq e_2 \leq 84 \\ 39.6 \leq p_1 \leq 98 \\ 54 \leq p_2 \leq 98 \end{array} \right\} \begin{array}{l} e_1 = 25 \text{ mm} \\ e_2 = 38 \text{ mm} \\ p_1 = 60 \text{ mm} \\ p_2 = 65 \text{ mm} \end{array}$$

3) Vérifications des boulons :

a- Coté de la solive :

Condition à vérifier: $F_{R,sd} < 2F_{V,Rd}$ (boulons travaillent au double cisaillement).

$$F_{R,sd} = \sqrt{F_{v,sd}^2 + F_{h,sd}^2}$$

Avec:

$F_{R,sd}$: L'effort maximal résultant repris par chaque boulon.

- $F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n.p} = \frac{54.10}{3 \times 2} = 9.01 \text{ kN}$
- $F_{h,sd} = \frac{M_e}{d} = \frac{V_{sd} \cdot e_2}{d} = \frac{54.10 \times 38}{65} = 31.62 \text{ kN}$
- $F_{R,sd} = \sqrt{9.01^2 + 31.62^2} = 32.87 \text{ kN}$

Avec:

$F_{h,sd}$: Effort de cisaillement horizontal par boulon dû au moment local d'excentrement

M_e : Le moment local d'excentrement.

n : Nombre des boulons $n=3$

$e_2 = 8 \text{ mm}$; Distance entre l'axe d'un trou et l'âme de la poutre.

$d = 65 \text{ mm}$: Distance séparant les rangées extrêmes de boulons

$p=2$: Le nombre de plan de cisaillement

$$F_{V,Rd} = 0.5 \frac{f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}} = 0.5 \frac{400 \times 157}{1.25} \times 10^{-3} = 25.12 \text{ kN}$$

$$F_{R,sd} = 32.87 \text{ kN} < 2F_{V,Rd} = 50.24 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b- Coté de la poutre principale :

Condition à vérifier : $F_{v,sd} \leq F_{V,Rd}$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n.p} = \frac{54.10}{3 \times 2} = 9.01 \text{ kN}$$

$$F_{vRd} = 0.5 \frac{f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}} = 0.5 \frac{400 \times 157}{1.25} \times 10^{-3} = 25.12 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = 9.01 \text{ kN} < F_{vRd} = 25.12 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

4) Vérification de la cornière

a- à la pression diamétrale

$$\text{Condition à vérifier : } \frac{F_{R,sd}}{2} < F_{b,Rd} \text{ (deux cornières)}$$

$F_{b,Rd}$: Résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon ;

$$F_{b,Rd} = 2.5 \times \alpha \frac{f_u \cdot d \cdot t_c}{\gamma_{mb}}$$

Avec :

$f_u = 365 \text{ Mpa}$, contrainte de rupture des pièces.

$d = 16 \text{ mm}$; Diamètre des boulons.

$t_c = 10 \text{ mm}$, Épaisseur de la cornière.

$\gamma_{mb} = 1.25$ Coefficient partiel de sécurité en cisaillement.

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right) = (0.46 ; 0.86 ; 1.09 ; 1) = 0.46$$

$$F_{b,Rd} = 2.5 \times 0.46 \times \frac{365 \times 16 \times 10}{1.25} = 53.72 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{R,sd}}{2} = 16.43 \text{ kN} < F_{b,Rd} = 53.72 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b- Au cisaillement :

$$\text{Condition à vérifier : } \frac{V_{sd}}{2} < V_{pl,Rd}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_w \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$

Si ;

$$A_{net} \geq \frac{f_y \times \gamma_{M2}}{f_u \times \gamma_{M0}} \times A \text{ Alors: } A_w = A$$

Si non ;

$$A_w = \frac{f_u \times \gamma_{M2}}{f_y \times \gamma_{M0}}$$

$$A_{net} = A - n \cdot d_0 \cdot t = 19.2 - 3 \times 1.8 \times 1 = 13.8 \text{ cm}^2$$

$$\frac{f_y \times \gamma_{M2}}{f_u \times \gamma_{M0}} \times A = 14.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{net} = 13.8 \text{ cm}^2 < \frac{f_y \times \gamma_{M2}}{f_u \times \gamma_{M0}} \times A = 14.04 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_w = \frac{f_u \times \gamma_{M2}}{f_y \times \gamma_{M0}} = 13.66 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_w \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{1366 \times 235}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} = 168.59 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{sd}}{2} = \frac{54.10}{2} = 27.05 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{sd}}{2} = 27.05 \text{ kN} < V_{pl,Rd} = 168.59 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

5) Vérification de la poutre principale

a- à la pression diamétrale

Condition a vérifié : $F_{v,sd} \leq F_{b,Rd}$

$$F_{b,Rd} = 2.5 \times \alpha \frac{F_u \cdot d \cdot t_p}{\gamma_{mb}}$$

$t_p = 12$ mm, épaisseur de l'âme de la poutre principale.

$$F_{b,Rd} = 2.5 \times 0.46 \times \frac{365 \times 16 \times 12}{1.25} = 64.47 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n.p} = \frac{54.1}{6} = 9.01 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = 9.01 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 64.47 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b- Au cisaillement

Condition a vérifié : $V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$

$$V_{sd} = 54.10 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{15598 \times 235}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} = 1923.90 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 54.10 \text{ kN} < V_{pl,Rd} = 1923.90 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

6) Vérification de la solive

a- la pression diamétrale

Condition a vérifié : $F_{v,sd} \leq F_{b,Rd}$

$$F_{b,Rd} = 2.5 \times \alpha \frac{F_u \cdot d \cdot t_s}{\gamma_{mb}}$$

$t_s = 7\text{mm}$, épaisseur de l'âme de la poutre principale.

$$F_{b,Rd} = 2.5 \times 0.46 \times \frac{365 \times 16 \times 7}{1.25} = 37.60\text{kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{54.1}{3} = 18.03\text{kN}$$

$$F_{v,sd} = 18.03\text{kN} < F_{vRd} = 37.60\text{kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b- Au cisaillement :

Condition à vérifier : $V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$

$$V_{sd} = 54.10\text{kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{4595 \times 235}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} = 566.7\text{kN}$$

$$V_{sd} 54.10\text{kN} < V_{pl,Rd} = 566.7\text{kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

7) Au cisaillement du bloqué

Condition à vérifier : $V_{sd} \leq V_{eff,Rd}$

$$V_{eff,Rd} = \frac{A_{Veff} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

Avec :

$V_{eff,Rd}$: La valeur de calcul de la résistance réduite à l'effort de cisaillement

A_{Veff} : aire efficace de cisaillement $A_{Veff} = t \times L_{V,eff}$

$$L_{V,eff} = L_V + L_1 + L_2 ; \text{ Et } L_{V,eff} < L_3$$

$$L_{V,eff} = 65 + 25 + 23.30 = 113.29\text{mm}$$

$$\text{Et } L_{V,eff} = 113.29\text{mm} < L_3 = 128\text{mm} \dots \dots \dots \mathbf{OK}$$

t_w : Épaisseur de l'âme de la solive.

$$L_1 = a_1 = e_1 = 25\text{mm}$$

$$L_2 = (a_2 - K \times d_0) \times \frac{f_u}{f_y} = 23.30\text{mm}$$

$K=2.5$ pour deux rangées de boulons. (CCM 97 page 108)

$$L_3 = L_V + a_1 + a_3 = 128\text{mm}$$

$$A_{Veff} = 7 \times 112.97\text{mm}^2$$

$$V_{\text{eff,rd}} = \frac{790.85 \times 235}{\sqrt{3} \times 1.1} = 97.54 \text{ kN}$$

$$V_{\text{sd}} = 54.1 \text{ kN} < V_{\text{eff,rd}} = 97.54 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

8) Vérification de la section grugée

Condition à vérifier : $M_{\text{sd}} \leq M_{\text{v,Rd}}$.

$M_{\text{v,Rd}}$: moment de résistance plastique réduit.

$$M_{\text{v,Rd}} = \frac{W_{\text{pl}} \times f_{\text{y,reduce}}}{\gamma_{\text{m1}}}$$

$$f_{\text{y,reduce}} = (1 - \rho) \times f_{\text{y}}$$

$$\rho = \left(\frac{2V_{\text{sd}}}{V_{\text{pl,rd}}} - 1 \right)^2 = \left(\frac{2 \times 54.1}{566.7} - 1 \right)^2 = 0.65$$

$$f_{\text{y,reduce}} = (1 - 0.65) \times 235 = 82.25 \text{ MPa}$$

$$M_{\text{v,Rd}} = \frac{486000 \times 82.25}{1.1} = 36.33 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = V_{\text{sd}} \times f$$

$$f = \frac{(b - t_w)}{2} + 10 = \frac{224 - 12}{2} + 10 = 116 \text{ mm}$$

$$M_{\text{sd}} = 54.10 \times 0.116 = 6.275 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = 6.275 \text{ kN.m} < M_{\text{v,Rd}} = 36.33 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII.3.4- Assemblages poteau –fondation

Ces Assemblages généralement désignés par les termes « **pieds de poteaux** » ont pour fonction essentielle de transmettre aux fondations toutes les charges verticales et horizontales exercés sur le bâtiment. Par ailleurs, selon la rigidité que le concepteur leur donne, ces assemblages participent à la stabilité et à la souplesse de l'ensemble de l'ouvrage.

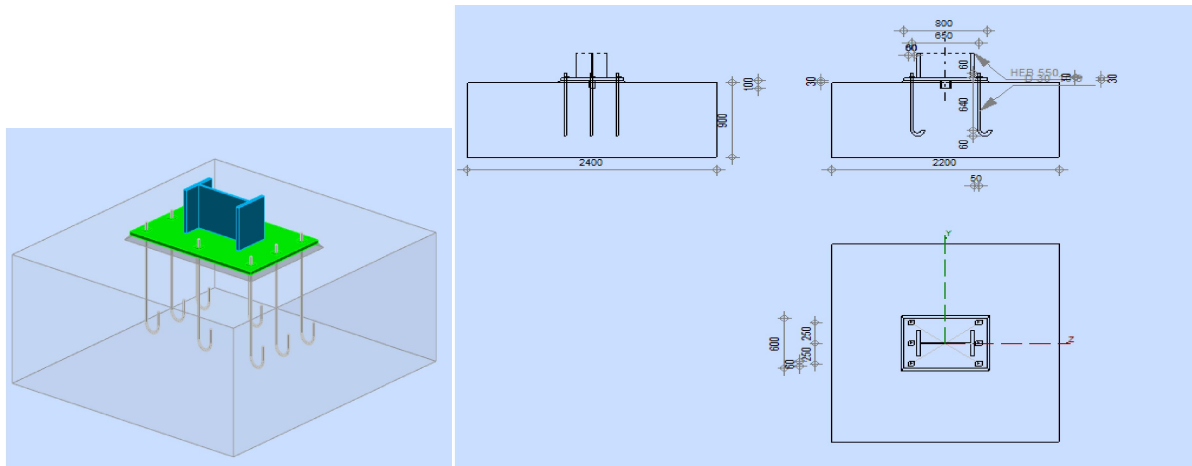


Figure VIII-5 : Assemblages poteau –fondation

Calcul du moment résistant de la base du poteau : M_{Rd}

La base de poteau HEB550 est soumise à une force :

$$M_{sd} = 463.08 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = 988.06 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 124.03 \text{ kN}$$

L'épaisseur de la plaque d'assise est de 30 mm. Les dimensions des fondations en béton sont de (2400 × 2200 × 900mm). L'acier est de nuance S235. Le béton est de classe C20/25. Les facteurs de sécurité partielle du matériau sont $\gamma_{M0} = 1.1$ et $\gamma_c = 1.5$

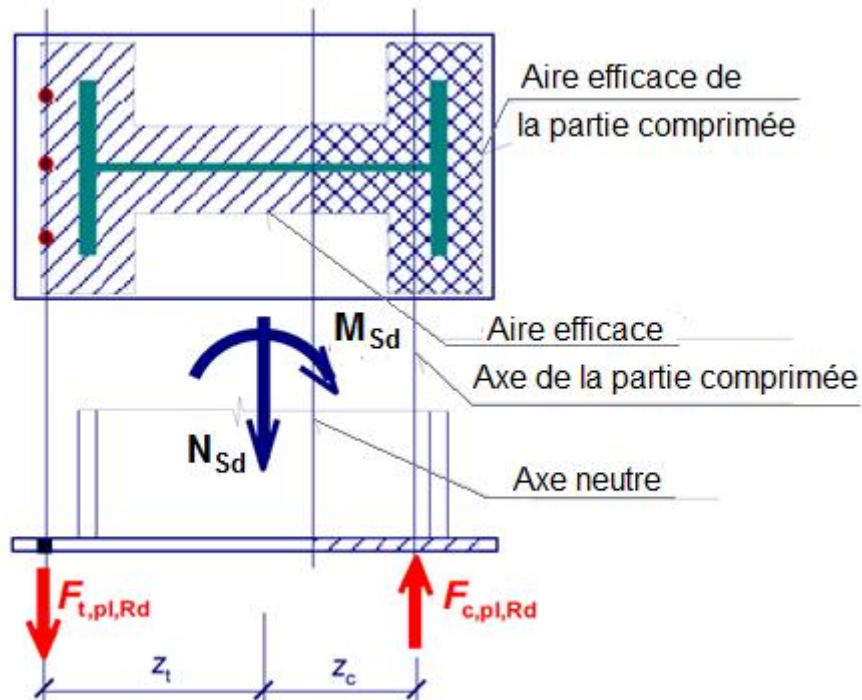


Figure VIII-6- : Surface en compression sous la plaque d'assises

Partie tendu

La résistance à la traction de trois boulons d'ancrage M30 (section nette $A_s=561\text{mm}$) est de :

$$F_{3s,Rd} = 3f_y \cdot \frac{A_s}{\gamma_{mb}} = 3 \times 235 \times \frac{561}{1.45} = 272.76\text{kN}$$

La résistance de la plaque de base en flexion sous l'effet de la force est

$$F_{P,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{m \cdot \gamma_{m0}} = \frac{b \times t^2 \times f_y}{6 \times m \times \gamma_{m0}} = \frac{600 \times (30)^2 \times 235}{6 \times 60 \times 1} = 352.5\text{kN}$$

$F_{P,Rd} 352.5\text{kN} > 3F_{s,Rd} = 272.76\text{kN} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

Partie comprimée

Les poteaux doivent être munis de plaques d'assise capable de répartir les efforts de compression du poteau sur une surface portante de tel sorte que la pression de contact ne dépasse pas la résistance de calcul de la liaison f_j .

