

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



جامعة بجاية
Tasdawit n Bgayet
Université de Béjaïa

Université A/Mira de Bejaia

Faculté Technologie
Département Génie Civil



MÉMOIRE DE FIN DE CYCLE

En vue de l'obtention du diplôme de
MASTER en Génie Civil
Option structures

Thème:
Étude d'un bâtiment RDC+02 étages en charpente
métallique
à usage administratif

Réalisé par :
AZOULA Nassima
LAHLOU Zaina

Encadré par :
Mr.KERNOU Nassim

Membres jurys

Président :
Mr.LARABAT Ziane Ahmed

Examineur :
Mr.SADAUI Omar

Année universitaire 2021/2022

DEDICACE

Je souhaite adresser ma reconnaissance et toute ma gratitude aux personnes qui ont contribué et aidé à faire ce modeste travail de fin de cycle.

A l'homme, qui doit ma réussite et tout mon respect, il était toujours à mes côtés pour me soutenir et m'encourager, mon très cher père.

A la femme qui m'a tout donné et qui a tout sacrifié pour moi, ma très chère mère.

A ceux que j'aime et que je respecte :

A mon mari

A mes sœurs et frère

A mes cousins et cousines

A ceux qui ont partagé ce travail avec moi dans les bons et mauvais moments :

A ma binôme Zaina et toutes sa famille

A mon cher ami Idir AOUANE

A tous mes collègues du club scientifique.

AZOULA NASSIMA

REMERCIEMENTS

On tient tout d'abord à remercier les membres du jury pour leurs présences, pour leurs lectures attentives de notre mini projet ainsi que les remarques qu'ils nous adresseront lors de notre soutenance afin d'améliorer notre travail.

Nos remerciements s'adressent grandement à Mr KERNOU NASSIM directeur de mémoire, pour sa grande disponibilité, ses précieux conseils, et son orientation durant tout le semestre pour réaliser un excellent travail ,notamment de nous avoir encadré , relu et corrigé notre projet.

Sans oublier les personnes qui nous ont accompagnées pendant la période de stage au sein de l'entreprise IMADACHE construction métallique.

DEDICACE

Je dédie cet évènement marquant à la mémoire

A mes parents qui ont fait de moi ce que je suis aujourd'hui.

A mes frères et sœurs, qui illuminent mes jours.

A mes amis qui m'ont tant tendu la main, je ne cesse de compter sur vous.

A chaque enseignant qui a attribué à la réalisation de ce simple travail depuis mon apprentissage de lettres et de chiffres jusqu'à l'obtention de nos diplômes.

LAHLOU ZAINA

Remerciements**Dédicace AZOULA Nassima****Dédicace LAHLOU Zaina**

INTRODUCTION GENERALE	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et généralités.	2
I.1 Introduction.....	2
I.2 Présentation du projet	2
I.2.1 Nature de l'ouvrage	2
I.2.2 Les données géométriques du projet.....	3
I.2.3 Les données géotechnique du projet.....	3
I.3 Règlements utilisés	4
I.4 Le choix des matériaux	4
I.4.1 Acier	4
I.5 Les éléments de la structure.....	8
I.5.1 Ossature de la structure.....	8
I.5.2 Le plancher collaborant	8
I.5.3 Les contreventements	9
I.5.4 Les escaliers.....	9
I.5.5 L'acrotère.....	9
Conclusion	9
CHAPITRE II : Etude climatique.....	10
II.1 Domaine d'applications.....	10
II.2 Étude de la neige	10
II.2.1 Calcul de la charge de neige S.....	10
II.3 Etude au vent.....	11
II.3.1 Organigramme des étapes de calcul au vent	12
II.3.2 Données relatives au site	12
II.3.3.1 Effet de la région	13
II.3.3.2 Effet du site	14
CHAPITRE III : Prédimensionnement des éléments	19
Introduction.....	19
III.1 Evaluation des charges et surcharges.....	19
III.2 Pré-dimensionnement de la solive	21
III.2.1 Terrasse inaccessible.....	22
III.2.2-Etage courant	23
III.3 Prédimensionnement de la poutre principale	24

III.4 Prédimensionnement de la poutre secondaire	26
III.5 Prédimensionnement du poteau	26
CHAPITRE IV : Etude des éléments secondaires.....	29
IV.1/Etude des escaliers	29
IV.1.1 Introduction.....	29
IV.1.2 Terminologies	29
IV.1.3 Pré-dimensionnement de l'escalier	30
IV.1.4 Pré dimensionnement de la cornière du support.....	31
IV.1.5 Prédimensionnement du limon	32
IV.1.6 Étude de la poutre palière	34
CHAPITRE V : Etudes des planchers mixtes	37
V.1 Introduction	37
V.2 Vérification des solives de terrasse inaccessible.....	37
V.2.1 Phase de construction.....	37
V.2.1.1 Vérification de la résistance à L'ELU.....	37
V.2.1.2 Vérification de la flèche en service.....	38
V.2.2 Phase finale	38
V.2.2.1 Plancher terrasse inaccessible	38
V.3 Etude des connecteurs	43
V.4 Ferrailage de la dalle	45
CHAPITRE VI : Etude sismique	49
Introduction.....	49
VI.1 Concept de base de la M.E.F « Méthode des éléments finis »	49
VI.1.1 Présentation du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional.....	49
VI.2 Analyse de la structure.....	50
VI.2.1 Type d'analyse	50
VI.3 Méthode de calcul	50
VI.3.1 La méthode statique équivalente.....	50
VI.3.2 La méthode modale spectrale	54
VI.4 Résultante des forces sismique	56
VI.4.2 Vérification des déplacements	57
VI.5 Vérification de l'effet P- Δ	58
CHAPITRE VII : Vérification de l'ossature	60
VII.1 Vérification de la poutre principale (IPE 220)	60
VII.1.1 Vérification à la résistance	60
VII-2 Vérification de la poutre secondaire	61

VII-2.1 la poutre secondaire IPE 120 terrasse accessible	61
VII.3Vérification des poteaux B3	62
VII.4Vérification des système de contreventement	66
VII.4.1 Palées triangulées en crois de Saint-André	67
VII.4.2 Vérification des palées triangulées en V inversé.....	68
CHAPITRE VIII : Calcul des assemblages	69
VIII.1 Assemblage Poutre Principale Poteau.....	69
VIII.2.1 Détermination des efforts dans les boulons	70
VIII.2.2 Prédimensionnement des boulons	70
VIII.2.3 Calcul du moment résistant effectif de l'assemblage.....	70
VIII.2.4 Vérification au cisaillement plus traction dans chaque boulon.....	71
VIII.2.5 Assemblage platine-poutre.....	71
VIII.3 Assemblage poutre secondaire-poteau	74
VIII.3.1 Assemblage platine poutre :	75
VIII.4 Assemblage solive-poutre principales.....	75
VIII.5 Assemblage poteau-poteau.....	78
VIII.6 Assemblage des éléments de contreventement	80
VIII.6.1 Assemblage du contreventement en crois de Saint-André portique.....	80
VIII.6.1.1Assemblage gousset-nœud du portique.....	80
GENERAL.....	80
GEOMETRIE	80
BARRES	80
BOULONS.....	80
GOUSSET.....	81
COEFFICIENTS DE MATERIAU	82
EFFORTS	82
RESULTATS	82
BARRE 1	82
RESISTANCE DES BOULONS	82
VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS	83
VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS.....	83
VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC	83
BARRE 2-4.....	83
RESISTANCE DES BOULONS	83
VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS	84
VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS	84

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC	84
BARRE 3	85
RESISTANCE DES BOULONS	85
VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS	85
VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS	86
VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC	86
VIII.6.1.3 Assemblage de contreventement en « V » inversé :	86
GENERAL	87
GEOMETRIE	87
BARRES	87
BOULONS	87
GOUSSET	87
COEFFICIENTS DE MATERIAU	87
EFFORTS	87
RESULTATS	87
BARRE 3	87
RESISTANCE DES BOULONS	87
VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS	87
VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS	87
VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC	87
BARRE 4	87
RESISTANCE DES BOULONS	87
VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS	87
VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS	87
VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC	87
VIII.7 Calcul des pieds de poteau	88
GENERAL	88
GEOMETRIE	88
POTEAU	88
PLATINE DE PRESCELLEMENT	89
ANCRAGE	89
RAIDISSEUR	89
COEFFICIENTS DE MATERIAU	90
SEMELLE ISOLEE	90
SOUURES	90

EFFORTS	90
RESULTATS	90
ZONE COMPRIMEE	90
CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE	91
CISAILLEMENT	91
CONTROLE DES RAIDISSEURS.....	93
SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE	93
SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS.....	93
SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS.....	94
RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE	94
COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:.....	95
CHAPITRE IX : Etude de l'infrastructure.....	96
IX.1 Les type des fondations.....	96
IX.2 Choix des fondations	96
IX.3 Dimensionnement des fondations.....	96
IX.3.1 Stabilité des fondations	96
IX.3.2 Pré dimensionnement.....	97
IX.3.3 Dimensionnement geometrique	98
CONCLUSION GENERALE.....	102
Bibliographie	
Annexes	
Abréviations	

CHAPITRE I

Tableau I. 1 Les valeurs nominales de limites d'élasticité f_y et de la résistance à la rupture en traction f_u pour l'acier de construction.....	5
Tableau I. 2 Valeurs nominales de limite élastique f_{yb} et de la résistance ultime à la traction f_{ub} des boulons.....	6
Tableau I. 3 Caractéristiques pour le calcul de la résistance d'une soudure	6
Tableau I. 4 Caractéristiques mécaniques des armatures d'acier	8

CHAPITRE II

Tableau II. 1 Le coefficient de S_k selon les zones de neige	11
Tableau II. 2 Le coefficient $q_{réf}$	12
Tableau II. 3 Définition des catégories du terrain	13
Tableau II. 4 Résumé des coefficients des 2 hauteurs pour la zone D	16
Tableau II. 5 C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire	17
Tableau II. 6 Les aires des ouvertures	18

CHAPITRE III

Tableau III. 1 Evaluation des charges pour la terrasse inaccessible	19
Tableau III. 2 Caractéristiques de la pente	20
Tableau III. 3 Evaluation des charges pour les étages courants.....	20
Tableau III. 4 Evaluation des charges pour murs extérieur.....	20
Tableau III. 5 Evaluation des charges pour murs intérieur	21
Tableau III. 6 Evaluation des charges pour le palier.....	21
Tableau III. 7 Evaluation des charges pour la volée	21
Tableau III. 8 Valeur limites recommandées pour les flèches verticales.....	22
Tableau III. 9 Caractéristiques de IPE 120 pour terrasse inaccessible.....	22
Tableau III. 10 Caractéristiques de IPE 120 pour étage courant.....	24
Tableau III. 11 Caractéristiques de IPE 160	25
Tableau III.12 Les charges permanentes dû au poteaux	27
Tableau III.13 Récapitulatif des sections adoptées	28

CHAPITRE IV

Tableau IV. 1 Caractéristiques de la cornière 35x 35 x 5 mm ³	32
Tableau IV. 2 Caractéristiques du profilé UPN120.....	33
Tableau IV. 3 Les efforts internes	34
Tableau IV. 4 Les charges revenantes à la poutre palière	34
Tableau IV. 5 Caractéristiques du profilé IPE180.....	35
Tableau IV. 6 Les résultats de β_M	35
Tableau IV. 7 Les résultats des λ_y et λ_z	35
Tableau IV. 8 Les résultats de λ_y et λ_z	36
Tableau IV. 9 Les résultats des χ_y et χ_z	36

CHAPITRE V

Tableau V. 1 Tableau des charges du plancher terrasse inaccessible	38
Tableau V. 2 La résistance à l'ELU	38
Tableau V. 3 La résistance à l'ELS	39
Tableau V. 4 Caractéristique du connecteur M18 classe 4.6.....	43

Tableau V. 5 Les charges sur le plancher terrasse inaccessible.....	46
Tableau V. 6 Résultats de la section d'acier en appuis.....	47
Tableau V. 7 Vérification a l'ELS	47
Tableau V. 8 Vérification de la contrainte du béton en appuis.....	47

CHAPITRE VI

Tableau VI. 1 Coefficient d'accélération de zone A	51
Tableau VI. 2 Valeur de T1 et T2 (tableau 4.6 RPA2003).....	51
Tableau VI. 3 Les valeurs de la période fondamentale pour les deux sens	52
Tableau VI. 4 Valeur de ϵ (tableau 4.2 RPA2003)	52
Tableau VI. 5 Les valeurs de D dans les deux sens.....	52
Tableau VI. 6 Valeur de pénalité Pq et le facteur de qualité Q	53
Tableau VI. 7 Les poids des étages extree par logiciel.....	53
Tableau VI. 8 Les pourcentages de participation de masse.....	55
Tableau VI. 9 Les résultats des efforts statistiques et dynamiques.	57
Tableau VI. 10 Déplacement selon le sens X-X.....	57
Tableau VI. 11 Déplacement selon lesens Y-Y.....	58
Tableau VI. 12 Effet de P- Δ sens X-X	58
Tableau VI. 13 Effet deP- Δ sens Y-Y	59

CHAPITRE VII

Tableau VII. 1 Résultats Vérification de cisaillement de la poutre secondaire IPE 120.....	62
Tableau VII. 2 Résultats Vérification au moment résistant de la poutre secondaire IPE 120	62
Tableau VII. 3 Résultats du diversement de la poutre secondaire IPE 120 ... Erreur ! Signet non défini.	
Tableau VII. 4 Les résultats de poteau HEA 400le plus défavorable B3 sur robot	62
Tableau VII.5 Les caractéristiques de la vérification du poteau HEA 400.....	65

CHAPITRE VIII

Tableau VIII. 1 Distances entre les boulonset l'axe.....	74
Tableau VIII. 2 effort dans le boulons	74
Tableau VIII. 3 Pré dimensionnement des boulons	74
Tableau VIII. 4 Disposition constructives.....	75
Tableau VIII. 5 moment résistant effectif de l'assemblage	75
Tableau VIII. 6 Vérification au cisaillement plus traction dans chaque boulon.....	75
Tableau VIII. 7 Dimensions des gorges	75
Tableau VIII. 8 Les efforts sur les différents cordons.....	75
Tableau VIII. 9 Vérification des cordons.....	75

CHAPITRE I

Figure I. 1 Vue par google earth	2
Figure I. 2 Ensemble des vues de la structure coupe (A-A et B-B).....	2
Figure I. 3 vue en plan	3
Figure I. 4 Schéma d'un plancher mixte.....	9

CHAPITRE II

Figure II. 1 Organigramme des étapes de calcul au vent.....	12
Figure II. 2 La direction de vent	14
Figure II. 3 Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique.....	14
Figure II. 4 Légende pour les parois verticales.....	17

CHAPITRE III

Figure III. 1 Forme de pente pour notre projet.....	20
Figure III. 2 Plan RDC	21
Figure III. 3 Schémas statique du sommier.....	24
Figure III. 4 Schéma de la surface afférente.....	26

CHAPITRE IV

Figure IV. 1 Vue d'un escalier.....	30
Figure IV. 2 Vue en plan des escaliers	30
Figure IV. 3 schéma statique des escaliers	31
Figure IV. 4 Schémas statique de la cornière de support.....	31
Figure IV. 5 Les charge appliquées sur le limon le plus défavorable.....	32
Figure IV. 6 Schéma statique de limon.....	33
Figure IV. 7 Schéma de la poutre palière	34

CHAPITRE V

Figure V. 1 Schéma Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle	40
Figure V. 2 Types de connecteurs utilisés dans les poutres mixtes	43
Figure V. 3 Dimensionnement du boulon	43

CHAPITRE VI

Figure VI.1 Vue 3D de la structure.....	49
Figure VI. 2 Dispositions des palées de stabilités.....	50
Figure VI. 3 Diagramme de spectre de réponse selon (X-X)	54
Figure VI. 4 Mode 1 translation suivant l'axe Y-Y	56
Figure VI. 5 Mode 2 translation suivant l'axe X-X.....	56
Figure VI. 6 Mode 3 Torsion suivant l'axe X-Y	56

CHAPITRE VII

Figure VII. 1 La poutre principale la plus sollicitée.....	60
Figure VII. 2 La poutre secondaire IPE 120 terrasse accessible la plus sollicitée	61
Figure VII. 3 Poteau HEA400 le plus défavorable B3	62
Figure VII.4 Les systèmes de contreventements	66

CHAPITRE VIII

Figure VIII. 1	Schéma d'assemblage poutre principal - poteau	69
Figure VIII. 2	Vue 3D de l'assemblage poteau-sommier.....	72
Figure VIII. 3	Schéma d'assemblage poutre secondaire - poteau	74
Figure VIII. 4	Schéma d'assemblage solive – poutre principal de rive	76
Figure VIII. 5	Schéma d'assemblage solive – poutre principal intermédiaire	76
Figure VIII. 6	Disposition constructive des boulons.....	77
Figure VIII. 7	Schéma d'assemblage poteau - poteau.....	78
Figure VIII. 8	assemblage gausset contreventement en X	80
Figure VIII. 9	Assemblage de contreventement en V inversé.....	86
Figure VIII. 10	Schéma d'assemblage poteau – poteau	88

CHAPITRE IX

Figure IX. I	Schéma de la semelle filante.....	98
Figure IX. II	Section de la nervure	100

INTRODUCTION GENERALE

LA CHARPENTE METALLIQUE est un ouvrage composé de pièces de métal assemblées entre elles pour constituer l'ossature d'une construction (maison, navire, pont) ou de certains de ses éléments. Faciles à poser, plus légère que la charpente en bois ou en béton armé, ce type de charpente permet d'autre part plus de libertés en termes de formes architecturales et peut aisément recouvrir de grandes surfaces.

En l'occurrence, le projet de fin d'études de Master que nous avons choisi porte sur l'étude des charpentes métalliques, l'ouvrage est un bloc administratif, composé d'un rez-de-chaussée et deux étages, situé à Mouzaïa wilaya de Blida.

L'étude de la structure est principalement réalisée à l'aide du logiciel d'éléments finis Robot, qui permet de modéliser, d'analyser et de dimensionner différents types de structures. Ainsi, après avoir pré-dimensionner les différents éléments de la structure, un modèle 3D de la structure a été implémenté dans un logiciel.

Pour se faire, nous allons suivre le travail en chapitre à savoir :

- Chapitre I: Présentation de l'ouvrage et généralités.
- Chapitre II : Etude climatique
- Chapitre III :Pré dimensionnement des éléments
- Chapitre IV: Etudes des éléments secondaires
- Chapitre V: Etudes des planchers mixtes
- Chapitre VI: Etude sismique
- Chapitre VII: Vérification de l'ossature
- Chapitre VIII : Calcul des assemblages
- Chapitre XI: Etude de l'infrastructure

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage et généralités.

I.1 Introduction

Ce projet de fin de cycle consiste à dimensionner et à étudier un bloc administratif (RDC+02étages) en charpente métallique à usage administratif, qui sera implanté dans la wilaya de Blida commune de Mozaia qui est classée selon le règlement parasismique algerien RPA comme zone de sismicité élevée (III). L'ossature est formée d'une structure en charpente métallique (poteaux, poutres) et de plancher mixte collaborant (béton – acier).



Figure I. 1Vue par google earth

I.2 Présentation du projet

I.2.1 Nature de l'ouvrage

L'ouvrage est un bâtiment en R+2quicomporte :

- 01 RDC jusqu'au 2^{ème} étage sont des étages courant à usage administratif .
- 01 cage d'escaliers principal (à 3 volées droites avec palier intermédiaire).
- 01 terrasse inaccessible.

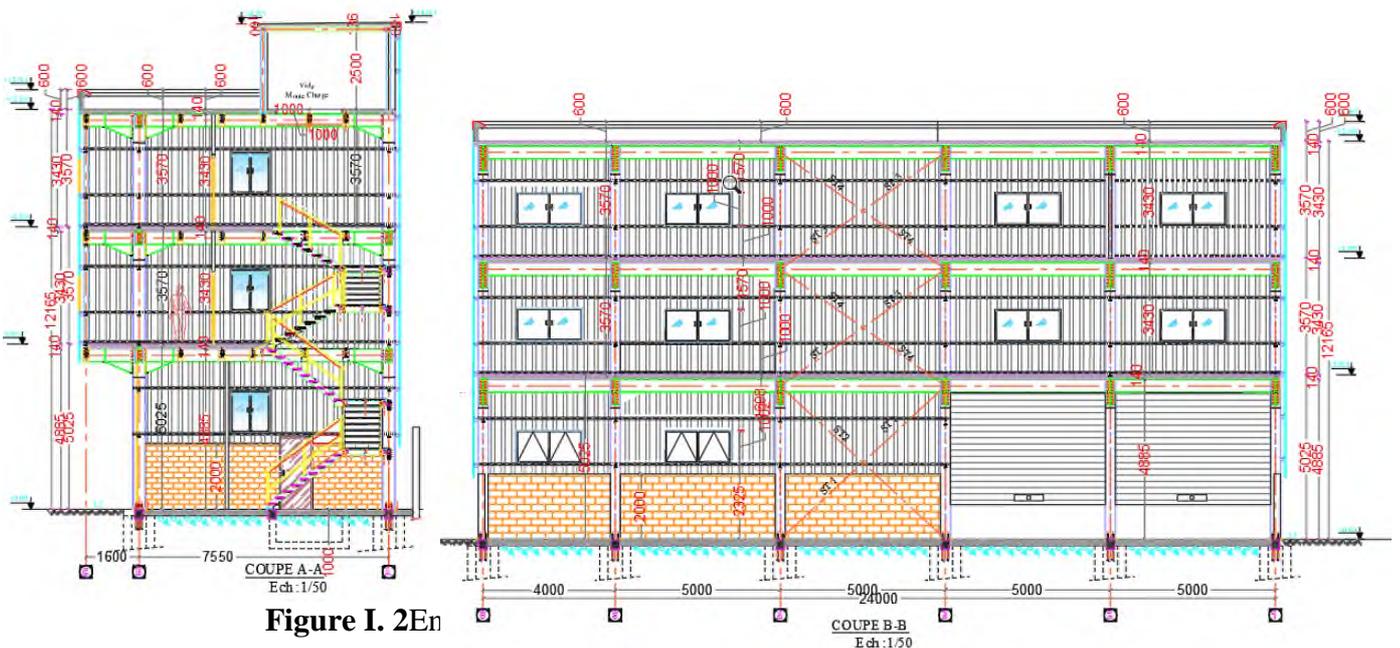


Figure I. 2En

I.2.2 Les données géométriques du projet

Les dimensions de la structure sont :

- Longueur 24.00 m.
- Largeur 9.15 m.
- Hauteur RDC 5.025 m.
- Hauteur des étages 3.57 m.
- Hauteur du bâtiment 12.165m.
- Hauteur totale 14.815m
- Hauteur de l'acrotère 0.6m

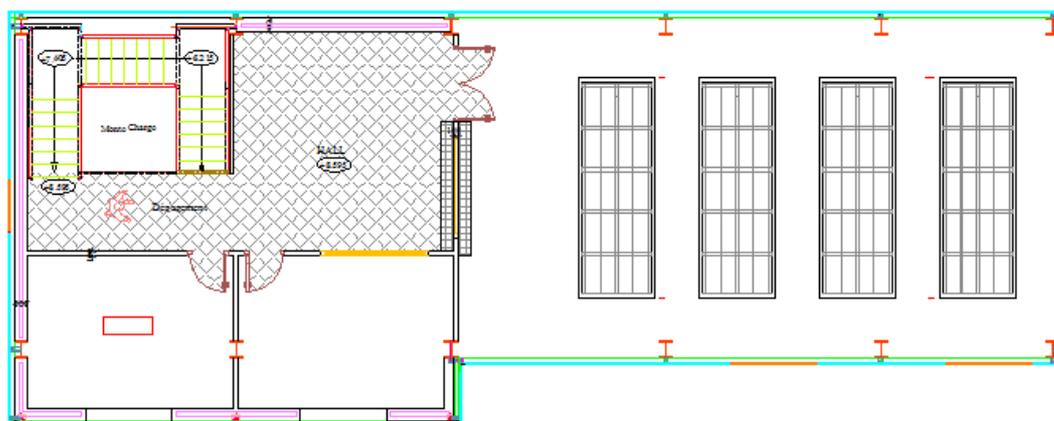


Figure I. 3 vue en plan etage 1

I.2.3 Les données géotechnique du projet

- La contrainte admissible du sol est de $Q_{adm}=1.20$ bars.
- Les fondations superficielles ancrées à partir de 1.50m de profondeur.
- Le site est classé dans la zone de sismicité élevée III et d'usage 2.
- Le terrain étudié est constitué essentiellement par des formations marneuses surmontées par une couche de sable peu limoneux avec un passage gréseux (type de sol S3).
- La densité sèche est moyenne avec des valeurs qui varient entre $1.46g/cm^3$ à $1.49g/cm^3$
- La densité humide est moyenne avec des valeurs qui varient entre $1.93g/cm^3$ à $1.94g/cm^3$
- La cohésion du sol indique que la formation est raide avec des valeurs qui varient de 1.03bar à 1.53bar.

I.3 Règlements utilisés

Pour L'étude de cet ouvrage, les règlements techniques utilisés sont les suivants :

- ❖ **DTR-C-2-47** : L'étude climatique se fait suivant le règlement neige et vent Algérien 2013.
- ❖ **CCMA97** : Règles de calcul et de conception des structures en acier 1997
- ❖ **EUROCODE 3** : Calcul des structures en acier
- ❖ **RPA99 V2003** : L'étude sismique se fait suivant le règlement parasismique Algérien
- ❖ **DTR B.C.2.2** : Charges permanentes et surcharges d'exploitations
- ❖ **B.A.E.L91** : Béton armé aux états limites.
- ❖ **CBA 93** : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé
- ❖ **DTR BC 2.331** : Calculs des fondations superficiels

I.4 Le choix des matériaux

Les matériaux utilisés sont :

- Acier.
- Béton.
- Briques creuses (8 trous et 12 trous) pour la maçonnerie.

I.4.1 Acier

L'acier est un matériau issu de la réduction du minerai de fer ou recyclage de ferraille. Le fer est un élément très réparti dans l'écorce terrestre dont il représente 5% mais on ne le trouve pas à l'état pur. L'utilisation de l'acier dans la construction remonte à la fin du XIX^e siècle, bien que les métaux ferreux soient connus environ quarante siècles. L'assemblage c'est d'abord fait avec des rivets, puis à partir des années 1930, par la soudure ou le boulonnage.

Les aciers de construction contiennent en général de 0.1% à 1% de carbone. Les additions sont variables: manganèse, silicium, molybdène, chrome, nickel, titane, tungstène...En fonction de ces composants lors de la "mise à nuance" et des traitements thermiques subis par les alliages lors de leur élaboration, l'acier aura des résistances mécaniques variables.(Landowski et Lemoine 2005)

Les valeurs nominales de limites d'élasticité f_y et de la résistance à la rupture en traction f_u pour les éléments structuraux en acier lamine à chaud sont indiquées dans le tableau ci-dessous pour les nuances d'acier Fe360, Fe430, Fe510.

Article 3.3.2 DTR BC 2-4.10

Nuanced'acier	Épaisseur(mm)			
	t ≤40 mm		40 mm<t≤100mm	
	f _y (N/mm ²)	f _u (N/mm ²)	f _y (N/mm ²)	f _u (N/mm ²)
Fe 360	235	360	215	340
Fe430	275	430	255	410
Fe510	355	510	355	490

Tableau I. 1 Les valeurs nominales de limites d'élasticité f_y et de la résistance à la rupture en traction f_u pour l'acier de construction.

A. Les propriétés : (Robillard .M et al,1982)

1) La résistance à la corrosion :

La résistance à la corrosion est la capacité d'un acier de résister à la détérioration causée par l'oxydation de ces particules de surface, résultantes d'un milieu particulièrement corrosif.

2) La dureté :

La dureté est la capacité d'un acier de se déformer peu lors d'un essai de poinçonnement. Cette propriété peut être mesurée par les essais de dureté Brinell, Rockwell ou Vickers.

3) La ténacité :

La ténacité est la capacité d'un acier de subir une déformation plastique tout en permettant l'augmentation de la contrainte qui le sollicite.

4) La résistance :

La résistance est la capacité d'un acier de résister, sans se rompre, à de grandes contraintes. Lors de l'évaluation de la résistance d'un matériau par un essai de traction, les contraintes sont appliquées progressivement et selon un degré d'application contrôlé, afin de ne pas générer d'impact sur l'échantillon testé.

5) La ductilité :

La ductilité est la capacité d'un acier de subir une grande déformation plastique sans se rompre.

6) La soudabilité :

La soudabilité est l'aptitude d'un acier à être soudé sans perdre de résistance dans la soudure ou son voisinage.

7) La résistance aux chocs :

La résistance aux chocs est la capacité d'un acier de résister à un impact sans se rompre. Elle varie selon la température de l'acier.

B. Valeurs de calcul de certaines propriétés de matériau utilisé :

- ✓ La résistance à la traction : $f_u = 360 \text{ MPa}$.
- ✓ La masse volumique de l'acier : $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$
- ✓ La limite élastique : $f_y = 275 \text{ MPa}$.
- ✓ Le module de Young : $E = 210\,000 \text{ MPa}$.
- ✓ Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.
- ✓ Module de cisaillement : $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 80769,23 \text{ MPa}$

C. Assemblage :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition de divers sollicitations entre les pièces, sans générer de sollicitation parasites notamment de torsions.(Morel.J 1999)

Les principaux modes d'assemblage sont :

- Le rivetage
- Le boulonnage
- Le soudage
- Le collage

Les assemblages des éléments de la structure étudiée sont réalisés par des assemblages boulonnés et soudés.

C.1 Assemblage boulonnée :

Le boulonnage est une méthode d'assemblage mécanique démontable. Les boulons sont utilisés pour créer une connexion continue entre les éléments ou pour assurer le transfert global de la force d'une partie d'une structure à une autre. Les valeurs nominales de limite d'élasticité "f_{yb}" et de résistance à la traction "f_{bu}" des différentes qualités de boulons sont indiquées dans le tableau suivant :

	Boulons ordinaires						Boulons HR	
Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
f _{yb} (MPa)	240	320	300	400	360	480	640	900
f _{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau I. 2 Valeurs nominales de limite élastique f_{yb} et de la résistance ultime a la traction f_{ub} des boulons

C.2 Assemblage soudée :

Le soudage est une technique d'assemblage permettant d'assurer la continuité métallique entre les pièces soudées.

Acier	F _u	B _w	γ _{mw}
S235	360	0.8	1.25
S275	430	0.85	1.3
S355	510	0.9	1.35

Tableau I. 3Caractéristiques pour le calcul de la resistance d'une soudure

Remarque :Dans notre cas on va utiliser l'acier S275.

I.4.2 béton armé

Le béton est un matériau composite homogène constituée de grains minéraux et d'un liant qui durcit en présence d'eau. Il est défini dans le cas usuel par sa résistance à la compression à 28 jours. Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL+ CBE93).

Le dosage des constituants d'un mètre cube de béton courant est :

- 350kg/m³ciment (C.P.A325)
- 400lsable (0 <Dg< 5mm)
- 400lgravillon (8 <Dg < 15mm)
- 400lgravier (15<Dg< 25mm)
- 175ld'eau de gâchage

A. Les caractéristiques mécaniques de béton

1.A la compression : Le béton est caractérisé par résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur native mesurée sur comprissions axial d'un cylindre doit de Ø=16cm ; h=32 cm

- Pour j=28jour, cette résistance est donnée par la relation : pour $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$

Mais en générale en calcul à 25MPa >> $f_{cj} = j.f_{c28} \cdot 0.76 + 0.83 \cdot j$

N.B : Notre étude on opte pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

2. A la traction : La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jour notée (ftj) et elle est définie par :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ si } f_{cj} \leq 60\text{MPa} \text{ donc } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Pour notre étude.

3. Le coefficient de poisson (ν)

Il prend les valeurs suivantes :

$$\nu = \begin{cases} 0, & \text{ELU} \\ 0.2, & \text{ELS} \end{cases}$$

4. Module de cisaillement (G)

$$G = \frac{Ej}{2 \times (\nu + 1)} \text{ d'où } j = 28 \text{ jours}$$

$$G = 13401.71 \text{ MPa.}$$

5. Contrainte admissible σ à l'ELU

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \text{ Pour rectangulaire. } \sigma_{bc} = \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Pour cercle. } \gamma_b = \begin{cases} 1.15, & \text{pour situation accidentelle} \\ 1.50, & \text{pour situation courante} \end{cases}$$

6. Contrainte admissible σ̄ à l'ELS

$$\bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

B. Armatures

a) Caractéristiques mécaniques

Nuance		F _y (MPa)
BarresHA	Fe 400	400

	Fe 500	500
--	--------	-----

Tableau I. 4 Caractéristiques mécaniques des armatures d'acier

b) Contraintes limites

- **État limite ultime**

La contrainte admissible à l'ELU a pour valeur :

En cas de situations accidentelles $\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$

En cas de situations normales $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

- **État limite de service :**

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

- ✓ Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- ✓ Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_{e, Fe} ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$.
- ✓ Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min \left(\frac{1}{2} f_{e, Fe} ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$.

Remarque : dans notre cas c'est la fissuration préjudiciable.