➤ **Résistance de contact de la liaison f_j**

La résistance de contact de la liaison f_j est donnée par la formule :

$$f_j = \frac{\beta_j \cdot K_j \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$$

β_j : est le coefficient relatif à la liaison pris égale à 2/3.

K_j : est le facteur de concentration.

f_{ck} : La résistance caractéristique en compression sur cylindre.

γ_c : Le coefficient partiel de sécurité sur les propriétés du béton.

Le facteur de concentration de contraintes est

$$K_j = \sqrt{\frac{a_1 \cdot b_1}{a \cdot b}}$$

Pour la section efficace du bloc de fondation est :

$$a_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} a + 2a_r = 800 + 2 \times 800 = 2400 \\ 5a = 5 \times 800 = 4000 \\ a + h = 800 + 900 = 1700 \\ 5b = 5 \times 2200 = 11000 \end{array} \right\} = 1700 \text{ mm}$$

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b + 2b_r = 600 + 2 \times 800 = 2200 \\ 5b = 5 \times 600 = 3000 \\ b + h = 600 + 900 = 1500 \\ 5a = 5 \times 2400 = 12000 \end{array} \right\} = 1500 \text{ mm}$$

$$K_j = \sqrt{\frac{a_1 \cdot b_1}{a \cdot b}} = \sqrt{\frac{1700 \times 1500}{800 \times 600}} = 2.30$$

La force portante du béton sous la plaque d'assise est

$$f_j = \frac{\beta_j \cdot K_j \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{2 \times 2.30 \times 20}{3 \times 1.50} = 20.44 \text{ MPa}$$

L'aire efficace du béton en compression est calculée en fonction de l'équilibre des forces:

$$N_{sd} = A_{eff} \times f_j - F_{3s,Rd}$$

$$A_{eff} = \frac{N_{sd} + F_{3s,Rd}}{f_j} = \frac{988.06 \times 10^3 + 272.76 \times 10^3}{20.44} = 61684 \text{ mm}^2$$

La largeur supplémentaire d'appui C ne doit pas dépasser :

$$C \leq t \sqrt{\frac{f_y}{3 \times f_j \times \gamma_{m0}}}$$

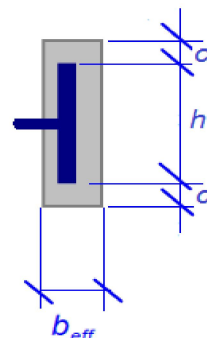
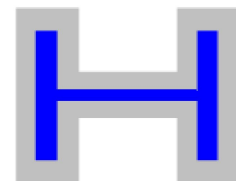
t : Épaisseur de la plaque d'assise en acier $t = 30$ mm.

f_y : Limite d'élasticité de l'acier de la plaque d'assise.

$$C \leq 30 \times \sqrt{\frac{235}{3 \times 20.44 \times 1.0}} = 58.73 \text{ mm.}$$

La largeur efficace est

Mémoire de fin d'études _____ Promotion juin 2018 _____



$$b_{\text{eff}} = \frac{A_{\text{eff}}}{h+2c} = \frac{61684}{550+2 \times 58.73} = 92.41 \text{ mm}$$

Le bras de levier en béton est

$$d_c = \frac{h_c}{2} + c - \frac{b_{\text{eff}}}{2} = 275 + 58.73 - 46.21 = 287.52 \text{ mm}$$

$$d_c = 287.52 \text{ mm}$$

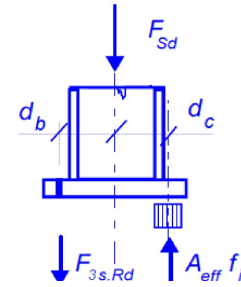
La résistance à la flexion de la plaque d'assise est

$$M_{\text{Rd}} = F_{3s,\text{Rd}} \cdot d_b + A_{\text{eff}} \cdot f_j \cdot d_c$$

$$d_b = \frac{h_c}{2} + m = 275 + 60 = 335 \text{ mm}$$

$$M_{\text{Rd}} = 272.76 \times 335 + 61684 \times 20.44 \times 287.52$$

$$M_{\text{Rd}} = 725.02 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} = 725.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$M_{\text{sd}} = 463.08 \text{ kN} \cdot \text{m} < M_{\text{Rd}} = 725.02 \text{ kN} \cdot \text{m} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion générale

Le présent projet s'est effectué à base de deux critères, à savoir la résistance des éléments porteurs d'un bâtiment et la stabilité de forme vis-à-vis des différentes sollicitations pour assurer la sécurité des usagés et l'adaptation des solutions économiques.

L'étude de ce projet est notre première épreuve avant de s'insérer dans la vie professionnelle. Cette étude nous a permis d'améliorer et approfondir nos connaissances théoriques et pratiques dans le domaine de la conception et de réalisation des structures en construction métallique.

Nous avons effectués un stage pratique à COSIDER où nous avons appris à utiliser les logiciels de calcul ; ROBOT Millénium, Tekla structures et l'Auto CAD pour les dessins, ainsi que l'application des règlements telle que L'EUROCODE 3 et RPA99 (version 2003) pour les calculs de vérifications et de dimensionnement.

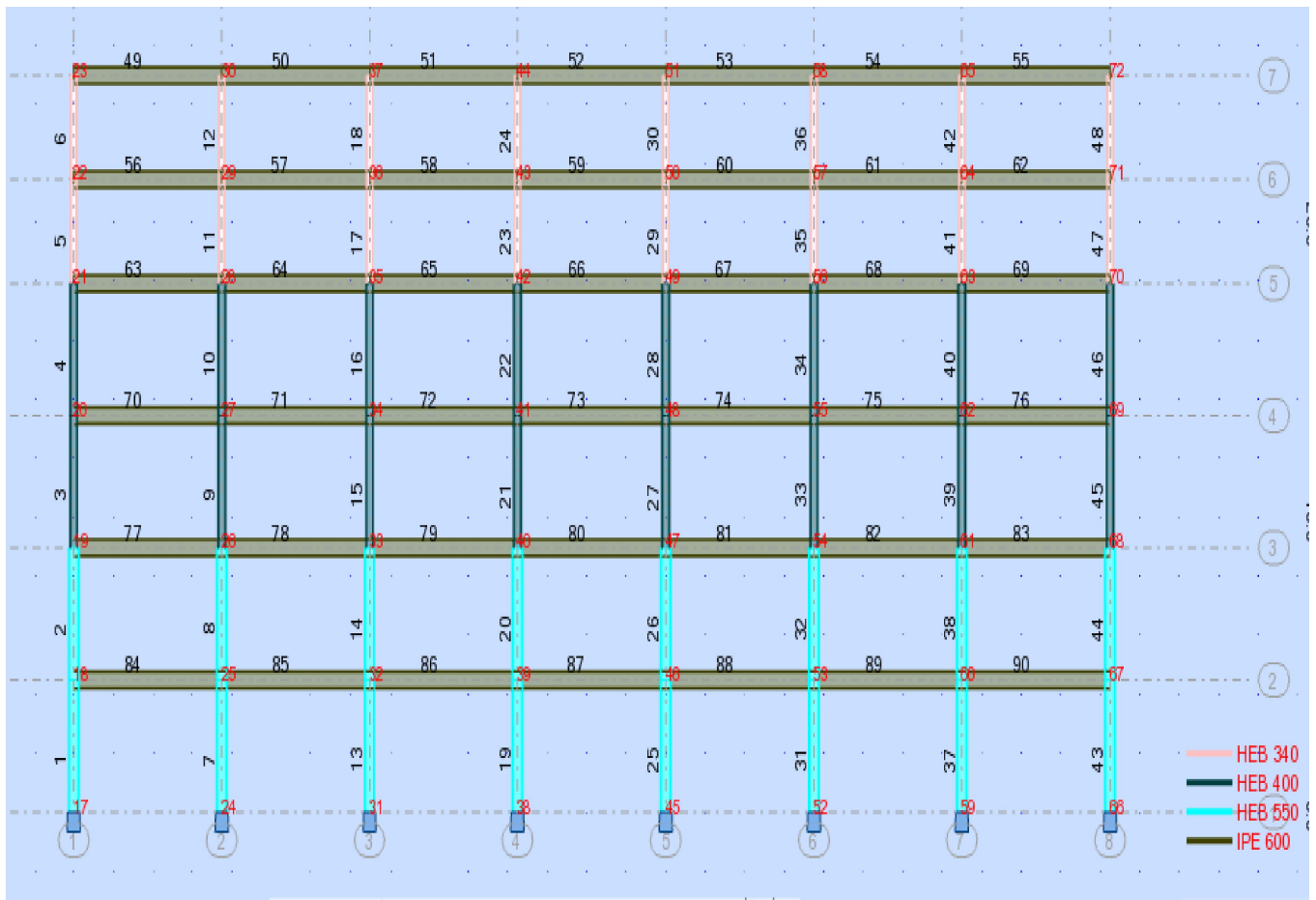
Nous avons aussi pris conscience que l'élaboration d'un projet ne se base pas que sur des calculs théorique mais sur la concordance avec le côté pratique et la nécessité d'une expérience acquise du terrain.

La réalisation d'une construction métallique exige la participation de plusieurs intervenants dans différente niveaux.

Cette étude nous a permit l'application de toutes les connaissances théorique acquises durant notre formation. De plus elle nous à permis de maîtriser l'utilisation du logiciel ROBOT qui est très pratique pour les bâtiments en construction métalliques.

Enfin, nous souhaitons que ce modeste travail apportera un plus à notre département et servira comme un support documentaire pour les promotions à venir.

❖ Vérification de l'ossature avec le logiciel robot



Porique étudiant (E)

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 7 Poteau_BJ_DEFAULT_NAME_XXX

POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.00$ $L = 0.00$ m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 COMB3 (2+3)*1.00+5*1.20

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 550

$h=55.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0$ cm	$A_y=188.36$ cm ²	$A_z=100.07$ cm ²	$A_x=254.06$ cm ²
$t_w=1.5$ cm	$I_y=136691.00$ cm ⁴	$I_z=13076.90$ cm ⁴	$I_x=602.16$ cm ⁴
$t_f=2.9$ cm	$W_{ply}=5590.61$ cm ³	$W_{plz}=1341.14$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 2574.67$ kN $M_{y,Ed} = -547.27$ kN*m

$N_{c,Rd} = 5970.41$ kN $M_{y,Ed,max} = -547.27$ kN*m

$N_{b,Rd} = 4795.11$ kN $M_{y,c,Rd} = 1313.79$ kN*m

$V_{z,Ed} = 187.93$ kN

$$M_{N,y,Rd} = 886.99 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{z,c,Rd} = 1357.72 \text{ kN}$$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

$$L_y = 4.48 \text{ m}$$

$$\text{Lam}_y = 0.21$$

$$L_z = 4.48 \text{ m}$$

$$\text{Lam}_z = 0.66$$

$$L_{cr,y} = 4.48 \text{ m}$$

$$X_y = 1.00$$

$$L_{cr,z} = 4.48 \text{ m}$$

$$X_z = 0.80$$

$$\text{Lam}_y = 19.31$$

$$k_{yy} = 0.90$$

$$\text{Lam}_z = 62.44$$

$$k_{zy} = 0.00$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.43 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.42 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.62 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.14 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\text{Lambda}_y = 19.31 < \text{Lambda}_{max} = 210.00$$

$$\text{Lambda}_z = 62.44 < \text{Lambda}_{max} = 210.00$$

STABLE

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.81 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.54 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 2 Poteau_BJ_DEFAULT_NAME_XXX **POINT:** 7

COORDONNEE: $x = 1.00$ $L = 4.48$ m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 6 COMB1 2*1.35+3*1.50

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 550

$h=55.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0$ cm	$A_y=188.36$ cm ²	$A_z=100.07$ cm ²	$A_x=254.06$ cm ²
$t_w=1.5$ cm	$I_y=136691.00$ cm ⁴	$I_z=13076.90$ cm ⁴	$I_x=602.16$ cm ⁴
$t_f=2.9$ cm	$W_{ply}=5590.61$ cm ³	$W_{plz}=1341.14$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 1451.64$ kN $M_{y,Ed} = -221.98$ kN*m

ANNEXES

$N_{c,Rd} = 5970.41 \text{ kN}$ $M_{y,Ed,max} = -221.98 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$N_{b,Rd} = 4795.11 \text{ kN}$ $M_{y,c,Rd} = 1313.79 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$MN_{y,Rd} = 1180.33 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$V_{z,Ed} = -94.42 \text{ kN}$

$V_{z,c,Rd} = 1357.72 \text{ kN}$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 4.48 \text{ m}$

$\text{Lam}_y = 0.21$

$L_{cr,y} = 4.48 \text{ m}$

$X_y = 1.00$

$\text{Lamy} = 19.31$

$k_{yy} = 0.90$



en z:

$L_z = 4.48 \text{ m}$

$\text{Lam}_z = 0.66$

$L_{cr,z} = 4.48 \text{ m}$

$X_z = 0.80$

$\text{Lamz} = 62.44$

$k_{zy} = 0.00$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.24 < 1.00$ (6.2.4.(1))

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.17 < 1.00$ (6.2.5.(1))

$M_{y,Ed}/MN_{y,Rd} = 0.19 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.07 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\text{Lambda}_y = 19.31 < \text{Lambda}_{max} = 210.00$

$\text{Lambda}_z = 62.44 < \text{Lambda}_{max} = 210.00$

STABLE

$N_{,Ed}/(X_y \cdot N_{,Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.40 < 1.00$ (6.3.3.(4))

$N_{,Ed}/(X_z \cdot N_{,Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.30 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct !

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 49 Poutre_BJ_DEFAULT_NAME_XXX **POINT:** 7

COORDONNEE: $x = 1.00$ $L = 7.50$ m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 7 COMB2 (2+3+4)*1.35

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 600

$h=60.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=22.0$ cm	$A_y=94.30$ cm ²	$A_z=83.78$ cm ²	$A_x=155.98$ cm ²
$tw=1.2$ cm	$I_y=92083.50$ cm ⁴	$I_z=3387.34$ cm ⁴	$I_x=166.12$ cm ⁴
$tf=1.9$ cm	$W_{ply}=3512.40$ cm ³	$W_{plz}=485.65$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

ANNEXES

$N_{,Ed} = 108.37 \text{ kN}$ $M_{y,Ed} = -304.37 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 $N_{c,Rd} = 3665.53 \text{ kN}$ $M_{y,Ed,max} = -304.37 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 $N_{b,Rd} = 3665.53 \text{ kN}$ $M_{y,c,Rd} = 825.41 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{z,Ed} = -258.48 \text{ kN}$
 $M_{N,y,Rd} = 825.41 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{z,c,Rd} = 1136.70$
kN
 $M_{b,Rd} = 389.21 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Classe de la section =

1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$ $M_{cr} = 503.38 \text{ kN}\cdot\text{m}$ Courbe,LT - $X_{LT} = 0.46$
 $L_{cr,low} = 7.50 \text{ m}$ $\lambda_{m,LT} = 1.28$ $f_{i,LT} = 1.47$ $X_{LT,mod} = 0.47$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$k_{yy} = 0.90$$



en z:

$$k_{zy} = 0.60$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.37 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.23 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.78 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{,Ed}/(X_y \cdot N_{,Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.73 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_z \cdot N_{,Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.50 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 61 Poutre_BJ_DEFAULT_NAME_XXX **POINT:** 1

COORDONNEE: $x = 0.00$ $L = 0.00$ m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 6 COMB1 2*1.35+3*1.50

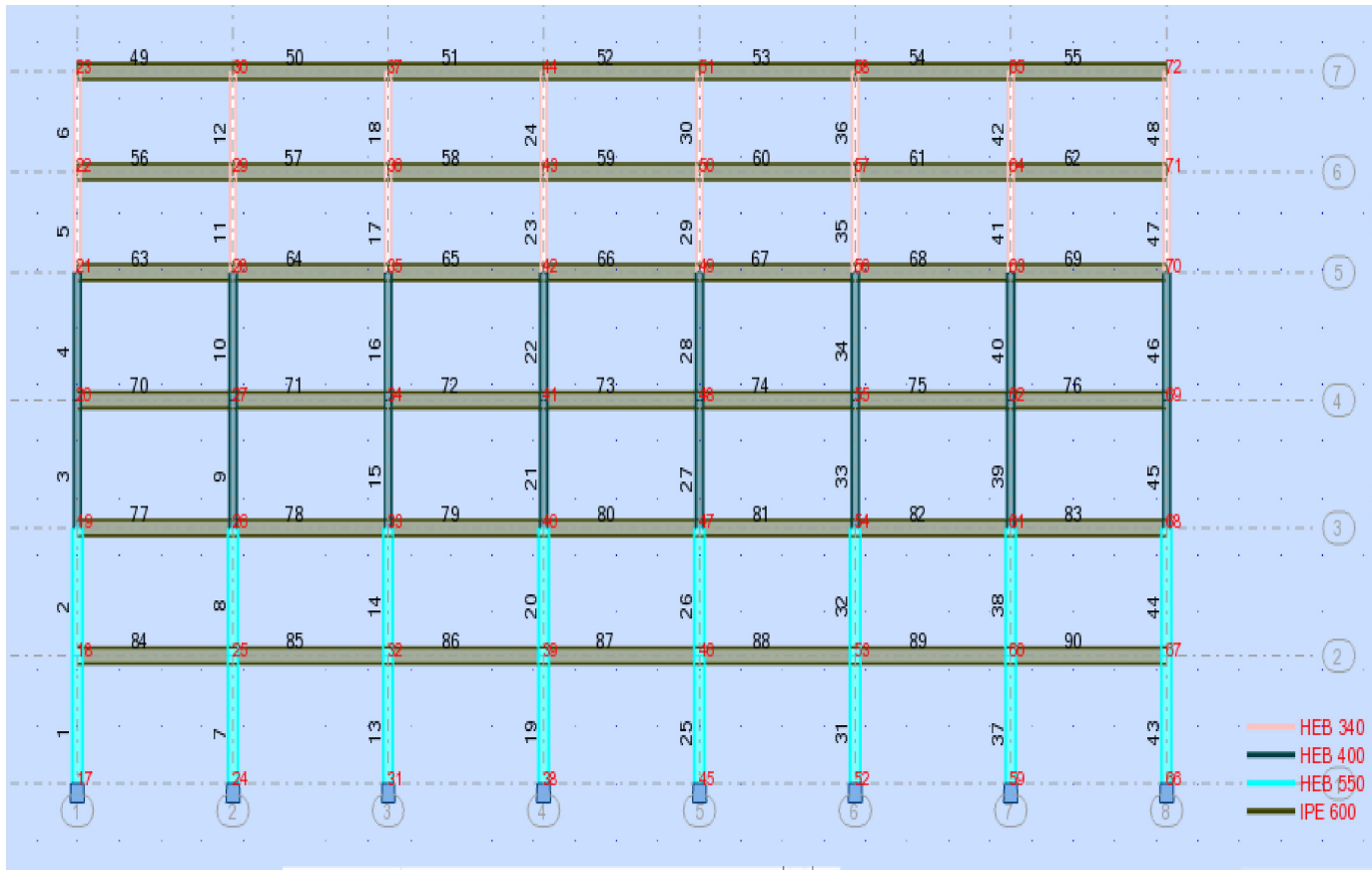
MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 600**


$h=60.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=22.0$ cm	$A_y=94.30$ cm ²	$A_z=83.78$ cm ²	$A_x=155.98$ cm ²
$t_w=1.2$ cm	$I_y=92083.50$ cm ⁴	$I_z=3387.34$ cm ⁴	$I_x=166.12$ cm ⁴
$t_f=1.9$ cm	$W_{ply}=3512.40$ cm ³	$W_{plz}=485.65$ cm ³	

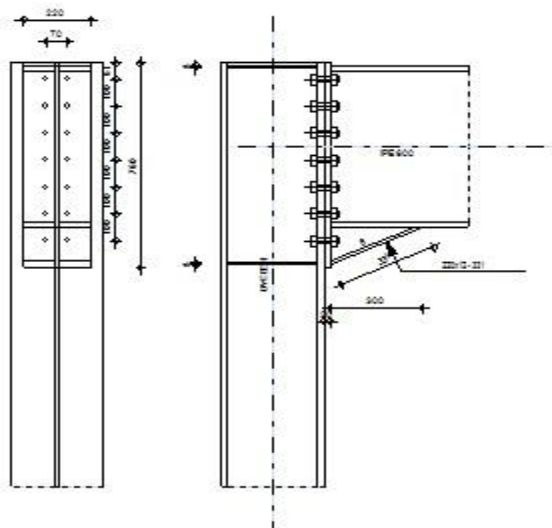
❖ Vérification des assemblages avec le logiciel robot



Numérotation des barres du porique longitudinal E

Vérification des assemblages

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017</p> <p>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</p> <p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	<p style="text-align: center;">OK</p> <hr/> <p style="text-align: center;">Ratio 0.83</p>
---	---	---



GÉNÉRAL

Assemblage N°: 1

Nom de l'assemblage : Angle de portique

Noeud de la structure: 23

Barres de la structure: 6, 49

GÉOMÉTRIE

POTEAU

Profilé: HEB 340

Barre N°: 6

$\alpha = -90.0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 340$ [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau

ANNEXES

Profilé: HEB 340

$t_{wc} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$t_{fc} = 22$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

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

$A_c = 170.90$ [cm²] Aire de la section du poteau

$I_{xc} = 36656.40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E24

$f_{yc} = 235.00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 600

Barre N°: 49

$\alpha = 0.0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b = 600$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_f = 220$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$r_b = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b = 155.98$ [cm²] Aire de la section de la poutre

$I_{xb} = 92083.50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E24

$f_{yb} = 235.00$ [MPa] Résistance

BOULONS

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

ANNEXES

$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 8.8		Classe du boulon
$F_{TRd} =$	158.76	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_n =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	7		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	61	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	70	[mm]	
Entraxe $p_i =$	100;100;100;100;100;100	[mm]	

PLATINE

$h_p =$	760	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	220	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Épaisseur de la platine
Matériau:	ACIER		
$f_{yp} =$	235.00	[MPa]	Résistance

JARRET INFÉRIEUR

$w_d =$	220	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	12	[mm]	Épaisseur de l'aile
$h_d =$	140	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	8	[mm]	Épaisseur de l'âme
$l_d =$	300	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	25.0	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER		
$f_{ybu} =$	235.00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

ANNEXES

Supérieur

$h_{su} =$	297	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	144	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$f_{ysu} =$	235.00	[MPa]	Résistance
-------------	--------	-------	------------

Inférieur

$h_{sd} =$	297	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	144	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$f_{ysu} =$	235.00	[MPa]	Résistance
-------------	--------	-------	------------

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	9	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	14	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	9	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATÉRIAU

$\gamma_{M0} =$	1.00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1.00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1.25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1.10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

ANNEXES

Cas: 7: COMB2 (2+3+4) *1.35

$M_{b1,Ed} = 206.90$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 232.48$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = -108.37$ [kN] Effort axial dans la poutre droite

$M_{c1,Ed} = 206.90$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur

$V_{c1,Ed} = 108.37$ [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur

$N_{c1,Ed} = -232.48$ [kN] Effort axial dans le poteau inférieur

RÉSULTATS

RÉSISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b = 155.98$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$N_{cb,Rd} = 3665.53$ [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 94.98$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$V_{cb,Rd} = 1288.66$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ 0.18 < 1.00 **vérifié** (0.18)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 3512.40$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{b,pl,Rd} = 825.41$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 3464.09$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

ANNEXES

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{cb,Rd} = 814.06 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

AILE ET AME EN COMPRESSION

$$M_{cb,Rd} = 814.06 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_f = 724 \text{ [mm]} \quad \text{Distance entre les centres de gravité des ailes} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 1124.58 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$\beta = 0.0 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle entre la platine d'about et la poutre}$$

$$\gamma = 25.0 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle d'inclinaison du renfort}$$

$$b_{eff,c,wb} = 283 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$A_{vb} = 83.78 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0.91 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\sigma_{com,Ed} = 64.69 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad \text{[6.2.6.2.(2)]}$$

$$k_{wc} = 1.00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad \text{[6.2.6.2.(2)]}$$

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd1} = 1552.24 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

Flambement:

$$d_{wb} = 514 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\lambda_p = 0.99 \quad \text{Elancement de plaque} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\rho = 0.81 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 1250.35 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

ANNEXES

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \cdot \gamma_{M0})$$

$$F_{c,wb,Rd3} = 775.50 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'aile du renfort} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 775.50 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

RÉSISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'ÂME EN CISAILLEMENT

$$M_{b1,Ed} = 206.90 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre droite} \quad [5.3.(3)]$$

$$M_{b2,Ed} = 0.00 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre gauche} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c1,Ed} = 108.37 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant dans le poteau inférieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c2,Ed} = 0.00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant dans le poteau supérieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$z = 632 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 273.00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Panneau d'âme en cisaillement} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{vs} = 56.09 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = 56.09 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$d_s = 732 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance entre les centres de gravités des raidisseurs} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,fc,Rd} = 8.15 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,stu,Rd} = 1.13 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,sti,Rd} = 1.13 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} \cdot f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 710.25 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du panneau d'âme au cisaillement} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0.38 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.38)$$

ANNEXES

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 12 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{\text{eff},c,wc} = 335 \text{ [mm]} \text{ Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 56.09 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0.77 \text{ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{\text{com,Ed}} = 82.18 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1.00 \text{ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 19.92 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{\text{eff},c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 1200.14 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 243 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0.74 \text{ Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0.98 \text{ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 2.75 \text{ Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1.00 \text{ Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{\text{eff},c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 1188.96 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 1188.96 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

ANNEXES

$t_{wc} = 12$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]

$b_{eff,c,wc} = 341$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vc} = 56.09$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0.77$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 82.18$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1.00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$A_s = 19.92$ [cm²] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme EN1993-1-1:[6.2.4]

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$F_{c,wc,Rd1} = 1207.59$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 243$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 0.75$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0.98$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_s = 2.75$ Elancement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$\chi_s = 1.00$ Coefficient de flambement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$F_{c,wc,Rd2} = 1192.39$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$F_{c,wc,Rd,upp} = 1192.39$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

PARAMÈTRES GÉOMÉTRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	7	-	115	-	100	46	59	46	59	123	23	23	23

ANNEXES

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
2	7	-	115	-	100	46	173	46	173	200	100	100	100
3	7	-	115	-	100	46	173	46	173	200	100	100	100
4	7	-	115	-	100	46	173	46	173	200	100	100	100
5	7	-	115	-	100	46	173	46	173	200	100	100	100
6	7	-	115	-	100	46	173	46	173	200	100	100	100
7	7	-	115	-	100	46	59	46	59	123	23	23	23