I.5 Les éléments de la structure

I.5.1 Ossature de la structure

L'ossature de l'ouvrage sera constituée par des portiques métalliques auto stables qui assurent la stabilité verticale et horizontale.

I.5.2 Le plancher collaborant

Le plancher collaborant, encore appelé plancher mixte, combine des bacs acier avec une dalle béton à l'aide des connecteurs (goujons) qui assurent la liaison d'ensemble du plancher et le non glissement de la dalle pleine. En fin un matelas de solives qui supporte le plancher et ses composants. Le système tire avantage des propriétés techniques des deux matériaux qui, ensemble, contribuent à la résistance mécanique de la surface porteuse. D'où l'adjectif « collaborant ».

NB : Un plancher collaborant est bien plus léger qu'un plancher en bois, et n'ajoute donc pas beaucoup de charges sur des fondations. Voilà pourquoi il est vivement conseillé en rénovation. Un plancher mixte bénéficie d'une grande résistance à la traction (grâce à l'acier) et à la compression (grâce au béton).

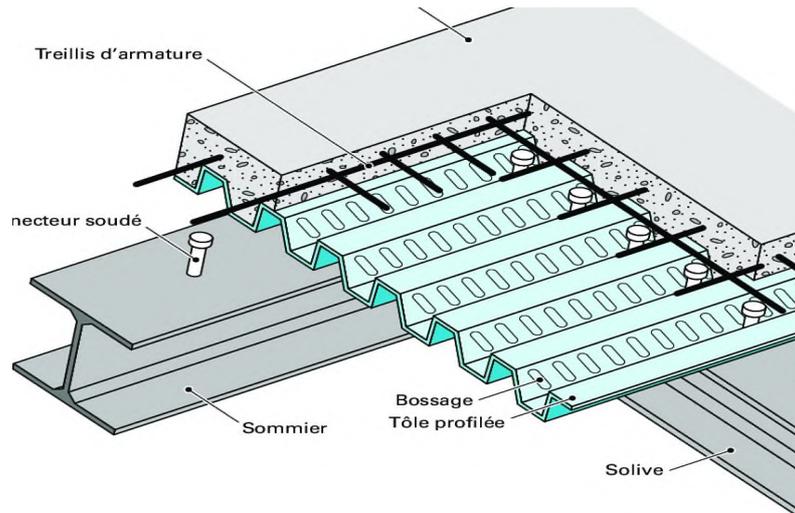


Figure I.4 Schéma d'un plancher mixte

I.5.3 Les contreventements

Les palées de stabilité en (X) et en (V) dans les deux sens, assurant la verticalité des poteaux et prenant les efforts dus aux séismes et au vent en la transmettant aux fondations.

I.5.4 Les escaliers

Ce sont des éléments non structuraux qui assurent la liaison entre les différents niveaux du bloc, ils sont en charpente métallique et les marches en tôle. Dans notre projet l'escalier utilisé est composé de 3 volées et un palier de repos métallique.

I.5.5 L'acrotère

L'acrotère est élément non structural en béton armé de protection et aussi un système assimilable à une console encastré en plancher terrasse.

Conclusion

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

CHAPITRE II : Etude climatique

Introduction

Dans ce chapitre nous allons effectuer l'étude climatique sur notre bâtiment en utilisant le règlement neige et vent Algérien RNV 2013.

II.1 Domaine d'applications

Le règlement neige et vent (RNV2013) s'applique seulement sur :

- Les constructions dont la hauteur est inférieure à 200 m.
- Bâtiments à usage d'habitation, administratifs, scolaires, industriels, etc.....
- Cheminées et ouvrages similaires.
- Ouvrages de stockages (réservoirs, châteaux d'eau, silos, etc....).
- Structures verticales en treillis (pylônes, grues échafaudages, etc....)

II.2 Étude de la neige

L'accumulation de la neige sur la toiture produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure. Le règlement RNV2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

II.2.1 Calcul de la charge de neige S

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

$$S = S_k * \mu \text{ [KN /m}^2\text{]} \quad (\text{page 18})$$

Avec :

S : La charge caractéristique de la neige par unité de surface en KN/m².

S_k : La charge de la neige sur le sol, en fonction de l'altitude de la zone en KN/m².

μ : Coefficient de forme, dépend de la forme de la toiture.

A. Coefficient de la forme

Il est en fonction de la forme de la toiture en le détermine à partir de (Tableau I, §6.2.2.2, du RNV2013)

$$\mu = 0.8$$

B. Charge de la neige sur le sol S_k

Elle est déterminée par les lois de variation en fonction de l'altitude H du site considéré par rapport au niveau de la mer.

ZONE	A	B	C	D
S_k	$\frac{0.07H + 15}{100}$	$\frac{0.04H + 10}{100}$	$\frac{0.0325H}{100}$	Pas de charge de neige

Tableau II. 1 Le coefficient de S_k selon les zones de neige

Notre structure est implantée à Blida qui appartient à la zone B, d'où :

$$S_k = \frac{0.04H + 10}{100} \text{ (RNV2013 p21)}$$

Avec $H=94\text{m}$

$$S_k = \frac{0.04 \cdot 94 + 10}{100} \Rightarrow S_k = 0.1376 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0.1376 \cdot 0.8 \Rightarrow S = 0.11008 \text{ KN/m}^2$$

II.3 Etude au vent

Introduction

Le vent à une direction d'ensemble moyenne horizontale, mais il peut venir de n'importe quel côté. L'action du vent sur les ouvrages et sur chacun de ses éléments dépend des caractéristiques suivantes :

- Vitesse du vent.
- Catégorie de la construction et des ses proportions d'ensemble.
- Configuration locale du terrain (nature du site).
- Position dans l'espace (constructions reposantes sur le sol ou éloignées du sol).
- Perméabilité de ses parois (pourcentage de surface des ouvertures par rapport à la surface totale de la paroi).

II.3.1 Organigramme des étapes de calcul au vent

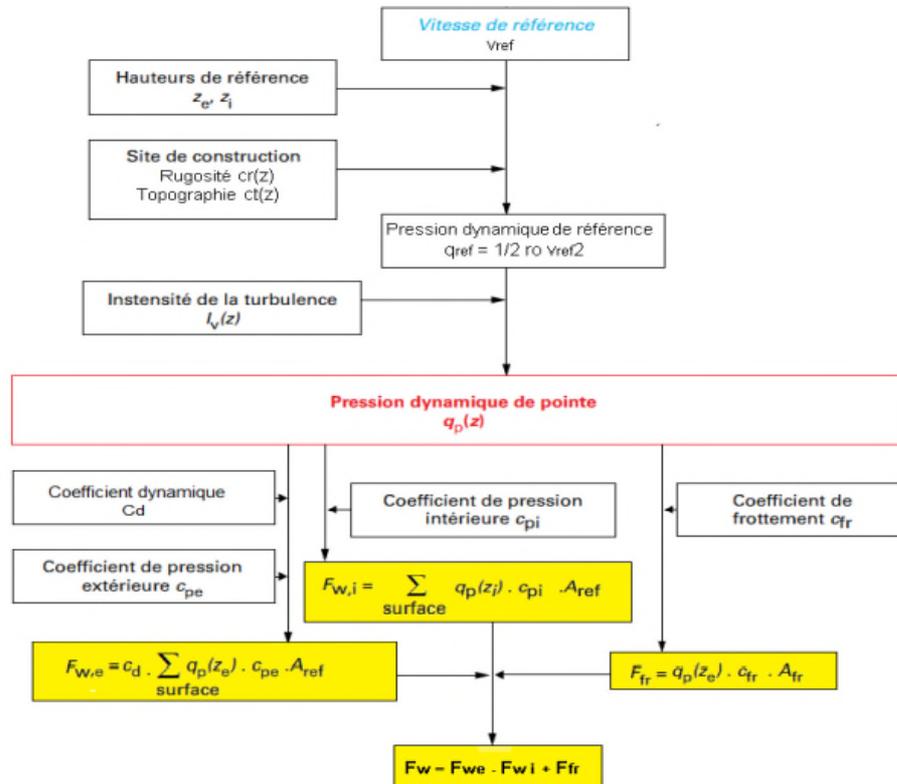


Figure II. 1 Organigramme des étapes de calcul au vent

II.3.2 Données relatives au site

La structure sera implantée dans une zone à couverture végétale et bâtiments réguliers, avec des obstacles isolés séparés d’au plus 20 fois leur hauteur négligeable et libre de tous les obstacles qui implique que la catégorie de notre terrain est catégorie III.

Site plat : Ct = 1 (Tableau 2.3. RNV2013) [1]

Zone du vent I (ANNEXE.1. RNV2013)

1-q_{réf} = 500 N/m² (Tableau 2.2. RNV2013)

Zone	q _{réf} (daN/m ²)
I	37.5
II	43.5
III	50
IV	57.5

Tableau II. 2 Le coefficient q_{réf}

KT = 0,215 (facteur de terrain)

h0 = 0,3 m (paramètre de rugosité) (Tableau 2.4. RNV2013)

hmin=5 m (hauteur minimale)

$\xi=0.61$

2-Les catégories de terrain sont résumées dans le tableau 2-4 de RNV2013 :

Catégories de terrain	KT	Z0(m)	Zmin (m)	ξ
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0.156	0.003	1	0.38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0.170	0.01	1	0.44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leurs hauteur.	0.190	0.05	2	0.52
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0.215	0.3	5	0.61
IV Zone dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m	0.234	1	10	0.67

Tableau II. 3Définition des catégories du terrain

II.3.3.1 Effet de la région

Selon le RNV2013, notre projet est à Blida qui est classé en zone I. Par conséquent, selon le tableau 2-3 du RNV2013 :

$$q_{ref}= 500 \text{ N/m}^2.$$

$$q_{ref}=0.5*\rho*V_{ref}^2$$

V_{ref} : Est la vitesse de référence du vent (annexe 1) [m/s].

$$V_{ref} = 29 \text{ m/s (annexe 1 RNV2013.P107)}$$

ρ : Est la masse volumique de l'aire.

$$\rho = 1.20 \text{ Kg/m}^3$$

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

On opte une seule direction parce que les autres directions sont construites en murs en maçonnerie

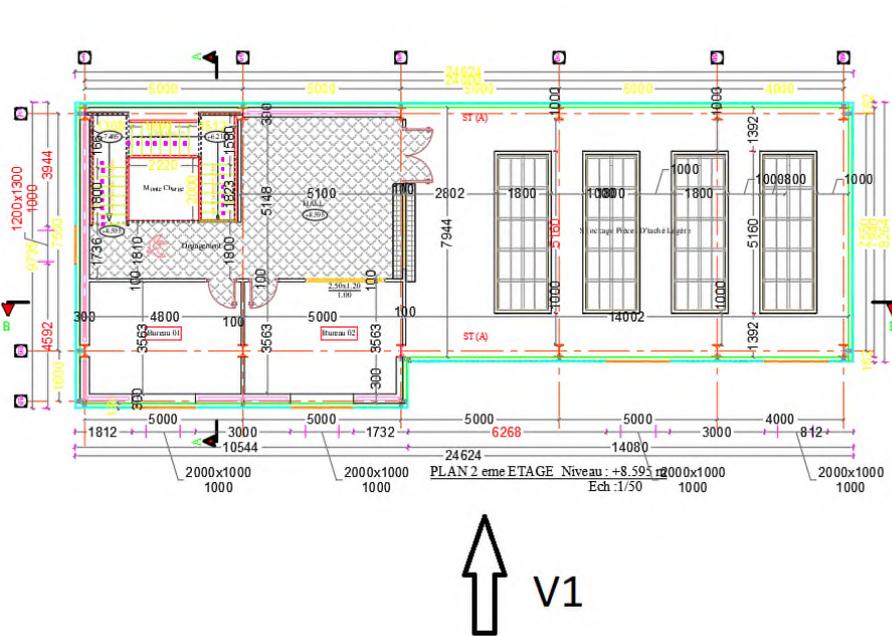


Figure II. 2 La direction de vent

II.3.3.2 Effet du site

Cet effet est pris en compte à l'aide d'un coefficient d'exposition $C_e(z)$. Ce dernier prend en compte les effets de la rugosité du terrain par le coefficient de rugosité $C_r(z)$ et de la topographie du site par le coefficient de topographie $C_t(z)$.

• Hauteur de référence

La hauteur de référence Z_e et le profil correspondant de la pression dynamique de pointe $q_h(h)$ dépendent des dimensions h et b de la construction, et sont donnés sur la figure ci-après.

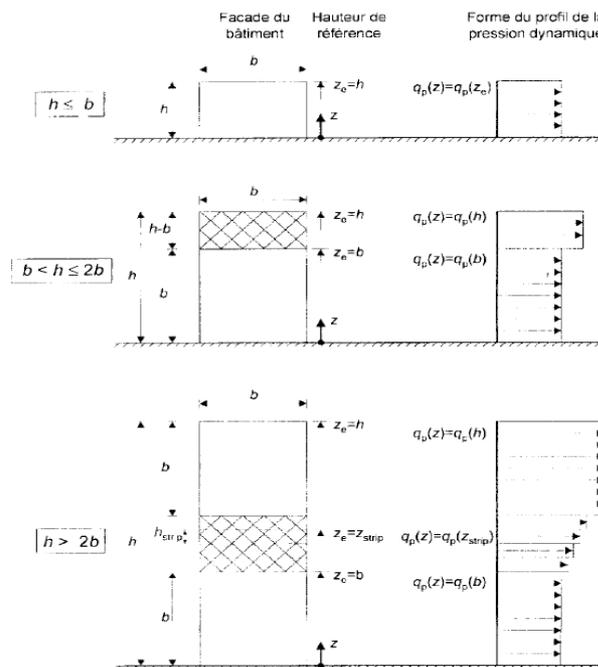


Figure II. 3 Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique

Pour notre cas :

$h=14.815m$: hauteur totale de la construction

$b=9.15 m$: largeur de la construction

$b \leq h \leq 2b$

• **Coefficient de rugosité**

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

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

Où :

- K_T est le facteur de terrain.
- Z_0 est le paramètre de rugosité (en m).
- Z_{min} est la hauteur minimale (en m).
- Z est la hauteur considérée (en m).

On a $5 \leq Z = 14.665 \leq 200m$

$$C_r(z) = 0.215 * \ln\left(\frac{14.665}{0.3}\right)$$

$$C_r(z) = 0.836$$

• **Coefficient de topographie**

$C_t(z)$ 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.

Il est déterminé comme suite :

$$\begin{cases} C_t(z) = 1 \text{ pour } \varnothing < 0.05 \\ C_t(z) = 1 + S_{max} * \left(1 - \frac{|x|}{K_{red} * L}\right) * e^{-\alpha(z/L)} \end{cases}$$

- \varnothing est la pente du versant au vent $\varnothing = \frac{H}{L_u}$.
- H (en m) est la hauteur du versant.
- L (en m) est une longueur caractérisant le versant au vent et prenant la valeur : $L_{max} \max(0.5 L_u ; 2H)$.
- X (en m) est la distance horizontale entre le lieu considéré et la crête de l'obstacle
- Z (en m) est la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au lieu considéré (site d'implantation).
- S_{max} , α et k_{red} sont des coefficients donnés dans le tableau 2.6 en fonction de la forme de l'obstacle et du rapport $\frac{H}{L}$.
- L_u et L_d respectivement la longueur du versant au vent et sous le vent.

Dans notre projet $\varnothing < 0.05 \Rightarrow C_t(z) = 1$

• **Intensité de turbulence :**

Il est défini comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent est donnée par :

$$\begin{cases} I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \text{ pour } z > z_{min} \\ I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) * \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)} \text{ pour } z \leq z_{min} \end{cases}$$

$$23.96 > 1 \Rightarrow I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{1 * \ln\left(\frac{14.665}{0.3}\right)} \Rightarrow I_v(z) = 0.257$$

• **Coefficient d'exposition :**

$$C_e(z) = C_T^2(z) * C_r^2(z) * [1 + 7 I_v(z)]$$

$$C_e(z) = 1^2 * 0.836^2 * [1 + 7 * 0.257]$$

$$C_e(z) = 1.956$$

a) **Pression dynamique de pointe Q_p(z) :**

Pression dynamique de pointe Q_p(z), à la hauteur de référence z est donnée par :

$$Q_p(z) = q_{ref} * C_e(z)$$

$$Q_p(z) = 500 * 1.956 \Rightarrow Q_p(z) = 978 \text{ N/m}^2$$

Z (m)	C _r (Z)	C _t (Z)	I _v (Z)	C _e (Z)	Q _p (N/m ²)
14.665	0.836	1.000	0.257	1.956	978

Tableau II. 4 Résumé des coefficients des 2 hauteurs pour la zone D

b) **Calcul de la pression due au vent**

• **Calcul des coefficients de pression (C_{pe} et C_{pi}) :**

Un mur possède deux façades, l'une est exposée à l'intérieur et la deuxième à l'extérieur.

C_{pe} : Permet de déterminer l'effort du vent sur la paroi extérieure.

C_{pi} : Permet de déterminer l'effort du vent sur la paroi intérieure.

1. **Le coefficient de pression à l'extérieure (C_{pe})**

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de 1 m² et 10 m², auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement C_{pe1} et C_{pe10}.

C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes :

$$C_{pe} = \begin{cases} C_{pe1} & \text{si } S \leq 1m^2 \\ C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) * \log_{10}(S) & \text{si } 1m^2 < S < 10m^2 \\ C_{pe10} & \text{si } \geq 10m^2 \end{cases}$$

✓ **Paroi verticale :**

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure en dessous.

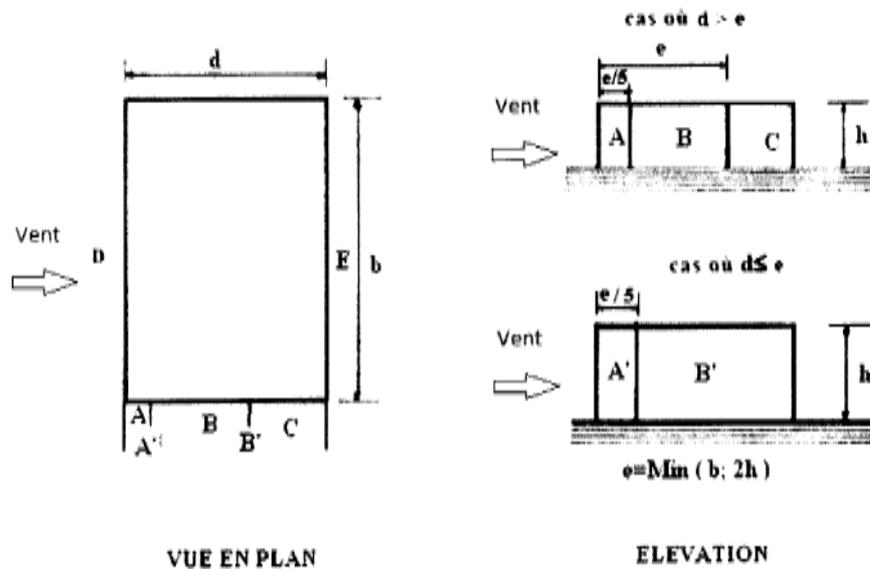


Figure II. 4 Légende pour les parois verticales

Les donné : $b = 9.15 \text{ m}$, $d = 24 \text{ m}$, et $h = 14.815 \text{ m}$

$\Rightarrow e = \min[b, 2h] = 9.15 \text{ m}$ donc c'est le cas où $d > e$ avec A, B et C

$$A = \frac{e}{5} \times h = 1.83 \times 14.815 = 27.11 \text{ m}^2$$

$$B = \left(e - \frac{e}{5} \right) \times h = (9.15 - 1.83) \times 14.815 = 108.45 \text{ m}^2$$

$$C = (d - e) \times h = (24 - 9.15) \times 14.815 = 220 \text{ m}^2$$

$$D = E = b \times h = 9.15 \times 14.815 = 135.56 \text{ m}^2$$

Les valeurs de C_{pe10} et C_{pe1} sont donnés dans le tableau suivant :

Parois latérale						Paroi au vent			
A, A'		B, B'		C		D	E		
C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe1}
-1	-1.3	-0.8	-1	-0.5		0.8	1	-0.3	

Tableau II. 5 C_{pe} pour les parois verticales de batiments à base rectangulaire

On prend $C_{pe} = C_{pe10}$ pour toute les surfaces sont $S > 10 \text{ m}^2$

2. Le coefficient de pression à l'intérieur (C_{pi})

C_{pi} dépend de la dimension et la répartition des ouvertures dans l'enveloppe du bâtiment et en fonction de l'indice de perméabilité μ_p qui est définie par :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{aires des ouvertures}} \text{ [Articles 5.2.2.2 RNV 2013 page 96]}$$

niveaux	Fenêtres		Portes		Surfaces des ouvertures (m ²)	
	Face au vent	Autres ouvertures	Face au vent	Autres ouvertures	Face au vent	Autres ouvertures
RDC	2*(2*1)	1*(1.2*1.3)	2*(4.7*4.5)	1*(0.98*2.2)	46.3	3.72
Etage 1	4*(2.00*1)	1.2*1.3	0	0	8	1.56
Etage 2	4*(2.00*1)	1.2*1.3	0	0	8	1.56

Tableau II. 6 Les aires des ouvertures

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans cloisons intérieures (hall industriel par exemple) est donnée en fonction de l'indice de perméabilité μ_p

Pour $\mu_p = 0,33 \Rightarrow C_{pi} = 0,4$ [RNV99 page 177]

CHAPITRE III : Prédimensionnement des éléments

Introduction

Les caractéristiques de notre structure (géométrie, matériaux), étant définies, nous passons dans ce chapitre au prédimensionnement des éléments porteurs de bâtiment, à savoir la poutraison et les poteaux on doit respecter les règlements suivants : l'Eurocode 3 et CCM97.

On pré dimensionne chaque élément à partir des conditions suivantes :

Condition de la flèche pour déterminer le type de profilé.

Vérification à la condition de résistance.

Vérification au cisaillement.

III.1 Evaluation des charges et surcharges

A) Terrasse inaccessible				
	e (cm)	Charges permanentes (KN/m ²)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Couche gravillon roulé	4.00	19 KN/m ²	0.76	/
Étanchéité multicouche	2.00	6.00(KN/m ²)/cm	0.12	/
Forme de pente 1 %	10.00	22	2.2	/
Dalle en béton armé	12.00	25	3	/
Tôle TN 40	0.10	/	0.08	/
Isolation thermique en liège	4.00	4.00	0.16	/
Enduit en plâtre	2.00	10.00	0.2	/
			6.52 KN/m²	1.0 KN/m²

Tableau III. 1 Evaluation des charges pour la terrasse inaccessible

NB: La forme en pente d'une toiture plate joue un rôle essentiel pour assurer l'écoulement et l'évacuation des eaux pluviales et éviter qu'elles stagnent et s'infiltrant dans le bâtiment et est donc essentielle au bon fonctionnement et à la pérennité du bâtiment. Étanchéité et isolation des toits plats. La pente se présente sous la forme d'une couche d'épaisseur variable placée sur des supports de toit afin qu'elle fournisse la pente souhaitée aux drains ou aux gouttières et puisse être utilisée comme support pour l'étanchéité, l'isolation ou les revêtements de sol. Calculer la pente à partir de la distance horizontale et de la hauteur. Un cas particulier des terrasses avec une pente de 0% à 3%.

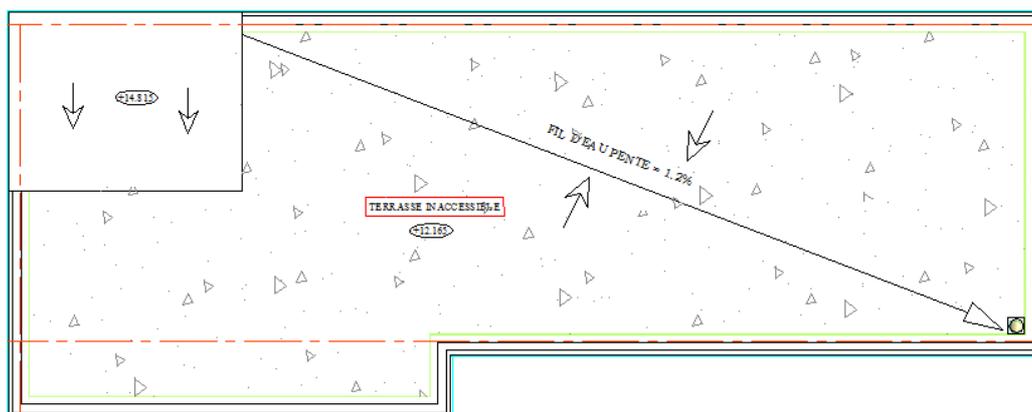


Figure III. 1 Forme de pente pour notre projet

Distance horizontale	24 m
Hauteur	0.10 m
Pente	1.2 %

Tableau III. 2 Caractéristiques de la pente

B) Étage courant				
	e (cm)	Charges permanentes (KN/m ²)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2.00	20KN/m ²	0.4	/
Mortier de pose	2.00	0.20(KN/m ²)/cm	0.4	/
Lit de sable	2.00	16	0.32	/
Dalle en béton	12.00	25	3	/
Tôle TN 40	0.10	/	0.08	/
Faux plafond	1.00	/	0.1	/
			4.3 KN/m²	2.50 KN/m²

Tableau III. 3 Evaluation des charges pour les étages courants

C) Murs extérieurs				
	e (cm)	Charges permanentes (KN/m ²)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Enduit de ciment	1.50	0.18(KN/m ²)/cm	0.27	/
Brique creuse 12 trous	15.00	1.3 KN/m ²	1.3	/
Brique creuse 8 trous	10.00	0.9 KN/m ²	0.9	/
Enduit plâtre	1.50	0.1(KN/m ²)/cm	0.15	/
			2.62 KN/m²	/

Tableau III. 4 Evaluation des charges pour murs extérieur

D) Murs intérieures				
	e (cm)	Charges permanentes (KN/m ²)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Enduit plâtre.	1.50	0.1(KN/m ²)/cm	0.15	/
Brique creuse	10.00	0.9 KN/m ²	0.9	/
Enduit plâtre	1.50	0.1(KN/m ²)/cm	0.15	/
			1.20 KN/m²	/

Tableau III. 5 Evaluation des charges pour murs intérieur

- Escalier principal

D) Palier				
	e (cm)	Charges permanentes (KN/m ²)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2.00	0.2	0.4	/
Mortier de pose	2.00	0.2	0.4	/
Dalle en béton	12.00	/	3	/
Tôle TN 40	0.10	/	0.08	/
			3.88 KN/m²	2.50 KN/m²

Tableau III. 6 Evaluation des charges pour le palier

E) Volée				
	e (cm)	Charges permanentes (KN/m ²)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2.00	20	0.4	
Mortier de pose	2.00	20	0.4	
Tôle striée	0.50	0.9	0.45	
			1.25 KN/m²	2.50 KN/m²

Tableau III. 7 Evaluation des charges pour la volée

III.2 Pré-dimensionnement de la solive

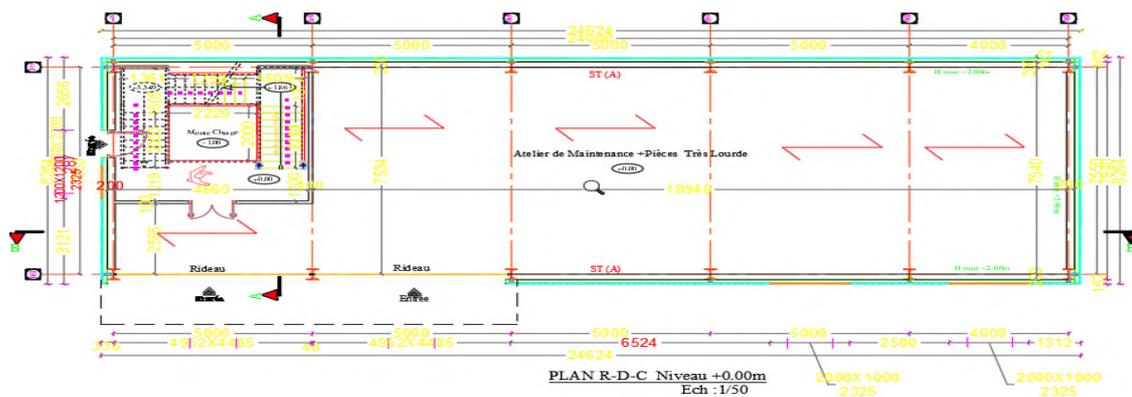


Figure III. 2 Plan RDC

III.2.1 Terrasse inaccessible

a) Condition de la flèche

La vérification de la flèche se fait par la condition suivantes : $f_{cal} \leq f_{ad}$.

Avec : $f_{cal} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y}$; pour une poutre encastrée uniformément chargée.

L : Portée de l'élément considéré.

E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier.

Q_s : Charge sur le profilé à l'ELS.

I_y : Moment d'inertie du profilé.

A partir de tableau 4.1 de [CCM97] on a :

Condition	δ (flèche dans l'état finale)
Toiture en général	$f < 1/200$
Plancher en général	$f < 1/250$
Plancher supportant des poteaux	$f < 1/400$
Poteaux de portiques en général	$f < 1/300$
Poteaux de portiques avec pont roulant	$f < 1/500$

Tableau III. 8 Valeur limites recommandées pour les flèches verticales

Pour notre cas on vérifie $f < 1/250$.

on prend $f_y = 275$ MPa

Calcul de la charge q_s :

e : entraxe des solives. Avec $e = 1.5$ m

$$q_s = [G + \max(Q ; S)]e = [6.52 + \max(1 ; 0.11)] * 1.5 = 11.28 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 11.28 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow f_{cal} = \frac{5 * 11.28 * (500)^4}{384 * 2.1 * 10^6 * I_y} \leq f_{ad} = \frac{500}{250}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 * 11.28 * 500^4}{384 * 2 * 2.1 * 10^6}$$

$$\Rightarrow I_y \geq 218.56 \text{ cm}^4$$

Alors on adopte IPE120 pour les solives de la terrasse inaccessible.

profilé	G (kg/ml)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r (mm)	I_y (cm^4)	Wply (cm^3)	Avz (cm^2)	Avy (cm^2)
IPE 120	10.4	120	64	4.4	6.3	7	317.8	60.73	6.31	8.064

Tableau III. 9 Caractéristiques de IPE 120 pour terrasse inaccessible

$$f_{cal} = \frac{5 * 11.28 * 500^4}{384 * 2.1 * 10^6 * 317.8} = 13.75 \text{ cm} \leq f_{ad} = \frac{500}{250} = 2 \text{ cm la condition non vérifiée}$$

Il nous faut un etaiement $L = L / 2$

$$f_{cal} = \frac{5 * 11.28 * 250^4}{384 * 2.1 * 10^6 * 317.8} = 0.86 \text{ cm} \leq f_{ad} = \frac{250}{250} = 1 \text{ cm la condition vérifiée}$$

• **La vérification de la semelle**

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{32}{6.3} = 5.08 \leq 10 \times 0.92 = 9.2 \Rightarrow \text{la semelle est de Classe 1}$$

• **Âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{93.4}{4.4} = 21.22 \leq 72 \times 0.92 = 66.24 \Rightarrow \text{l'ame est de Classe 1}$$

b) Vérification à la condition de résistance

$$q_u = [1.35G + 1.5\max(Q; S)] \times e = [1.35 \times 6.52 + 1.5\max(1; 0.11)] \times 1.5$$

$$q_u = 15.45 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{sd} < M_{plrd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{15.45 \times 2.5^2}{8} < M_{plrd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{m0}} = \frac{275 \times 60.73 \times 10^{-3}}{1.1}$$

$$M_{sd} = 12.07 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 15.18 \text{ KN.m} \text{ condition est vérifié}$$

c) Vérification au cisaillement

$$V_{sd} < V_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{15.45 \times 2.5}{2} < V_{plrd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{275 \times 6.31 \times 10^{-1}}{1.1 \times \sqrt{3}}$$

$$V_{sd} = 19.31 \text{ KN} < V_{plrd} = 91.08 \text{ KN} \text{ condition est vérifiée}$$

III.2.2-Etage courant

a) Condition de la flèche

Calcul de la charge q_s

e : entraxe des solives. Avec $e = 1.5 \text{ m}$

$$q_s = [G + G_{mur,int} + Q]e = [4.3 + 1.20 + 2.5] \times 1.5 = 12 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 12 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow f_{cal} = \frac{5 \times 12 \times (500)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times I_y} \leq f_{ad} = \frac{500}{250}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 12 \times (500)^4}{384 \times 2.1 \times 2 \times 10^6}$$

$$\Rightarrow I_y \geq 232.51 \text{ cm}^4$$

Alors en adopte un IPE120 pour les étages courants.

profilé	G (kg/ml)	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	I _y (cm ⁴)	W _{ply} ³ (cm ³)	A _{vz} ² (cm ²)	A _{vy} ² (cm ²)
IPE 120	10.4	120	64	4.4	6.3	7	317.8	60.73	6.31	8.064

Tableau III. 10 Caractéristiques de IPE 120 pour étage courant

$$f_{cal} = \frac{5 \times 12 \times 500^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 317.8} = 14.63 \text{ cm} \leq f_{ad} = \frac{500}{250} = 2 \text{ cm la condition non vérifiée}$$

Donc on ajoute un etaiement L=L/2

$$f_{cal} = \frac{5 \times 12 \times 250^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 317.8} = 0.91 \text{ cm} \leq f_{ad} = \frac{250}{250} = 1 \text{ cm la condition non vérifiée}$$

• **La vérification de la semelle**

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{32}{6.3} = 5.08 \leq 10 \times 0.92 = 9.2 \Rightarrow \text{la semelle est de Classe 1}$$

• **Âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{93.4}{4.4} = 21.23 \leq 72 \times 0.92 = 66.24 \Rightarrow \text{l'ame est de Classe 1}$$

b) Vérification à la condition de résistance

$$q_u = [1.35(G + G_{mur,int}) + 1.5 \max(Q; S)] \times e = [1.35 \times (4.3 + 1.20) + 1.5 \max(2.5; 0.11)] \times 1.5$$

$$q_u = 16.76 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{sd} < M_{plrd}$$

$$M_{sd} = 13.09 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 15.18 \text{ KN.m condition est vérifiée}$$

c) Vérification au cisaillement

$$V_{sd} < V_{plrd}$$

$$V_{sd} = 20.95 \text{ KN} < V_{plrd} = 91.08 \text{ KN condition est vérifiée}$$

III.3 Prédimensionnement de la poutre principale

A. Terrasse inaccessible

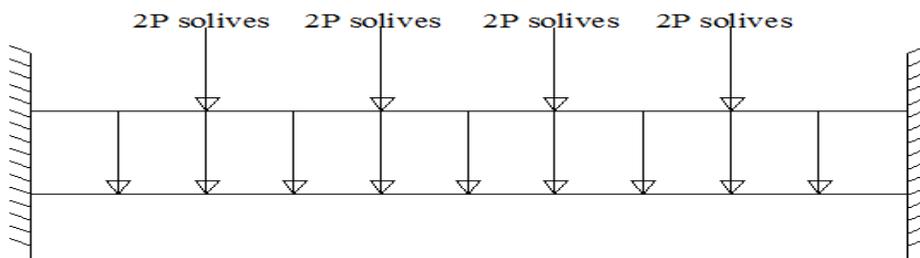


Figure III. 3 Schémas statique du sommier

a) Condition de la flèche

Calcul de la charge q_s :

$$q_s = [G + \max(Q ; S)] \times e_{solive} + \left[\frac{n \cdot P_{solive}}{l} \right] = [6.52 + \max(1 ; 0.11)] \times 5 + \left[\frac{4 \times 0.224}{7.55} \right]$$

$$q_s = 37.72 \text{ KN/m}^2$$

e_{solive} : longueur des solives

n : le nombre des solives sur la poutre

P_{solive} : poids d'une solive

l : longueur de la poutre

$$\Rightarrow f_{cal} = \frac{37.72 \times (755)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times I_y} \leq f_{ad} = \frac{(755)}{250}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{37.72 \times (755)^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6}$$

$$\Rightarrow I_y \geq 503.27 \text{ cm}^4$$

Alors en adopte IPE 140

profilé	G (kg/ml)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r (mm)	Iy (cm ⁴)	Wply (cm ³)	Avz (cm ²)
IPE 160	12.9	140	73	4.7	6.9	7	541.2	88.34	7.64

Tableau III. 11Caractéristiques de IPE 140

$$f_{cal} = \frac{37.72 \times (755)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 541.2} = 28.08 \text{ cm} \leq f_{ad} = \frac{(755)}{250} = 3.02 \text{ cm la condition non vérifiée}$$

Donc on ajoute un etaiement, on optient :

$$f_{cal} = \frac{37.72 \times (755/2)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 541.2} = 1.76 \text{ cm} \leq f_{ad} = \frac{(755/2)}{250} = 1.51 \text{ cm la condition non vérifiée}$$

On augmente la section d'acier jusqu'à l'IPE 160 :

$$f_{cal} = \frac{37.72 \times (755/2)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 869.3} = 1.09 \text{ cm} \leq f_{ad} = \frac{(755/2)}{250} = 1.51 \text{ cm la condition vérifiée}$$

• **La vérification de la semelle**

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 * \varepsilon \Rightarrow \frac{41}{7.4} = 5.54 \leq 10 * 0.92 = 9.2 \Rightarrow \text{la semelle est de Classe 1}$$

• **Âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 * \varepsilon \Rightarrow \frac{127.2}{5} = 25.44 \leq 72 * 0.92 = 66.24 \Rightarrow \text{l'ame est de Classe 1}$$

b) Vérification à la condition de résistance

$$q_u = [1.35G + 1.5\max(Q; S)] \times e_{solive} + \left[\frac{n \cdot P_{solive}}{L} \right] = [1.35 \times 6.52 + 1.5 \times \max(1; 0.11)] \times 5 + \left[\frac{4 \times 0.224}{7.55} \right]$$

$$q_u = 51.63 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{sd} < M_{plrd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{51.63 \times \left(\frac{7.55}{2}\right)^2}{8} = 91.96 \text{ KN.m} < M_{plrd} = \frac{F_y \times W_{ply}}{\gamma_{mo}} = 30.97 \text{ KN.m}$$

condition non vérifiée

On augmente la section et on opte pour IPE 270

$$M_{sd} = 91.96 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 121 \text{ KN.m}$$

c'est vérifiée

c) Vérification au cisaillement

$$V_{sd} < V_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = 97.45 \text{ KN} < V_{plrd} = 319.56 \text{ KN}$$

condition est vérifiée

III.4 Prédimensionnement de la poutre secondaire

Les poutres secondaires sont sollicitées de la même façon que les solives, donc on utilise la même section pour la terrasse inaccessible (IPE 120) et la même section pour l'étage courant (IPE 120).

III.5 Prédimensionnement du poteau

Les poteaux sont des éléments de construction destinés à transmettre sur le sol les charges verticales et horizontales appliquées sur le bâtiment, souvent les poteaux subissent en même temps une compression et une flexion c'est le cas des poteaux faisant partie des portiques transversaux qui constituent l'ossature des constructions courantes. Généralement, les sections des poteaux sont des HEA ou HEB car ils ont une inertie importante dans les deux sens, de plus ils sont pratiques pour les assemblages. On choisit un poteau central auquel revient la plus grande surface estimée à B-2 (6.98*6.52) m²

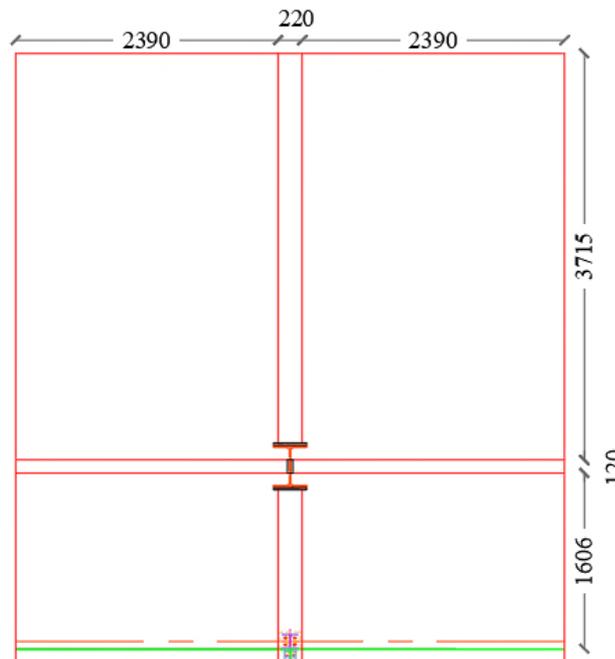


Figure III. 4 Schéma de la surface afférente

a) Les charges permanentes dû au poteaux

Poids du plancher terrasse	6.52 KN/m ²
Poids du plancher courant	4.3KN/m ²
Poids de la poutre principale (sommier)	0.262 KN/m ²
Poids des solives de la terrasse inaccessible	0.104 KN/m ²
Poids de la poutre secondaire de la terrasse inaccessible	0.104 KN/m ²
Poids des solives de l'étage courant	0.104KN/m ²
Poids de la poutre secondaire de l'étage courant	0.104 KN/m ²

Tableau III.12 Les charges permanentes dû au poteaux

On suppose un profilé de 12.1 m de HEA280

b) Calcul des élancements moyens λ_y et λ_z

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{502.5 * 0.5}{11.86} = 21.18 \text{ cm}$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{502.5 * 0.5}{7} = 35.89 \text{ cm}$$

c) Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} * \sqrt{\beta_1} = \frac{21.18}{93.9\epsilon} * \sqrt{1} = 0.25$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} * \sqrt{\beta_1} = \frac{35.89}{93.9\epsilon} * \sqrt{1} = 0.42$$

$\bar{\lambda}_{max} = \bar{\lambda}_z = 0.42 > 0.2$ il y'a risque de flambement

d) Vérification du risque de flambement

$$N_{b,rd} = \chi_{min} * \beta_A * \frac{A * f_y}{\gamma_{m_1}}$$

Calcul χ_{min}

$$\frac{h}{b} = \frac{270}{280} = 0.96 \leq 1.2 \dots \dots \dots (1)$$

$$t_f = 13 \leq 100 \text{ mm} \dots \dots \dots (2)$$

De 1 et 2 on trouve

Courbe de flambement b pour l'axe y-y.

Courbe de flambement c pour l'axe z-z.

• Pour l'axe y-y

Formule d'interpolation : $f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1)-f(x_0)}{(x_1-x_0)}(x - x_0)$

$$f(0.42) = f(0.4) + \frac{f(0.5) - f(0.4)}{(0.5 - 0.4)}(0.42 - 0.4)$$

$$f(0.42) = 0.9261 + \frac{0.8842 - 0.9261}{(0.5 - 0.4)}(0.42 - 0.4)$$

$$f(0.42) = 0.9177 \Rightarrow \chi_y = 0.9177$$

- Pour l'axe z-z

$$f(0.31) = f(0.4) + \frac{f(0.5) - f(0.4)}{(0.5 - 0.4)}(0.42 - 0.4)$$

$$\chi_z = 0.8864$$

$$\chi_{min} = \chi_z = 0.8864$$

$$N_{b,rd} = 0.8864 * 1 * \frac{97.3 * 275 * 10^{-1}}{1.1} = 2156.17 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 8.88 * (6.52 + 2.6) * 2 + 3.84 * (6.52 + 2.6) * 2 + (8.88 * (4.3 + 2.6) * 2 + 3.84 * (4.3 + 2.6) * 2) * 2$$

$$N_{sd} = 583.08 < N_{b,rd} = 2156.17 \ll \text{le poteau est vérifié au flambement} \gg$$

On opte pour des HEA 280.

Poteaux	Poutres principales	Poutres secondaires	Solives
HEA 280	IPE 270	IPE 120	IPE 120

Tableau III.13 Récapitulatif des sections adoptées

CHAPITRE IV : Etude des éléments secondaires

Introduction

Dans ce chapitre, nous allons calculer les éléments secondaires de notre structure. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

IV.1/Etude des escaliers

IV.1.1Introduction

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction. Longtemps réservé aux escaliers extérieurs et intérieurs pour sa durabilité et sa résistance aux intempéries, le métal s'invite aujourd'hui de plus en plus dans nos intérieurs.

IV.1.2Terminologies

- ♣ L'embranchement : largeur utile de l'escalier, mesurée entre murs ou entre limons.
- ♣ La contremarche : désigne la face verticale située entre deux marches consécutives.
- ♣ La hauteur de marche : distance verticale qui sépare le dessus d'une marche du dessus de la marche suivante.
- ♣ Le giron : distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives.
- ♣ La marche : surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre.
- ♣ La volée : ensemble des marches d'un escalier, compris entre deux paliers consécutifs.
- ♣ La ligne de foulée : ligne fictive figurant la trajectoire théorique suivie par une personne empruntant l'escalier.
- ♣ Le jour d'escalier ou lunette : espace central autour duquel l'escalier se développe.
- ♣ Le palier : 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.

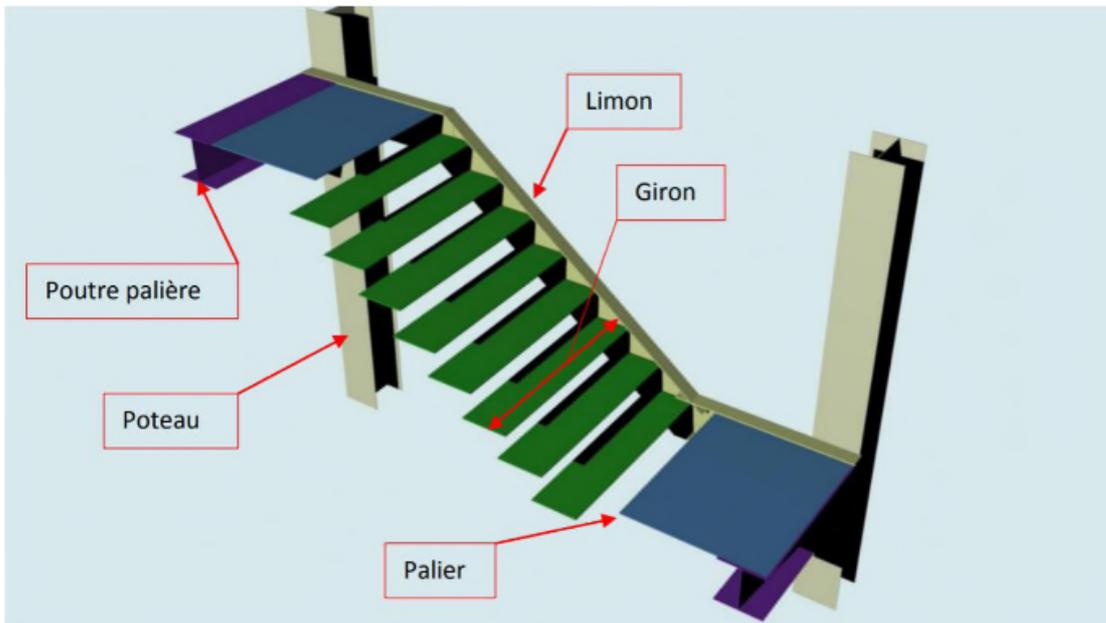


Figure IV. 1 Vue d'un escalier

IV.1.3 Pré-dimensionnement de l'escalier

h : Hauteur de la contre marche donné par : $14\text{ cm} \leq h \leq 18\text{ cm}$

g : Largeur de la marche (giron) donné par : $25\text{ cm} \leq g \leq 32\text{ cm}$

n : Nombre de contremarche.

H : Hauteur à franchir avec une volée $H=1.19\text{ m}$

La condition assurant le confort de l'escalier est donnée par la relation de BLONDEL :

$$59\text{ cm} \leq g + 2 * h \leq 64\text{ cm}$$

$$64 * n^2 - (64 + 2 * H + L_0) n + 2H = 0$$

avec $L_0 = 180\text{ cm}$; $H = 119\text{ cm}$

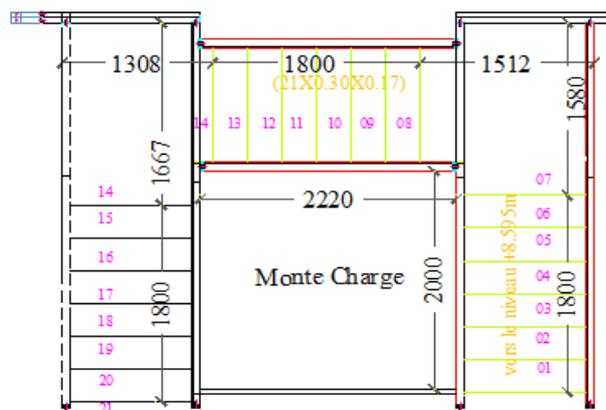


Figure IV. 2 Vue en plan des escaliers

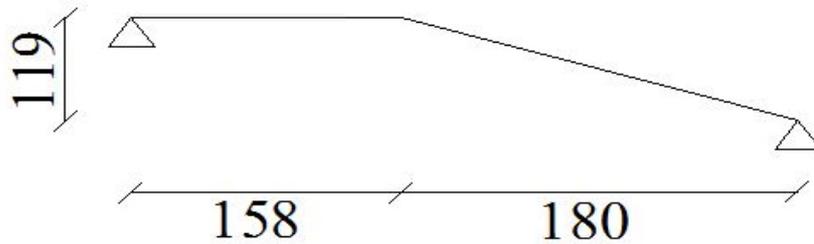


Figure IV. 3schéma statique des escaliers

$n=7$ contremarches

$$h = \frac{H}{n} = \frac{119}{7} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{180}{6} = 30 \text{ cm}$$

$$\tan(\alpha) = \frac{17}{30} = 0.57 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

IV.1.4 Pré dimensionnement de la cornière du support

La cornière est considérée comme une poutre simplement appuyée, sollicitée en flexion simple. Chaque cornière reprend la moitié de la charge permanente et la moitié de la charge d'exploitation.

$$q = (G + Q) * \frac{gg}{2} = (1.25 + 2.5) * \frac{0.3}{2} = 0.563 \text{ KN/m}$$

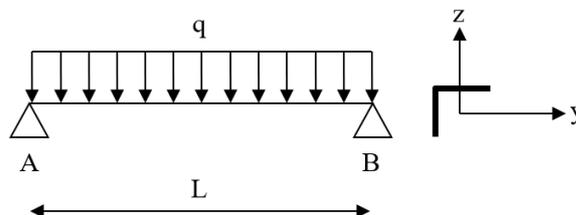


Figure IV. 4Schémas statique de la cornière de support

- Condition de la flèche

$$f = \frac{5ql^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{300} \quad \text{Avec : } l=105 \text{ cm}$$

$$I_y \geq 1.21 \text{ cm}^4$$

Cornière	$I_y = I_z$ (cm ⁴)	$W_{ely} =$ W_{elz} (cm ³)	$G_{\text{cornière}}$ (KN/m)	f_{cal} (cm)	F_{adm} (cm)
35 x 35 x 5	3.56	1.45	0.0257	0.12	0.35

Tableau IV. 1 Caractéristiques de la cornière 35x 35 x 5 mm³

$f_{\text{cal}} < F_{\text{adm}}$ La condition de flèche est vérifiée

- **Vérification de la résistance**

$$q_u = (1.35 * G + 1.5 * Q) * \frac{g}{2} + (1.35 * G_{\text{cornière}})$$

$$q_u = 0.85 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{0.85 * 1.05^2}{8} = 0.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ely} * f_y}{\gamma_{m_0}} = 0.34 \text{ KN.m}$$

- **Vérification du cisaillement**

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} = 0.45 \text{ KN}$$

$$V_{rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{m_0} * \sqrt{3}} = 40.46 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 0.45 \text{ KN} < V_{rd} = 40.46 \text{ KN}$ il n'y a pas de risque de cisaillement

Toutes les conditions sont bien vérifiées donc la cornière **35 x 35 x 5**

IV.1.5 Prédimensionnement du limon

Pour le calcul du limon on prend le limon le plus défavorable, pour notre cas

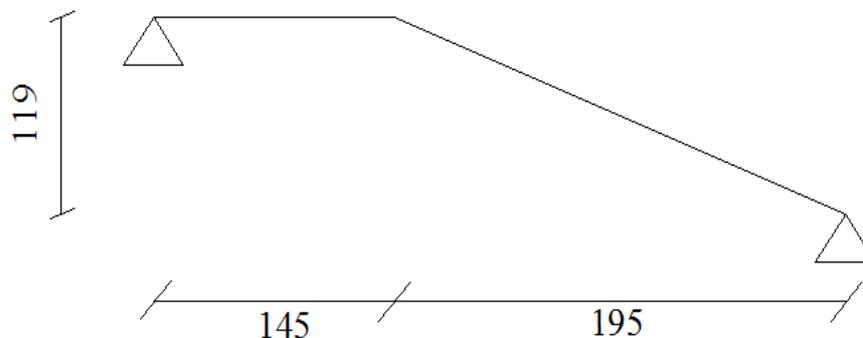


Figure IV. 5 Les charge appliquées sur le limon le plus défavorable

$$q_v = \frac{(G_v + Q) * l_c}{2} + G_{cor} = \frac{(1.25 + 2.5) * 1.05}{2} + 0.0257 = 1.99 \text{ KN/m}$$

$$q_p = \frac{(G_p + Q) * l_c}{2} = \frac{(3.46 + 2.5) * 1.05}{2} = 3.13 \text{ KN/m}$$

G_v poids de la volée

G_p poids du palier

l_c largeur de l'escalier

G_{cor} poids du la cornière

$q = \max(q_v, q_p) = 3.13 \text{ KN/m}$

- **La condition de la flèche**

$$f = \frac{5ql^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{300}$$

Avec $l = 340 \text{ cm}$

$$I_y \geq 228.83 \text{ cm}^4$$

Profilé UPN	I_y (cm^4)	W_{ely} (cm^3)	A_{vz} (cm^2)	G_{UPN} (KN/ml)	f_{cal} (cm)	F_{adm} (cm)
UPN 120	364	60.7	8.8	0.134	0.71	1.13

Tableau IV. 2Caractéristiques du profilé UPN120

$f_{cal} < F_{adm}$ La condition de flèche est vérifiée

$$q_v = \frac{(1.35G_v + 1.5Q) * l_c}{2} + 1.35(G_{cor} + G_{prof}) = 3.08 \text{ KN/m}$$

$$q_p = \frac{(1.35G_p + 1.5Q) * l_c}{2} + (1.35 * G_{prof}) = 4.61 \text{ KN/m}$$

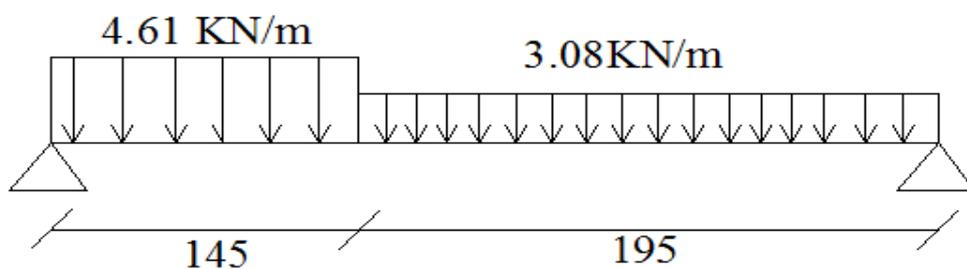


Figure IV. 6Schéma statique de limon

$$\sum f_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 12.69 \text{ KN}$$

$$\sum (M/A) = 0 \Rightarrow \{R_A = 6.98 \quad R_B = 5.71 \text{ KN}$$

	T_y	$T(x_0)$ (KN)	$T(x_{max})$ (KN)	M_z	$M(x_0)$ (KN.m)	$M(x_{max})$ (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.45$	$4.61x - 6.98$	-6.98	-0.296	$-2.305x^2 + 6.98x$	0	5.27
$0 \leq x \leq 1.95$	$-3.08x + 5.71$	5.71	-0.296	$-1.54x^2 + 5.71x$	0	5.28

Tableau IV. 3 Les efforts internes

$$\frac{\partial M}{\partial x} = -2 * 2.305x + 6.98$$

$$\frac{\partial M}{\partial x} = -2 * 1.54x + 5.71$$

On opte les efforts maximums sont $\begin{cases} M_{sd} = M_{max} = 5.29 \text{ KN.m} \\ V_{sd} = 6.98 \text{ KN} \end{cases}$

$M_{sd} = 5.29 \text{ KN.m} < M_{RD} = 15.17 \text{ KN.m}$ la condition est vérifié

$V_{SD} = 7.916 \text{ KN} < V_{RD} = 12.7$ y'a pas de risque de cisaillement

Remarque : Alors UPN120 convient comme limon, par contre elle ne convient pas pour les marches de 30cm donc on opte pour un UPN200.

IV.1.6 Étude de la poutre palière

Les charges	G (KN/m ²)	L (m)	q (KN/m)
La volée	1.25	0.525	0.66
Le palier	3.46	0.525	1.82
Limon	/	/	0.253

Tableau IV. 4 Les charges revenantes à la poutre palière

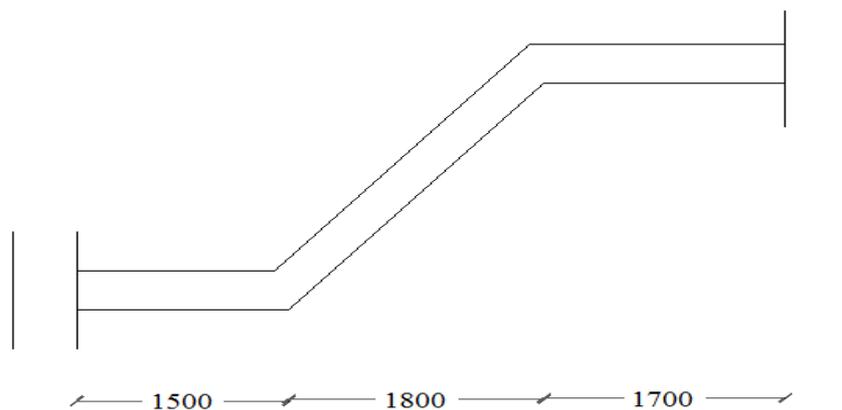


Figure IV. 7 Schéma de la poutre palière

$$q_s = \Sigma G + Q = (0.66 + 1.82 + 4 * 0.253) + 2.5 * 0.525 = 4.8 \text{ KN/m}$$

- Vérification de la flèche

$$f = \frac{5ql^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{300}$$

Avec l=500 cm

$$I_y \geq 1116 \text{ cm}^4$$

Profilé IPE	I_y (cm ⁴)	W_{ply} (cm ³)	A_{vz} (cm ²)	G_{UPN} (KN/ml)	f_{cal} (cm)	F_{adm} (cm)
IPE 180	1317	166.4	11.25	0.188	1.4	1.67

Tableau IV. 5 Caractéristiques du profilé IPE180

$f_{cal} < F_{adm}$ La condition de flèche est vérifiée

- **Vérification de la résistance**

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = 15 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{F_y * W_{ply}}{\gamma_{m0}} = 41.6 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} < M_{pl}$, la condition est vérifiée

- **Cisaillement**

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = 12 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v F_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = 162.3 \text{ KN}$$

$V_{sd} < V_{plrd}$ il n'y a pas de risque de cisaillement

Remarque : On opte pour un IPE220, car le limon est un UPN200.

- **Vérification du déversement**

$$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{m,Q} - \beta_{m,\psi})$$

Avec :

	$\beta_{m,Q}$	$\beta_{m,\psi}$	ψ	M_Q	ΔM	β_M
Résultat	1.3	1.1	1	15	15	1.3

Tableau IV. 6 Les résultats de β_M

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0.5l}{i_y} = 27.44$$

L(cm)	I_f (cm)	yy		zz	
		i_y (cm)	λ_y	i_z (cm)	λ_z
500	250	9.11	27.44	2.48	100.81

Tableau IV. 7 Les résultats des λ_y et λ_z

- Calcul de l'élanement réduit

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_{cr}} \sqrt{\beta_A}$$

avec $\lambda_{cr} = 93.9\varepsilon$

β_A	ε	λ_{cr}	yy		zz	
			λ_y	$\bar{\lambda}_y$	λ_z	$\bar{\lambda}_z$
1	1	93.3	27.44	0.29	100.81	1.1

Tableau IV. 8 Les résultats de $\bar{\lambda}_y$ et $\bar{\lambda}_z$

$\bar{\lambda}_{max} > 0.2$ il y'a risque de flambement

➤ Vérification du risque de flambement

Notre profilé est dans l'axe de flambement 'yy' c'est « a » et pour 'zz' c'est « b »

Avec l'interpolation des résultats des $\bar{\lambda}_y$ et $\bar{\lambda}_z$

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{(x_1 - x_0)} * (x - x_0)$$

	f(x0)	f(x1)	x	x0	x1	f(x)
yy	0.6656	0.5960	1.1	1	1.1	0.6141
zz	0.597	0.5352	1.1	1	1.1	0.5513

Tableau IV. 9 Les résultats des χ_y et χ_z

CHAPITRE V : Etudes des planchers mixtes

V.1 Introduction

Les planchers mixtes sont des planchers constitués de dalles en béton armé posées sur des poutrelles métalliques ils sont utilisés généralement dans des bâtiments d'habitation à plusieurs étages ou lorsque de grandes portées entre poteaux sont exigées (jusqu'à 20m).

La dalle en béton armé est collaborant, elle participe à l'inertie globale du plancher et à la stabilité de la construction, ce qui impose une liaison avec la structure porteuse, pour cela il faut prévoir des dispositifs de liaison

(Connecteurs) à l'interface acier/béton.

V.2 Vérification des solives de terrasse inaccessible

Notre solive est une section d'un IPE120 de classe 1

V.2.1 Phase de construction

$$L_{solive} = 5 \text{ m}$$

L'entre axe des solives est : $e_{solive} = 1.5 \text{ m}$

Le profilé travail seul, donc les charges sont :

$$G = G_{db} + G_{tole}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G = 3 + 0.08 = 3.08 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m} \\ G_{IPE120} = 0.104 \text{ KN/m} \\ S = 0.11 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} g = G * e + G_{IPE120} \\ g = 3.08 \times 1.5 + 0.104 = 4.72 \text{ KN/m} \\ q = Q \times e \\ q = 1 \times 1.5 = 1.5 \text{ KN/m} \\ s = S \times e \\ s = 0.11 \times 1.5 = 0.165 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

V.2.1.1 Vérification de la résistance à L'ELU

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times \max(q; s)$$

$$P_u = 1.35 \times 3.08 + 1.5 \times 1.5 = 6.41 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} = \frac{P_u \times l^2}{8} \leq M_{rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\frac{6.41 \times 5^2}{8} = 20.03 \text{ KN.m} \leq \frac{60.73 \times 10^{-3} \times 275}{1.1} = 15.18 \text{ KN.m}$$

La section n'est pas vérifiée en résistance, on a besoin d'étaielement

$$\frac{6.41 \times (\frac{5}{2})^2}{8} = 5.01 \text{ KN.m} \leq \frac{60.73 \times 10^{-3} \times 275}{1.1} = 15.18 \text{ KN.m}$$

La condition est vérifiée

V.2.1.2 Vérification de la flèche en service

Les combinaisons de charges sont

$$P_s = g + \max(q; s)$$

$$P_s = 3.08 + \max(1.5; 0.165) = 4.58 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante

$$f_{adm} = \frac{l}{250} > f_{cal} = \frac{2.5 \times P_s \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$\frac{250}{250} = 1 \text{ cm} > \frac{2.5 \times 4.58 \times 2.5^4}{384 \times 2.1 \times 317.8} \times 10^2 = 0.35 \text{ cm} \Rightarrow \text{La flèche est vérifiée.}$$

V.2.2 Phase finale

Entre axe des solives est : $e_{solives} = 1.5 \text{ m}$

V.2.2.1 Plancher terrasse inaccessible

G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	S (KN/m ²)	G _{IPE120} (KN/m)	g (KN/m)	q (KN/m ²)	s (KN/m)
6.52	1	0.11	0.104	9.3	1.5	0.165

Tableau V. 1 Tableau des charges du plncher terrasse inaccessible

1) Vérification de la résistance à l'ELU :

P _u (KN/m)	M _{sd} (KN.m)
11.05	8.63

Tableau V. 2 La résistance à l'ELU

Calcul de M⁺_{pl,rd}

Notre section est un IPE120 de classe 1

➤ **Position de l'axe neutre plastique (ANP)**

On suppose que l'axe neutre est dans la dalle :

$$F_c > F_a$$

$$\text{Avec : } F_c = h_c \times b_{eff}^+ \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_{ma}}$$

La largeur de la dalle est donnée par la relation suivante :

$$b_{eff}^+ = 2 \times \min \left[\frac{l_0}{8}; \frac{b}{2} \right] \rightarrow \text{EC4 art 4.2.2.1}$$

l_0 : Longueur de la solive.

b : Entre axe des solives.

$$b_{eff}^+ = 2 \times \min \left[\frac{5}{8} = 0.625 \text{ m}; \frac{1.5}{2} = 0.75 \text{ m} \right] \Rightarrow b_{eff}^+ = 1.25 \text{ m}$$

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a} = 13.2 \times \frac{275}{1.1} \times 10^{-1} = 330 \text{ KN}$$

$$F_c = h_c \times b_{eff}^+ \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.08 \times 1.25 \times 0.85 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 1416.67 \text{ KN}$$

$F_c > F_a \Rightarrow$ L'axe neutre plastique est dans la dalle.

$$M_{pl,rd}^+ = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{z}{2} \right)$$

$$z = \frac{F_a}{b_{eff}^+ \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq h_c \Rightarrow \frac{330}{1.25 \times 0.85 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3} \times 10^2 = 1.86 \text{ cm} \leq 8 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow M_{pl,rd}^+ = 330 \times \left(\frac{12}{2} + 4 + 8 - \frac{1.86}{2} \right) \times 10^{-2}$$

$$M_{pl,rd}^+ = 56.33 \text{ KN.m}$$

$M_{pl,rd}^+ = 56.33 \text{ KN.m} > M_{sd} = 8.63 \text{ KN.m} \Rightarrow$ la résistance est vérifiée.