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	19	-	75	-	100	118	151	118	151	159	116	116	116
2	19	-	75	-	100	118	169	118	169	200	100	100	100
3	19	-	75	-	100	118	169	118	169	200	100	100	100
4	19	-	75	-	100	118	169	118	169	200	100	100	100
5	19	-	75	-	100	118	169	118	169	200	100	100	100
6	19	-	75	-	100	118	169	118	169	200	100	100	100
7	19	-	75	-	100	118	169	118	169	159	135	135	135

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

ANNEXES

- m – Distance du boulon de l'âme
- $l_{eff,2}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- $l_{eff,cp,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- $l_{eff,2,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE À LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 1551.00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	$0.07 < 1.00$	vérifié	(0.07)
---------------------------------	---------------	----------------	--------

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE À LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 158.76 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 330.24 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchée à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RÉSISTANCE DE LA RANGÉE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	130.28	Résistance d'une rangée de boulon

ANNEXES

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t,fc,Rd(1)} = 317.52$	317.52	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 130.28$	130.28	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 317.52$	317.52	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 333.42$	333.42	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660.49$	660.49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 710.25$	710.25	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 1188.96$	1188.96	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 1124.58$	1124.58	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 775.50$	775.50	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	130.28	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 317.52$	317.52	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 130.28$	130.28	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 317.52$	317.52	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 333.42$	333.42	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660.49$	660.49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 710.25 - 130.28$	579.97	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1188.96 - 130.28$	1058.68	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1124.58 - 130.28$	994.30	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 775.50 - 130.28$	645.22	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 635.04 - 130.28$	504.76	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 331.05 - 130.28$	200.77	Ame du poteau - traction - groupe

ANNEXES

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 592.61 - 130.28$	462.33	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 609.21 - 130.28$	478.93	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$$

$$F_{t2,Rd} = 111.19 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	130.28	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 317.52$	317.52	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 130.28$	130.28	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 317.52$	317.52	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 333.42$	333.42	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660.49$	660.49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 710.25 - 241.47$	468.78	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1188.96 - 241.47$	947.49	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1124.58 - 241.47$	883.11	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 775.50 - 241.47$	534.03	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 635.04 - 111.19$	523.85	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 506.89 - 111.19$	395.70	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 952.56 - 241.47$	711.09	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 551.51 - 241.47$	310.04	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 574.81 - 111.19$	463.62	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 564.00 - 111.19$	452.81	Ame de la poutre - traction - groupe

ANNEXES

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 880.02 - 241.47$	638.54	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 891.21 - 241.47$	649.74	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 92.10 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 92.10 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	130.28	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 317.52$	317.52	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 130.28$	130.28	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 317.52$	317.52	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 333.42$	333.42	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660.49$	660.49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 710.25 - 333.57$	376.68	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1188.96 - 333.57$	855.39	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1124.58 - 333.57$	791.01	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 775.50 - 333.57$	441.93	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 635.04 - 92.10$	542.94	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 506.89 - 92.10$	414.80	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 952.56 - 203.29$	749.27	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 682.72 - 203.29$	479.43	Ame du poteau - traction - groupe

ANNEXES

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1270.08 - 333.57$	936.51	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 714.82 - 333.57$	381.25	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 574.81 - 92.10$	482.72	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 564.00 - 92.10$	471.90	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 862.22 - 203.29$	658.93	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 846.00 - 203.29$	642.71	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1167.42 - 333.57$	833.85	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1173.21 - 333.57$	839.64	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 73.01 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 73.01 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	130.28	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 317.52$	317.52	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 130.28$	130.28	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 317.52$	317.52	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 333.42$	333.42	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660.49$	660.49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd/\beta} - \sum_1^4 F_{ti,Rd} = 710.25 - 406.57$	303.68	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1188.96 - 406.57$	782.38	Ame du poteau - compression

ANNEXES

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1124.58 - 406.57$	718.01	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 775.50 - 406.57$	368.93	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 635.04 - 73.01$	562.03	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 506.89 - 73.01$	433.89	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 952.56 - 165.10$	787.46	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 682.72 - 165.10$	517.62	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 1270.08 - 276.29$	993.79	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 807.36 - 276.29$	531.06	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1587.60 - 406.57$	1181.03	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 829.71 - 406.57$	423.14	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 574.81 - 73.01$	501.81	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 564.00 - 73.01$	490.99	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 862.22 - 165.10$	697.12	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 846.00 - 165.10$	680.90	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 1149.63 - 276.29$	873.33	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 1128.00 - 276.29$	851.71	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1454.83 - 406.57$	1048.25	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1455.21 - 406.57$	1048.63	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$$

$$F_{t5,Rd} = 53.91 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd} h_5/h_2$$

$$F_{t5,Rd} = 53.91 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

ANNEXES

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min} (F_{t6,Rd,comp})$	130.28	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(6)} = 317.52$	317.52	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(6)} = 130.28$	130.28	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(6)} = 317.52$	317.52	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 333.42$	333.42	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660.49$	660.49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^5 F_{ti,Rd} = 710.25 - 460.49$	249.77	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 1188.96 - 460.49$	728.47	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 1124.58 - 460.49$	664.09	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 775.50 - 460.49$	315.01	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 635.04 - 53.91$	581.13	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 506.89 - 53.91$	452.98	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 952.56 - 126.92$	825.64	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 682.72 - 126.92$	555.80	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 1270.08 - 219.02$	1051.06	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 807.36 - 219.02$	588.34	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 1587.60 - 330.21$	1257.39	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 893.99 - 330.21$	563.78	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd} = 1905.12 - 460.49$	1444.63	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd} = 909.54 - 460.49$	449.06	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 574.81 - 53.91$	520.90	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 564.00 - 53.91$	510.09	Ame de la poutre - traction - groupe

ANNEXES

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 862.22 - 126.92$	735.30	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 846.00 - 126.92$	719.08	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 1149.63 - 219.02$	930.61	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 1128.00 - 219.02$	908.98	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 1437.03 - 330.21$	1106.83	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 1410.00 - 330.21$	1079.79	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd} = 1742.24 - 460.49$	1281.75	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd} = 1737.21 - 460.49$	1276.72	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t6,Rd} = F_{t1,Rd} h_6/h_1$$

$$F_{t6,Rd} = 34.82 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t6,Rd} = F_{t2,Rd} h_6/h_2$$

$$F_{t6,Rd} = 34.82 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 7

F_{t7,Rd,comp} - Formule	F_{t7,Rd,comp}	Composant
$F_{t7,Rd} = \text{Min} (F_{t7,Rd,comp})$	130.28	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(7)} = 317.52$	317.52	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(7)} = 130.28$	130.28	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(7)} = 317.52$	317.52	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(7)} = 333.42$	333.42	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660.49$	660.49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd/\beta} - \sum_1^6 F_{ti,Rd} = 710.25 - 495.31$	214.95	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^6 F_{tj,Rd} = 1188.96 - 495.31$	693.65	Ame du poteau - compression

ANNEXES

F_{t7,Rd,comp} - Formule	F_{t7,Rd,comp}	Composant
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^6 F_{ij,Rd} = 1124.58 - 495.31$	629.27	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^6 F_{ij,Rd} = 775.50 - 495.31$	280.19	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{ij,Rd} = 635.04 - 34.82$	600.22	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{ij,Rd} = 331.05 - 34.82$	296.23	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{ij,Rd} = 952.56 - 88.73$	863.83	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{ij,Rd} = 551.51 - 88.73$	462.78	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{ij,Rd} = 1270.08 - 161.74$	1108.34	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{ij,Rd} = 714.82 - 161.74$	553.08	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{ij,Rd} = 1587.60 - 253.84$	1333.76	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{ij,Rd} = 829.71 - 253.84$	575.88	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{ij,Rd} = 1905.12 - 365.03$	1540.09	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{ij,Rd} = 909.54 - 365.03$	544.52	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{ij,Rd} = 2222.64 - 495.31$	1727.33	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{ij,Rd} = 923.90 - 495.31$	428.59	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{ij,Rd} = 613.12 - 34.82$	578.30	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{ij,Rd} = 661.32 - 34.82$	626.50	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{ij,Rd} = 900.53 - 88.73$	811.80	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{ij,Rd} = 943.32 - 88.73$	854.59	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{ij,Rd} = 1187.94 - 161.74$	1026.20	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{ij,Rd} = 1225.32 - 161.74$	1063.58	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{ij,Rd} = 1475.34 - 253.84$	1221.51	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{ij,Rd} = 1507.32 - 253.84$	1253.48	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{ij,Rd} = 1762.75 - 365.03$	1397.72	Platine d'about - traction - groupe

ANNEXES

$F_{t7,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t7,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,wb,Rd}(7 + 6 + 5 + 4 + 3 + 2) - \sum_6^2 F_{tj,Rd} = 1789.32 - 365.03$	1424.29	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd}(7 + 6 + 5 + 4 + 3 + 2 + 1) - \sum_6^1 F_{tj,Rd} = 2067.95 - 495.31$	1572.64	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd}(7 + 6 + 5 + 4 + 3 + 2 + 1) - \sum_6^1 F_{tj,Rd} = 2116.53 - 495.31$	1621.22	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t7,Rd} = F_{t1,Rd} h_7/h_1$$

$$F_{t7,Rd} = 15.73 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t7,Rd} = F_{t2,Rd} h_7/h_2$$

$$F_{t7,Rd} = 15.73 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	682	130.28	317.52	130.28	317.52	333.42	317.52	660.49
2	582	111.19	317.52	130.28	317.52	333.42	317.52	660.49
3	482	92.10	317.52	130.28	317.52	333.42	317.52	660.49
4	382	73.01	317.52	130.28	317.52	333.42	317.52	660.49
5	282	53.91	317.52	130.28	317.52	333.42	317.52	660.49
6	182	34.82	317.52	130.28	317.52	333.42	317.52	660.49
7	82	15.73	317.52	130.28	317.52	333.42	317.52	660.49

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 248.87 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.83 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.83)$$

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILEMENT

$$\alpha_v = 0.60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

ANNEXES

$\alpha_v =$	0.60	Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$	[Tableau 3.4]
$\beta_{Lf} =$	0.93	Coefficient réducteur pour les assemblages longs	[3.8]
$F_{v,Rd} =$	125.54 [kN]	Résistance d'un boulon au cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{t,Rd,max} =$	158.76 [kN]	Résistance d'un boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,int} =$	292.00 [kN]	Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,ext} =$	290.12 [kN]	Résistance du boulon de rive en pression diamétrale	[Tableau 3.4]

Nr	$F_{ij,Rd,N}$	$F_{ij,Ed,N}$	$F_{ij,Rd,M}$	$F_{ij,Ed,M}$	$F_{ij,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	317.52	-15.48	130.28	108.31	92.83	198.64
2	317.52	-15.48	111.19	92.44	76.96	207.61
3	317.52	-15.48	92.10	76.57	61.09	216.57
4	317.52	-15.48	73.01	60.69	45.21	225.54
5	317.52	-15.48	53.91	44.82	29.34	234.50
6	317.52	-15.48	34.82	28.95	13.47	243.47
7	317.52	-15.48	15.73	13.08	-2.41	251.08

$F_{ij,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{ij,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{ij,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{ij,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{ij,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{ij,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{ij,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{ij,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{ij,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{ij,Ed} = F_{ij,Ed,N} + F_{ij,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{ij,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

ANNEXES

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{v_j,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 1577.42 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.15 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.15)$$

RÉSISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 214.46 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 99.12 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 115.34 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 121270.72 \quad [\text{cm}^4] \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} = 47.11 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 44.92 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 20.16 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0.80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3 * (\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 94.23 < 365.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.26)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 96.39 < 365.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.26)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 47.11 < 262.80 \quad \text{vérifié} \quad (0.18)$$

RIGIDITÉ DE L'ASSEMBLAGE

$$t_{\text{wash}} = 4 \quad [\text{mm}] \quad \text{Épaisseur de la plaquette} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{\text{head}} = 14 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{\text{nut}} = 20 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$L_b = 67 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longueur du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$k_{10} = 6 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coefficient de rigidité des boulons} \quad [6.3.2.(1)]$$

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	24.70	1153.88
1	682	1	497	125	1	3.90	266.18
2	582	1	1026	108	1	6.19	360.69
3	482	1	1026	108	1	5.13	247.46
4	382	1	1026	108	1	4.07	155.49
5	282	1	1026	108	1	3.00	84.80
6	182	1	1026	108	1	1.94	35.37
7	82	1	497	128	1	0.47	3.88

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 467 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 5 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 56.09 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1.00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 467 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 5 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 112232.36 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

ANNEXES

$\mu = 1.82$ Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \mu$ [6.3.1.(4)]

$S_j = 61832.24$ [kN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 206267.04$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 12891.69$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig}$ SEMI-RIGIDE

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DU POTEAU EN TRACTION



REMARQUES

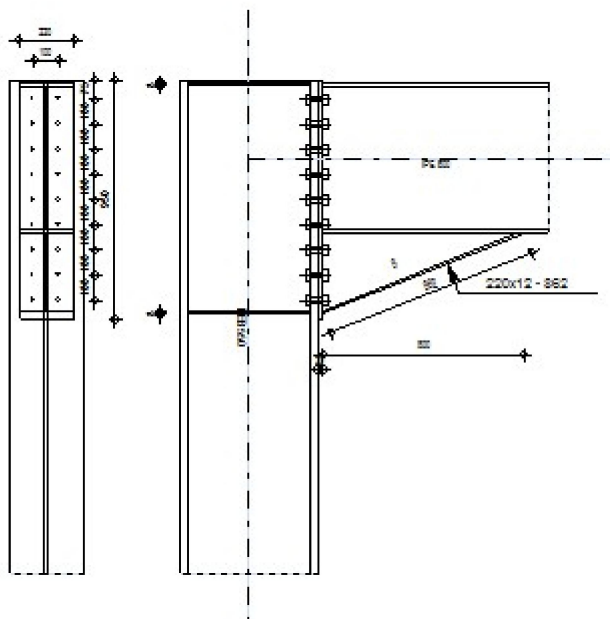
Epaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre 8 [mm] < 12 [mm]

Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre 12 [mm] < 19 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0.83
--	-------	------

Vérification des assemblages

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017 Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	
		Ratio 0.94



GÉNÉRAL

Assemblage N°: 2

Nom de l'assemblage : Angle de portique

Noeud de la structure: 18

Barres de la structure: 1, 84

GÉOMÉTRIE

POTEAU

Profilé: HEB 550

Barre N°: 1

ANNEXES

$\alpha =$ -90.0 [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c =$ 550 [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{fc} =$ 300 [mm] Largeur de la section du poteau

$t_{wc} =$ 15 [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$t_{fc} =$ 29 [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

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

$A_c =$ 254.06 [cm²] Aire de la section du poteau

$I_{xc} =$ 136691.00 [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E24

$f_{yc} =$ 235.00 [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 600

Barre N°: 84

$\alpha =$ 0.0 [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b =$ 600 [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_f =$ 220 [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} =$ 12 [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} =$ 19 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b =$ 24 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$r_b =$ 24 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b =$ 155.98 [cm²] Aire de la section de la poutre

$I_{xb} =$ 92083.50 [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E24

$f_{yb} =$ 235.00 [MPa] Résistance

ANNEXES

BOULONS

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

d =	20	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
F_{tRd} =	211.68	[kN]	Résistance du boulon à la traction
n_h =	2		Nombre de colonnes des boulons
n_v =	9		Nombre de rangées des boulons
h_1 =	75	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement e_i =	100	[mm]	
Entraxe p_i =	100;100;100;100;100;100;100;100	[mm]	

PLATINE

h_p =	950	[mm]	Hauteur de la platine
b_p =	220	[mm]	Largeur de la platine
t_p =	20	[mm]	Épaisseur de la platine
Matériau:	ACIER		
f_{yp} =	235.00	[MPa]	Résistance

JARRET INFÉRIEUR

w_d =	220	[mm]	Largeur de la platine
t_{fd} =	12	[mm]	Épaisseur de l'aile
h_d =	320	[mm]	Hauteur de la platine
t_{wd} =	8	[mm]	Épaisseur de l'âme
l_d =	800	[mm]	Longueur de la platine
α =	21.8	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER		

ANNEXES

$f_{ybu} = 235.00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 492$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{su} = 143$ [mm] Largeur du raidisseur

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

Matériau: ACIER

$f_{ysu} = 235.00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 492$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{sd} = 143$ [mm] Largeur du raidisseur

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

Matériau: ACIER

$f_{ysu} = 235.00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 9$ [mm] Soudure âme

$a_f = 14$ [mm] Soudure semelle

$a_s = 9$ [mm] Soudure du raidisseur

$a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATÉRIAU

$\gamma_{M0} = 1.00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M1} = 1.00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1.25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M3} = 1.10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

ANNEXES

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 9: COMB4 2*0.80+5*-1.20

$M_{b1,Ed} = 496.42$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 211.29$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = 214.31$ [kN] Effort axial dans la poutre droite

$M_{c1,Ed} = 270.62$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur

$V_{c1,Ed} = 186.11$ [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur

$N_{c1,Ed} = -983.29$ [kN] Effort axial dans le poteau inférieur

$M_{c2,Ed} = -225.80$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poteau supérieur

$V_{c2,Ed} = -110.13$ [kN] Effort tranchant dans le poteau supérieur

$N_{c2,Ed} = -772.00$ [kN] Effort axial dans le poteau supérieur

RÉSULTATS

RÉSISTANCES DE LA POUTRE

TRACTION

$A_b = 155.98$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.3]

$$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$N_{tb,Rd} = 3665.53$ [kN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 109.38$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$V_{cb,Rd} = 1484.04$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ 0.14 < 1.00 **vérifié** (0.14)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

ANNEXES

$W_{plb} = 3512.40$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{b,pl,Rd} = 825.41$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 4616.55$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{cb,Rd} = 1084.89$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 1084.89$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 904$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 1200.05$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta = 0.0$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 21.8$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 287$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 83.78$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0.91$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 124.81$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1.00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$F_{c,wb,Rd1} = 1831.62$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

ANNEXES

$$d_{wb} = 514 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 1.00 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0.80 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 1467.80 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \gamma_{M0})$$

$$F_{c,wb,Rd3} = 775.50 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'aile du renfort} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 775.50 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

RÉSISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'ÂME EN CISAILLEMENT

$$M_{b1,Ed} = 496.42 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre droite} \quad [5.3.(3)]$$

$$M_{b2,Ed} = 0.00 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre gauche} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c1,Ed} = 186.11 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant dans le poteau inférieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c2,Ed} = -110.13 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant dans le poteau supérieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$z = 799 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 473.54 \text{ [kN]} \quad \text{Panneau d'âme en cisaillement} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{vs} = \frac{100.0}{7} \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \begin{array}{l} \text{EN1993-1-} \\ \text{1:[6.2.6.(3)]} \end{array}$$

$$A_{vc} = \frac{100.0}{7} \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \begin{array}{l} \text{EN1993-1-} \\ \text{1:[6.2.6.(3)]} \end{array}$$

$$d_s = 922 \text{ [mm]} \quad \text{Distance entre les centres de gravités des raidisseurs} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

ANNEXES

$$A_{vs} = \frac{100.0}{7} \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$M_{pl,fc,Rd} = 14.82 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion} \quad \text{[6.2.6.1.(4)]}$$

$$M_{pl,stu,Rd} = 1.13 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion} \quad \text{[6.2.6.1.(4)]}$$

$$M_{pl,sti,Rd} = 1.13 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion} \quad \text{[6.2.6.1.(4)]}$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 1256.55 \text{ [kN]} \text{ Résistance du panneau d'âme au cisaillement} \quad \text{[6.2.6.1]}$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0.38 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.38)$$

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 15 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad \text{[6.2.6.2.(6)]}$$

$$b_{eff,c,wc} = 373 \text{ [mm]} \text{ Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$A_{vc} = 100.07 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0.84 \text{ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\sigma_{com,Ed} = 82.06 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad \text{[6.2.6.2.(2)]}$$

$$k_{wc} = 1.00 \text{ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad \text{[6.2.6.2.(2)]}$$

$$A_s = 19.85 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 1574.25 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

Flambement:

$$d_{wc} = 438 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'âme comprimée} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\lambda_p = 0.84 \text{ Elancement de plaque} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\rho = 0.91 \text{ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

ANNEXES

Flambement:

$$d_{wc} = 438 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 4.93 \quad \text{Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1.00 \quad \text{Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 1471.61 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 1471.61 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

PARAMÈTRES GÉOMÉTRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	21	-	100	-	100	131	167	131	167	166	113	113	113
2	21	-	100	-	100	131	209	131	209	200	100	100	100
3	21	-	100	-	100	131	209	131	209	200	100	100	100
4	21	-	100	-	100	131	209	131	209	200	100	100	100
5	21	-	100	-	100	131	209	131	209	200	100	100	100
6	21	-	100	-	100	131	209	131	209	200	100	100	100
7	21	-	100	-	100	131	209	131	209	200	100	100	100
8	21	-	100	-	100	131	209	131	209	200	100	100	100
9	21	-	100	-	100	131	167	131	167	166	113	113	113

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	34	-	60	-	100	212	247	212	247	206	192	192	192

ANNEXES

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
2	34	-	60	-	100	212	210	210	210	200	100	100	100
3	34	-	60	-	100	212	210	210	210	200	100	100	100
4	34	-	60	-	100	212	210	210	210	200	100	100	100
5	34	-	60	-	100	212	210	210	210	200	100	100	100
6	34	-	60	-	100	212	210	210	210	200	100	100	100
7	34	-	60	-	100	212	210	210	210	200	100	100	100
8	34	-	60	-	100	212	210	210	210	200	100	100	100
9	34	-	60	-	100	212	210	210	210	206	155	155	155

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE À LA TRACTION

$F_{t,Rd} = 211.68$ [kN] Résistance du boulon à la traction

[Tableau 3.4]

ANNEXES

$F_{t,Rd} = 211.68$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 330.24$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min}(F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{\text{eff},t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = \text{Min}(F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{\text{eff},t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min}(F_{t1,Rd,comp})$	387.84	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 423.36$	423.36	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 451.66$	451.66	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 387.84$	387.84	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 599.20$	599.20	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660.49$	660.49	Boulons au cisaillement/poinçonnement

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min}(F_{t2,Rd,comp})$	262.91	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 423.36$	423.36	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 451.66$	451.66	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 365.08$	365.08	Platine d'about - traction

ANNEXES

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wb,Rd(2)} = 592.96$	592.96	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660.49$	660.49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 846.72 - 387.84$	458.88	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 705.24 - 387.84$	317.40	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 650.76 - 387.84$	262.91	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 823.39 - 387.84$	435.55	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	293.01	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 423.36$	423.36	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 451.66$	451.66	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 365.08$	365.08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 592.96$	592.96	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660.49$	660.49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 846.72 - 262.91$	583.81	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 667.11 - 262.91$	404.19	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1270.08 - 650.76$	619.32	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 972.63 - 650.76$	321.88	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 555.92 - 262.91$	293.01	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 564.00 - 262.91$	301.09	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 947.72 - 650.76$	296.97	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1105.39 - 650.76$	454.64	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

ANNEXES

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	245 . 43	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 423.36$	423 . 36	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 451.66$	451 . 66	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 365.08$	365 . 08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 592.96$	592 . 96	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660.49$	660 . 49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 846.72 - 293.01$	553 . 71	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 667.11 - 293.01$	374 . 10	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 1270.08 - 555.92$	714 . 16	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 941.02 - 555.92$	385 . 10	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1693.44 - 943.77$	749 . 67	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1189.19 - 943.77$	245 . 43	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 555.92 - 293.01$	262 . 91	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 564.00 - 293.01$	270 . 99	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 833.88 - 555.92$	277 . 96	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 846.00 - 555.92$	290 . 08	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1244.69 - 943.77$	300 . 93	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1387.39 - 943.77$	443 . 63	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	170 . 38	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 423.36$	423 . 36	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 451.66$	451 . 66	Ame du poteau - traction

ANNEXES

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(5)} = 365.08$	365.08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 592.96$	592.96	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660.49$	660.49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum^4 F_{ij,Rd} = 846.72 - 245.43$	601.29	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum^4 F_{ij,Rd} = 667.11 - 245.43$	421.68	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum^3 F_{ij,Rd} = 1270.08 - 538.44$	731.64	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum^3 F_{ij,Rd} = 941.02 - 538.44$	402.58	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum^2 F_{ij,Rd} = 1693.44 - 801.35$	892.09	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum^2 F_{ij,Rd} = 1164.00 - 801.35$	362.65	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum^1 F_{ij,Rd} = 2116.80 - 1189.19$	927.61	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum^1 F_{ij,Rd} = 1359.57 - 1189.19$	170.38	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum^4 F_{ij,Rd} = 555.92 - 245.43$	310.50	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum^4 F_{ij,Rd} = 564.00 - 245.43$	318.57	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum^3 F_{ij,Rd} = 833.88 - 538.44$	295.45	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum^3 F_{ij,Rd} = 846.00 - 538.44$	307.56	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum^2 F_{ij,Rd} = 1111.85 - 801.35$	310.50	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum^2 F_{ij,Rd} = 1128.00 - 801.35$	326.65	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum^1 F_{ij,Rd} = 1541.66 - 1189.19$	352.47	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum^1 F_{ij,Rd} = 1669.39 - 1189.19$	480.20	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min}(F_{t6,Rd,comp})$	132.28	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(6)} = 423.36$	423.36	Aile du poteau - traction

ANNEXES

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wc,Rd(6)} = 451.66$	451.66	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(6)} = 365.08$	365.08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 592.96$	592.96	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660.49$	660.49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 846.72 - 170.38$	676.34	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 667.11 - 170.38$	496.72	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 1270.08 - 415.81$	854.27	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 941.02 - 415.81$	525.21	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 1693.44 - 708.82$	984.62	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 1164.00 - 708.82$	455.18	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 2116.80 - 971.73$	1145.07	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 1339.92 - 971.73$	368.19	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd} = 2540.16 - 1359.57$	1180.59	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd} = 1491.85 - 1359.57$	132.28	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 555.92 - 170.38$	385.54	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 564.00 - 170.38$	393.62	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 833.88 - 415.81$	418.08	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 846.00 - 415.81$	430.19	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 1111.85 - 708.82$	403.03	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 1128.00 - 708.82$	419.18	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 1389.81 - 971.73$	418.08	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 1410.00 - 971.73$	438.27	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd} = 1838.63 - 1359.57$	479.06	Platine d'about - traction - groupe

ANNEXES

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd} = 1951.39 - 1359.57$	591.82	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 7