2) Vérification de la flèche à l'ELS :

$$f_{adm} > f_{cal}$$

$$f_{cal} = \frac{5 * P_s * l^4}{384 * E_a * I_m}$$

I_m : Moment d'inertie mixte de la section par rapport à l'axe neutre.

$$f_{adm} = \frac{l}{250} \rightarrow \text{Plancher terrasse}$$

P_s (KN/m)	f_{adm} (cm)
8.02	2

Tableau V. 3 La résistance a l'ELS

- Calcul de I_m :

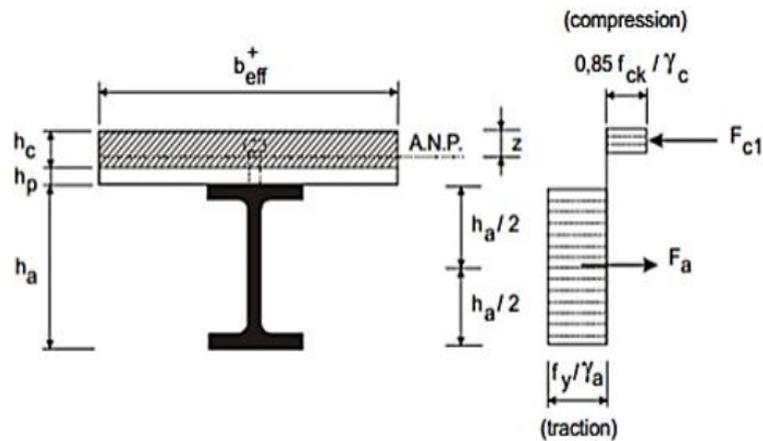


Figure V. 1 Schéma Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle

$$I_{my} = I_a + A_a(z_a - z_m)^2 + \frac{b_{eff} \times z_{pl}^3}{3 \times n}$$

A_a : air du profile métallique

z_{pl} : est l'ordonnée de l'ANP à partir de la fibre extérieure de la dalle en béton

$$z_a = \frac{h_a}{2}$$

z_m : la distance de l'ANP par rapport fibre inférieur de la semelle de profilé

h : hauteur totale de section mixte

n : coefficient d'équivalence acier béton

$$n = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{2.1 \times 10^5}{30500} = 6.885$$

$$z_a = \frac{12}{2} = 6 \text{ m}$$

$$z_{pl} = \frac{n \times A_a}{b_{eff}} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times b_{eff}}{n \times A_a} (h - z_a)} \right]$$

$$z_{pl} = \frac{6.885 \times 13.2}{125} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 125}{6.885 \times 13.2} (24 - 6)} \right] = 4.45 \text{ cm}$$

$$z_m = h - z_{pl} = 24 - 4.45 = 19.55 \text{ cm}$$

$$I_{my} = I_a + A_a(z_a - z_m)^2 + \frac{b_{eff} \times z_{pl}^3}{3 \times n}$$

$$I_m = 317.8 + 13.2(6 - 19.55)^2 + \frac{125 \times 4.45^3}{3 \times 6.885}$$

$$I_m = 3274.64 \text{ cm}^4$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times P_s \times l^4}{384 \times E_a \times I_m} = \frac{5 \times 8.02 \times 5^4}{384 \times 2.1 \times 3274.64} \times 10^2$$

$$f_{cal} = 0.95 \text{ cm} < f_{adm} = 2 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3) Vérification au cisaillement :

On suppose que l'effort tranchant n'est repris seulement que par l'âme en acier, comme si la section n'était pas mixte, il faut vérifier donc la condition suivante $V_{sd} < V_{plrd}$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{6.31 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-1} = 91.07 \text{ KN} \\ V_{sd} = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{11.05 \times 5}{2} = 27.63 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$V_{sd} < V_{plrd} \Rightarrow$ Condition vérifiée pas de risque de cisaillement.

Vérification des contraintes dues au moment fléchissant :

➤ Contraintes dans la poutre en acier :

- **Traction**

$$\sigma_{ai} = \frac{-M_{sd}}{I_m} \times z_m$$

$$\sigma_{ai} = \frac{-8.63 \times 10^{-3}}{3274.64 \times 10^{-8}} \times 19.55 \times 10^{-2} \Rightarrow -51.52 \text{ Mpa}$$

- **Compression :**

$$\sigma_{as} = \frac{M_{sd}}{n \times I_m} \times z_{pl}$$

$$\sigma_{as} = \frac{8.63 \times 10^{-3}}{6.885 \times 3274.64 \times 10^{-8}} \times 4.45 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{as} = 1.7 \text{ MPa}$$

➤ **Contrainte dans la dalle :**

- **Compression dans la fibre supérieure :**

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{sd}}{n \times I_m} \times z_{pl} = \frac{8.63 \times 10^{-3}}{6.885 \times 3274.64 \times 10^{-8}} \times 4.45 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{bs} = 1.7 \text{ Mpa}$$

- **Compression dans la fibre inférieure :**

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{sd}}{n \times I_m} \times (z_m - (h_c + h_p)) = 2.89 \text{ MPa}$$

- **Contrainte dues au retrait :**

Après coulage de la dalle, le béton, en durcissant, devrait s'accompagner d'un retrait (raccourcissement ϵ). Mais la dalle étant solidarifiée avec les poutres en acier. Ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle, à l'interface acier-béton. Les contraintes sont calculées par les formules suivantes :

$$\sigma_{as} = K \times Y_1$$

$$\sigma_{ai} = K \times (h_a - Y_1)$$

$$\sigma_{bi} = \frac{E_a \times \varepsilon - K \times Y_1}{n}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{E_a \times \varepsilon - K \times Y_2}{n}$$

Avec :

Y_1 : Distance entre l'interface et l'AN de la section homogène.

$$Y_1 = \frac{h_a}{2} + \alpha$$

α : Distance entre le CDG de l'acier et l'AN de la section homogène.

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \times \beta}$$

β : Distance entre le CDG de l'acier et le CDG du béton.

$$\beta = \frac{h_a + h_c + h_p}{2} = \frac{12 + 8 + 4}{2} \Rightarrow \beta = 12 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{317.8}{13.2 \times 12} = 2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow Y_1 = \frac{12}{2} + 2 = 8 \text{ cm}$$

$$K = \frac{B \times E_a \times \varepsilon \times \beta \times A_a}{(n \times I_y \times A_a) + (B \times I_y) + (B \times A_a \times \beta^2)}$$

$$B = b_{eff}^+ \times (h_c + h_p) = 125 \times (8 + 4)$$

$$B = 1500 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$\varepsilon = 2 \times 10^{-4}$$

$$K = \frac{1500 \times 2.1 \times 10^4 \times 2 \times 10^{-4} \times 12 \times 13.2}{(6.885 \times 317.8 \times 13.2) + (1500 \times 317.8) + (1500 \times 13.2 \times 12^2)}$$

$$K = 0.297 \text{ KN/cm}^3$$

Y_2 : Distance entre la fibre supérieure du béton et l'AN de la section homogène.

$$Y_2 = Y_1 + h_c + h_p = 8 + 8 + 4$$

$$Y_2 = 20 \text{ cm}$$

D'où les valeurs de contrainte sont :

$$\sigma_{as} = K \times Y_1 = 0.297 \times 8 \times 10 = 23.76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = K \times (h_a - Y_1) = 0.297 \times (12 - 8) \times 10 = 11.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{E_a \times \varepsilon - K \times Y_1}{n} = \frac{2.1 \times 2 \times 10 - 0.297 \times 8 \times 10}{6.885} = 2.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{E_a \times \varepsilon - K \times Y_2}{n} = \frac{2.1 \times 2 \times 10 - 0.297 \times 20 \times 10}{6.885} = -2.53 \text{ MPa}$$

• **Contraintes finale :**

$$\sigma_{as} = 1.7 + 23.76 = 25.46 \text{ MPa} < f_y = 275 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{ai} = -51.52 + 11.88 = -39.64 \text{ MPa} < f_y = 275 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bi} = 1.7 + 2.65 = 4.37 \text{ MPa} < f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bs} = 2.89 - 2.53 = 0.36 \text{ MPa} < f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.3 Etude des connecteurs

V.3.1 Introduction

Le fonctionnement de façon monolithique d'un tel plancher n'est disponible que si la connexion entre la poutre métallique et le béton se fait sans glissement, c'est pourquoi, on est obligé de disposer des éléments de liaison appelés connecteurs.

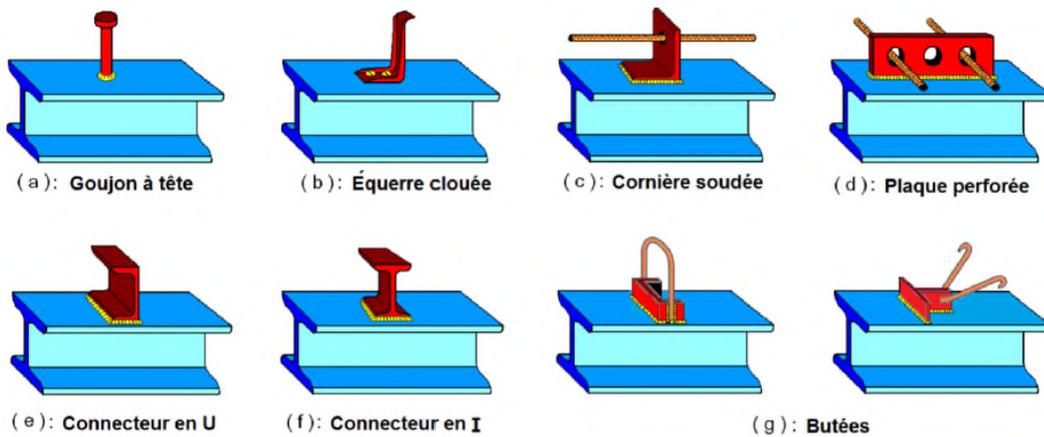


Figure V. 2 Types de connecteurs utilisés dans les poutres mixtes

Selon L'Euro code 04, il existe deux types de connecteurs :

- Connecteur ductile ($\delta_a \geq 6 \text{ mm}$) : Le connecteur est ductile sous réserve d'avoir un degré de connexion suffisant sur la poutre (avec δ_a la capacité de glissement).
- Connecteur non ductile ($\delta_a < 6 \text{ mm}$) : Connecteur avec une capacité de glissement inférieur à 6 mm.

Calcul des connecteurs :

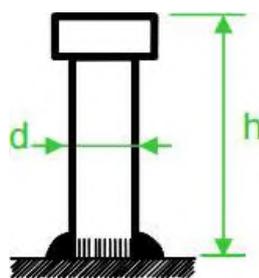


Figure V. 3 Dimensionnement du boulon

➤ Caractéristiques du goujon :

On choisit des boulons de type M18 de classe 4.6.

Ces caractéristiques sont résumées dans le tableau suivant :

d (mm)	d ₀ (mm)	A (mm ²)	A _s (mm ²)	Ø _{rondelle} (mm)	Ø _{clé} (mm)	d _m (mm)	f _{ub} (Mpa)	f _{γb} (Mpa)
18	20	254	192	34	51	29.1	400	240

Tableau V. 4 Caractéristique du connecteur M18 classe 4.6

d : Diamètre de la partie non filetée de la vis.

d_0 : Diamètre nominal du trou.

A : Section normal du trou.

A_s : Section résistante de la partie filetée.

d_m : Diamètre moyen entre le cercle circonscrit et le cercle inscrit à la tête du boulon.

$$h \geq 4 \times d = 4 \times 18 = 72 \text{ mm}$$

On adopte $h = 75 \text{ mm}$

Résistance au cisaillement longitudinal P_{Rd} d'un goujon à tête noyé dans une dalle pleine en béton :

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

Avec :

d : Diamètre du fut du fut du goujon.

f_u : Résistance ultime en traction spécifique du goujon.

f_{ck} : Résistance caractéristique du béton à l'age considéré.

E_{cm} : Module de yong sécant du béton ($E_{cm} = 30500 \text{ MPa}$).

γ_v : Coefficient de sécurité partiel ($\gamma_v = 1.25$).

$$\alpha : \text{Facteur correctif donné par : } \alpha = \begin{cases} 1 \rightarrow \text{pour } \frac{h}{d} > 4 \\ 0.25 \times \left(1 + \frac{h}{d}\right) \rightarrow \text{pour } : 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \end{cases}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{75}{18} = 4.167 > 4 \Rightarrow \alpha = 1$$

P_{Rd}

$$= \min \left\{ \begin{array}{l} 0.8 \times \frac{f_u}{\gamma_v} \times \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 0.8 \times \frac{400}{1.25} \times \frac{3.14 \times 18^2}{4} \times 10^{-3} = 65.11 \text{ KN} \\ 0.29 \times \frac{\alpha d^2}{\gamma_v} \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} = 0.29 \times \frac{1 \times 18^2}{1.25} \times \sqrt{25 \times 30500} \times 10^{-3} = 65.64 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$P_{Rd} = 65.111 \text{ KN}$$

L'effort total de cisaillement longitudinal :

V_{lf}

$$= \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{13.2 \times 275}{1.1} \times 10^{-1} = 330 \text{ KN} \\ 0.85 \times b_{eff}^+ \times \frac{(h_c + h_p) \times f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \times 1.25 \times \frac{0.12 \times 25}{1.5} \times 10^3 = 2125 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$V_{lf} = 330 \text{ KN}$$

Le nombre des goujons est donc :

$$N_r = \frac{V_{lf}}{P_{Rd}} = \frac{330}{65.11} = 5.06$$

On choisit $N_r = 6$

$$L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{5}{2} \Rightarrow L_{cr} = 2.5 \text{ m}$$

L'entraxe longitudinal maximal des connecteurs sur la longueur critique ne doit pas dépasser 6 fois l'épaisseur totale de la dalle (ht) ou 800 mm conformément à l'EC4.

$$S_t < \min(6 \times h_t = 720 ; 800)$$

$$S_t < 720 \text{ mm}$$

L'espacement est donné par :

$$S_t = \frac{L_{cr}}{N_r} = \frac{250}{6} = 45 \text{ cm}$$

Vérification des soudures :

➤ **La gorge a :**

$$a < \min(d = 18 \text{ mm}; t_f = 6.3 \text{ mm})$$

On prend $a = 6 \text{ mm}$

l : Longueur du cordon de soudure circulaire.

$$l = \pi \times d = 3.14 \times 18 = 56.52 \text{ mm}$$

$$\text{Acier S275} \Rightarrow \begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{Mw} = 1.25 \\ f_u = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

L'effort résistant de cisaillement :

$$F_{wrd} = \alpha \times l \times \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw} \times \sqrt{3}} = 6 \times 56.52 \times \frac{400 \times 10^{-3}}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}}$$

$$F_{wrd} = 78.32 \text{ KN}$$

L'effort sollicitant :

$$f_{sd} = \frac{V_{lf}}{N_r} = \frac{330}{6}$$

$$f_{sd} = 55 \text{ KN}$$

Quelle que soit la direction de l'effort sollicitant f_{sd} par rapport au cordon, on a :

$$f_{sd} = 55 \text{ KN} \leq F_{wrd} = 78.32 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des vibrations :

Notre plancher de la terrasse accessible, donc la condition a vérifiée est :

$$f_{cal} = \frac{5 \times P_s \times l^4}{384 \times E_a \times I_m}$$

Avec :

$$P_s = 8.02 \text{ KN}, E_a = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}, I_m = 3274.64 \text{ cm}^3$$

$$f_{cal} = 0.95 \text{ cm}$$

$$f(\text{Hz}) = \frac{18}{\sqrt{f_{cal}}} = \frac{18}{\sqrt{0.95}} = 18.47 \text{ Hz} \geq 3(\text{Hz}) \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.4 Ferrailage de la dalle

Le calcul de ferrailage de la dalle de compression s'effectue à la flexion simple pour une section de $(1\text{m} \times e_{dalle})$.

➤ **Combinaison d'action :**

$$P_u = 1.35 \times g + 1.5 \times \max(q; s)$$

$$P_s = P_{s1} = g + \max(q; s)$$

Dans notre cas la charge du plancher de la terrasse inaccessible et le plus sollicitant, donc on ferraille les dalles de ce dernier et on adopte le même ferrailage pour les dalles du plancher courant.

- **Terrasse inaccessible :**

G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	S (KN/m ²)
6.52	1	0.11

Tableau V. 5 Les charges sur le plancher terrasse inaccessible

$$P_u = 1.35 \times g + 1.5 \times \max(q; s) = (1.35 \times 6.52 + 1.5 \times 1) \times 1$$

$$P_u = 10.3 \text{ KN/m}$$

$$P_s = g + \max(q; s) = (6.52 + 1)$$

$$P_s = 7.52 \text{ KN/m}$$

A l'ELU :

$$P_u = 10.3 \text{ KN/m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.5}{5} = 0.3 < 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille selon la petite portée.}$$

➤ **Calcul des moment :**

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{P_u \times l_x^2}{8} = \frac{10.3 \times 1.5^2}{8} = 2.9 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times M_0 = 2.47 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a = -0.5 \times M_0 = -1.45 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 2.47 \text{ KN.m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h = 8 \text{ cm}$$

$$c = 2 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.47 \times 10^{-3}}{1 \times 0.06^2 \times 14.2} = 0.048 < 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.062$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.059 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{2.47 \times 10^{-3}}{0.059 \times 348} = 1.2 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.725 \text{ cm}^2$$

Donc en ferraille avec A.

Le ferrailage ce fera avec : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Les armatures de répartition sont données par :

$$A_r = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit : 4HA8 = 2.01 cm²

➤ **Calcul des armatures en appuis :**

M_a KN.m ²	μ_{bu}	α	z (m)	A cm ²	A_{min} cm ²	$A_{adopté}$ cm ²	A_{r_2} cm ²
1.45	0.028	0.07	0.058	0.72	0.725	2.01	0.503

Tableau V. 6 Résultats de la section d'acier en appuis

$$s_{tx} = \min(3 \cdot h_c = 24 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow s_{tx} = 24 \text{ cm} > \frac{b}{5} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$s_{ty} = \min(4 \cdot h_c = 32 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow s_{ty} = 32 \text{ cm} > \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifiée}$$

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_x = \frac{P_u \cdot l_x}{2} = \frac{10.3 \times 1.5}{2} = 7.73 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_x}{b \cdot d} = \frac{7.73 \times 10^{-3}}{1 \times 0.06} = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 0.05 \times 25 = 1.25 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau} > \tau$ Condition vérifiée.

A L'ELS :

$$P_s = 7.52 \text{ KN/m}$$

M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A (cm ²)	b (cm)	d (cm)
2.12	1.8	1.06	2.01	100	6

Tableau V. 7 Vérification a l'ELS

• **Vérification des contraintes :**

En travée

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot (A + A') \cdot y - 15 \cdot ((A \cdot d - A' \cdot d')) \Rightarrow y = 1.624 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A' \cdot (y - d')^2 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 \Rightarrow I = 720.124 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{1.8}{720.124} \times 1.624 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{bc} = 0.41 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En appuis

y	I	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
1.624	720.124	0.41	15	vérifier

Tableau V. 8 Vérification de la contrainte du béton en appuis

• **Etat limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \cdot M_0} \Rightarrow \frac{8}{150} = 0.053 \geq \frac{1.8}{20 \times 2.12} = 0.042 \rightarrow \text{vérifiée} \\ \frac{h}{l} = 0.053 \geq \frac{3}{80} = 0.038 \rightarrow \text{vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{2.01}{100 * 6} = 3.35 \times 10^{-3} \leq \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \rightarrow \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion

Les bacs collaborants sont généralement utilisés pour des portées entre solives variant de 2 m à 7 m avec une épaisseur de dalle variant dans un bâtiment courant de 8 à 30 cm. La largeur maximale des bacs est de 1 m. Les épaisseurs de tôle varient de 0,75 mm à 1 mm.

CHAPITRE VI : Etude sismique

Introduction

Les risques liés à l'activité sismique sont omni présent, et de plus en plus prépondérant, provoquant ainsi d'importants dommages matériels et des pertes humaines. En tant que ingénieurs en génie civil, il est de notre devoir d'assurer la stabilité des structures ainsi que leur bon comportement durant les séismes.

De nos jour il existe plusieurs logiciels qui nous permettent de modéliser une maquette de la structure à étudier et lui faire subir toute les sollicitations auxquelles elle devra répondre dans la réalité, afin de prévoir son comportement presque réel. Ces différents logiciels sont basés sur la methodes des élément finis.

VI.1 Concept de base de la M.E.F « Méthode des éléments finis »

Le principe fondamental de la MEF est de transformer un problème continu (modélisé mathématiquement par un système d'équations aux dérivées partielles avec des conditions aux limites) en un problème discret qui est modélisé mathématiquement par un système d'équations linéaires. La solution d'un problème continu est un champ continu d'une grandeur physique (par exemple : le champ de vecteurs déplacements en mécanique) alors que la solution d'un problème discret est un ensemble de valeurs prise par cette grandeur physique en des points particuliers appelés « nœuds du maillage ».

VI.1.1 Présentation du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional

Autodesk Robot Structural Analysis est un logiciel de l'analyse et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adopté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil.

Le but de l'analyse d'une structure consiste en une meilleure compréhension de son comportement sous l'effet des différentes actions ainsi que la connaissance de la distribution des efforts internes.

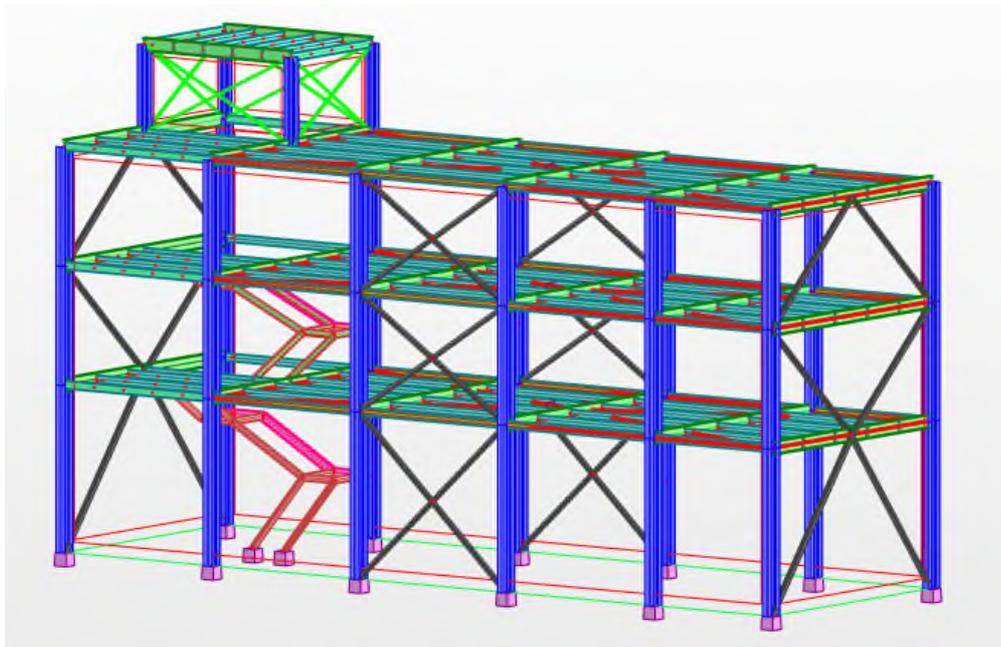


Figure VI.1 Vue 3D de la structure

VI.2 Analyse de la structure

VI.2.1 Type d'analyse

L'analyse se fera selon les conditions posées par les règlements, sur les cas de chargement.

- **Chargements statiques**
 - Le poids propre de la structure.
 - Les effets dus aux actions climatiques.
 - Les charges d'exploitation.
- **Chargements dynamiques**
 - Les effets sismiques.

(Palée en X  / Palée en V inversé )

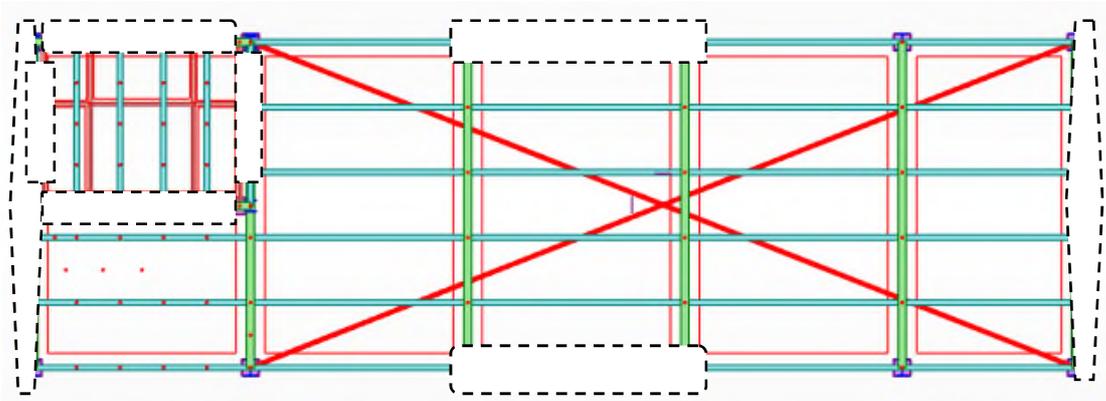


Figure VI. 2 Dispositions des palées de stabilité

VI.3 Méthode de calcul

La détermination de la réponse de la structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul, dont le choix est en fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique. Il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

VI.3.1 La méthode statique équivalente

La méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures, est celle basée sur l'utilisation des spectres de réponse. Mais comme le " RPA 99 V 2003 " préconise que l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc on calcule l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

a. Principe de la méthode

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

b. Calcul de la force sismique

D'après l'art 4.2.3 de RPA 99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Est un facteur d'amplification dynamique moyen.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

Q : Facteur de qualité de la structure.

W : Poids total de la structure.

Dans notre cas on est dans la zone III et un groupe d'usage 2

Groupe	Zone			
	I	Iia	Iib	III
1 A	0.15	0.25	0.30	0.40
1 B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau VI. 1 Coefficient d'accélération de zone A

Alors $A = 0.25$

D : il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement(η) et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \text{si } T > 3s \end{cases}$$

Avec T_1, T_2 : Période caractéristiques associées à la catégorie de site et données par le tableau 4.7 du (RPA99/version 2003).

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0.15	0.15	0.15	0.15
T _{2(sec)}	0.30	0.40	0.50	0.70

Tableau VI. 2 Valeur de T1 et T2 (tableau 4.6 RPA2003)

Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, le sol est de catégorie S3 $\Rightarrow \begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.50s \end{cases}$

- Estimation de la période fondamentale de la structure

$$T = \min \begin{cases} C_T h_n^{\left(\frac{3}{4}\right)} \\ 0.09 h_n \\ \frac{0.09 h_n}{\sqrt{D_{x,y}}} \end{cases}$$

h_n : la hauteur totale du bâtiment qui égale à 14.815 m

C_T : Coefficient, en fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version 2003.

$D_{x,y}$: La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
C_t	0.05	0.05
$D_{x,y}$	24 m	7.55 m
$C_T h_n^{\left(\frac{3}{4}\right)}$	0.38 s	0.38 s
$\frac{0.09 h_n}{\sqrt{D_{x,y}}}$	0.27 s	0.1 s
T_{\min}	0.27 s	0.1 s

Tableau VI.3 Les valeurs de la période fondamentale pour les deux sens

η : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \varepsilon}}$$

ε : Pourcentage d'amortissement critique. Du tableau 4.2 du RPA99 version 2003 :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau VI. 4 Valeur de ε (tableau 4.2 RPA2003)

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
ε	5	5
η	1	1
D	2.5	2.5

Tableau VI. 5 Les valeurs de D dans les deux sens

$$Q = 1 + \sum_1^5 p_q$$

p_q : Est la pénalité à retenir. Les critères de qualité p_q à vérifier sont :

Critère de qualité q	Valeur P_q	
	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)

1- condition minimale de files de contreventement	0	0.05
2-redondance en plan	0.05	0
3-régularité en plan	0	0
4- régularité en élévation	0	0
5-contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6-contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
	$Q_x=1.05$	$Q_y=1.05$

Tableau VI. 6 Valeur de pénalité P_q et le facteur de qualité Q

R : coefficient de comportement global de la structure, donné par le tableau 4.3, arti4.2.3 (RPA 99/2003), en fonction du système de contreventement.

Structure métallique contreventée par palées triangulées en X dans la direction longitudinale égale à $R=4$ et en V dans la direction transversale égale à $R=3$.

Pour le poids totale de la structure W :

$$W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes solidaires à la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation

β : coefficient de pondération, de tableau 4.5 du RPA99 version 2003:

Notre bâtiment est à usage bureau donc $\beta = 0.20$

Niveaux	W_i (KN)
N4	237.57
N3	1920.83
N2	1601.56
N1	1770.56
W_{total}	5530.12

Tableau VI. 7 Les poids des étages extree par logiciel

- **Calcul de l'effort tranchant à la base**

$$V_x = \frac{A \cdot Q \cdot D}{R} \cdot W = \frac{0.25 * 1.05 * 2.5}{3} * 5530.12 = 1209.71 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \cdot Q \cdot D}{R} \cdot W = \frac{0.25 * 1.05 * 2.5}{4} * 5530.12 = 907.28 \text{ KN}$$

VI.3.2 La méthode modale spectrale

La méthode modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur la structure, il faut donc chercher pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse.

$$\frac{s_g}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(\frac{2.5\eta Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) T_1 \leq T \leq T_2 & \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} & \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{art 4.3.3 RPA99/2003})$$

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- Zone sismique III.
- Groupe d'usage 2 (ouvrages de moyenne importance).
- Site meuble (S3).
- Pourcentage d'amortissement ($\xi=5\%$).
- Coefficient de comportement ($R=4$) et ($R=3$).
- Facteur de qualité ($Q_x=1.05$) suivant X.
- Facteur de qualité ($Q_y=1.05$) suivant Y.

a) **Spectre de calcul de réponse**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul RPA 99 V2003

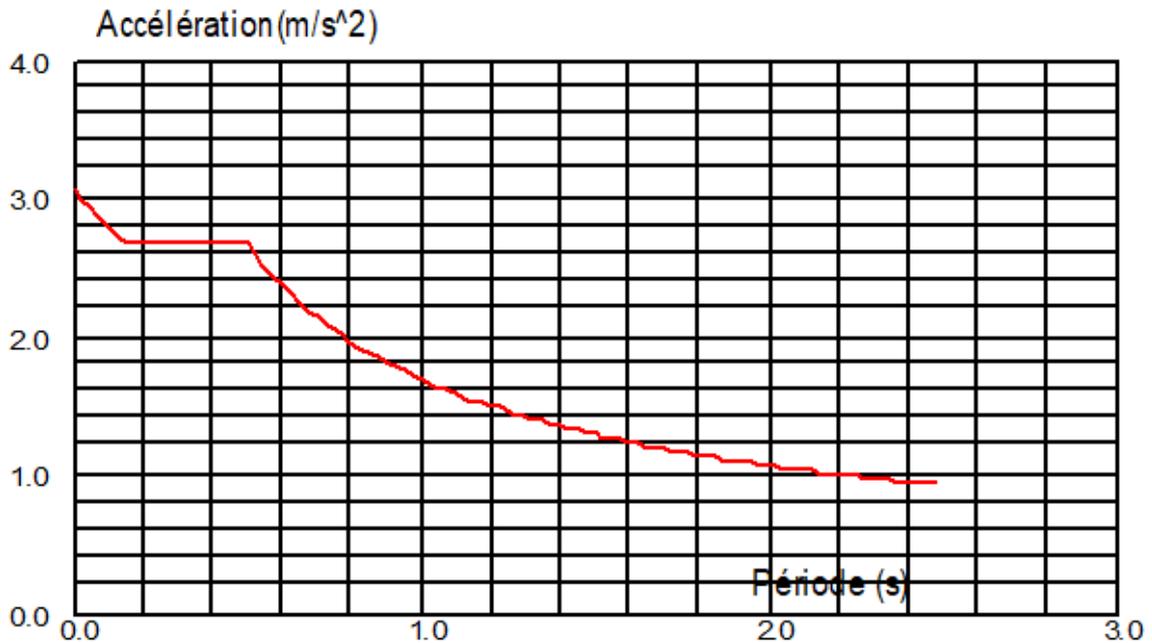


Figure VI. 3 Diagramme de spectre de réponse selon (X-X)

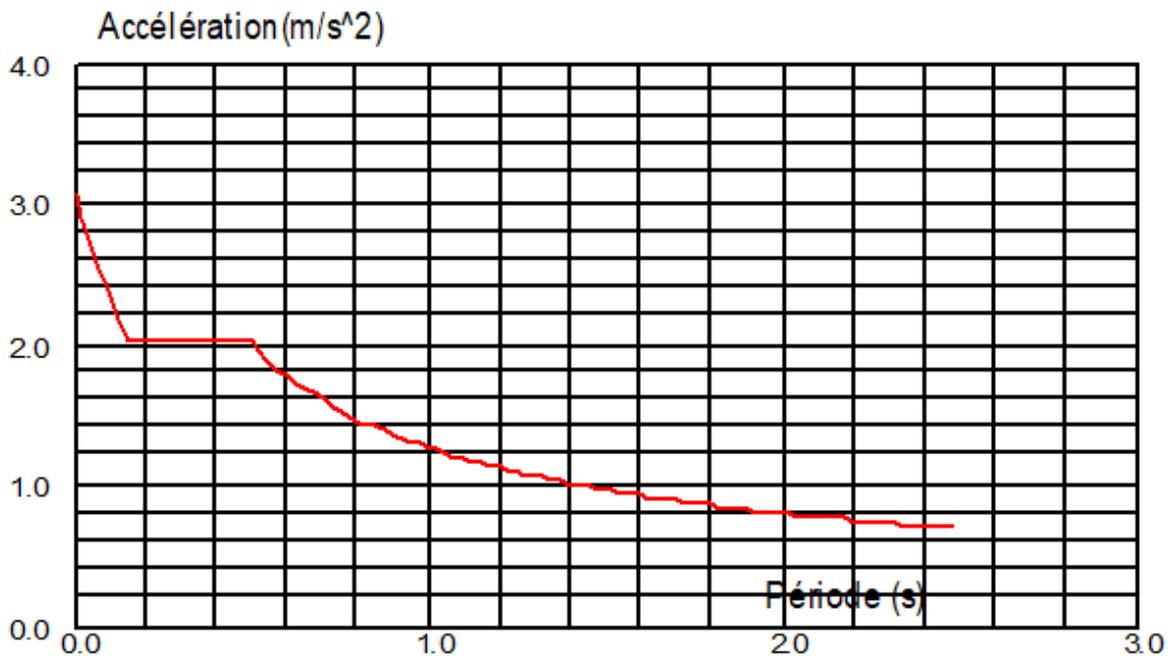


Figure VI.4 Diagramme de spectre de réponse selon (Y-Y)

b) Les modes de vibration

Selon le RPA99/V2003, Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
5/ 1	2,52	0,40	0,04	86,87
5/ 2	2,85	0,35	89,51	86,91
5/ 3	4,23	0,24	90,04	86,92
5/ 4	4,25	0,24	90,06	86,93
5/ 5	6,12	0,16	90,28	86,93
5/ 6	6,20	0,16	90,28	86,93
5/ 7	7,99	0,13	98,35	87,06
5/ 8	8,30	0,12	98,43	97,71

Tableau VI. 8 Les pourcentages de participation de masse.

Remarque : Un article tiré de Uniform Building Code « UBC 1997 » dit que :

❖ Si la zone est de 1,2 ou bien 3 :

-Si $T_{mode} \leq 1.40T_A$, donc $T = T_{mode}$

-Si $T_{mode} > 1.40T_A$, donc $T = 1.40T_A$

Dans notre cas : $T_x = 0.38s$ $T_y = 0.14s$

c) Les réponses modales de la structure

Les déformations de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants sont.

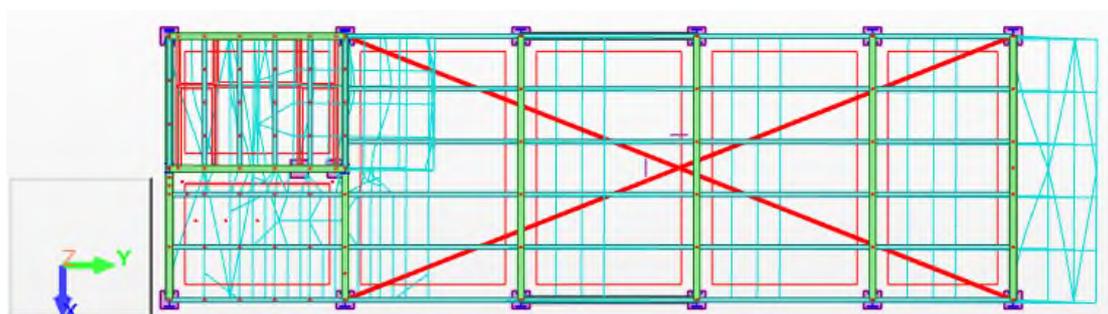


Figure VI. 4 Mode 1 translation suivant l'axe Y-Y

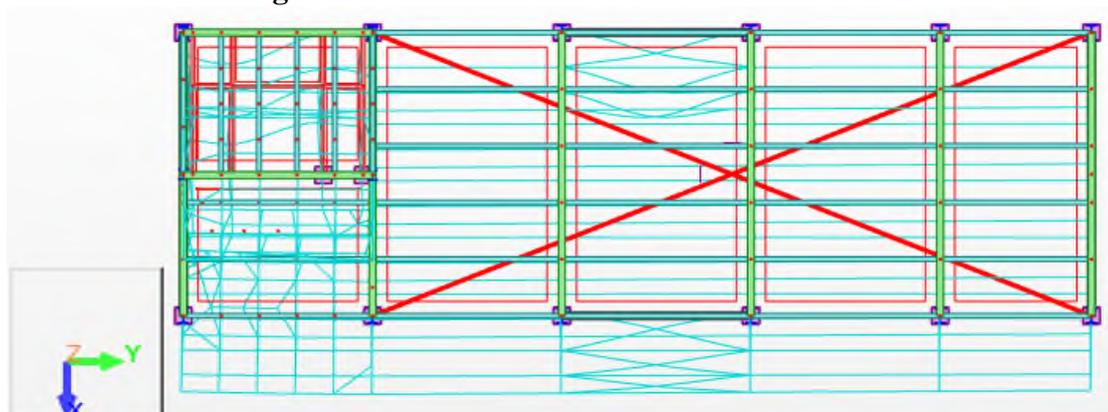


Figure VI. 5 Mode 2 translation suivant l'axe X-X

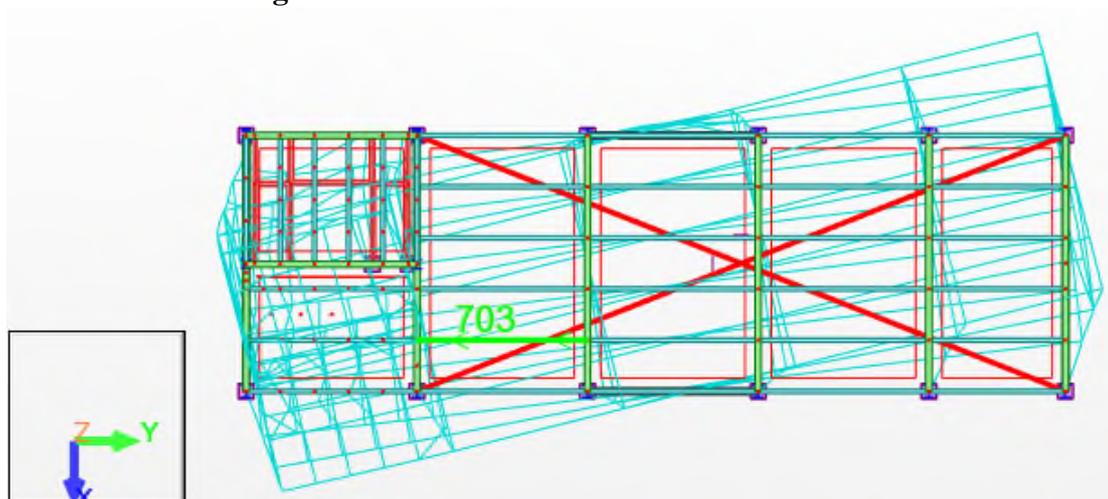


Figure VI. 6 Mode 3 Torsion suivant l'axe X-Y

VI.4 Résultante des forces sismique

Selon l'article 4.3.6 du RPA99/2003, la résultante des forces sismique à la base V_{dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Si $V_{dyn} < 0.8 V_{st}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport :

$$r = \frac{0.8V_{st}}{V_{dyn}}$$

	Sens X-X	Sens Y-Y
V_{st}	1209.71	907.28
V_{dy}	877.36 KN	526.81
Conditions	Vérifiée	Vérifiée

Tableau VI. 9 Les résultats des efforts statistiques et dynamiques.

VI.4.2 Vérification des déplacements

Le RPA99/2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismiques seules et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents à 1% de la hauteur d'étage (article 5.10).

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \text{ (4.19 RPA99/2003)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1} \text{ Avec : } \Delta K < 1.0\% \cdot h_k$$

Sens X-X						
Niveau	h_k (m)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δk (cm)	1% h_k (cm)	Observation
Terrasse cage d'escalier	265	3.3	1.1	1.1	2.6500	Condition Vérifier
Etage 2	357	2.9	0.87	0.23	3.5700	Condition Vérifier
Etage 1	357	2.2	0.73	0.14	3.5700	Condition Vérifier
RDC	502.5	1.3	0.43	0.3	5.0250	Condition Vérifier

Tableau VI. 10 Déplacement selon les sens X-X

Sens Y-Y						
Niveau	h_k (cm)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δk (cm)	1% h_k (cm)	Observation
Terrasse cage d'escalier	265	4.2	1.05	1.05	2.6500	Condition Vérifier
Etage 2	357	4	1	0.05	3.5700	Condition Vérifier
Etage 1	357	2.8	0.7	0.3	3.5700	Condition Vérifier
RDC	502.5	1.5	0.38	0.32	5.0250	Condition Vérifier

Tableau VI. 11 Déplacement selon lesens Y-Y

VI.5 Vérification de l'effet P-Δ

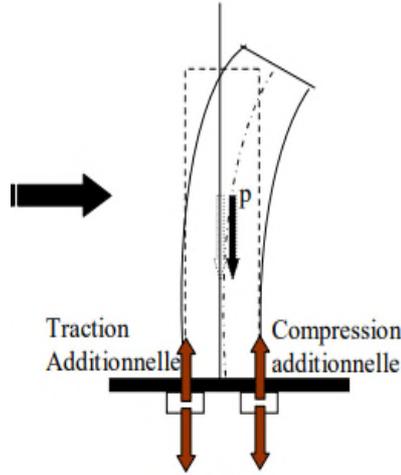


Figure VI.8 Schéma représentatif de l'effet P-Δ

D'après l'article du RPA (5.9) Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta_k = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et les charges d'exploitation à chaque niveau k

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

H_k : Hauteur d'étage k

Remarque:

- Si $0.1 < \theta_k \leq 0.2$ les effets (P-Δ) peuvent être prise en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur : $\frac{1}{1-\theta_k}$

Sens XX						
Niveau	h_k (cm)	P_k (kN)	V_k (kN)	Δ_k (cm)	θ_k (cm)	Observation
Terrasse cage d'escalier	265	237.57	58.07	1.1	0.0170	Vérifiée
Etage2	357	1920.43	476.85	0.23	0.0025	Vérifiée
Etage1	357	1601.56	747.35	0.14	0.0008	Vérifiée
RDC	502.5	1770.56	918.24	0.3	0.0011	Vérifiée

Tableau VI. 12 Effet de P-Δ sens X-X

Sens YY						
Niveau	h_k (cm)	P_k (kN)	V_k (kN)	Δ_K (cm)	θ_K (cm)	Observation
Terrasse cage d'escalier	265	237.57	43.87	1.05	0.0204	Vérifiée
Etage2	357	1920.43	366.78	0.05	0.0007	Vérifiée
Etage1	357	1601.56	555.4	0.3	0.0024	Vérifiée
RDC	502.5	1770.56	672.34	0.32	0.0016	Vérifiée

Tableau VI. 13 Effet de P- Δ sens Y-Y**Remarque**

- Selon les résultats obtenus dans le tableau en dessus (suivant x et y), On remarque que $\theta_k < 0.1$ donc les effets (P- Δ) peuvent être négligés.

CHAPITRE VII :Vérification de l'ossature

Introduction

Après un pré dimensionnement des éléments effectué dans le chapitre précédent et la modélisation de la structure en 3D sous Robot, on se rapproche du cas réel avec les vrais sollicitations, on passe alors aux différentes vérification (traction, flambement..) des différents éléments dans les cas les plus défavorables tirés directement du logiciel.

VII.1Vérification de la poutre principale (IPE 220)

La longueur de la poutre $L = 7.55 \text{ m}$

$$V_{sd} = 97.45 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 91.96 \text{ KN.m}$$

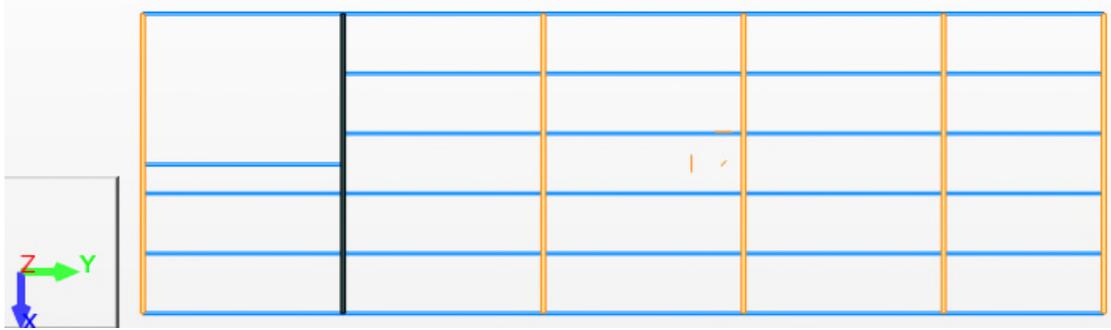


Figure VII. 1 La poutre principale la plus sollicitée.

La section de IPE 270 est de la classe 1 en flexion simple

VII.1.1 Vérification à la résistance

a) La classe de la section :

Classification de la semelle

$$\text{On a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

Semelle comprimée

$$C = \frac{b}{2} = \frac{135}{2} = 67.5 \text{ mm}$$

$$\frac{C}{t_f} = \frac{67.5}{10.2} = 6.62 < 10\varepsilon = 10 * 0.92 = 9.2$$

Donc la semelle est de classe 1

b) Âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{219.6}{6.6} = 33.27 < 72\varepsilon = 72 * 0.92 = 66.24$$

Donc l'âme est de classe 1

La section globale étant de classe 1

c) Vérification au cisaillement :

Il faut vérifiée que : $V_{sd} \leq 0.5V_{rd}$

$$V_{sd} = 97.45 \text{ KN}$$

$$V_{rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{275 \times 22.14 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} = 319.56 \text{ KN}$$

$$0.5V_{rd} = 159.78 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 97.45 \text{ KN} \leq 0.5V_{rd} = 159.78 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchants et le moment fléchissant.

d) Vérification au moment résistant :

$$M_{rd} > M_{sd}$$

$$M_{sd} = 91.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{m0}} = \frac{275 * 484 * 10^{-3}}{1.1} = 121 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = 121 \text{ KN.m} > M_{sd} = 91.96 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII-2 Vérification de la poutre secondaire

VII-2.1 la poutre secondaire IPE 120 terrasse accessible

C'est la même méthode que la poutre principale alors les résultats sont résumées dans le tableau suivant :

La longueur de la poutre L = 5 m

$$M_{sd} = 12.07 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 19.31 \text{ KN}$$

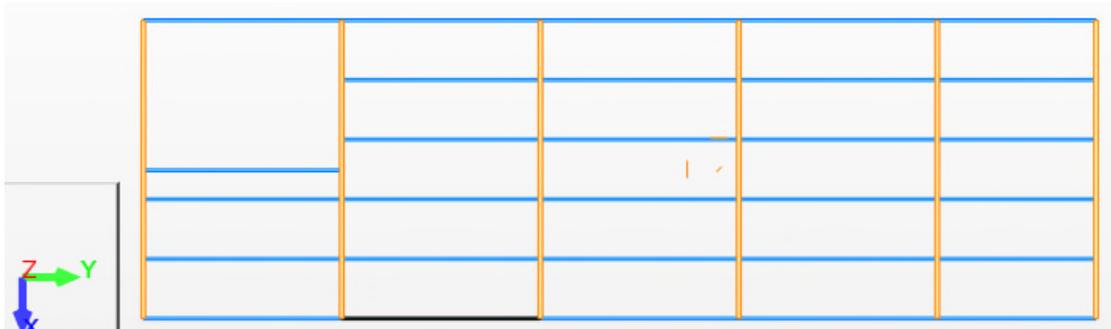


Figure VII. 2 La poutre secondaire IPE 120 terrasse accessible la plus sollicitée

a) La classe de la section

Classification de la semelle :

$$\text{On a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 0.92$$

Semelle comprimée

$$C = \frac{b}{2} = \frac{64}{2} = 32 \text{ mm}$$

$$\frac{C}{t_f} = \frac{32}{6.3} = 5.08 < 10\varepsilon = 9.2$$

Donc la semelle est de classe 1

b) Ame fléchie :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{93.4}{4.4} = 21.23 < 72\varepsilon = 66.24$$

Donc l'âme est de classe 1

La section globale étant de classe 1

Vérification de la résistance

Vérification de cisaillement	V_{sd} (KN)	f_y (MPa)	A_{vz} (cm ²)	γ_{m0}	V_{rd} (KN)	$0.5V_{rd}$ (KN)	$V_{sd} \leq 0.5V_{rd}$
	19.31	275	6.31	1.1	91.08	45.54	Condition vérifiée

Tableau VII. 1Résultats Vérification de cisaillement de la poutre secondaire IPE 120

Vérification au moment résistant	M_{sd} (KN.m)	f_y (MPa)	W_{ply} (cm ³)	γ_{m0}	M_{rd}	$M_{sd} < M_{rd}$
	12.07	275	60.73	1.1	15.18	Condition vérifiée

Tableau VII. 2Résultats Vérification au moment résistant de la poutre secondaire IPE 120

VII.3Vérification des poteaux B3

Sont soumis à la flexion composé selon les deux axes.

Les sollicitation les plus défavorables tirés à partir de ROBOT sont :

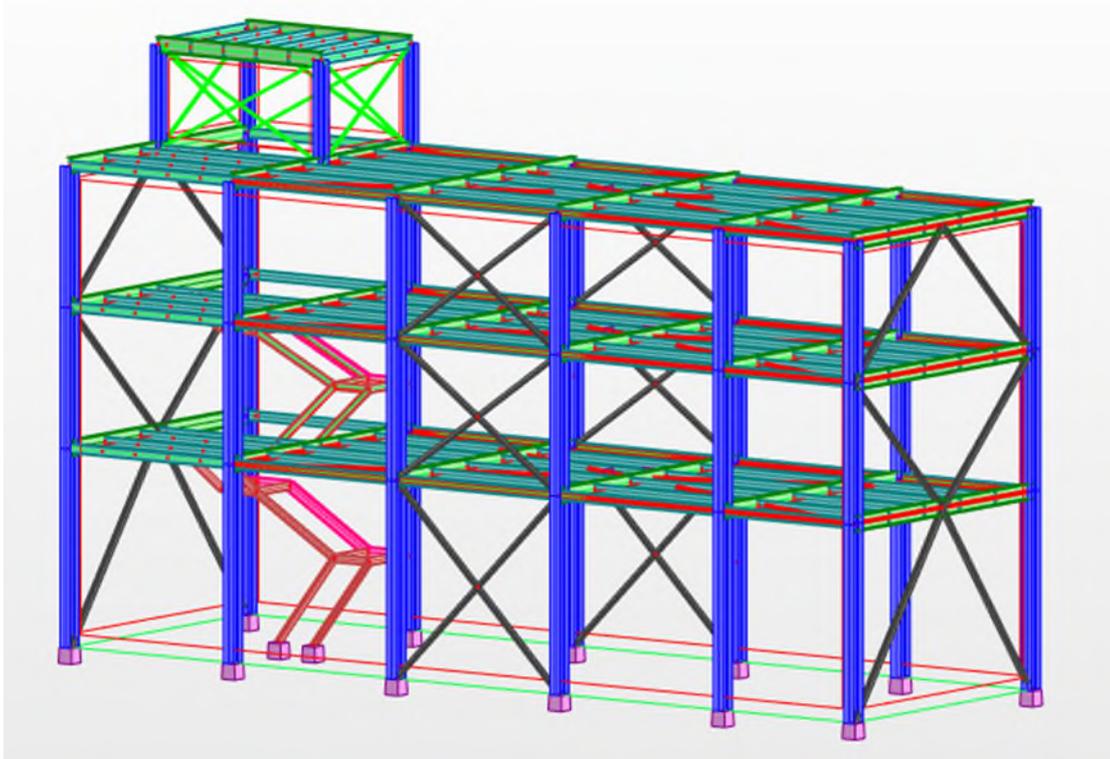


Figure VII. 3Poteau HEA280 le plus défavorable B3

Combinaison	h (m)	N (KN)	M_y (KN.m)	M_z (KN.m)	V_z (KN)
G+Q+Ey	5.025	877.36	20.42	7.36	-12.22

Tableau VII. 3Les résultats de poteau HEA280 le plus défavorable B3 sur robot

La classe de la section :

Classification de la semelle :

$$\text{On a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

Semelle comprimée

$$C = \frac{b}{2} = \frac{280}{2} = 140 \text{ mm}$$

$$\frac{C}{t_f} = \frac{140}{13} = 10.77 < 14\varepsilon = 12.88$$

Donc la semelle est de classe 3

Ame en flexion composée : $\alpha = 0.55$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{196}{8} = 24.5 < \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1} = 59.24$$

Donc l'âme est de classe 1

La section globale étant de classe 1

Vérification à la résistance :

a) Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq 0.5V_{rd}$

$$V_{sd} = 12.22 \text{ KN}$$

$$V_{rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{275 \times 31.74 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} = 458.127 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 12.22 \leq 0.5V_{rd} = 229.135 \text{ KN (condition vérifiée)}$$

pas de réduction du moment plastique.

b) Vérification au moment fléchissant

$$M_{sd} = 20.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{m0}} = \frac{275 \times 1112 \times 10^{-3}}{1.1} = 278 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 20.42 \text{ KN.m} < M_{rd} = 278 \text{ KN.m (condition vérifiée)}$$

c) Vérification de l'effort normale :

Il faut que $N_{sd} < N_{pl,rd}$

$$\text{Avec : } N_{s,d} = 877.36 \text{ KN}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{275 \times 97.3 \times 10^2 \times 10^{-3}}{1.1} = 2432.5 \text{ KN}$$

$$N_{s,d} = 877.36 \text{ KN} < N_{pl,rd} = 2432.5 \text{ KN (condition vérifiée)}$$

Vérification à l'instabilité

La vérification à l'instabilité est donnée par les formules suivantes : (Eurocode 3.5.5.4)

- Flexion composée avec risque de Flambement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + K_y \times \frac{M_{sd,y}}{W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + K_z \times \frac{M_{sd,z}}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} < 1 \dots \dots (1)$$

- Flexion composée avec risque de déversement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + K_{LT} \times \frac{M_{sd,y}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}} + K_z \times \frac{M_{sd,z}}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} < 1 \dots \dots (2)$$

- Vérification au déversement

Le déversement n'est à prendre en compte que pour les élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT} > 0.4$.

Avec $\bar{\lambda}_{LT}$ donné par la formule suivante :

$\bar{\lambda}_{LT}$: L'élancement réduit de l'élément donné par :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \beta_w^{0.5}$$

$$\beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon = 86.38$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\sqrt{C_i} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L}{i_z} \times \frac{t_f}{h} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{5025/70}{\sqrt{1.285} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{5025}{70} \times \frac{13}{270} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = 56.3$$

C_i : Facteur dépend des conditions de charge et l'encastrement ($C_i = 1.285$)

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{56.3}{86.38} \times 1^{0.5} = 0.65 > 0.4 \text{ (y'a un risque de déversement)}$$

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0.21$ pour les profils laminées.

Donc $\phi_{LT} = 0.76$ et $\chi_{LT} = 0.867$

Alors, on doit vérifier la condition suivante :

$$B = \frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + K_{LT} \times \frac{M_{sd,y}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}} + K_z \times \frac{M_{sd,z}}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} < 1 \dots \dots (2)$$

Flambement flexion avec risque de déversement

$$\frac{877.36}{0.85312 \times 2432.5} + 1 \times \frac{20.42}{0.867 \times 278} + 1.18 \times \frac{7.36}{129.53} = 0.57 < 1 \text{ il n'y a pas de risque de déversement}$$

λ_{LT}	$\bar{\lambda}_{LT}$	α_{LT}	ϕ_{LT}	χ_{LT}	χ_z	K_{LT}	$N_{sd}(KN)$	K_z	$A (cm^2)$
56.3	0.65	0.21	0.76	0.867	0.85312	1	877.36	1.18	97.3
$f_y(MPa)$	γ_{m1}	$W_{ply}(cm^3)$		$W_{plz}(cm^3)$		B		B<1	
275	1.1	1112		518.1		0.57		C.Vérifiée	

Tableau VII.4 Les caractéristiques de la vérification du poteau HEA280

Vérification au flambement :

- Longueur de flambement

$$L_{fy} = L_{fz} = L_f = 0.5 \times L_0 = 0.5 \times 5.025 = 2.51m \text{ (Encastrement).}$$

➤ **Suivant l'axe (y-y)**

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \times \beta_1^{0.5}$$

$$\beta_1 = 1$$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon = 86.39$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{251}{11.86} = 19 \text{ cm} \Rightarrow \bar{\lambda} = 0.2$$

$\bar{\lambda} = 0.19 > 0.2 \Rightarrow$ Il n'y a pas risque de flambement suivant l'axe (y-y).

➤ **Suivant l'axe (z-z)**

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \times \beta_1^{0.5}$$

$$\beta_1 = 1$$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon = 86.38$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{251}{7} = 35.86 \text{ cm} \Rightarrow \bar{\lambda} = 0.39$$

$\bar{\lambda} = 0.39 > 0.2 \Rightarrow$ risque de flambement suivant l'axe (z-z).

- **Calcul de χ_z :**

Choix de la courbe de flambement :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{270}{280} = 0.96 > 1.2 \\ t_f = 13 \leq 100mm \end{cases} \Rightarrow \text{la courbe de flambement b}$$

$$\bar{\lambda}_z = 0.39 \Rightarrow \chi_z = \chi_{min} = 0.85312$$

- **Calcul de K_z**

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z N_{sd}}{\chi_z A f_y} \leq 1.5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) + \left(\frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right) \leq 0.9$$

$$\psi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = \frac{1.01}{1.01} = 1$$

$$\beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7\psi = 1.1$$

$$\mu_z = 0.53 \leq 0.9$$

$$K_z = 1.18 \leq 1.5$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + K_y \times \frac{M_{sd,y}}{W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + K_z \times \frac{M_{sd,z}}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} < 1$$

$$\frac{0.85312 \times 2432.5}{877.36} + 1.18 \times \frac{7.36}{129.53} = 0.8 < 1$$

Pas de risque de flambement

VII.4 Vérification des système de contreventement

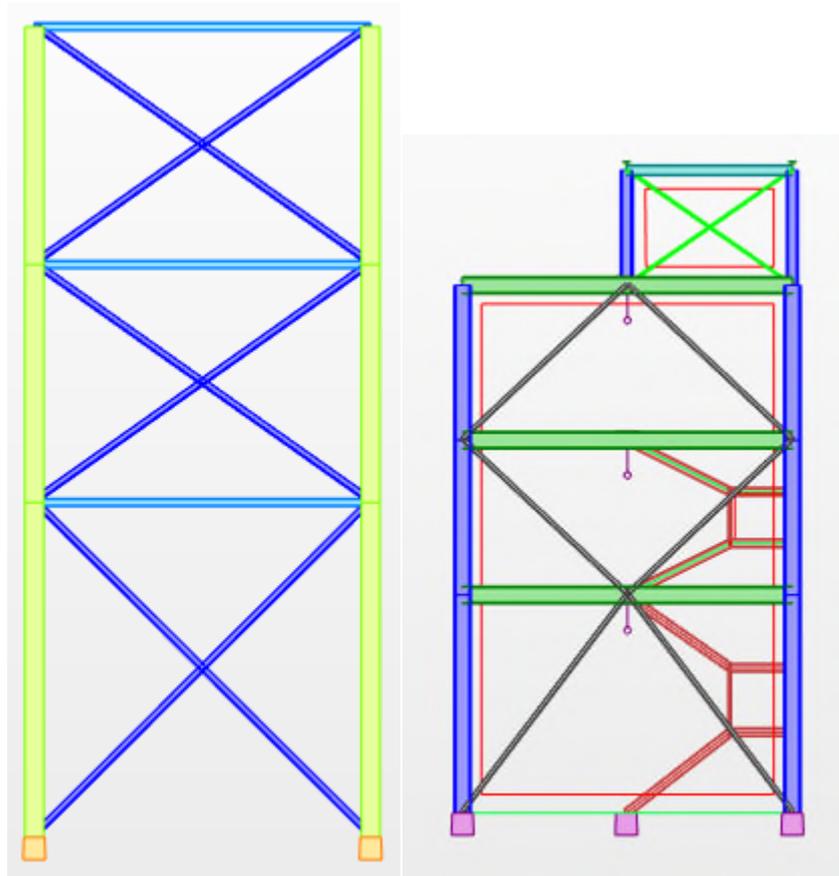


Figure VII.4 Les systèmes de contreventements

Les contreventements par palée de stabilité sont tendus ou comprimés, il faut faire les vérifications à la compression et la traction.

Les types des palées triangulées utilisés dans cette étude et qui sont autorisées par le règlement parasismique algérienne RPA99/2003 sont :

- Les palées en X : dans ce type de palée, il est admis de considérer que seules les barres tendues, pour un sens donne de l'action sismique, intervienne avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature.

- Les palées en V : dans ce type de palée, le point d'intersection des diagonales se trouve sur la barre horizontale. La résistance à l'action sismique est fournie par la participation conjointe des barres tendue et des barres comprimées.

VII.4.1 Palées triangulées en crois de Saint-André

Sont des profilés 2 CAE 100 x 10

Vérification sous l'effort de traction

Ils sont sollicités en traction avec un effort $N_{tsd} = 455.88KN$, obtenue sous la combinaison G+Q+Ex (combinaison qui donne le maximum).

On doit vérifier que :

$$N_{tsd} \leq N_{trd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$A = 38.3 \text{ cm}^2$ (section brute)

$$N_{trd} = \frac{38.3 \times 275 \times 10^2 \times 10^{-3}}{1.1} = 957.5 \text{ KN}$$

$N_{tsd} = 455.88KN \leq N_{trd} = 957.5 \text{ KN}$ (condition vérifiée)

Vérification sous l'effort de compression :

Les diagonales sont sollicitées à la compression seul avec un effort $N_{csd} = -63.19KN$, obtenue sous la combinaison 1.35(G+Q+V) (combinaison qui donne la maximum).

Donc elles doivent être vérifiées au flambement simple, avec une longueur $L_0 = 6.14 \text{ m}$

On vérifie que :

$$N_{csd} \leq N_{crd} = \chi_{min} \times A \times \beta_A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

La classe de la section 2 CAE 100 x 10 est \Rightarrow classe 1

- **Calcul du coefficient de réduction χ**

Suivant (y-y) :

$$L_{ky} = L_0 = 7.09 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{709}{3.03} = 214.85$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y \times \sqrt{\beta_A}}{\lambda_{cr}} = \frac{214.85 \times 1}{86.39} = 2.49$$

Pour les profilés en CAE, on a une courbe de flambement C , on trouve : $\chi_y = 0.1335$

Suivant (z-z) :

$$L_{kz} = L_0 = 7.09$$

$$\lambda_z = \frac{L_{kz}}{i_z} = \frac{709}{3.03} = 214.85$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z \times \sqrt{\beta_A}}{\lambda_k} = 2.49$$

on a une courbe de flambement , on trouve : $\chi_z = 0.1335$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0.1335$$

Section nette ($A_{net} = 38.3cm^2$)

$$N_{crd} = 0.1335 \times 38.3 \times 10^{-4} \times 1 \times 275 \times \frac{10^3}{1.1} = 86.56 KN$$

$$N_{csd} = -63.19 KN \leq N_{crd} = 127.83 KN \text{ Condition est vérifier}$$

VII.4.2 Vérification des palées triangulées en V inversé

Comme on a dit que la RPA exige la vérification a la traction et à la compression.

Ils sont sollicités en traction avec un effort $N_{tsd} = 322.74 KN$, obtenue sou la combinaison G+Q+Ey(combinaison qui donne le maximum).

On doit vérifier que :

$$N_{tsd} \leq N_{trd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$A = 38.3cm^2$ (section brute)

$$N_{trd} = \frac{38.3 \times 275 \times 10^2 \times 10^{-3}}{1.1} = 957.5 KN$$

$$N_{tsd} = 322.74 KN \leq N_{trd} = 957.5 KN \text{ (Condition vérifiée)}$$

CHAPITRE VIII : Calcul des assemblages

Introduction

Après avoir présenté les composants métalliques dans leur conception et leur dimensionnement, nous nous intéressons ici à la liaison ou la continuité de ces composants. Pour réaliser une ossature métallique, les composants élémentaires « poutre, poteaux, barre » doivent être réalisés entre eux par des dispositifs particuliers appelés assemblages. Les assemblages sont définis en fonction du mode de liaison retenus « par soudure ou par boulons » de la géométrie des pièces à attacher, et des efforts à transmettre d'une pièce à l'autre.

Parmi les assemblages qui existent, on distingue :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.
- Les assemblages semi-rigides.