F_{t7,Rd,comp} - Formule	F_{t7,Rd,comp}	Composant
$F_{t7,Rd} = \text{Min} (F_{t7,Rd,comp})$	102.45	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(7)} = 423.36$	423.36	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(7)} = 451.66$	451.66	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(7)} = 365.08$	365.08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(7)} = 592.96$	592.96	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660.49$	660.49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{tj,Rd} = 846.72 - 132.28$	714.44	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{tj,Rd} = 667.11 - 132.28$	534.83	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{tj,Rd} = 1270.08 - 302.66$	967.42	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{tj,Rd} = 941.02 - 302.66$	638.36	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{tj,Rd} = 1693.44 - 548.09$	1145.35	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{tj,Rd} = 1164.00 - 548.09$	615.91	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{tj,Rd} = 2116.80 - 841.10$	1275.70	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{tj,Rd} = 1339.92 - 841.10$	498.82	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{tj,Rd} = 2540.16 - 1104.01$	1436.15	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{tj,Rd} = 1476.63 - 1104.01$	372.62	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{tj,Rd} = 2963.52 - 1491.85$	1471.67	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{tj,Rd} = 1594.30 - 1491.85$	102.45	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{tj,Rd} = 555.92 - 132.28$	423.64	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{tj,Rd} = 564.00 - 132.28$	431.72	Ame de la poutre - traction - groupe

ANNEXES

F_{t7,Rd,comp} - Formule	F_{t7,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{tj,Rd} = 833.88 - 302.66$	531.22	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{tj,Rd} = 846.00 - 302.66$	543.34	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{tj,Rd} = 1111.85 - 548.09$	563.76	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{tj,Rd} = 1128.00 - 548.09$	579.91	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{tj,Rd} = 1389.81 - 841.10$	548.71	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{tj,Rd} = 1410.00 - 841.10$	568.90	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{tj,Rd} = 1667.77 - 1104.01$	563.76	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{tj,Rd} = 1692.00 - 1104.01$	587.99	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{tj,Rd} = 2135.60 - 1491.85$	643.75	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{tj,Rd} = 2233.39 - 1491.85$	741.54	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 8

F_{t8,Rd,comp} - Formule	F_{t8,Rd,comp}	Composant
$F_{t8,Rd} = \text{Min} (F_{t8,Rd,comp})$	79.68	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(8)} = 423.36$	423.36	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(8)} = 451.66$	451.66	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(8)} = 365.08$	365.08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(8)} = 592.96$	592.96	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660.49$	660.49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(8+7)} - \sum_7^7 F_{tj,Rd} = 846.72 - 102.45$	744.27	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7)} - \sum_7^7 F_{tj,Rd} = 667.11 - 102.45$	564.66	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(8+7+6)} - \sum_7^6 F_{tj,Rd} = 1270.08 - 234.73$	1035.35	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7+6)} - \sum_7^6 F_{tj,Rd} = 941.02 - 234.73$	706.29	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(8+7+6+5)} - \sum_7^5 F_{tj,Rd} = 1693.44 - 405.11$	1288.33	Aile du poteau - traction - groupe

ANNEXES

F_{t8,Rd,comp} - Formule	F_{t8,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wc,Rd(8+7+6+5)} - \sum_7^5 F_{ij,Rd} = 1164.00 - 405.11$	758.89	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum_7^4 F_{ij,Rd} = 2116.80 - 650.53$	1466.27	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum_7^4 F_{ij,Rd} = 1339.92 - 650.53$	689.38	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum_7^3 F_{ij,Rd} = 2540.16 - 943.54$	1596.62	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum_7^3 F_{ij,Rd} = 1476.63 - 943.54$	533.09	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum_7^2 F_{ij,Rd} = 2963.52 - 1206.46$	1757.06	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum_7^2 F_{ij,Rd} = 1582.50 - 1206.46$	376.04	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_7^1 F_{ij,Rd} = 3386.88 - 1594.30$	1792.58	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_7^1 F_{ij,Rd} = 1673.98 - 1594.30$	79.68	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7)} - \sum_7^7 F_{ij,Rd} = 555.92 - 102.45$	453.48	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7)} - \sum_7^7 F_{ij,Rd} = 564.00 - 102.45$	461.55	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6)} - \sum_7^6 F_{ij,Rd} = 833.88 - 234.73$	599.16	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6)} - \sum_7^6 F_{ij,Rd} = 846.00 - 234.73$	611.27	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5)} - \sum_7^5 F_{ij,Rd} = 1111.85 - 405.11$	706.74	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5)} - \sum_7^5 F_{ij,Rd} = 1128.00 - 405.11$	722.89	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum_7^4 F_{ij,Rd} = 1389.81 - 650.53$	739.27	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum_7^4 F_{ij,Rd} = 1410.00 - 650.53$	759.47	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum_7^3 F_{ij,Rd} = 1667.77 - 943.54$	724.22	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum_7^3 F_{ij,Rd} = 1692.00 - 943.54$	748.46	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum_7^2 F_{ij,Rd} = 1945.73 - 1206.46$	739.27	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum_7^2 F_{ij,Rd} = 1974.00 - 1206.46$	767.54	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_7^1 F_{ij,Rd} = 2432.57 - 1594.30$	838.27	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_7^1 F_{ij,Rd} = 2515.39 - 1594.30$	921.09	Ame de la poutre - traction - groupe

ANNEXES

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 9

F_{t9,Rd,comp} - Formule	F_{t9,Rd,comp}	Composant
$F_{t9,Rd} = \text{Min} (F_{t9,Rd,comp})$	69.52	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(9)} = 423.36$	423.36	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(9)} = 451.66$	451.66	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(9)} = 365.08$	365.08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(9)} = 592.96$	592.96	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660.49$	660.49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(9+8)} - \sum_8^8 F_{tj,Rd} = 846.72 - 79.68$	767.04	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(9+8)} - \sum_8^8 F_{tj,Rd} = 705.24 - 79.68$	625.55	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(9+8+7)} - \sum_8^7 F_{tj,Rd} = 1270.08 - 182.13$	1087.95	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(9+8+7)} - \sum_8^7 F_{tj,Rd} = 972.63 - 182.13$	790.50	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(9+8+7+6)} - \sum_8^6 F_{tj,Rd} = 1693.44 - 314.41$	1379.03	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(9+8+7+6)} - \sum_8^6 F_{tj,Rd} = 1189.19 - 314.41$	874.78	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(9+8+7+6+5)} - \sum_8^5 F_{tj,Rd} = 2116.80 - 484.79$	1632.01	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(9+8+7+6+5)} - \sum_8^5 F_{tj,Rd} = 1359.57 - 484.79$	874.78	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(9+8+7+6+5+4)} - \sum_8^4 F_{tj,Rd} = 2540.16 - 730.22$	1809.94	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(9+8+7+6+5+4)} - \sum_8^4 F_{tj,Rd} = 1491.85 - 730.22$	761.64	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(9+8+7+6+5+4+3)} - \sum_8^3 F_{tj,Rd} = 2963.52 - 1023.23$	1940.29	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(9+8+7+6+5+4+3)} - \sum_8^3 F_{tj,Rd} = 1594.30 - 1023.23$	571.07	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(9+8+7+6+5+4+3+2)} - \sum_8^2 F_{tj,Rd} = 3386.88 - 1286.14$	2100.74	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(9+8+7+6+5+4+3+2)} - \sum_8^2 F_{tj,Rd} = 1673.98 - 1286.14$	387.84	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(9+8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_8^1 F_{tj,Rd} = 3810.24 - 1673.98$	2136.26	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(9+8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_8^1 F_{tj,Rd} = 1743.51 - 1673.98$	69.52	Ame du poteau - traction - groupe

ANNEXES

F_{t9,Rd,comp} - Formule	F_{t9,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(9+8)} - \sum_8^8 F_{tj,Rd} = 627.99 - 79.68$	548.31	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(9+8)} - \sum_8^8 F_{tj,Rd} = 719.48 - 79.68$	639.80	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(9+8+7)} - \sum_8^7 F_{tj,Rd} = 924.96 - 182.13$	742.83	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(9+8+7)} - \sum_8^7 F_{tj,Rd} = 1001.48 - 182.13$	819.35	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(9+8+7+6)} - \sum_8^6 F_{tj,Rd} = 1221.93 - 314.41$	907.52	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(9+8+7+6)} - \sum_8^6 F_{tj,Rd} = 1283.48 - 314.41$	969.07	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(9+8+7+6+5)} - \sum_8^5 F_{tj,Rd} = 1518.90 - 484.79$	1034.11	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(9+8+7+6+5)} - \sum_8^5 F_{tj,Rd} = 1565.48 - 484.79$	1080.69	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(9+8+7+6+5+4)} - \sum_8^4 F_{tj,Rd} = 1815.87 - 730.22$	1085.65	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(9+8+7+6+5+4)} - \sum_8^4 F_{tj,Rd} = 1847.48 - 730.22$	1117.26	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(9+8+7+6+5+4+3)} - \sum_8^3 F_{tj,Rd} = 2098.98 - 1023.23$	1075.76	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(9+8+7+6+5+4+3)} - \sum_8^3 F_{tj,Rd} = 2129.48 - 1023.23$	1106.25	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(9+8+7+6+5+4+3+2)} - \sum_8^2 F_{tj,Rd} = 2376.94 - 1286.14$	1090.81	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(9+8+7+6+5+4+3+2)} - \sum_8^2 F_{tj,Rd} = 2411.48 - 1286.14$	1125.34	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(9+8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_8^1 F_{tj,Rd} = 2763.60 - 1673.98$	1089.61	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(9+8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_8^1 F_{tj,Rd} = 2952.87 - 1673.98$	1278.89	Ame de la poutre - traction - groupe

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_j	F_{tj,Rd}	F_{t,fc,Rd}	F_{t,wc,Rd}	F_{t,ep,Rd}	F_{t,wb,Rd}	F_{t,Rd}	B_{p,Rd}
1	849	387.84	423.36	451.66	387.84	599.20	423.36	660.49
2	749	262.91	423.36	451.66	365.08	592.96	423.36	660.49
3	649	293.01	423.36	451.66	365.08	592.96	423.36	660.49
4	549	245.43	423.36	451.66	365.08	592.96	423.36	660.49
5	449	170.38	423.36	451.66	365.08	592.96	423.36	660.49

ANNEXES

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
6	349	132.28	423.36	451.66	365.08	592.96	423.36	660.49
7	249	102.45	423.36	451.66	365.08	592.96	423.36	660.49
8	149	79.68	423.36	451.66	365.08	592.96	423.36	660.49
9	49	69.52	423.36	451.66	365.08	592.96	423.36	660.49

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION N_{j,Rd}

$$N_{j,Rd} = \sum F_{tj,Rd}$$

$$N_{j,Rd} = 1743.51 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la traction} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.12 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.12)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE À LA FLEXION

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F _{t1,Rd,comp} - Formule	F _{t1,Rd,comp}	Composant
F _{t1,Rd} = Min (F _{t1,Rd,comp})	387.84	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,fc,Rd(1)} = 423.36	423.36	Aile du poteau - traction
F _{t,wc,Rd(1)} = 451.66	451.66	Ame du poteau - traction
F _{t,ep,Rd(1)} = 387.84	387.84	Platine d'about - traction
F _{t,wb,Rd(1)} = 599.20	599.20	Ame de la poutre - traction
B _{p,Rd} = 660.49	660.49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
V _{wp,Rd/β} = 1256.55	1256.55	Panneau d'âme - compression
F _{c,wc,Rd} = 1471.61	1471.61	Ame du poteau - compression
F _{c,fb,Rd} = 1200.05	1200.05	Aile de la poutre - compression
F _{c,wb,Rd} = 775.50	775.50	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F _{t2,Rd,comp} - Formule	F _{t2,Rd,comp}	Composant
-----------------------------------	-------------------------	-----------

ANNEXES

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	262.91	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 423.36$	423.36	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 451.66$	451.66	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 365.08$	365.08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 592.96$	592.96	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660.49$	660.49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 1256.55 - 387.84$	868.71	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1471.61 - 387.84$	1083.77	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1200.05 - 387.84$	812.20	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 775.50 - 387.84$	387.66	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 846.72 - 387.84$	458.88	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 705.24 - 387.84$	317.40	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 650.76 - 387.84$	262.91	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 823.39 - 387.84$	435.55	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	124.74	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 423.36$	423.36	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 451.66$	451.66	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 365.08$	365.08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 592.96$	592.96	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660.49$	660.49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 1256.55 - 650.76$	605.80	Panneau d'âme - compression

ANNEXES

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1471.61 - 650.76$	820.86	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1200.05 - 650.76$	549.29	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 775.50 - 650.76$	124.74	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 846.72 - 262.91$	583.81	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 667.11 - 262.91$	404.19	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1270.08 - 650.76$	619.32	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 972.63 - 650.76$	321.88	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 555.92 - 262.91$	293.01	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 564.00 - 262.91$	301.09	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 947.72 - 650.76$	296.97	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1105.39 - 650.76$	454.64	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	0.00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 423.36$	423.36	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 451.66$	451.66	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 365.08$	365.08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 592.96$	592.96	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660.49$	660.49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 1256.55 - 775.50$	481.05	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1471.61 - 775.50$	696.11	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1200.05 - 775.50$	424.55	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 775.50 - 775.50$	0.00	Ame de la poutre - compression

ANNEXES

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 846.72 - 124.74$	721.98	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 667.11 - 124.74$	542.36	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 1270.08 - 387.66$	882.42	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 941.02 - 387.66$	553.36	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1693.44 - 775.50$	917.94	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1189.19 - 775.50$	413.69	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 555.92 - 124.74$	431.18	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 564.00 - 124.74$	439.26	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 833.88 - 387.66$	446.23	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 846.00 - 387.66$	458.34	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1244.69 - 775.50$	469.19	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1387.39 - 775.50$	611.89	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_j	F_{tj,Rd}	F_{t,fc,Rd}	F_{t,wc,Rd}	F_{t,ep,Rd}	F_{t,wb,Rd}	F_{t,Rd}	B_{p,Rd}
1	849	387.84	423.36	451.66	387.84	599.20	423.36	660.49
2	749	262.91	423.36	451.66	365.08	592.96	423.36	660.49
3	649	124.74	423.36	451.66	365.08	592.96	423.36	660.49
4	549	-	423.36	451.66	365.08	592.96	423.36	660.49
5	449	-	423.36	451.66	365.08	592.96	423.36	660.49
6	349	-	423.36	451.66	365.08	592.96	423.36	660.49
7	249	-	423.36	451.66	365.08	592.96	423.36	660.49
8	149	-	423.36	451.66	365.08	592.96	423.36	660.49