VIII.1 Assemblage Poutre Principale Poteau

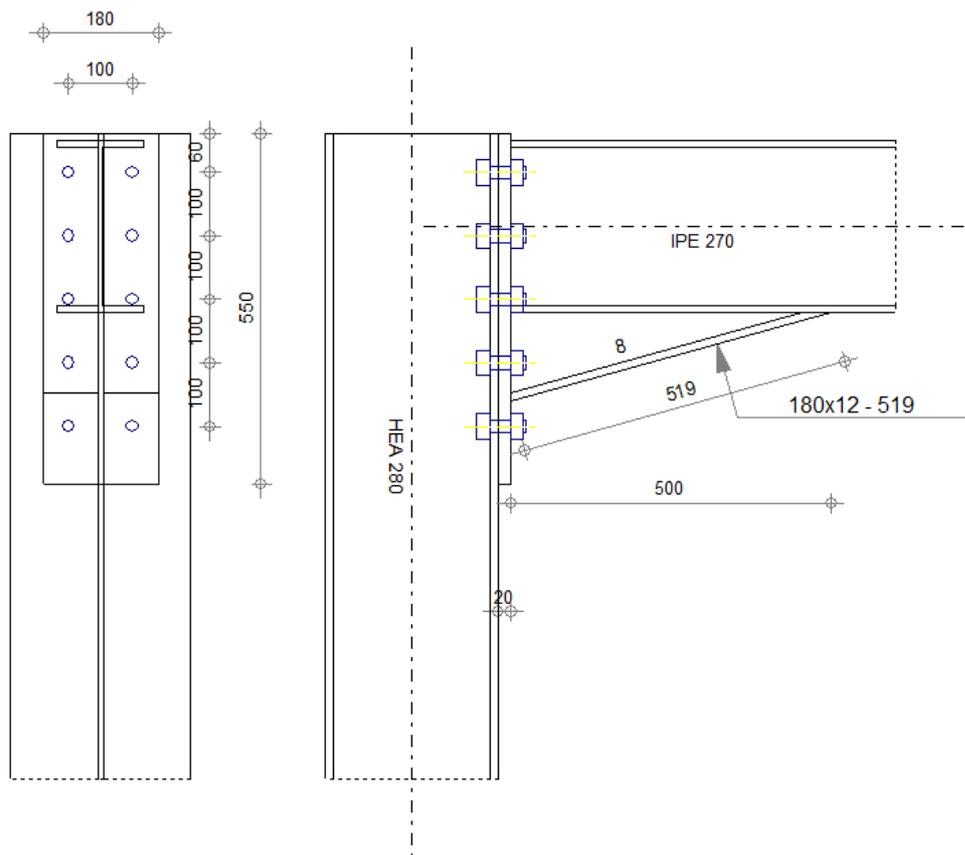


Figure VIII. 1 Schéma d'assemblage poutre principale - poteau

Cette assemblage sera réalisé avec des boulons HR de classe 8.8, caractérisés par :

$$\text{Classe 8.8} \Rightarrow \begin{cases} f_u = 640 \text{ MPa} \\ f_{ub} = 800 \text{ MPa} \end{cases}$$

On calculera l'assemblage le plus sollicité :

$$\begin{cases} M = -113 \text{ KN.m} \\ V = 90.26 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow \text{à l'ELA combinaison : } G + Q + E_y$$

On prend :

$$\begin{cases} d_1 = 45 \text{ cm} \\ d_2 = 35 \text{ cm} \\ d_3 = 25 \text{ cm} \\ d_4 = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

VIII.2.1 Détermination des efforts dans les boulons

Les 4 rangées de boulons supérieurs travaillent en traction, le plus sollicité reprend un effort qui vaut :

$$N_1 = \frac{M \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{113 \times 0.45}{0.45^2 + 0.35^2 + 0.25^2 + 0.15^2} \Rightarrow N_1 = 124.02 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{N_1 \times d_2}{d_1} = \frac{124.02 \times 0.35}{0.45} \Rightarrow N_2 = 96.46 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{N_2 \times d_3}{d_1} = \frac{96.46 \times 0.25}{0.45} \Rightarrow N_3 = 53.59 \text{ KN}$$

$$N_4 = \frac{N_3 \times d_4}{d_1} = \frac{53.59 \times 0.15}{0.45} \Rightarrow N_4 = 17.86 \text{ KN}$$

VIII.2.2 Prédimensionnement des boulons

$$N_1 \leq n \times F_p$$

n : Nombre de boulon par rangée.

F_p : L'effort de précontrainte

$$F_p = 0.7 \times A_s \times f_{ub}$$

$$N_1 = 124.02 \text{ KN} \leq 2 \times 0.7 \times A_s \times 800$$

$$A_s \geq \frac{124.02}{2 \times 0.7 \times 800} = 110.73 \text{ mm}^2$$

On opte pour un boulon de type M14 $\Rightarrow A_s = 115 \text{ mm}^2$

- **Disposition constructives :**

$$e_1 \geq 1.2d_0 = 1.2 \times 13 = 15.6 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 20 \text{ mm}$$

$$e_2 \geq 1.5d_0 = 1.5 \times 13 = 19.5 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 20 \text{ mm}$$

$$p_1 \geq 2.2d_0 = 2.2 \times 13 = 28.6 \text{ mm} \Rightarrow p_1 = 30 \text{ mm}$$

$$p_2 \geq 3d_0 = 3 \times 13 = 39 \text{ mm} \Rightarrow p_2 = 40 \text{ mm}$$

VIII.2.3 Calcul du moment résistant effectif de l'assemblage

Il faut vérifier que : $M < M_R$

$$N_{t,rd} = n \times 0.7 \times A_s \times f_{ub}$$

$$N_{t,rd} = 2 \times 0.7 \times 115 \times 800 = 128800 \text{ N} = 128.8 \text{ KN}$$

$$M_R = \frac{N_{t,rd} \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$M_R = \frac{128.8 \times (0.45^2 + 0.35^2 + 0.25^2 + 0.15^2)}{0.45} \Rightarrow M_R = 117.35 \text{ KN.m}$$

$$M = 113 \text{ KN.m} < M_R = 117.35 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

VIII.2.4 Vérification au cisaillement plus traction dans chaque boulon

$$V = 90.26 \text{ KN} \rightarrow \text{sur } 10 \text{ boulons}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V}{n}$$

$$F_{v,sd} = \frac{134.61}{10} = 9.026 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{s,rd}$

$$F_{s,rd} = K_s \times \mu \times m \times \frac{F_p - 0.8 \times \frac{N_1}{2}}{\gamma_{ms}} \rightarrow \text{CCM97 art 6.5.6.4}$$

$K_s = 1$: Facteur de forme, trous nominaux. **Eurocode 3 chap 6.5.8.1**

$$\gamma_{ms} = 1.25$$

$\mu = 0.3$: Coefficient de frottement, surface brossée **Eurocode 3 chap 6.5.8.3**

$m = 1$: plan de contact

$$F_p = 0.7 \times 800 \times 115 = 64400 \text{ N} \Rightarrow F_p = 64.4 \text{ KN}$$

$$F_{s,rd} = 1 \times 0.3 \times 1 \times \frac{64.4 - 0.8 \times \frac{124.02}{2}}{1.25} \Rightarrow F_{s,rd} = 3.55 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 9.026 \text{ KN} < 3.55 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

NB : on augmente la section des boulons à M16 $\Rightarrow A_s = 157 \text{ mm}^2$

$$F_{v,sd} = 9.026 \text{ KN} < 9.19 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VIII.2.5 Assemblage platine-poutre

Cette attache se fera au moyen de cordon de soudure.

Le dimensionnement des cordons se fait suivant l'hypothèse suivante :

On suppose que le moment est repris uniquement par les cordons reliant les semelles à la platine on suppose également que l'effort tranchant est repris par les cordons reliant l'âme à la platine.

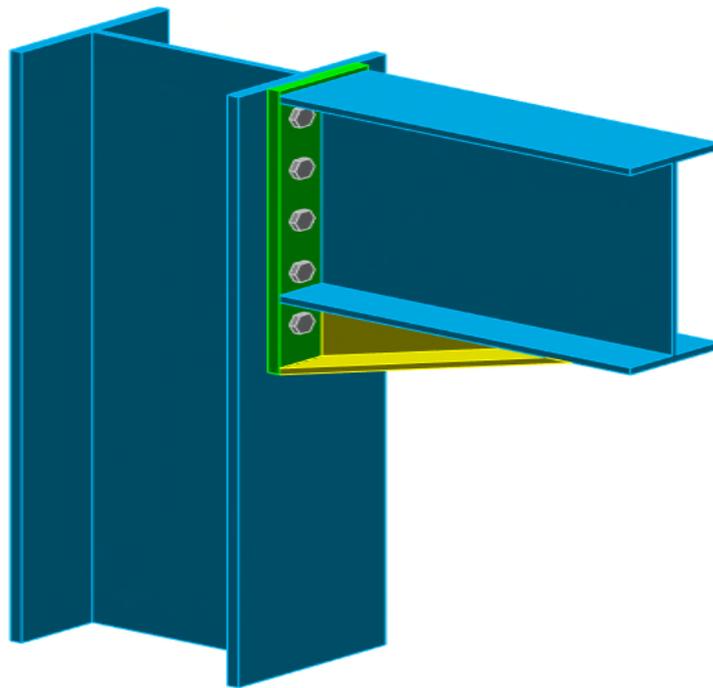


Figure VIII. 2 Vue 3D de l'assemblage poteau-sommier

L'assemblage est soumis aux sollicitations suivantes :

$$M = 113 \text{ KN.m}$$

$$V = 90.26 \text{ KN}$$

On prend $e = 20 \text{ mm}$ épaisseur de la platine.

- **Gorge reliant l'ame :**

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times t_w = 0.5 \times 8.6 = 4.3 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } a = 4 \text{ mm}$$

- **Gorge reliant la semelle à la platine :**

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times t_f = 0.5 \times 12.7 = 6.35 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } a = 6 \text{ mm}$$

- **Distribution des efforts sur les différents cordons**

- **Cordon ame-platine :**

Chaque cordon reprend $V/2$

$$\frac{V}{2} = \frac{90.26}{2} = 45.13 \text{ KN}$$

La longueur du cordon est : $L_w = h - 2 \times t_f$

$$L_w = 550 - 2 \times 12.7 \Rightarrow L_w = 524.6 \text{ mm}$$

- **Cordon semelle-platine :**

Chaque cordon reprend F .

$$F = \frac{M}{h - t_f} = \frac{113}{(550 - 12.7) \times 10^{-3}} \Rightarrow F = 210.31 \text{ KN}$$

La longueur du cordon est : $L_f = 2 \times b - t_w$

$$L_f = 2 \times 170 - 8 \Rightarrow L_f = 332 \text{ mm}$$

• **Vérification :**

- **Cordon ame-platine :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{2} \leq F_{w,rd}$$

Avec :

$F_{w,rd}$: Résistance d'un cordon de soudure.

$$F_{w,rd} = a \times L_w \times \frac{F_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw} \times \sqrt{3}} \rightarrow \text{CCM97 art 6.6.5.3}$$

On a :

$$S275 \Rightarrow \begin{cases} F_u = 360 \\ \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{Mw} = 1.25 \end{cases}$$

$$F_{w,rd} = 4 \times 524.6 \times \frac{360}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}}$$

$$F_{w,rd} = 436.1 \text{ KN}$$

$$\frac{V}{2} = 45.13 \text{ KN} \leq F_{w,rd} = 436.1 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Cordon semelle-platine :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$F = 210.31 \text{ KN} \leq F_{w,rd}$$

$$F_{w,rd} = 436.1 \text{ KN}$$

\Rightarrow Condition vérifiée

VIII.3 Assemblage poutre secondaire-poteau

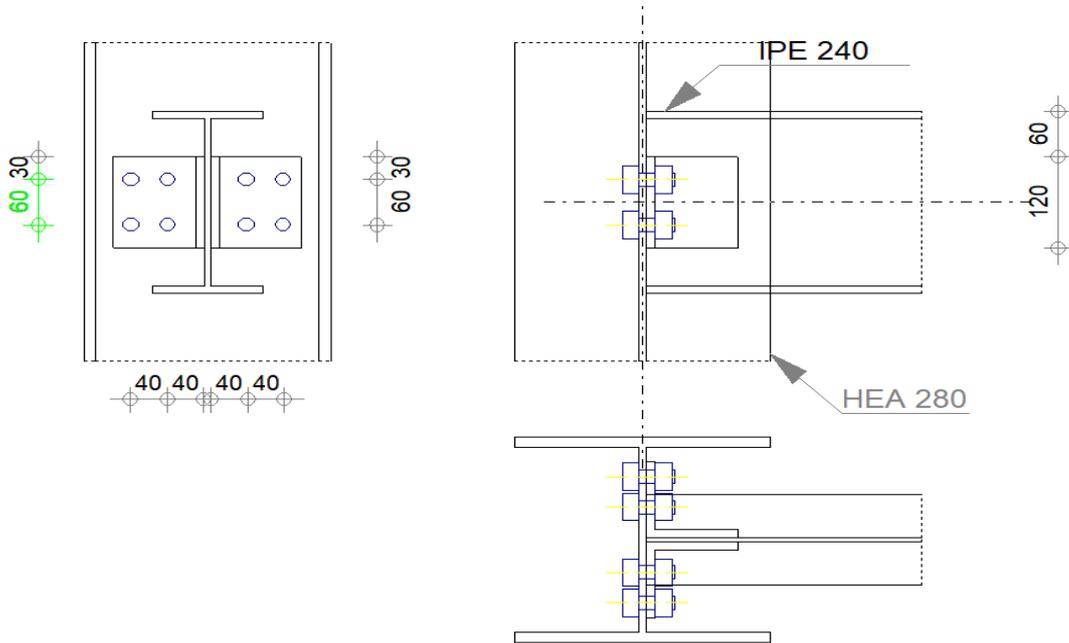


Figure VIII. 3 Schéma d'assemblage poutre secondaire - poteau

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons ordinaires de classe 6.8, caractérisés par :

$$\text{Classe} \Rightarrow \begin{cases} f_{yb} = 480 \text{ MPa} \\ f_{ub} = 600 \text{ MPa} \end{cases}$$

On calculera l'assemblage le plus sollicité :

$$\begin{cases} M = -54.36 \text{ KN.m} \\ V = 17.17 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow \text{à l'ELA combinaison: } G + Q + E_x$$

C'est le même principe que l'assemblage poutre principale poteaux alors les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

On prend :

$d_1(cm)$	$d_2(cm)$	$d_3(cm)$	$d_4(cm)$
17.5	12.5	7.5	2.5

Tableau VIII. 1 Distances entre les boulons et l'axe

Détermination des efforts dans les boulons :

$N_1(KN)$	$N_2(KN)$	$N_3(KN)$	$N_4(KN)$
181.2	129.43	55.47	7.92

Tableau VIII. 2 Effort dans les boulons

Pré dimensionnement des boulons

$N_1(KN)$	n	$A_s(mm^2)$	$A_{s,adopté}(mm^2)$	Type
181.2	2	215.7	245	M20

Tableau VIII. 3 Pré dimensionnement des boulons

- Disposition constructives

$e_1(mm)$	$e_2(mm)$	$p_1(mm)$	$p_2(mm)$
30	35	50	70

Tableau VIII. 4Disposition constructives

- **Calcul du moment résistant effectif de l'assemblage**

$N_{t,rd}(KN)$	$M(KN.m)$	$M_r(KN.m)$	$M < M_r$
205.8	54.36	61.74	Vérifier

Tableau VIII. 5moment résistant effectif de l'assemblage

- **Vérification au cisaillement plus traction dans chaque boulon**

$V(KN)$	$F_{v,sd}(KN)$	$F_p(KN)$	$F_{v,rd}(KN)$	$F_{v,sd} \leq F_{s,rd}$
17.17	1.72	102.9	7.3	Vérifier

Tableau VIII. 6Vérification au cisaillement plus traction dans chaque boulon

VIII.3.1 Assemblage platine poutre :

C'est le même principe que le précédent et les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

$$M = -16.04 \text{ KN.m}$$

$$V = 14.54 \text{ KN}$$

On prend $e = 20 \text{ mm}$ épaisseur de la platine

Gorge reliant l'ame	Gorge reliant la semelle
$\alpha = 3 \text{ mm}$	$\alpha = 4 \text{ mm}$

Tableau VIII. 7Dimensions des gorges

Distribution des efforts sur les différents cordons :

Cordon ame platine		Cordon semelle platine	
Chaque cordon reprend $V/2$ (KN)	$L_f(mm)$	$L_w(mm)$	$F(KN)$
7.27	233.8	220.4	69.68

Tableau VIII. 8Les efforts sur les différents cordons

Vérification :

Cordon ame platine			Cordon ame platine		
$V/2$ (KN)	$F_{w,rd}(KN)$	$\frac{V}{2} \leq F_{w,rd}$	$F(KN)$	$F_{w,rd}(KN)$	$F \leq F_{w,rd}$
7.27	137.43	Vérifier	69.68	137.43	Vérifier

Tableau VIII. 9Vérification des cordons

VIII.4 Assemblage solive-poutre principales

Les solives sont articulées aux sommiers par des cornières d'attache.

L'effort tranchant V repris par l'assemblage est celui que transmet la solive à la poutre

$V = 144.04 \text{ KN}$

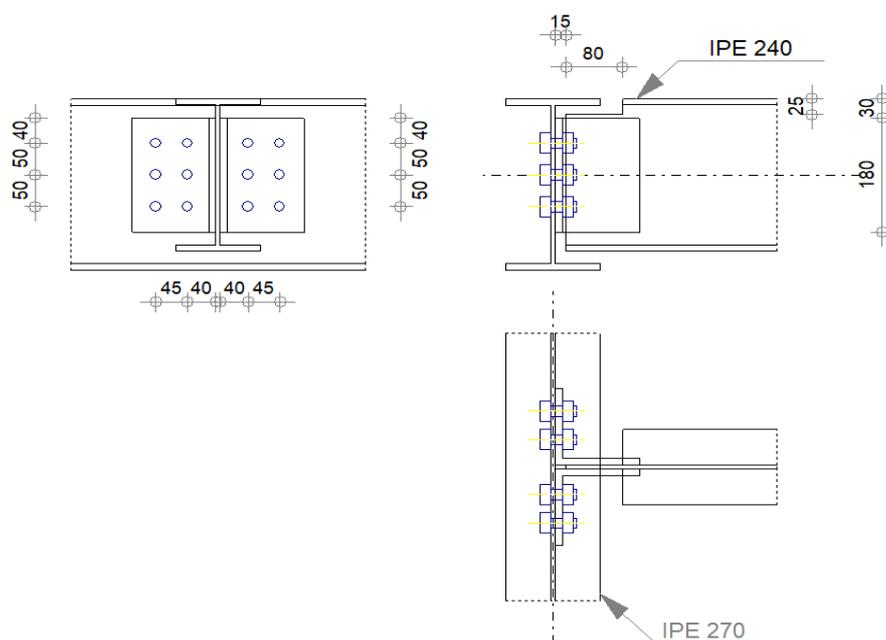


Figure VIII. 4 Schéma d'assemblage solive – poutre principal de rive

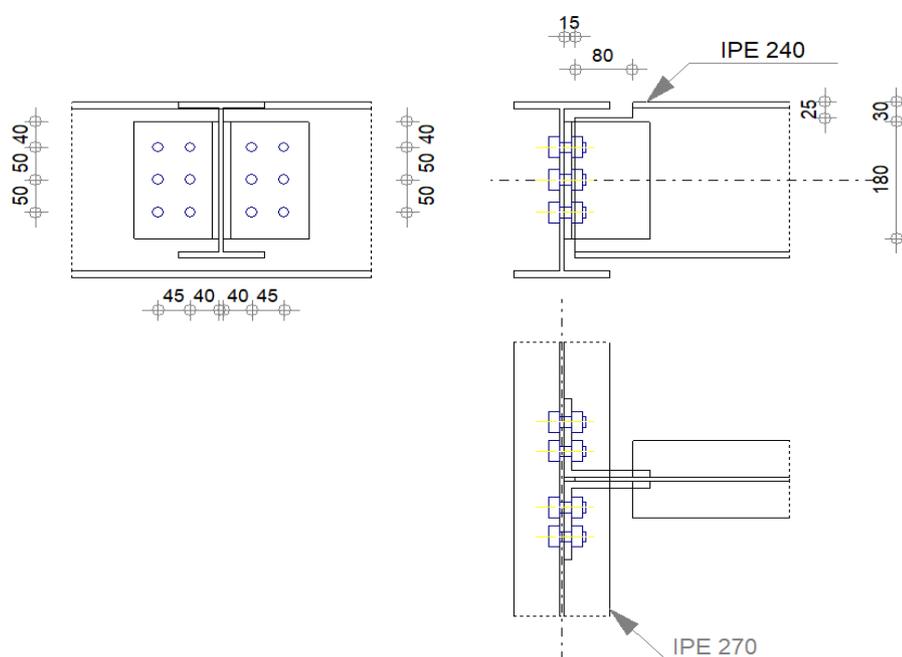


Figure VIII. 5 Schéma d'assemblage solive – poutre principal intermédiaire

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons ordinaires de classe 6.8, caractérisés par :

$$\text{Classe} \Rightarrow \begin{cases} f_{yb} = 480 \\ f_{ub} = 600 \end{cases}$$

- Dimensionnement des boulons

• **Coté solive :**

$$F_{v,rd} = 0.5 \times A_s \times f_{ub} / \gamma_{mb} \rightarrow CCM97 \text{ art } 6.5.6.2$$

Avec :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{n \times p} \leq F_{v,rd}$$

Avec :

n_b : Nombre des boulons.

$$A_s \geq \frac{V \times \gamma_{mb}}{n \times p \times 0.5 \times f_{ub}}$$

$$A_s \geq \frac{144.04 \times 10^3}{2 \times 2 \times 0.5 \times 600} \Rightarrow A_s \geq 120.03 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons de type M16 $\Rightarrow A_s = 157 \text{ mm}^2$

• **Coté principale**

Sois des boulons de type M16 $\Rightarrow A_s = 157 \text{ mm}^2$

Le choix de cornière dépend de type du boulon, pour notre cas, on a des boulons M16, donc on prend une cornière L120×120×12

- **Disposition géométrique**

$$3 \times d_0 = 3 \times 18 = 54 \text{ mm} \leq P_2 \leq 14 \times t = 14 \times 12 = 168 \text{ mm} \Rightarrow P_2 = 120 \text{ mm}$$

$$1.5 \times d_0 = 1.5 \times 18 = 27 \text{ mm} \leq e_2 \leq 12 \times t = 12 \times 12 = 144 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 70 \text{ mm}$$

$$1.2 \times d_0 = 1.2 \times 18 = 21.6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 12 \times t = 144 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 120 \text{ mm}$$

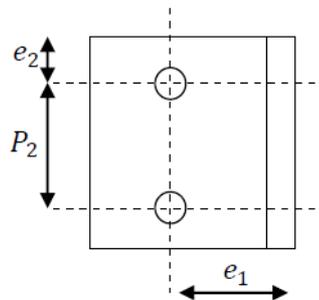


Figure VIII. 6 Disposition constructive des boulons

- **Vérification des boulons au cisaillement :**

L'assemblage est réalisé avec des boulons de classe alors, la résistance au cisaillement d'un boulon est donnée par :

$$F_{v,rd} = 0.5 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.5 \times 157 \times \frac{600}{1.25}$$

$$F_{v,rd} = 37.68 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{V}{n \times p} = \frac{144.04}{2 \times 2} = 36.01 \text{ KN} \leq F_{s,rd} = 37.68 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

VIII.5 Assemblage poteau-poteau

Ce sont des assemblages rigides qui transmettent tous les efforts d'un composant à l'autre.

Donnée :

- 8 boulon de classe 8.8 de type M14
- Epaisseur de la platine : $e_p = 20mm$
- $f_{ub} = 640 MPa$
- $f_u = 800 MPa$
- $N = 501.07 KN$
- $M = 64.8 KN.M$
- $V = -30.09 KN$

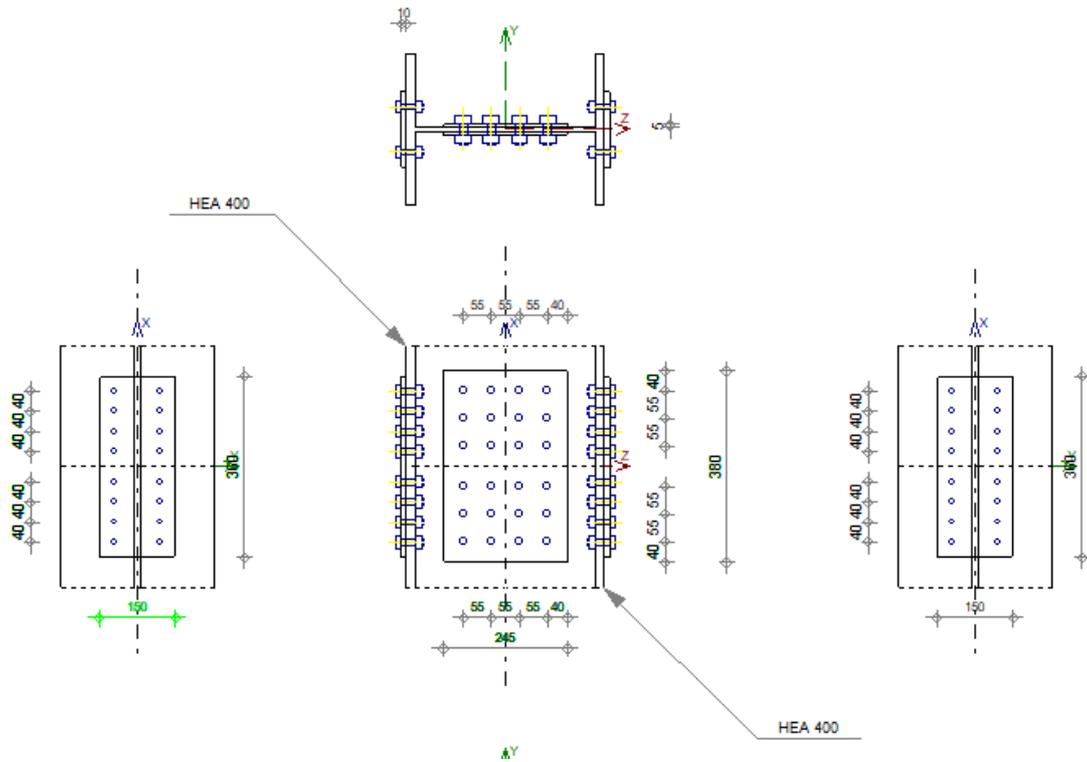


Figure VIII. 7 Schéma d'assemblage poteau - poteau

• Disposition géométrique :

$$\begin{cases} 3d_0 = 45 \text{ mm} \leq P_2 \leq \min(14t = 196 \text{ mm} ; 200\text{mm}) \\ 2.2d_0 = 33 \text{ mm} \leq P_1 \leq \min(14t = 196 \text{ mm} ; 200\text{mm}) \\ 1.5d_0 = 22.2 \text{ mm} \leq e_2 \leq \min(12t = 168 \text{ mm} ; 150\text{mm}) \\ 1.2d_0 = 18 \text{ mm} \leq e_1 \leq \min(12t = 168 \text{ mm} ; 150\text{mm}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} P_2 = 120 \text{ mm} \\ P_1 = 120 \text{ mm} \\ e_2 = 60 \text{ mm} \\ e_1 = 60 \text{ mm} \end{cases}$$

On vérifiera en premier lieu l'assemblage des semelles et en second lieu de l'ame.

• Assemblage des semelle par couvre joint

• Résistance de la semelle du profilé

$$F_{s,rd} = K_s \times n \times u \times \frac{F_p}{\gamma_{ms}}$$

$$F_p = 0.7 \times F_{ub} \times A_s$$

$$F_p = 0.7 \times 800 \times 115 = 64.4 \text{ KN}$$

$$F_p = F_{t,sd} = 64.4 \text{ KN (enHR)}$$

$$F_{s,rd} = 1 \times 8 \times 0.3 \times \frac{(64.4 - 0.8 \times 64.4)}{1.25} = 24.73 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V}{n} = \frac{30.09}{8} = 3.76 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} \leq F_{s,rd} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

Condition vérifié

- **Résistance des boulons des semelles**

La résistance au cisaillement d'un boulon ordinaire de classe 6.8 donnée par :

$$F_{v,rd} = \frac{0.5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{v,rd} = \frac{0.5 \times 600 \times 115}{1.25} = 27.6 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V}{8} = \frac{30.09}{8} = 3.76 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

- **Assemblage des ailes par couvre joint**

La largeur de couvre joint : $b = \text{largeur de poteau (HEA280)} - 60 = 220 \text{ mm}$

$$A_{brute} = b \times t_f = 220 \times 13 = 3640 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = A_{brute} - 2 \times d_0 \times t_f = 3640 - 2 \times 15 \times 13 = 3250 \text{ mm}^2$$

$$N_u = 0.9 \times A_{net} \times \frac{f_u}{\gamma_{m2}} \geq N_{pl} = \frac{A_{brute} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_u = 0.9 \times 3250 \times \frac{360}{1.25} = 842.4 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{3640 \times 275}{1.1} = 910 \text{ KN}$$

$$N_u = 842.4 \text{ KN} < N_{pl} = 910 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

VIII.6 Assemblage des éléments de contreventement

VIII.6.1 Assemblage du contreventement en croix de Saint-André portique

VIII.6.1.1 Assemblage gousset-nœud du portique

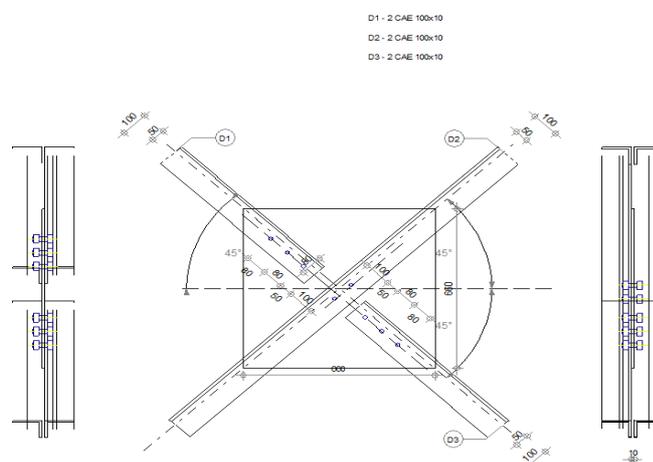


Figure VIII. 8 assemblage gousset contreventement en X

GENERAL

Assemblage N°: 6
 Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement
 Noeud de la structure: 1
 Barres de la structure: 757, 756, 1, 756,

GEOMETRIE

BARRES

	Barre 1	Barre 2-4	Barre 3		
Barre N°:	757	756	1		
Profilé:	2 CAE 100x10	2 CAE 100x10	2 CAE 100x10		
h	100	100	100		mm
b _F	100	100	100		mm
t _w	10	10	10		mm
t _F	10	10	10		mm
r	12	12	12		mm
A	38,31	38,31	38,31		cm ²
Matériau:	ACIER E28	ACIER E28	ACIER E28		
f _y	275,00	275,00	275,00		MPa
f _u	405,00	405,00	405,00		MPa
Angle	α	45,3	45,0	45,3	Deg
Longueur	l	0,00	0,00	0,00	m

BOULONS

Barre 1

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

Classe =	8.8		Classe du boulon
d =	18	[mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	20	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	1,92	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	2,54	[cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{yb} =	550,00	[MPa]	Limite de plasticité
f _{ub} =	800,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	3		Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 80;80 [mm]			
e ₁ =	50	[mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e ₂ =	50	[mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e _c =	100	[mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 2-4

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe =	8.8		Classe du boulon
d =	18	[mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	20	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	1,92	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	2,54	[cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{yb} =	550,00	[MPa]	Limite de plasticité
f _{ub} =	800,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	2		Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 80 [mm]			
e ₂ =	50	[mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

Barre 3

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

Classe =	8.8		Classe du boulon
d =	18	[mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	20	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	1,92	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	2,54	[cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{yb} =	550,00	[MPa]	Limite de plasticité
f _{ub} =	800,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	3		Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 80;80 [mm]			
e ₁ =	50	[mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e ₂ =	50	[mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e _c =	100	[mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

l _p =	660	[mm]	Longueur de la platine
h _p =	660	[mm]	Hauteur de la platine
t _p =	10	[mm]	Epaisseur de la platine

Paramètres

h ₁ =	0	[mm]	Grugeage
v ₁ =	0	[mm]	Grugeage
h ₂ =	0	[mm]	Grugeage
v ₂ =	0	[mm]	Grugeage
h ₃ =	0	[mm]	Grugeage
v ₃ =	0	[mm]	Grugeage
h ₄ =	0	[mm]	Grugeage
v ₄ =	0	[mm]	Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;0)

e _v =	330	[mm]	Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
------------------	-----	------	--

$e_V = 330$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 $e_H = 330$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 Matériau ACIE
 : R
 $f_y = 235,00$ [MPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N_{b1,Ed} = -373,60$ [kN] Effort axial
 $N_{b2,Ed} = -373,76$ [kN] Effort axial
 $N_{b3,Ed} = -382,36$ [kN] Effort axial
 $N_{b4,Ed} = -382,59$ [kN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 1

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 195,43$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,83$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,83 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 243,0$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,83$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,83 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 243,00$ [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 platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 131,4$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0,0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 131,40$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 22$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$M_0 = -8,14$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b1,Ed} \cdot e$
$F_{NSd} = 124,53$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b1,Ed} / n$
$F_{MSd} = -50,85$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$
$F_{x,Ed} = 124,53$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = -50,85$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 134,51$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
$F_{Rdx} = 131,40$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 131,40$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -124,53 < 131,40$	vérifié (0,95)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ -50,85 < 131,40$	vérifié (0,39)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$134,51 < 195,43$	vérifié (0,69)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_3 = 0,62$	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A = 19,15$ [cm ²]	Aire de la section transversale de la cornière	
$A_{net} = 17,15$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 \cdot t_{f1}$
$N_{u,Rd} = 344,60$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_{u1}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 474,07$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0,9 \cdot A \cdot f_{y1}) / \gamma_{M2}$
$ 0,5 \cdot N_{b1,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -186,80 < 344,60$	vérifié (0,54)
$ 0,5 \cdot N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -186,80 < 474,07$	vérifié (0,39)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 4,00$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 16,00$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 318,8$ [kN]	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 N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -186,80 < 318,83$	vérifié (0,59)