ANNEXES

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
9	49	–	423.36	451.66	365.08	592.96	423.36	660.49

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 606.80 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.82 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.82)$$

VÉRIFICATION DE L'INTERACTION M+N

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1 \quad [6.2.5.1.(3)]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \quad 0.94 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.94)$$

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILEMENT

$$\alpha_v = 0.60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0.88 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 158.34 \text{ [kN]} \text{ Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 211.68 \text{ [kN]} \text{ Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 292.00 \text{ [kN]} \text{ Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 292.00 \text{ [kN]} \text{ Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	387.84	47.67	387.84	317.29	364.97	121.68
2	262.91	32.32	262.91	215.09	247.40	184.49
3	293.01	36.02	124.74	102.05	138.07	242.90
4	245.43	30.17	0.00	0.00	30.17	300.55
5	170.38	20.94	0.00	0.00	20.94	305.48
6	132.28	16.26	0.00	0.00	16.26	307.99
7	102.45	12.59	0.00	0.00	12.59	309.94

ANNEXES

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
8	79.68	9.79	0.00	0.00	9.79	311.44
9	69.52	8.55	0.00	0.00	8.55	312.11

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 2396.58 \quad \text{[kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.09 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.09)$$

RÉSISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 277.71 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wy} = 129.92 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wz} = 147.79 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$I_{wy} = 245029.13 \quad \text{[cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 74.54 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 72.37 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\tau_{||} = 14.30 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

ANNEXES

RÉSISTANCE DES SOUDURES

$A_w = 277.71$ [cm²] Aire de toutes les soudures [4.5.3.2(2)]

$\beta_w = 0.80$ Coefficient de corrélation [4.5.3.2(7)]

$$\sqrt{[\sigma_{\perp\max}^2 + 3*(\tau_{\perp\max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2}) \quad 149.08 < 365.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.41)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2}) \quad 146.84 < 365.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.40)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2} \quad 74.54 < 262.80 \quad \text{vérifié} \quad (0.28)$$

RIGIDITÉ DE L'ASSEMBLAGE

L'effort axial dans la poutre dépasse 5% de résistance $N_{pl,Rd}$. Conformément au point 6.3.1.(4), la rigidité de l'assemblage ne peut pas être calculée.

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

REMARQUES

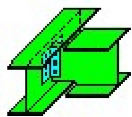
Boulon face à la semelle ou trop proche de la semelle. 3 [mm] < 10 [mm]

Épaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre 8 [mm] < 12 [mm]

Épaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre 12 [mm] < 19 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0.94
--	-------	------

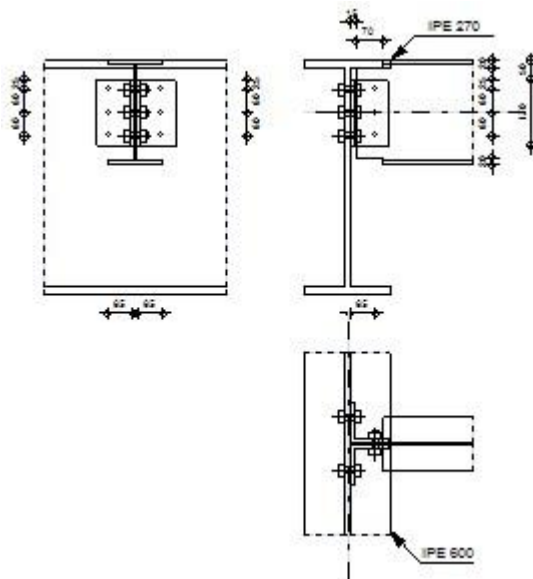
Assemblage (1.2)



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017
Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)
 NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0.72



GÉNÉRAL

Assemblage N°: 1

Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)

GÉOMÉTRIE

POUTRE PRINCIPALE

Profilé: IPE 600

$\alpha = -90.0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_g = 600$ [mm] Hauteur de la section poutre principale

$b_{fg} = 220$ [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale

$t_{wg} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale

$t_{fg} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale

ANNEXES

Profilé: IPE 600

$\alpha = -90.0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$r_g = 24$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale

$A_p = 155.98$ [cm²] Aire de la section de la poutre principale

$I_{yp} = 92083.50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section de la poutre principale

Matériau: ACIER

$f_{yg} = 235.00$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{ug} = 365.00$ [MPa] Résistance à la traction

POUTRE

Profilé: IPE 270

$\alpha = 0.0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b = 270$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_b = 135$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 7$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 10$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 15$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b = 45.95$ [cm²] Aire de la section de la poutre

$I_{yb} = 5789.78$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER

$f_{yb} = 235.00$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{ub} = 365.00$ [MPa] Résistance à la traction

ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 = 20$ [mm] Encoche supérieur

$h_2 = 20$ [mm] Encoche inférieure

ANNEXES

$h_1 = 20$ [mm] Encoche supérieur

$l = 70$ [mm] Longueur de l'encoche

CORNIÈRE

Profilé: CAE 100x10

$h_k = 100$ [mm] Hauteur de la section de la cornière

$b_k = 100$ [mm] Largeur de la section de la cornière

$t_{fk} = 10$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière

$r_k = 12$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière

$l_k = 170$ [mm] Longueur de la cornière

Matériau: ACIER

$f_{yk} = 235.00$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{uk} = 365.00$ [MPa] Résistance à la traction

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIÈRE À LA POUTRE PRINCIPALE

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

Classe = 4.8 Classe du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 18$ [mm] Diamètre du trou de boulon

$A_s = 1.57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 2.01$ [cm²] Aire de la section du boulon

$f_{ub} = 400.00$ [MPa] Résistance à la traction

$k = 1$ Nombre de colonnes des boulons

$w = 3$ Nombre de rangées des boulons

$e_1 = 25$ [mm] Niveau du premier boulon

ANNEXES

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

Classe = 4.8 Classe du boulon

$p_1 = 60$ [mm] Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIÈRE À LA POUTRE

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

Classe = 4.8 Classe du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 18$ [mm] Diamètre du trou de boulon

$A_s = 1.57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 2.01$ [cm²] Aire de la section du boulon

$f_{ub} = 400.00$ [MPa] Résistance à la traction

$k = 1$ Nombre de colonnes des boulons

$w = 3$ Nombre de rangées des boulons

$e_1 = 25$ [mm] Niveau du premier boulon

$p_1 = 60$ [mm] Entraxe

COEFFICIENTS DE MATÉRIAU

$\gamma_{M0} = 1.00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1.25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N_{b,Ed} = 0.00$ [kN] Effort axial

$V_{b,Ed} = 54.10$ [kN] Effort tranchant

$M_{b,Ed} = 0.00$ [kN*m] Moment fléchissant

ANNEXES

RÉSULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIÈRE À LA POUTRE PRINCIPALE

RÉSISTANCE DES BOULONS

$$F_{v,Rd} = 38.6 \text{ [kN Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un } F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

= 0] boulon

$$F_{t,Rd} = 45.2 \text{ [kN Résistance d'un boulon à la traction } F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$$

= 2]

Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale

Direction x

$$k_{1x} = 2.50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 1.00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 1.00 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 140.16 \text{ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale } F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2.50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0.86 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0.86 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1z} = 120.69 \text{ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale } F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$$k_{1x} = 2.19 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2.19 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

ANNEXES

$$\alpha_{bx} = 0.65 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0.65 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 66.28 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2.50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0.46 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0.46 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2z} = 54.07 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIÈRE

cisaillement des boulons

$$e = 68 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre}$$

$$M_0 = 1.8 \quad [\text{kN} * \text{m}] \quad \text{Moment fléchissant réel} \quad M_0 = 0.5 * V_{b,Ed} * e$$

$$F_{Vz} = 9.0 \quad [\text{kN}] \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant} \quad F_{Vz} = 0.5 * |V_{b,Ed}| / n$$

$$F_{Mx} = 15.40 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment} \quad F_{Mx} = |M_0| * z_i / \sum z_i^2$$

$$F_{x,Ed} = 15.40 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x} \quad F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$$

$$F_{z,Ed} = 9.0 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z} \quad F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$$

$$F_{Ed} = 17.84 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon} \quad F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$$

$$F_{Rdx} = 66.28 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x} \quad F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$$F_{Rdz} = 54.07 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z} \quad F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

ANNEXES

$e = 68$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre

$$= 07 \quad F_{bRd(zz)}$$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 15.40 < 38.60$	vérifié	(0.23)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 9.02 < 38.60$	vérifié	(0.17)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$17.84 < 38.60$	vérifié	(0.46)

Traction des boulons

$e = 71$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale

$M_{0t} = 1.9$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_{0t} = 0.5 * V_{b,Ed} * e$

$F_{t,Ed} = 16.00$ [kN] Effort de traction dans le boulon extrême $F_{t,Ed} = M_{0t} * Z_{max} / \sum Z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$16.00 < 45.22$	vérifié	(0.35)
--------------------------	-----------------	---------	--------

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 17.84$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0.72 < 1.00$	vérifié	(0.72)
--	---------------	---------	--------

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIÈRE À LA POUTRE

RÉSISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 77.2$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
 = 1] boulon

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$k_{1x} = 2.50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

ANNEXES

$k_{1x} > 0.0$	$2.50 > 0.00$	vérifié
----------------	---------------	----------------

$\alpha_{bx} = 0.93$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
----------------------	--	--

$\alpha_{bx} > 0.0$	$0.93 > 0.00$	vérifié
---------------------	---------------	----------------

$F_{b,Rd1x} = 71.38$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
---------------------------	---	---

Direction z

$k_{1z} = 2.50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
-----------------	--	---

$k_{1z} > 0.0$	$2.50 > 0.00$	vérifié
----------------	---------------	----------------

$\alpha_{bz} = 0.86$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
----------------------	--	--

$\alpha_{bz} > 0.0$	$0.86 > 0.00$	vérifié
---------------------	---------------	----------------

$F_{b,Rd1z} = 66.38$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
---------------------------	---	---

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2.19$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
-----------------	--	--

$k_{1x} > 0.0$	$2.19 > 0.00$	vérifié
----------------	---------------	----------------

$\alpha_{bx} = 0.65$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
----------------------	--	--

$\alpha_{bx} > 0.0$	$0.65 > 0.00$	vérifié
---------------------	---------------	----------------

$F_{b,Rd2x} = 132.57$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
----------------------------	---	---

Direction z

$k_{1z} = 2.50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
-----------------	--	---

$k_{1z} > 0.0$	$2.50 > 0.00$	vérifié
----------------	---------------	----------------

$\alpha_{bz} = 0.46$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
----------------------	--	--

$\alpha_{bz} > 0.0$	$0.46 > 0.00$	vérifié
---------------------	---------------	----------------

$F_{b,Rd2z} = 108.15$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
----------------------------	---	---

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIÈRE - POUTRE

ANNEXES

cisaillement des boulons

$e =$	71 [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale	
$M_0 =$	3.8 [kN* 4 m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$
$F_{Vz} =$	18.03 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} =$	32.01 [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum z_i^2$
$F_{x,Ed} =$	32.01 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} =$	18.03 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} =$	36.74 [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$	71.38 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	66.38 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 32.01 < 71.38$	vérifié	(0.45)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 18.03 < 66.38$	vérifié	(0.27)
$F_{Ed} \leq F_{V,Rd}$	$36.74 < 77.21$	vérifié	(0.48)

VÉRIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

CORNIÈRE

$$A_{nt} = 2.60 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 10.00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone de la section en traction}$$

ANNEXES

CORNIÈRE

$$A_{nt} = 2.60 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$V_{effRd} = 173.6 \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous}$$
$$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |27.05| < 173.64 \quad \text{vérifié} \quad (0.16)$$

POUTRE

$$A_{nt} = 2.71 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 8.58 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{effRd} = 155.9 \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous}$$
$$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |54.10| < 155.92 \quad \text{vérifié} \quad (0.35)$$

VÉRIFICATION DE LA RÉSISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIÈRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$$A_t = 8.50 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone tendue de la section brute}$$

$$A_{t,net} = 6.70 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0.71 < 0.80$$

$$W_{net} = 43.19 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur élastique de la section}$$

$$M_{c,Rdnet} = 10.15 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion}$$
$$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |1.92| < 10.15 \quad \text{vérifié} \quad (0.19)$$

$$A_v = 17.00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace en cisaillement}$$
$$A_v = I_a \cdot t_{fa}$$

$$A_{v,net} = 11.60 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace nette en cisaillement}$$
$$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$$

$$V_{pl,Rd} = 230.65 \text{ [kN]} \text{ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement}$$
$$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |27.05| < 230.65 \quad \text{vérifié} \quad (0.12)$$

ANNEXES

VÉRIFICATION DE LA RÉSISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 7.59 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 5.21 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire nette de la zone de la section en traction

$$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0.62 < 0.80$$

$W_{net} = 52.54 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 12.35 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion

$$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |3.84| < 12.35 \quad \text{vérifié} \quad (0.31)$$

$A_v = 15.18 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace en cisaillement

$A_{v,net} = 11.62 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace nette en cisaillement

$$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$$

$V_{pl,Rd} = 205.96 \text{ [kN]}$ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement

$$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad |54.10| < 205.96 \quad \text{vérifié} \quad (0.26)$$

REMARQUES

Longueur du grugeage de la poutre trop faible $70 \text{ [mm]} < 89 \text{ [mm]}$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0.72
--	-------	------