BARRE 2-4

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 147,46$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot m / \gamma_{M2}$
--------------------------	---	---

Pression du boulon sur la barre

Direction x		
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2,8 \cdot (e_2/d_0) - 1,7, 2,5]$
$k_{1x} > 0,0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,67$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0,25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0,0$	$0,67 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 194,4$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$
Direction z		

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0,83$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,83 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1z} = 243,00$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_1 = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 1,00$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 131,4$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou		$F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 131,40$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 22$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$M_0 = 0,19$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b2,Ed} * e$
$F_{NSd} = 4,42$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b2,Ed} / n$
$F_{MSd} = 2,40$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{MSd} = M_0 * x_{max} / \sum x_i^2$
$F_{x,Ed} = 4,42$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 2,40$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 5,03$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 131,40$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 131,40$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 4,42 < 131,40$	vérifié (0,03)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 2,40 < 131,40$	vérifié (0,02)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$5,03 < 147,46$	vérifié (0,03)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_2 = 0,58$	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A = 19,15$ [cm ²]	Aire de la section transversale de la cornière	
$A_{net} = 17,15$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 * t_f$
$N_{u,Rd} = 322,37$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_2 * A_{net} * f_{u2}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 474,07$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y2}) / \gamma_{M2}$
$ 0.5 * N_{b2,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ 4,42 < 322,37$	vérifié (0,01)
$ 0.5 * N_{b2,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 4,42 < 474,07$	vérifié (0,01)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 4,00$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 9,00$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 207,6$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 4,42 < 207,69$	vérifié (0,02)

BARRE 3

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 195,43$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,83$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,83 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 243,0$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,83$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,83 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 243,00$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 131,4$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 131,40$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 22$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = -8,33$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = N_{b3,Ed} * e$

$F_{NSd} = 127,45$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{NSd} = N_{b3,Ed} / n$

$F_{MSd} = -52,04$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{MSd} = M_0 * x_{max} / \sum x_i^2$

$F_{x,Ed} = 127,45$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed} = -52,04$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{MSd}$

cisaillement des boulons

$e = 22$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons		
$F_{Ed} = 137,67$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 131,40$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x		$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 131,40$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z		$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -127,45 < 131,40$	vérifié	(0,97)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ -52,04 < 131,40$	vérifié	(0,40)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$137,67 < 195,43$	vérifié	(0,70)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_3 = 0,62$	Coefficient de réduction		[Tableau 3.8]
$A = 19,15$ [cm ²]	Aire de la section transversale de la cornière		
$A_{net} = 17,15$ [cm ²]	Aire de la section nette		$A_{net} = A - d_0 * t_f$
$N_{u,Rd} = 344,60$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette		$N_{u,Rd} = (\beta_3 * A_{net} * f_{u3}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 474,07$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		$N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y3}) / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b3,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -191,18 < 344,60$	vérifié	(0,55)
$ 0.5 * N_{b3,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -191,18 < 474,07$	vérifié	(0,40)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 4,00$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 16,00$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 318,8$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b3,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -191,18 < 318,83$	vérifié	(0,60)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,97

VIII.6.1.3 Assemblage de contreventement en « V » inversé :

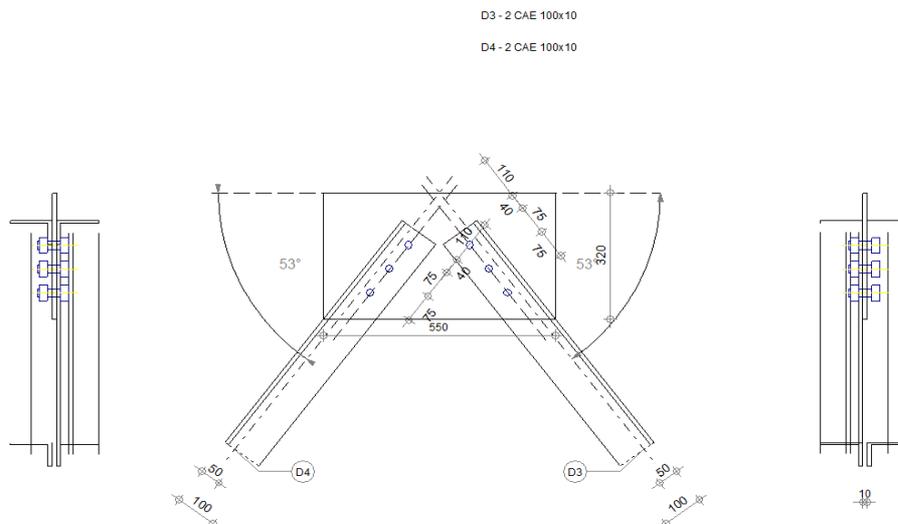


Figure VIII. 9 Assemblage de contreventement en V inversé.

GENERAL

Assemblage N°: 5
 Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement
 Noeud de la structure: 1809
 Barres de la structure: 778, 777,

GEOMETRIE

BARRES

	Barre 3	Barre 4				
Barre N°:	778	777				
Profilé:	2 CAE 100x10	2 CAE 100x10				
h	100	100				mm
b _f	100	100				mm
t _w	10	10				mm
t _f	10	10				mm
r	12	12				mm
A	38,31	38,31				cm2
Matériau:	ACIER E28	ACIER E28				
f _y	275,00	275,00				MPa
f _u	405,00	405,00				MPa
Angle	α	53,1	53,1			Deg
Longueur	l	0,00	0,00			m

BOULONS

Barre 3

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon
 d = 20 [mm] Diamètre du boulon
 d₀ = 22 [mm] Diamètre du trou de boulon
 A_s = 2,45 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 A_v = 3,14 [cm²] Aire de la section du boulon
 f_{yb} = 550,00 [MPa] Limite de plasticité
 f_{ub} = 800,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
 n = 3 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 75 ; 75 [mm]

e₁ 40 [m] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

e₂ 50 [m] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

e_c 11 [m] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon
 d = 20 [mm] Diamètre du boulon
 d₀ = 22 [mm] Diamètre du trou de boulon
 A_s = 2,45 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 A_v = 3,14 [cm²] Aire de la section du boulon
 f_{yb} = 550,0 [MPa] Limite de plasticité
 f_{ub} = 800,0 [MPa] Résistance du boulon à la traction

VIII.7 Calcul des pieds de poteau

La base des poteaux sert à transmettre les charges au sol à l'aide d'assises d'acier, ces derniers sont des plaques métalliques appelées « platines », fixées aux pieds des poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appuis, dans notre cas les poteaux sont encastrés à leur base.

Les tiges d'ancrage ont pour but de résister aux effets des charges de calcul, elles doivent assurer la résistance en traction nécessaires vis-à-vis des effets de soulèvement et des moments de flexions.

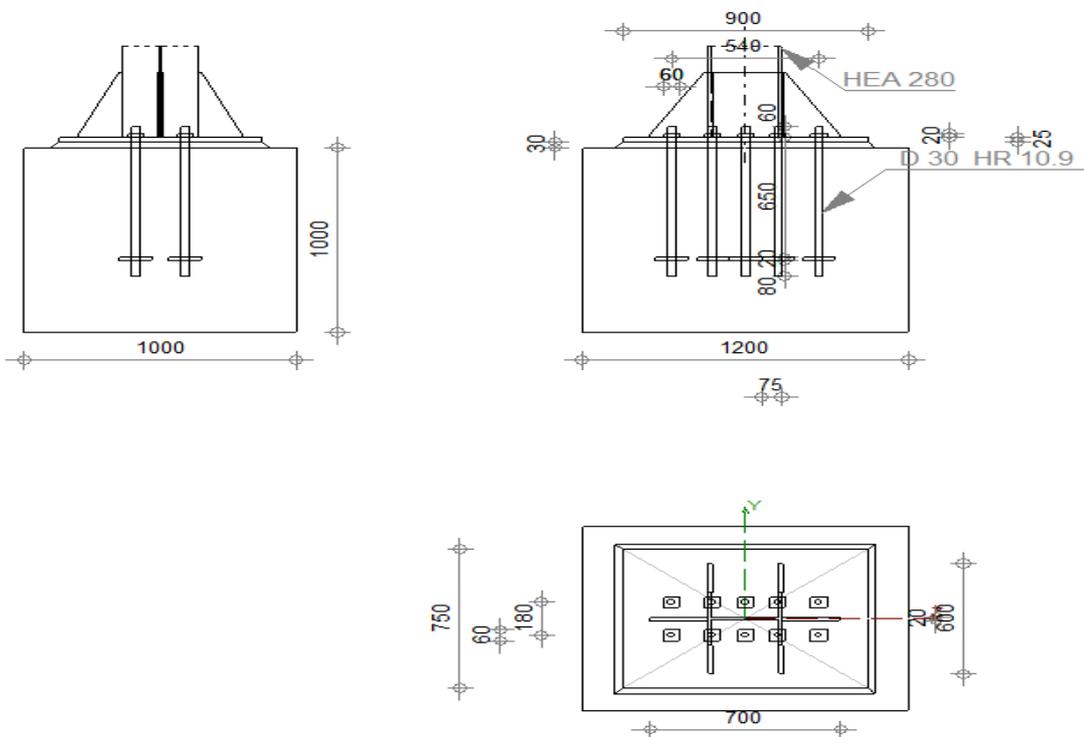


Figure VIII. 10 Schéma d'assemblage poteau – poteau

GENERAL

Assemblage N°:	4
Nom de l'assemblage :	Pied de poteau encastré
Noeud de la structure:	70
Barres de la structure:	48

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé:	HEA 280
Barre N°:	48
$L_c =$	5,03 [m] Longueur du poteau
$\alpha =$	0,0 [Deg] Angle d'inclinaison

Profilé:	HEA 280	
$h_c =$	270 [mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	280 [mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	8 [mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	13 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	24 [mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	97,26 [cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	13673,30 [cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	ACIER E28	
$f_{yc} =$	275,00 [MPa]	Résistance
$f_{uc} =$	405,00 [MPa]	Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} =$	900 [mm]	Longueur
$b_{pd} =$	750 [mm]	Largeur
$t_{pd} =$	25 [mm]	Epaisseur
Matériau:	ACIER	
$f_{ypd} =$	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 =	HR 10.9	Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	900,00 [MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	1200,00 [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
$A_v =$	7,07 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$n_H =$	5	Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	2	Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} =$	120;150 [mm]	
Entraxe $e_{Vi} =$	180 [mm]	

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 =$	60 [mm]
$L_2 =$	650 [mm]
$L_3 =$	80 [mm]

Plaque d'ancrage

$l_p =$	120 [mm]	Longueur
$b_p =$	120 [mm]	Largeur
$t_p =$	20 [mm]	Epaisseur
Matériau:	ACIER E28	
$f_y =$	275,00 [MPa]	Résistance

Platine

$l_{wd} =$	60 [mm]	Longueur
$b_{wd} =$	60 [mm]	Largeur
$t_{wd} =$	20 [mm]	Epaisseur

RAIDISSEUR

$l_s =$	700 [mm]	Longueur
$w_s =$	600 [mm]	Largeur
$h_s =$	350 [mm]	Hauteur
$t_s =$	20 [mm]	Epaisseur
$d_1 =$	15 [mm]	Grugeage
$d_2 =$	15 [mm]	Grugeage

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C =$	1,50	Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

L =	1200	[mm]	Longueur de la semelle
B =	1000	[mm]	Largeur de la semelle
H =	1000	[mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe	BETON35		
$f_{ck} =$	35,00	[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

$a_p =$	7	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_s =$	5	[mm]	Raidisseurs

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N_{j,Ed} =$	-1500,00	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	-277,34	[kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	21,51	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	-36,45	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} =$	17,12	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} =$	23,33	[MPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j =$	20,74	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp} / (3 * f_j * \gamma_{M0}))}$				
$c =$	49	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	110	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	377	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	415,53	[cm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} =$	3305,09	[cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1} / A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$				
$F_{rd,u} =$	2734,44	[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)]
$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$				
$f_{jd} =$	43,87	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} =$	2252,80	[cm ²]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} =$	1049,19	[cm ²]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} =$	797,27	[cm ²]	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$				

$F_{c,Rd,n} = 9883,24$	[kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = 4602,89$	[kN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} = 3497,71$	[kN]	Résistance du béton à la flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

CL =	3,00	Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{el,y} = 2502,92$	[cm ³]	Facteur élastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} = 688,30$	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} = 335$	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$			
$F_{c,fc,Rd,y} = 2054,18$	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{el,z} = 2315,80$	[cm ³]	Facteur élastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} = 636,84$	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} = 354$	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$			
$F_{c,fc,Rd,z} = 1800,46$	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RÉSISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMÉE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$			
$N_{j,Rd} = 9883,24$	[kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$			
$F_{c,Rd,y} = 2054,18$	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$			
$F_{c,Rd,z} = 1800,46$	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,15 < 1,00	vérifié	(0,15)
$e_y = 24$	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$Z_{c,y} = 168$	[mm]	Bras de levier $F_{c,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,y} = 270$	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 87,19$	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]
$M_{i,Ed,y} / M_{i,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	0,42 < 1,00	vérifié	(0,42)
$e_z = 11$	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$Z_{c,z} = 177$	[mm]	Bras de levier $F_{c,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,z} = 90$	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 38,61$	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	0,44 < 1,00	vérifié	(0,44)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,86 < 1,00	vérifié	(0,86)

CISAILLEMENT

PRESSIION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 2,97$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} = 1,00$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * \alpha_{b,y} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,y} = 547,50$	[kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 1,88$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} = 1,00$	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]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * \alpha_{b,z} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,z} = 547,50$	[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)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,25$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 1200,00$ [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)]

$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b * f_{ub} * A_{vb} / \gamma_{M2}$
 $F_{2,vb,Rd} = 168,29$ [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]
$M_{Rk,s} = 3,58$ [kN*m]	Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion	CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} = 58$ [mm]	Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]
$\gamma_{Ms} = 1,20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]

$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M * M_{Rk,s} / (l_{sm} * \gamma_{Ms})$
 $F_{v,Rd,sm} = 103,72$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 199,88$ [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$k_3 = 2,00$	Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$
 $F_{v,Rd,cp} = 185,07$ [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y} = 1024,9$ [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]
 $= 6$]

$\psi_{A,V,y} = 0,54$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
-----------------------	---	-------------

$\psi_{h,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
-----------------------	--	-----------------

$\psi_{s,V,y} = 0,86$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
-----------------------	---	-----------------

$\psi_{ec,V,y} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
------------------------	--	-----------------

$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
----------------------------	---	-----------------

$\psi_{ucr,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
-------------------------	---	-----------------

$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
----------------------	---------------------------------	---------------

$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y} * \psi_{A,V,y} * \psi_{h,V,y} * \psi_{s,V,y} * \psi_{ec,V,y} * \psi_{\alpha,V,y} * \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$
 $F_{v,Rd,c,y} = 219,22$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z} = 740,1$ [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]
 $= 2$]

$\psi_{A,V,z} = 0,83$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
-----------------------	---	-------------

$\psi_{h,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
-----------------------	--	-----------------

$\psi_{s,V,z} = 0,95$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
-----------------------	---	-----------------

$\psi_{ec,V,z} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
------------------------	--	-----------------

$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
----------------------------	---	-----------------

$\psi_{ucr,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
-------------------------	---	-----------------

$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
----------------------	---------------------------------	---------------

$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} * \psi_{A,V,z} * \psi_{h,V,z} * \psi_{s,V,z} * \psi_{ec,V,z} * \psi_{\alpha,V,z} * \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$
 $F_{v,Rd,c,z} = 269,19$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0,30$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 1500,00$ [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]

$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$

$F_{f,Rd} = 450,00$ [kN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,y} = 1487,24$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement		CEB [9.3.1]
$V_{i,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,19 < 1,00$	vérifié	(0,19)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 1487,24$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement		CEB [9.3.1]
$V_{i,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,01 < 1,00$	vérifié	(0,01)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,20 < 1,00$	vérifié	(0,20)

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$M_1 = 46,98$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur		
$Q_1 = 356,43$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur		
$z_s = 63$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)		
$I_s = 25162,94$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur		
$\sigma_d = 7,18$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 58,16$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 50,92$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 88,49$ [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,38 < 1,00$	vérifié	(0,38)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 = 29,42$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur		
$Q_1 = 282,06$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur		
$z_s = 84$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)		
$I_s = 22374,59$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur		
$\sigma_d = 7,81$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 38,20$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 40,29$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 70,23$ [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,30 < 1,00$	vérifié	(0,30)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 70,54$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure		[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 70,54$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire		[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} = -19,63$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$		[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} = 2,79$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$		[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,85$	Coefficient dépendant de la résistance		[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0,27 < 1,00$	vérifié	(0,27)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,42 < 1,00$	vérifié	(0,42)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,25 < 1,00$	vérifié	(0,25)

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} = 162,69$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure		[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 162,69$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire		[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} = 101,84$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle		[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 370,12$ [MPa]	Contrainte totale équivalente		[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,85$	Coefficient dépendant de la résistance		[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,96 < 1,00$	vérifié	(0,96)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} = 101,88$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure		[4.5.3.(7)]
---------------------------------	------------------------------------	--	-------------

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	101,88	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	101,88	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	80,59	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	246,99	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,72 < 1,00				vérifié (0,72)

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	117,23	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	117,23	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	115,75	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	308,48	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,90 < 1,00				vérifié (0,90)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	124,65	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	124,65	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	104,78	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	308,37	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,90 < 1,00				vérifié (0,90)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	110	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	377	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff}) / (1.275 * E)}$				
$k_{13,y} =$	27	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	453	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$m =$	72	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	8	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	330	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	3	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,49		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	323106,48	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	171426,45	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} \geq S_{j,rig,y}$ RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z}) / (1.275 * E)}$				
$k_{13,z} =$	38	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	375	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	78	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,z} =$	10	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	330	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,z} =$	3	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	0,83		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	498731,66	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]

$\lambda_{0,z} =$	0,83	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,rig,z} =$	59710,71 [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$	RIGIDE		[5.2.2.5.(2)]

Composant le plus faible:

RAIDISSEUR - SOUDURES VERTICALES

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,96

CHAPITRE IX : Etude de l'infrastructure

INTRODUCTION

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque, de leur bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

IX.1 Les type des fondations

-Fondation superficielle :

- Semelle isolée sous poteau.
- Semelle filante continue sous mur.
- Semelle filante sous plusieurs poteaux.
- Radiers généreux ou nervurés.

-Fondation profonde (semelle sous pieux).

IX.2 Choix des fondations

-Le choix du type de fondation se fait en suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction .
- La qualité du sol de fondation.

Donc son calcul ne peut être effectué que lorsqu'on connaît :

- La superstructure et ses charges.
- Les caractéristiques du sol (concernant le projet, la contrainte admissible du sol

IX.3 Dimensionnement des fondations

Pour le dimensionnement des fondations, on choisit une semelle qui se trouve sous le poteau le plus sollicité, les autres poteaux doivent être calculés de la même manière.

IX.3.1 Stabilité des fondations

Les massifs de fondation doivent être en équilibre sous l'action :

- Des sollicitations dues à la superstructure.
- Des sollicitations dues au sol.

➤ **Semelle isolée sous poteaux :**

• **Méthode des bielles**

D'après l'article 10.1.4.1 De RPA les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'action :

G+Q+E

0.8G±E

G+Q+E_x : N_{sd} = 463.34 KN

M_{sd} = -54.36 KN.m

G+Q+E_y : N_{sd} = 877.36 KN

M_{sd} = -43.12 KN.m

0.8G+E_x : N_{sd} = 318.21 KN

M_{sd} = - 36.88 KN.m

0.8G+E_y : N_{sd} = 732.24 KN

M_{sd} = -25.64 KN.m

D'après la comparaison des différentes combinaisons de charge on trouve qu'il y a lieu de travailler avec : - la combinaison (G+Q+E_y) (N_{max})

-la combinaison (G+Q+E_x) (M_{max})

Après calculs, on trouve qu'il y a lieu de dimensionner avec la combinaison (G+Q+E_y)

IX.3.2 Pré dimensionnement

➤ **Combinaison de charge (G+Q+E_y)**

-N=877.36 KN

-M=-43.12KN.m

Semelle carré : S= A×B

σ'_{sol} = 1.5×1.2bars=0.18 MPa

$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma'_{sol}} = \frac{877.36}{180} = 4.87m^2$$

On prend A=B=2.3 m donc A×B=5.29m² Donc on opte pour une semelle filante.

➤ **Semelle filante sous 4 poteaux :**

poteau	ELU		ELS
	Effort normal	Moment	Effort norml
45	677.34	17.13	532.76
48	614.3	29.18	877.36
49	611.08	28.47	874.91
51	634.16	25.86	466.41

Tableau IX.1 Les efforts des poteaux a l'ELU et l'ELS

IX.3.3 Dimensionnement géométrique

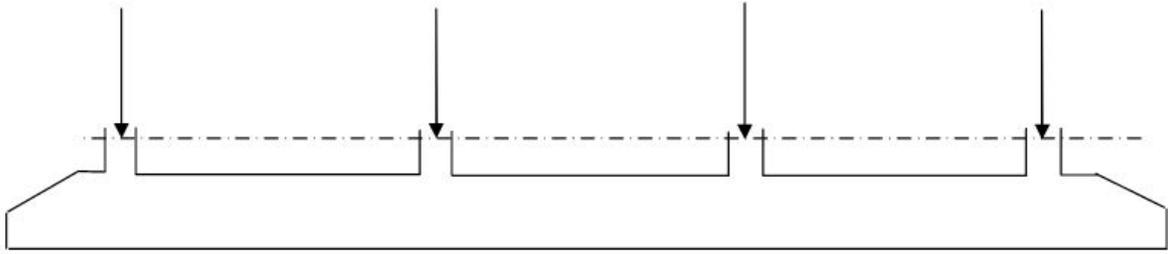


Figure IX. ISchéma de la semelle filante

➤ Calcul de la largeur de la semelle à l'ELS

$$N_t = \sum N_i = 2751.44 \text{ KN}$$

$$B \geq N_s / \sigma'_{\text{sol}} = 2751.44 / 180 \times 8.9 = 1.7 \text{ m on prend } B = 1.8 \text{ m}$$

➤ Condition minimale

Une semelle est dite continue si sa largeur très petite devant sa longueur, elle doit vérifier la condition suivante : $L/B > 5 \Rightarrow 8.90 / 1.10 = 8.09 > 5$ (C-V)

➤ Calcul de la hauteur de la semelle

➤ Condition de non poinçonnement

On propose : $h = 0.40 \text{ m}$

$$Q_U \leq 0.045 \mu C h f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

Q_U : charge de calcul à l'ELU

μC : périmètre du contour sur lequel agit la charge.

h : hauteur de la semelle filante

La vérification se fait pour le point le plus sollicité de la semelle en effort normal appliqué par le poteau le plus sollicité

$$\mu c = 2(b + a + 2h) = 2(1 + 0.5 + 2(0.4)) = 4.6 \text{ m}$$

$$0.045 \mu c h f_{c28} / \gamma_b = 0.045 (4.6)(0.4)(25)(1000) / 1.5 = 1380 \text{ KN.}$$

$$Q_u = 677.34 < 1380 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{cv}$$

Donc on prend : $h = 0.4 \text{ m}$

➤ Modèle de calcul

a) Modèle Poutre considéré comme très rigide :

Condition de rigidité :

On prend $d = 0.4 \text{ m}$

$$\text{Semelle rigide} \Rightarrow B - b/4 = 1.8 - 0.4/4 = 0.35 < d = 0.4 < B - b = 1.4$$

Calcul de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{KA}}$$

Où:

E : module d'élasticité du béton ($E = 32164.2 \text{ MPa}$).

K : coefficient de raideur du sol ($K = 40 \text{ MN/m}$)

I : moment d'inertie de la semelle $= 0.1367 \text{ m}^4$

A : la largeur de la semelle.

L_{max} : la longueur maximale entre axe de deux poteaux.

Si : $L_{max} \leq L_e \pi/2$: on supposera alors une répartition trapézoïdale (ou triangulaire) des contraintes sur le sol, donc poutre rigide.

Si : $L_{max} > L_e \pi/2$ la fondation filante est étudiée comme semelle sur sol élastique avec interaction sol structure. (des méthodes sont proposées mais dont le principe est le même, nous citons à titre d'exemple les méthodes : Simvoulidi , Flamant et Westergaard

La longueur maximale entre axe de deux poteaux est de 5m d'où

$$L_e = 3.95m$$

$$L_e \pi/2 = 6.2 m > L_{max} = 5m \Rightarrow \text{poutre rigide}$$

Calcul des contraintes

$$N_t = \sum N_i = 2536.88KN$$

$$M_t = \sum N_i e_i + \sum M_i = - 26,8KN.m$$

$$\sigma_{max} = N_t/A + M_t y/I = 1,1MPa$$

$$\sigma_{min} = N_t/A - M_t y/I = - 1,1MPa$$

➤ **Ferrailage Des Semelles Filantes sous poteaux :**

Calcul des armatures sens transverses :

Le ferrailage se calcul par la methodes des bielles a l'ELU :

$$A_x = \frac{N_u * (A-a)}{8d\sigma'su}$$

$$A_y = \frac{A_x}{4} \times B$$

$$N_u = \sum N_i = 2536.88KN$$

$$A_x = \frac{2536.88 * (230-40)}{8 * 55 * 348 * 0.1} = 31.48cm^2$$

$$A_y = \frac{31.48}{4} \times 2.3 = 18.1cm^2$$

Verification condition de non fragilite :

$$A_{min} = 2(cm^2/ml) \times A(m) , \text{ Avec } A : \text{ largeur de la semelle}$$

$$A_{min} = 2 \times 2.3 = 4.6cm^2$$

Les resultats calcules sont representes dans le tableau suivant :

A_x (cm^2/m)	Choix	$A_{xadopte}$ (cm^2/ml)	St (cm)	A_y (cm^2/ml)	Choix	$A_{yadopte}$ (cm^2/m)	St (cm)
31.48	8HA20+4HA 16	33.17	10	18.1	6HA2 0	18.85	10

Tableau IX.2 Recapitulatif du ferrailages des semelles filantes

➤ **Dimensionnement de la nervure :**

On ferraille une section en T, dont les dimensions sont les suivantes :

$$e \geq 6\phi + 6\text{cm} \Rightarrow e = 7.5\text{cm}$$

$$h_t = 60\text{cm} ; e = 7.5\text{cm} ; d = 55\text{cm}$$

Calcul de b_0 :

$$b_0 \leq \min\left(\frac{l_x}{2} ; \frac{l_y}{10}\right) = \left(\frac{500}{2} ; \frac{502}{10}\right) = 50.2\text{ cm}$$

Donc $b_0 = 30\text{cm}$

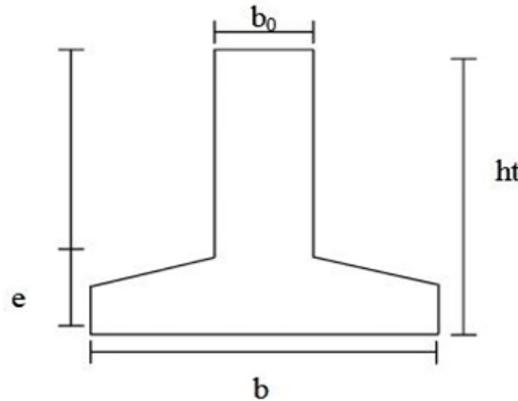


Figure IX. II Section de la nervure

➤ **Calcul des armatures du libage :**

Le longitudinale se fait en considérant une poutre en T renversée appuyée sur les poteaux et sollicitée par la réaction du sol.

Le ferrailage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

Calcul de la charge uniforme :

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times B \Rightarrow q_u = 139.43 \times 2.3 = 320.69 \text{ KN/ml}$$

Calcul a l'ELU :

La position de l'axe neutre α_0 :

$$\alpha_0 = \frac{e}{d} \Rightarrow \alpha_0 = \frac{7.5}{55} = 0.136$$

Le moment réduit μ_0 ; si :

$$0 \leq \alpha_0 \leq 0.166 \Rightarrow \mu_0 = 5\alpha_0^2(4 - 12\alpha_0 + 3\alpha_0^2) / 4(1 - \alpha_0)^2$$

$$0.167 \leq \alpha_0 \leq 0.259 \Rightarrow \mu_0 = 1.14\alpha_0 - 0.57\alpha_0^2 - 0.07$$

$$\alpha_0 \geq 0.259 \Rightarrow \mu_0 = 0.8\alpha_0 \times (1 - 0.4\alpha_0)$$

Dans notre cas on a : $0 \leq \alpha_0 = 0.136 \leq 0.166$ donc $\mu_0 = 0.075$

Le moment repris par la table de compression M_t :

$$M_t = \mu_0 * b * d^2 * f_{bc} \Rightarrow M_t = 0.075 * 2.3 * 0.55^2 * 14.2 * 10^{-3} = 740.97 \text{ KN.m}$$

$M_t > M_u \Rightarrow$ l'axe neutre se trouve dans la table de compression

Le calcul se fait comme une section rectangulaire ($b * h$) :

Moment fléchissant en travée : $M_t = 344.60 \text{ KN.m}$

Moment fléchissant en appuis : $M_a = -385.4 \text{ KN.m}$

✓ Calcul en travée :

$$\mu_b = M_t / b * d^2 * f_{bu} = 0.08$$

Donc $\beta = 0.958$

$$\mu_b < 0.391 \Rightarrow A_s' = 0$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_{st}} = 18.79 \text{ cm}^2$$

✓ Calcul en appuie :

$$\mu_b = M_t / b * d^2 * f_{bu} = 0.3$$

Donc $\beta = 0.816$

$$\mu_b < 0.391 \Rightarrow A_s' = 0$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_{st}} = 24.68 \text{ cm}^2$$

	M(KN.m)	A _{calculé} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix	St (cm)
travée	344.60	18.79	18.90	6HA20	10
appuis	385.40	24.68	31.4	15HA16	10

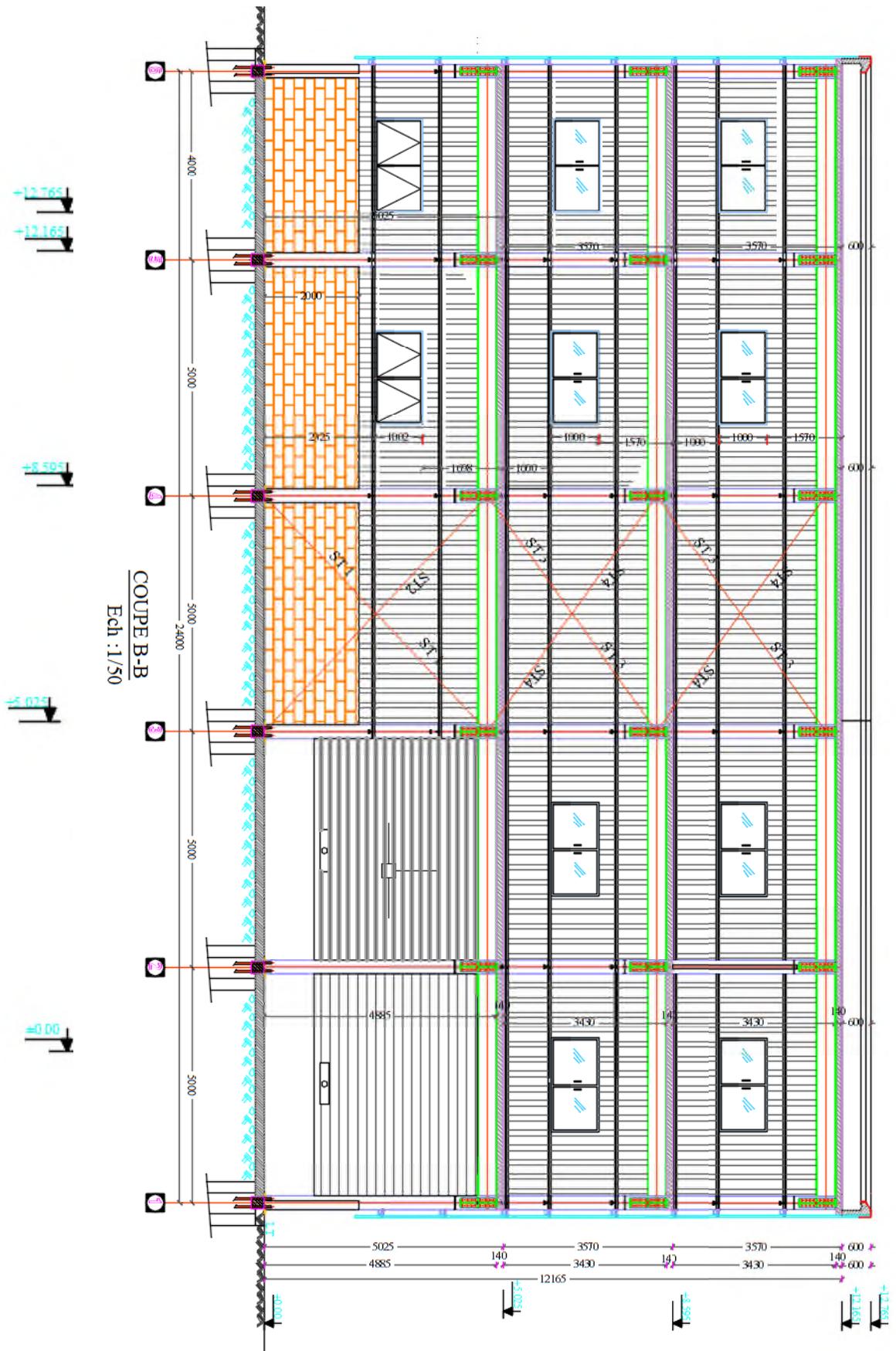
Tableau IX.3 Récapitulatif du ferrailage des semelles filantes