Vérification des assemblages

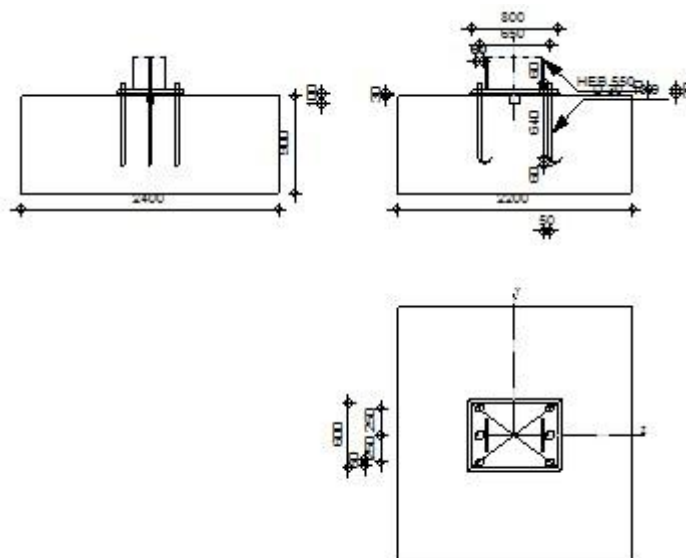


Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017

Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

OK

Ratio
0.84**GÉNÉRAL**

Assemblage N°: 3

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

Noeud de la structure: 17

Barres de la structure: 1

GÉOMÉTRIE**POTEAU**

Profilé: HEB 550

Barre N°: 1

 $L_c = 4.48$ [m] Longueur du poteau $\alpha = 0.0$ [Deg] Angle d'inclinaison $h_c = 550$ [mm] Hauteur de la section du poteau

ANNEXES

$L_c =$	4.48	[m]	Longueur du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	15	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	29	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	254.06	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	136691.00	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E24

$f_{yc} =$	235.00	[MPa]	Résistance
$f_{uc} =$	365.00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} =$	800	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	600	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	30	[mm]	Epaisseur

Matériau: ACIER E24

$f_{ypd} =$	235.00	[MPa]	Résistance
$f_{upd} =$	365.00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

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

Classe =	10.9	Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	670.00	[MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	1000.00	[MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	30	[mm] Diamètre du boulon
$A_s =$	5.61	[cm ²] Aire de la section efficace du boulon

ANNEXES

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

Classe = 10.9 Classe de tiges d'ancrage
 $A_v = 7.07 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section du boulon
 $n_H = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_V = 3$ Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} = 650 \text{ [mm]}$
Entraxe $e_{Vi} = 250 \text{ [mm]}$

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 60 \text{ [mm]}$
 $L_2 = 640 \text{ [mm]}$
 $L_3 = 120 \text{ [mm]}$
 $L_4 = 0 \text{ [mm]}$

Platine

$l_{wd} = 60 \text{ [mm]}$ Longueur
 $b_{wd} = 60 \text{ [mm]}$ Largeur
 $t_{wd} = 10 \text{ [mm]}$ Epaisseur

BÊCHE

Profilé: IPE 100

$l_w = 100 \text{ [mm]}$ Longueur

Matériau: ACIER

$f_{yw} = 235.00 \text{ [MPa]}$ Résistance

COEFFICIENTS DE MATÉRIAU

$\gamma_{M0} = 1.00$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_{M2} = 1.25$ Coefficient de sécurité partiel

ANNEXES

$\gamma_{M0} =$	1.00	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C =$	1.50	Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLÉE

L =	2200	[mm]	Longueur de la semelle
B =	2400	[mm]	Largeur de la semelle
H =	900	[mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON20

$f_{ck} =$ 20.00 [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g =$ 30 [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} =$ 12.00 [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} =$ 0.30 Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p =$ 11 [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w =$ 4 [mm] Bêche

EFFORTS

Cas: 8: COMB3 (2+3) *1.00+5*1.20

$N_{j,Ed} =$ -988.06 [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,z} =$ -124.03 [kN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} =$ 463.08 [kN*m] Moment fléchissant

RÉSULTATS

ZONE COMPRIMÉE

ANNEXES

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 13.33$ [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 20.49$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$$

$c = 59$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 146$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 417$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 610.63$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 5495.66$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$$

$F_{rd,u} = 2442.52$ [kN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]

$\beta_j = 0.67$ Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]

$$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$$

$f_{jd} = 26.67$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 1717.04$ [cm²] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]

$A_{c,y} = 610.63$ [cm²] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$$

$F_{c,Rd,n} = 4578.76$ [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,y} = 1628.34$ [kN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 1.00$ Classe de la section EN 1993-1-1:[5.5.2]

$W_{pl,y} = 5590.61$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,y} = 1313.79$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{r,y} = 521$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{r,y}$$

ANNEXES

$F_{c,fc,Rd,y} = 2521.68$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$N_{j,Rd} = 4578.76$ [kN] Résistance de la semelle à l'effort axial [6.2.8.2.(1)]

$$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$F_{C,Rd,y} = 1628.34$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b = 5.61$ [cm²] Aire de section efficace du boulon [Tableau 3.4]

$f_{ub} = 1000.00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$\beta = 0.85$ Coefficient de réduction de la résistance du boulon [3.6.1.(3)]

$$F_{t,Rd,s1} = \beta \cdot 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_b / \gamma_{M2}$$

$F_{t,Rd,s1} = 343.33$ [kN] Résistance du boulon à la rupture [Tableau 3.4]

$\gamma_{Ms} = 1.20$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]

$f_{yb} = 670.00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon CEB [9.2.2]

$$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} \cdot A_b / \gamma_{Ms}$$

$F_{t,Rd,s2} = 313.23$ [kN] Résistance du boulon à la rupture CEB [9.2.2]

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$F_{t,Rd,s} = 313.23$ [kN] Résistance du boulon à la rupture

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} = 20.00$ [MPa] Résistance caractéristique du béton à la compression EN 1992-1:[3.1.2]

$$f_{ctd} = 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_C$$

$f_{ctd} = 1.03$ [MPa] Résistance de calcul à la traction EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$\eta_1 = 1.00$ Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ANNEXES

$f_{ctd} = 1.03$	[MPa]	Résistance de calcul à la traction	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_2 = 1.00$		Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$			
$f_{bd} = 2.32$	[MPa]	Adhérence de calcul admissible	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$h_{ef} = 640$	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$F_{t,Rd,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot f_{bd}$			
$F_{t,Rd,p} = 140.00$	[kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} = 633$	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$			
$N_{Rk,c}^0 = 534.59$	[kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$s_{cr,N} = 1900$	[mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.4]
$c_{cr,N} = 950$	[mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.4]
$A_{c,N0} = 61200.00$	[cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.4]
$A_{c,N} = 52800.00$	[cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.4]
$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$			
$\psi_{A,N} = 0.86$		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$c = 775$	[mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.4]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c/c_{cr,N} \leq 1.0$			
$\psi_{s,N} = 0.94$		Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.4]
$\psi_{ec,N} = 1.00$			
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$			
$\psi_{re,N} = 1.00$		Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.4]
$\psi_{ucr,N} = 1.00$			
$\psi_{ucr,N} = 1.00$			
$\psi_{ucr,N} = 1.00$			
$\psi_{ucr,N} = 1.00$			

ANNEXES

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$$

$$\psi_{re,N} = 1.00 \quad \text{Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2.16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{t,Rd,c} = 201.7 \text{ [kN Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de } \\ = 3 \text{] béton} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

FENDAGE DU BETON

$$h_{ef} = 640 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur efficace du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 543.06 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calc. pour le soulèvement} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$s_{cr,N} = 1280 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur critique du cône de béton} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$c_{cr,N} = 640 \text{ [mm]} \quad \text{Distance critique du bord de la fondation} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$A_{c,N0} = 34354.00 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de surface maximale du cône} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$A_{c,N} = 34354.00 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de surface réelle du cône} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$$

$$\psi_{A,N} = 1.00 \quad \text{Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$c = 640 \text{ [mm]} \quad \text{Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c/c_{cr,N} \leq 1.0$$

$$\psi_{s,N} = 1.00 \quad \text{Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\psi_{ec,N} = 1.00 \quad \text{Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$$

$$\psi_{re,N} = 1.00 \quad \text{Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\psi_{ucr,N} = 1.00 \quad \text{Coef. dépendant du degré de fissuration du béton} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\psi_{h,N} = (h/(2 \cdot h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$$

$$\psi_{h,N} = 0.79 \quad \text{Coef. dépendant de la hauteur de la fondation} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

ANNEXES

$\psi_{h,N} =$	0.79	Coef. dépendant de la hauteur de la fondation	CEB [9.2.5]
$\gamma_{M,sp} =$	2.16	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c} \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} \cdot \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$			
$F_{t,Rd,sp} =$	198.80 [kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton	CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$$F_{t,Rd} = 140.00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à traction}$$

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} =$	236 [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} =$	244 [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	38 [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} =$	12.48 [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} =$	12.90 [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	1328.89 [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	528.64 [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	419.99 [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$			
$F_{t,pl,Rd,y} =$	419.99 [kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$$

$$F_{T,Rd,y} = 419.99 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone tendue} \quad [6.2.8.3]$$

CONTRÔLE DE LA RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0.22 < 1.00	vérifié	(0.22)
---------------------------------------	-------------	---------	--------

ANNEXES

$e_y =$	469	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,y} =$	261	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} =$	325	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} =$	553.62	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)			0.84 < 1.00	vérifié (0.84)

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0.78$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} = 0.78$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z} = 2.50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 513.28$	[kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]
--------------------------	--	-------------

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0.25$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} = 7.07$	[cm ²] Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 1000.00$	[MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} = 1.25$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 140.24$	[kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]
------------------------	---	-------------

$\alpha_M = 2.00$	Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation	CEB [9.3.2.2]
$M_{Rk,s} = 1.67$	[kN*m] Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion	CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} = 60$	[mm] Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]
$\gamma_{Ms} = 1.20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]

ANNEXES

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M * M_{Rk,s} / (l_{sm} * \gamma_{Ms})$$

$$F_{v,Rd,sm} = 46.33 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$$N_{Rk,c} = 435.73 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calc. pour le soulèvement} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$k_3 = 2.00 \quad \text{Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.3]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2.16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,cp} = 403.45 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton à l'effet de levier} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$$V_{Rk,c,z}^0 = 2007.3 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$\psi_{A,V,z} = 0.63 \quad \text{Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4]}$$

$$\psi_{h,V,z} = 1.09 \quad \text{Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(c)]}$$

$$\psi_{s,V,z} = 0.95 \quad \text{Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.4.(d)]}$$

$$\psi_{ec,V,z} = 1.00 \quad \text{Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(e)]}$$

$$\psi_{\alpha,V,z} = 1.00 \quad \text{Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant} \quad \text{CEB [9.3.4.(f)]}$$

$$\psi_{ucr,V,z} = 1.00 \quad \text{Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(g)]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2.16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * \psi_{A,V,z} * \psi_{h,V,z} * \psi_{s,V,z} * \psi_{ec,V,z} * \psi_{\alpha,V,z} * \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = 605.20 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$$C_{f,d} = 0.30 \quad \text{Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

ANNEXES

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$$C_{f,d} = 0.30 \quad \text{Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$N_{c,Ed} = 988.06 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de compression} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$$

$$F_{f,Rd} = 296.42 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance au glissement} \quad [6.2.2.(6)]$$

CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON

$$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wz} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 102.67 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton}$$

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 677.09 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1.0 \quad 0.18 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.18)$$

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$$\sigma_{\perp} = 107.22 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\perp} = 107.22 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle perpendiculaire} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{yII} = 0.00 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle à } V_{j,Ed,y} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{zII} = -11.46 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle à } V_{j,Ed,z} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\beta_w = 0.85 \quad \text{Coefficient dépendant de la résistance} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0.41 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.41)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0.62 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.62)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0.56 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.56)$$

RIGIDITÉ DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$$b_{eff} = 146 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de la semelle de tronçon T} \quad [6.2.5.(3)]$$

ANNEXES

$b_{eff} =$	146	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	417	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$K_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff})} / (1.275 \cdot E)$				
$k_{13,y} =$	28	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	236	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$m =$	38	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$K_{15,y} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	51	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	325	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$K_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	3	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0.21		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	169133.78	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	1922217.19	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$			SEMI-RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

FONDATION A L'ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

REMARQUES

Rayon de courbure de l'ancrage trop faible. 60 [mm] < 90 [mm]


Segment L4 du boulon d'ancrage à crosse trop court. 0 [mm] < 150 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0.84
--	-------	------


Bibliographie


Livre :

Auteur : jacques BROZZETTI.

-  - *Titre* : EUROCODE 3 calcul de structure en acier.
Partie 1-1 Règles générale et règles pour les bâtiments
- *Editions* : EYROLLES, paris, 1996


Auteur : jacques BROZZETTI.


-  - *Titre* : EUROCODE 4 calcul des structures mixtes acier-béton.
Partie 1-1 Règles générale et règles pour les bâtiments
- *Editions* : EYROLLES, paris, 1999


-  - *Titre* : constructions mixtes acier-béton.
Conception et calcul des poutres mixtes des planchers de bâtiments courants d'après l'Eurocode 4.

- *Editions* : CSTB, Nancy (France), aout 2012.

Auteur : lahlou DAHMANI.

-  - *Titre* : calcul des structures métalliques selon l'EUROCODE 3 .
- *Éditions* : office des publications universitaires ; 10-2012

-  *Titre* : DTR Règlement neige & vent RNV 2013
Éditions : ISBN, .

-  *Titre* : DTR règles parasismiques algériennes RPA 99 version 2003.
- *Éditions* : ISBN, Alger, 2004.

-  *Titre* : DTR B.C.22 charges permanentes et charges d'exploitation

Logicielles :

- ❖ Robot 2017
- ❖ Tekla structures
- ❖ Auto CAD 2011