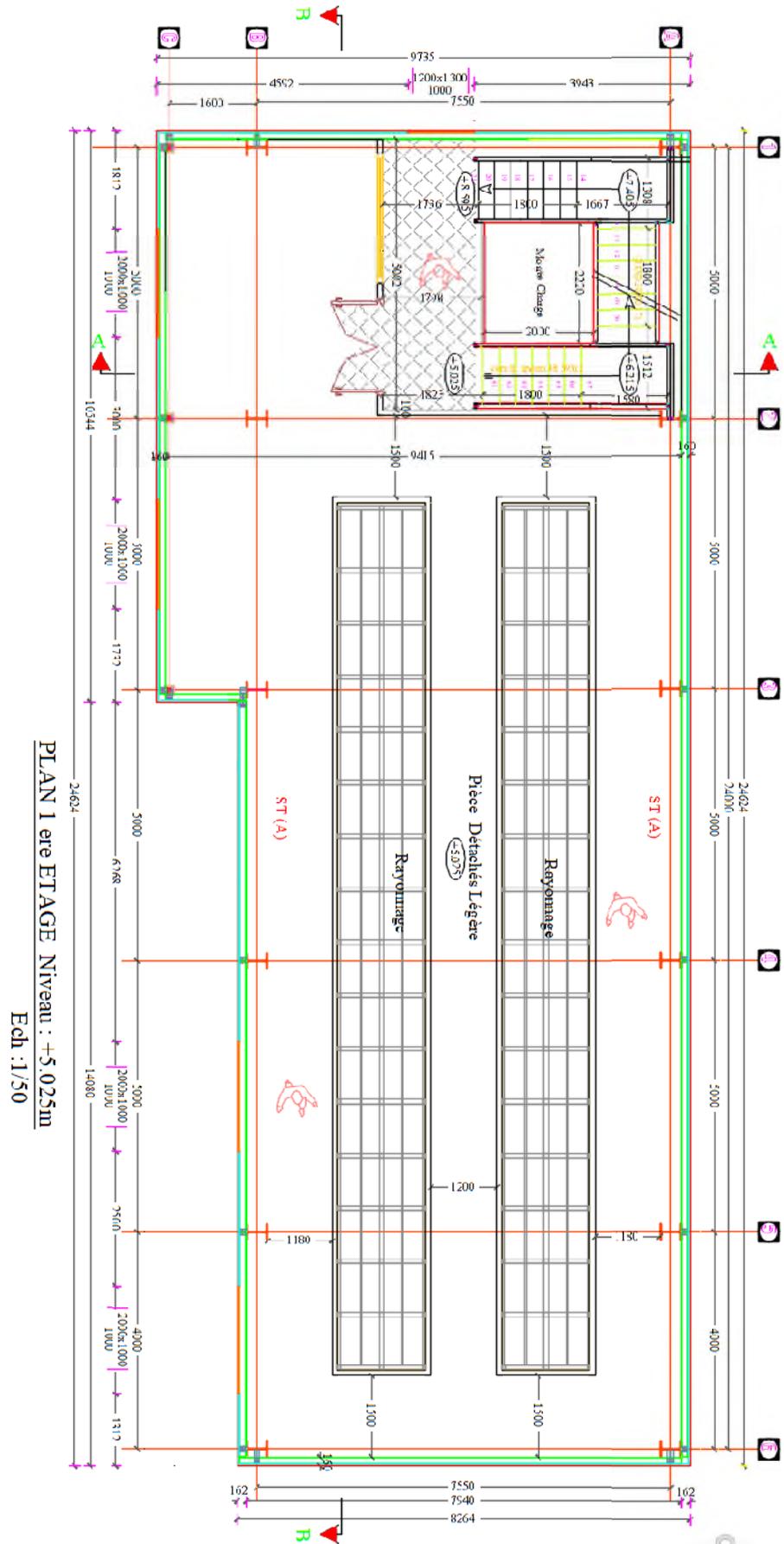
CONCLUSION GENERALE

Le bâtiment sur lequel on a réalisé notre étude présente certains avantages à savoir la régularité en plan et en élévation. Il comporte des systèmes de contreventements en X et en V qui permettent d'augmenter sa rigidité structurale. Ces qualités lui permettent d'offrir un bon comportement face au séisme.

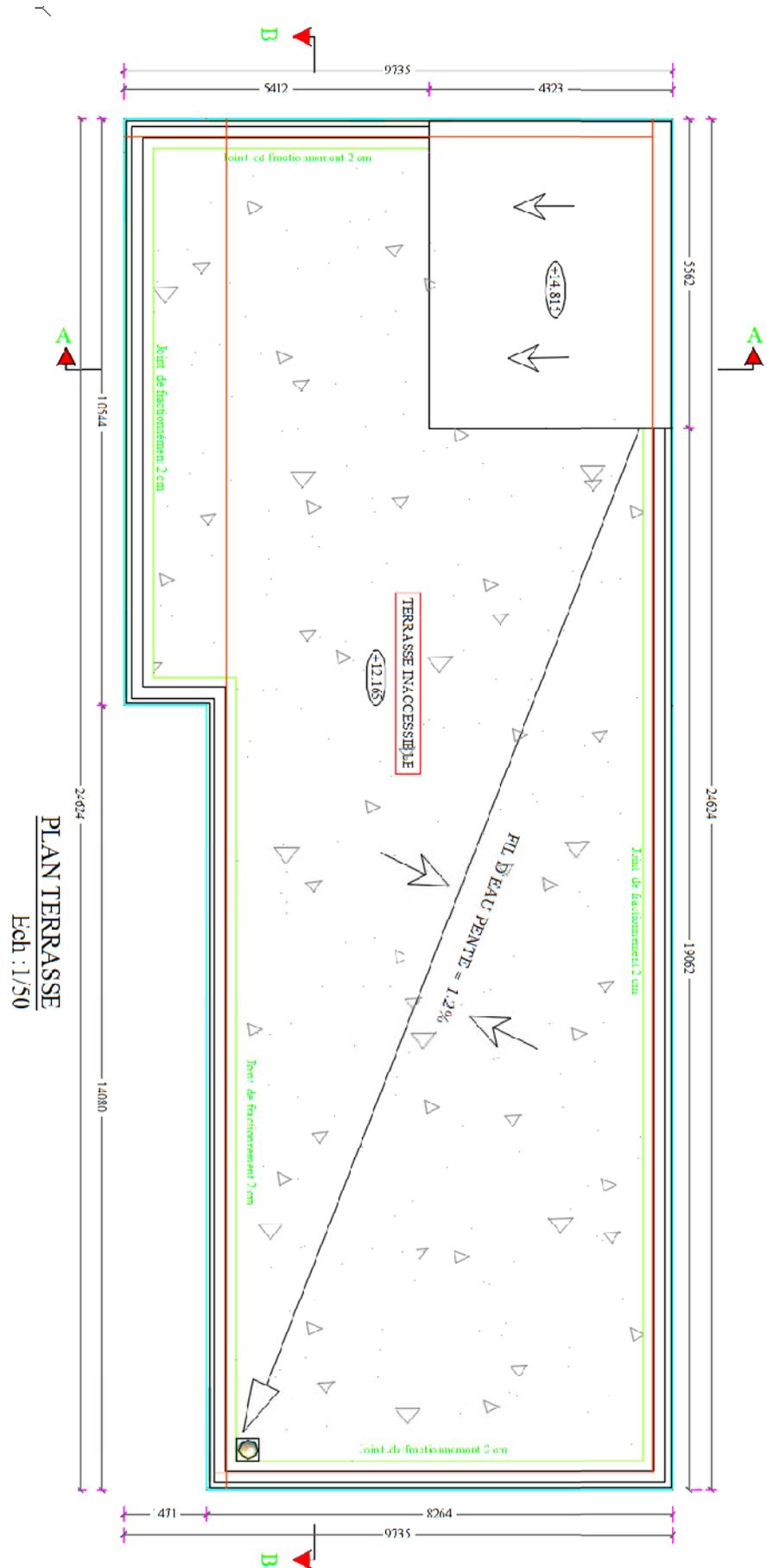
Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions :

- La vérification des ossatures vis-à-vis des instabilités est une étape primordiale et nécessaire pour un dimensionnement adéquat.
- La modélisation doit être aussi proche que possible de la réalité, afin d'approcher le comportement réel de la structure et obtenir de meilleurs résultats.
- La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures métallique.
- Le rôle très important que jouent les dispositions des contreventements dans le comportement global de la structure.
- La nécessité d'un entretien permanent et d'une protection appropriée pour les éléments métalliques contre la corrosion et le feu est fortement recommander.





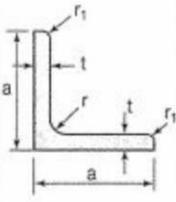
PLAN 1 ère ETAGE Niveau : +5.025m
Ech : 1/50



PLAN TERRASSE

Ech : 1/50

7.4 LAMINÉES MARCHANDS USUELS d'après doc. OTUA

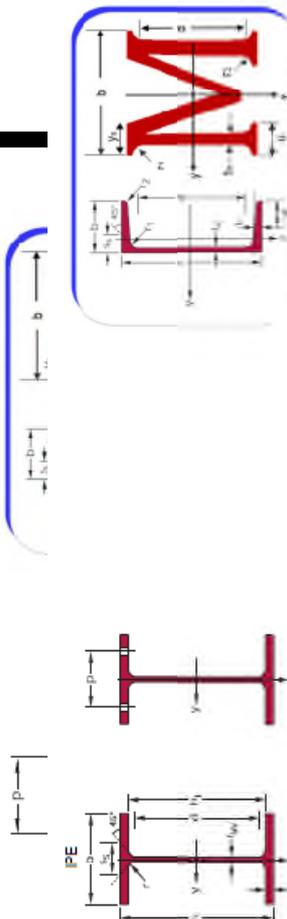
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.												
		Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul				
		a	a	e	r	r ₁			Axe yy = Axe zz				
		a	a	t	r	r ₁	P	A	d	I _x = I _y	I _x /d _x = I _y /d _y	i _x = i _y	I _y = I _z
		mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm	
L 20 x 20 x 3	20	20	3	4	2	0,88	1,13	0,60	0,39	0,28	0,59		
L 25 x 25 x 3	25	25	3	4	2	1,12	1,43	0,72	0,80	0,45	0,75		
L 25 x 25 x 4	25	25	4	4	2	1,46	1,86	0,76	1,01	0,58	0,74		
L 25 x 25 x 5	25	25	5	5	2,5	1,79	2,28	0,79	1,19	0,70	0,72		
L 30 x 30 x 3	30	30	3	5	2,5	1,36	1,74	0,84	1,40	0,65	0,90		
L 30 x 30 x 3,5	30	30	3,5	5	2,5	1,57	2,00	0,86	1,61	0,75	0,90		
L 30 x 30 x 4	30	30	4	5	2,5	1,78	2,27	0,88	1,80	0,85	0,89		
L 30 x 30 x 5	30	30	5	5	2,5	2,18	2,78	0,92	2,16	1,04	0,88		
L 35 x 35 x 3,5	35	35	3,5	4	2	1,84	2,34	0,99	2,66	1,06	1,06		
L 35 x 35 x 4	35	35	4	5	2,5	2,09	2,67	1,00	2,95	1,18	1,05		
L 35 x 35 x 5	35	35	5	5	2,5	2,57	3,28	1,04	3,56	1,45	1,04		
L 40 x 40 x 3	40	40	3	5	2,5	1,83	2,34	1,08	3,49	1,20	1,22		
L 40 x 40 x 4	40	40	4	6	3	2,42	3,08	1,12	4,47	1,55	1,21		
L 40 x 40 x 5	40	40	5	6	3	2,97	3,79	1,16	5,43	1,91	1,20		
L 40 x 40 x 6	40	40	6	6	3	3,52	4,48	1,20	6,31	2,26	1,19		
L 45 x 45 x 3	45	45	3	5	2,5	2,07	2,64	1,21	5,05	1,53	1,38		
L 45 x 45 x 4	45	45	4	5	2,5	2,72	3,47	1,25	6,55	2,02	1,37		
L 45 x 45 x 4,5	45	45	4,5	7	3,5	3,06	3,90	1,26	7,15	2,20	1,35		
L 45 x 45 x 5	45	45	5	7	3,5	3,38	4,30	1,28	7,84	2,43	1,35		
L 45 x 45 x 6	45	45	6	7	3,5	4,00	5,09	1,32	9,16	2,88	1,34		
L 50 x 50 x 3	50	50	3	5	2,5	2,31	2,94	1,33	7,01	1,91	1,54		
L 50 x 50 x 4	50	50	4	5	2,5	3,04	3,87	1,38	9,12	2,52	1,54		
L 50 x 50 x 5	50	50	5	7	3,5	3,77	4,80	1,40	10,96	3,05	1,51		
L 50 x 50 x 6	50	50	6	7	3,5	4,47	5,69	1,45	12,84	3,61	1,50		
L 50 x 50 x 7	50	50	7	7	3,5	5,15	6,56	1,49	14,61	4,16	1,49		
L 50 x 50 x 8	50	50	8	7	3,5	5,82	7,41	1,52	16,28	4,68	1,48		
L 55 x 55 x 6	55	55	6	7	3,5	4,94	6,29	1,57	17,40	4,43	1,66		

HE-HL

Poutrelles européennes à larges ailes
 Dim.: HE A, HE B et HE M 100-1000 conformes à l'Euronorme EN 10034-1:2004; HE AA 100-1000; HL 800-1100
 Tolérances EN 10034-1:2004

Poutrelles I européennes
 Dim.: IPE 80-800 conformes à l'Euronorme EN 10034-1:2004; IPE A 30-600; IPE O 180-600; IPE 750
 Tolérances EN 10034-1:2004

Etat de surface conforme à EN 10163-3:2004, classe C, sous-classe 1



IPE

Designation	Dim	Designation	Dimensions		Dimensions de construction			Surface		Designation	Valeurs statiques																												
			h	b	t _w	t _f	r	r _{min}	r _{max}		A _L	A _G	axe fort y-y			axe faible z-z																							
G	n	d	h	b	t _w	t _f	r	r _{min}	r _{max}	A _L	A _G	G	I _y	W _{el,y}	W _{pl,y}	I _z	W _{el,z}	W _{pl,z}	I _y	I _z	S _y	S _z	I _{xy}	I _{yz}	I _{xy}	I _{yz}	I _{xy}	I _{yz}	Classification EN 1993-1-1	Pure bending EN 1993-1-1	Pure compression EN 1993-1-1								
HE 100 A	16,7	26	100	46	3,8	5,2	5	7,64	0,303	54,64	0,303	54,64	8,0	80,14	28,33	28,21	3,24	3,53	3,43	3,68	5,82	1,05	20,10	0,70	0,12														
HE 120 A	19,9	114	120	55	4,1	5,7	7	13,3	0,402	49,33	0,402	49,33	8,1	111,0	34,20	39,41	4,07	5,09	16,92	5,79	9,15	1,24	23,70	1,20	0,35														
HE 140 A	24,7	133	140	64	4,4	6,3	7	13,2	0,472	45,82	0,472	45,82	10,4	171,5	52,36	60,73	4,80	6,31	27,67	8,65	13,56	1,45	35,20	1,74	0,58														
HE 160 A	30,4	152	160	73	4,7	6,9	7	15,4	0,551	42,70	0,551	42,70	12,8	240,0	77,37	88,34	5,74	7,64	44,00	12,31	19,26	1,65	46,70	2,45	1,06														
HE 180 A	36,6	171	180	82	5	7,4	9	23,1	0,621	39,47	0,621	39,47	15,8	319,3	126,7	123,5	6,58	9,66	69,31	16,66	26,10	1,84	53,37	3,80	3,96														
HE 200 A	42,3	190	200	91	5,3	8	9	23,9	0,696	37,13	0,696	37,13	18,8	408,0	146,3	166,4	7,42	11,25	100,9	22,16	34,80	2,05	60,60	4,79	7,43														
HE 220 A	50,5	210	220	100	5,6	8,5	12	29,5	0,768	34,30	0,768	34,30	22,4	507,0	188,4	220,0	8,20	14,00	142,4	23,47	44,01	2,24	70,60	6,83	12,82														
HE 240 A	60,3	230	240	110	5,9	9,2	12	33,4	0,848	32,36	0,848	32,36	26,2	616,0	232,0	255,4	9,11	15,88	204,9	27,25	59,11	2,48	83,36	8,07	22,67														
HE 260 A	76,4	270	260	120	6,2	9,8	15	39,1	0,922	30,02	0,922	30,02	30,7	735,0	304,3	366,6	9,87	19,14	283,6	47,27	73,91	2,69	101,37	12,68	37,98														
HE 280 A	86,2	290	280	130	6,6	10,2	15	45,9	1,041	28,86	1,041	28,86	36,1	874,0	426,9	484,0	11,23	22,14	419,9	62,20	96,95	3,02	120,67	15,84	47,68														
HE 300 A	97,6	310	300	140	7,1	10,7	15	53,8	1,160	27,46	1,160	27,46	42,2	1041,0	557,1	628,4	12,46	25,68	603,8	80,50	125,1	3,35	140,70	20,12	62,81														
HE 320 A	105	330	320	150	7,5	11,5	18	62,6	1,254	25,52	1,254	25,52	49,1	1227,0	715,1	804,3	13,71	30,81	785,1	95,52	153,7	3,55	158,50	25,15	89,11														
HE 340 A	112	350	340	160	8	12,7	16	73,7	1,365	23,70	1,365	23,70	57,1	1427,0	905,6	1019	14,95	35,14	1043	122,8	191,1	3,79	174,40	37,32	113,6														
HE 360 A	122	370	360	170	8,6	13,5	21	84,5	1,467	22,12	1,467	22,12	66,3	1641,0	1166	1307	16,55	42,69	1318	146,4	229,0	3,95	192,00	51,08	149,0														
HE 380 A	125	390	380	180	9,4	14,6	21	98,9	1,606	20,80	1,606	20,80	77,6	1884,0	1300	1502	18,48	50,95	1676	176,4	276,4	4,12	210,00	66,87	204,0														
HE 400 A	147	440	400	200	10,2	16	21	116	1,744	19,23	1,744	19,23	90,7	2202,0	1428	1694	20,43	59,87	2142	214,2	335,3	4,31	228,00	89,29	249,0														
HE 450 A	165	540	450	210	11,1	17,2	24	134	1,877	17,78	1,877	17,78	106	2616,0	1612	1912	22,35	72,34	2668	254,1	400,5	4,45	252,00	103,32	288,0														
HE 500 A	175	590	500	220	12	19	34	150	2,015	16,42	2,015	16,42	122	3024,0	1812	2112	24,30	83,78	3387	307,9	483,0	4,00	282,00	120,4	324,0														
HE 550 A	185	640	550	230	12,5	20,2	38	168	2,160	13,26	2,160	13,26	142	3528,0	2004	2304	26,40	95,85	4026	324,0	516,0	4,12	312,00	132,0	360,0														
HE 600 A	195	690	600	240	13	21,5	48	186	2,308	12,94	2,308	12,94	162	4032,0	2196	2496	28,80	108,90	4518	354,0	546,0	4,00	342,00	150,4	408,0														

Membre en Classe C, section Conservatoire Révisé

UPN

Fers U normaux européens

Dimensions: DIN 1026-1: 2000, NF A 45-202 (1983)
Tolerances: EN 10279: 2000
Etat de surface conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1

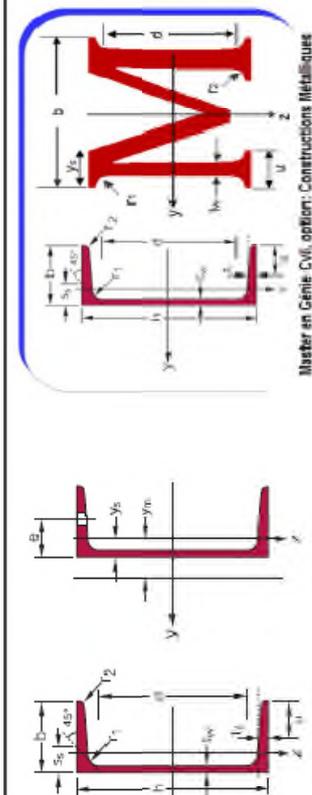
European standard channels

Dimensions: DIN 1026-1: 2000, NF A 45-202 (1983)
Tolerances: EN 10279: 2000

Surface condition according to EN 10163-3: 2004, class C, subclass 1

Europäische U-Stahl-Normalprofile

Abmessungen: DIN 1026-1: 2000, NF A 45-202 (1983)
Toleranzen: EN 10279: 2000
Oberflächenbeschaffenheit gemäß EN 10163-3: 2004, Klasse C, Untergruppe 1



Master en Génie Civil, option: Constructions Métalliques

UPN

Designation Designation Bezeichnung	Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaß				Surface Oberfläche	Designation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte																								
	A	d	e _{max}	e			A _L	A _C	I _y	W _{elx}	I _z	W _{elz}	S _x	I _y	I _z	W _{pl,y}	W _{pl,z}	Y _s	Y _z												
kg/m	mm ²	mm	mm	mm	mm ²	mm ²	mm	mm	mm	mm ²	mm ³	mm ⁴	mm ³	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm	mm													
UPN 80*	8,05	50	45	8	11,02	47	-	-	0,321	37,10	UPN 80	9,85	106	29,6	32,3	3,10	4,80	19,4	6,38	11,9	1,33	18,4	2,20	0,18	1,42	2,66	1	1	1	1	0
UPN 100*	10,6	100	50	6	8,5	8,5	4,5	13,50	64	-	-	10,6	206	41,2	49,0	3,91	6,46	29,3	8,49	16,2	1,47	20,3	2,81	0,41	1,56	2,63	1	1	1	1	0
UPN 120	13,4	120	55	7	9	9	4,5	17,00	82	-	-	13,4	364	60,7	72,6	4,62	8,80	43,2	11,1	21,2	1,59	22,2	4,15	0,90	1,80	3,03	1	1	1	1	0
UPN 140	16,0	140	60	7	10	10	5	20,40	68	M 12	33	16,0	605	86,4	103	5,45	10,41	62,7	14,8	28,3	1,75	23,9	5,68	1,80	1,75	3,37	1	1	1	1	0
UPN 160	18,8	160	65	7,5	10,5	10,5	5,5	24,00	115	M 12	34	18,8	925	116	139	6,21	12,60	85,3	19,3	35,2	1,89	25,3	7,39	3,28	1,94	3,56	1	1	1	1	0
UPN 180	22,0	180	70	8	11	11	5,5	28,00	133	M 16	38	22,0	1350	150	179	6,95	15,04	114	22,4	42,9	2,03	26,7	9,55	5,57	1,82	3,75	1	1	1	1	0
UPN 200	25,3	200	75	8,5	11,5	11,5	6	32,20	151	M 16	39	25,3	1910	181	228	7,70	17,71	148	27,0	51,8	2,14	28,1	11,9	9,07	2,01	3,94	1	1	1	1	0
UPN 220	29,4	220	80	9	12,5	12,5	6,5	37,40	167	M 16	40	29,4	2680	245	292	8,48	20,62	197	33,6	64,1	2,30	30,3	16,0	14,0	2,14	4,20	1	1	1	1	0
UPN 240	33,2	240	85	9,5	13	13	6,5	42,30	184	M 20	46	33,2	3600	300	358	9,22	23,71	248	39,6	75,7	2,42	31,7	19,7	22,1	2,23	4,39	1	1	1	1	0
UPN 260	37,9	260	90	10	14	14	7	48,30	200	M 22	50	37,9	4820	371	442	9,99	27,12	317	47,7	91,6	2,56	33,9	25,5	33,3	2,36	4,66	1	1	1	1	0
UPN 280	41,8	280	95	10	15	15	7,5	53,30	216	M 22	52	41,8	6280	448	532	10,9	29,28	399	57,2	100	2,74	36,6	31,0	49,5	2,53	5,02	1	1	1	1	0
UPN 300	46,2	300	100	10	16	16	8	58,80	232	M 24	55	46,2	8030	535	632	11,7	31,77	495	67,8	130	2,90	37,3	37,4	69,1	2,70	5,41	1	1	1	1	0
UPN 320*	59,5	320	100	14	17,5	17,5	8,75	75,80	346	M 24	58	59,5	10870	679	826	12,1	47,11	597	80,6	152	2,81	43,0	66,7	98,1	2,80	4,82	1	1	1	1	0
UPN 350	60,6	350	100	14	18	18	8	77,30	282	M 22	58	60,6	12940	734	918	12,9	50,84	570	75,0	143	2,72	40,7	61,2	114	2,40	4,45	1	1	1	1	0
UPN 390*	83,1	390	102	13,5	18	18	8	80,40	313	M 24	59	83,1	15750	829	1014	14,0	53,23	615	79,7	148	2,77	40,3	59,1	146	2,38	4,59	1	1	1	1	0
UPN 400*	71,8	400	110	14	18	18	9	91,50	324	M 27	61	71,8	20350	1020	1240	14,9	56,55	846	102	190	3,04	44,0	81,6	221	2,85	5,11	1	1	1	1	0

EN 10225-2:200	Pure bending yy	1	1	1	1	1	1	1	1
EN 10225-4:200	Pure bending yy	1	1	1	1	1	1	1	1
EN 10225-2:200	Pure bending yy	1	1	1	1	1	1	1	1
EN 10225-2:200	Pure bending yy	1	1	1	1	1	1	1	1

Laminées marchands usuels														
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.													
	Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul						
	a	a	e	r	r ₁	P	A	d	Axe yy = Axe zz					
	a	a	t	r	r ₁	P	A	d	I _x = I _y	I _x /d _x = I _y /d _y	i _x = i _y	I _y = I _z	W _{el,y} = W _{el,z}	i _y = i _z
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm			
L 60 x 60 x 4	60	60	4	5	2,5	3,66	4,67	1,63	16,11	3,68	1,86			
L 60 x 60 x 5	60	60	5	6	3	4,54	5,79	1,66	19,61	4,52	1,84			
L 60 x 60 x 6	60	60	6	8	4	5,42	6,91	1,69	22,79	5,29	1,82			
L 60 x 60 x 7	60	60	7	8	4	6,26	7,98	1,73	26,05	6,10	1,81			
L 60 x 60 x 8	60	60	8	8	4	7,09	9,03	1,77	29,15	6,89	1,80			
L x 60 x 10	60	60	10	12	6	8,76	11,15	1,83	34,26	8,21	1,75			
L 65 x 65 x 5	65	65	5	7	3,5	4,95	6,30	1,78	25,07	5,31	1,99			
L 65 x 65 x 6	65	65	6	8	4	5,89	7,51	1,81	29,36	6,26	1,98			
L 65 x 65 x 7	65	65	7	8	4	6,81	8,68	1,85	33,60	7,23	1,97			
L 65 x 65 x 8	65	65	8	8	4	7,72	9,83	1,89	37,66	8,18	1,96			
L 65 x 65 x 9	65	65	9	9	4,5	8,62	10,98	1,93	41,37	9,05	1,94			
L 70 x 70 x 5	70	70	5	6	3	5,33	6,79	1,91	31,76	6,24	2,16			
L 70 x 70 x 6	70	70	6	9	4,5	6,38	8,13	1,93	36,88	7,27	2,13			
L 70 x 70 x 7	70	70	7	9	4,5	7,38	9,40	1,97	42,30	8,41	2,12			
L 70 x 70 x 9	70	70	9	9	4,5	9,32	11,88	2,05	52,47	10,60	2,10			
L 75 x 75 x 5	75	75	5	6	3	5,72	7,29	2,04	39,37	7,20	2,32			
L 75 x 75 x 6	75	75	6	9	4,5	6,85	8,73	2,05	45,83	8,41	2,29			
L 75 x 75 x 7	75	75	7	9	4,5	7,93	10,10	2,10	52,61	9,74	2,28			
L 75 x 75 x 8	75	75	8	9	4,5	8,99	11,45	2,14	59,13	11,03	2,27			
L 75 x 75 x 10	75	75	10	10	5	11,07	14,11	2,21	71,17	13,46	2,25			
L 80 x 80 x 5	80	80	5	6	3	6,11	7,79	2,16	48,11	8,24	2,49			
L 80 x 80 x 5,5	80	80	5,5	10	5	6,75	8,60	2,14	51,52	8,80	2,45			
L 80 x 80 x 6	80	80	6	10	5	7,34	9,35	2,17	55,82	9,57	2,44			
L 80 x 80 x 6,5	80	80	6,5	10	5	7,92	10,08	2,19	60,04	10,34	2,44			
L 80 x 80 x 8	80	80	8	10	5	9,63	12,27	2,26	72,25	12,58	2,43			
L 80 x 80 x 10	80	80	10	10	5	11,86	15,11	2,34	87,50	15,45	2,41			
L 90 x 90 x 6	90	90	6	11	5,5	8,30	10,57	2,41	80,31	12,18	2,76			
L 90 x 90 x 7	90	90	7	11	5,5	9,61	12,24	2,45	92,55	14,13	2,75			
L 90 x 90 x 8	90	90	8	11	5,5	10,90	13,89	2,50	104,38	16,05	2,74			
L 90 x 90 x 9	90	90	9	11	5,5	12,18	15,52	2,54	115,83	17,93	2,73			
L 90 x 90 x 10	90	90	10	11	5,5	13,45	17,13	2,58	126,91	19,77	2,72			
L 90 x 90 x 11	90	90	11	11	5,5	14,70	18,72	2,62	137,64	21,57	2,71			
L 90 x 90 x 12	90	90	12	11	5,5	15,93	20,29	2,66	148,03	23,34	2,70			

CORNIÈRES
À AILES
ÉGALES
(suite)

Tableau des armatures
Section en cm² de N armatures de diamètre Φ (mm)

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,33	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,35	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

Coefficient de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3767
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0,2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2554	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5780	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7240
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7516
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8930
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d_0 (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm ²)	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A_s (mm ²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561
$\phi_{\text{écrouille}}$ (mm)	16	20	24	27	30	34	36	40	44	50	52
ϕ_{CG} (mm)	21	27	31	51	51	51	58	58	58	58	58
d_m (mm)	14	18,3	20,5	23,7	24,5 8	29,1	32,4	34,5	38,8	44,2	49,6

	Boulons ordinaires					Boulons HR	
Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb}(MPa)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub}(MPa)	400	400	500	500	600	800	1000

Classe de surface	μ coefficient de frottement	état de surface
A	0.5	Grenailé ou sablé
B	0.4	Grenailé, sablé et peint
C	0.3	Brossé
D	0.2	Non traité

Coefficients	trou nominal	trou surdimensionné	trou oblong
k_s	1	0.85	0.7
$\gamma_{Ms,ser}$ ELS	1.20	1.20	1.20
$\gamma_{Ms,ult}$ ELU	1.10	1.25	1.25

Acier	f_{it} (MPa)	B_w	γ_{Mw}
S235	360	0.8	1.25
S275	430	0.85	1.3
S355	510	0.9	1.35

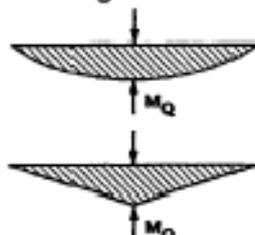
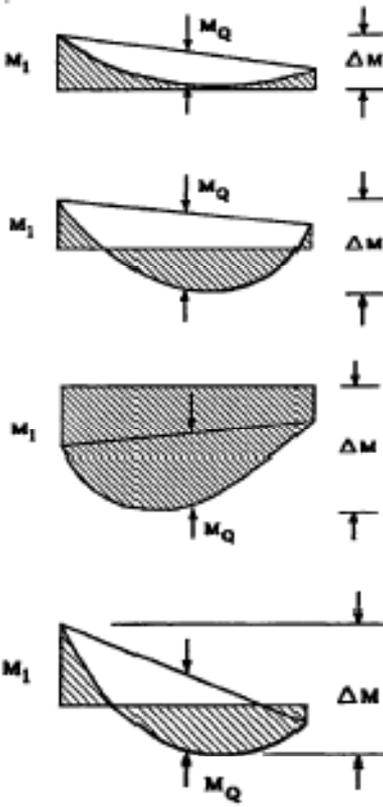
Diagramme de moment	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémités</p>  <p>$-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7 \psi$
<p>Moments dus à des charges transversales</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moments dus à des charges transversales plus des moments d'extrémités</p> 	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \max M \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagramme de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagramme de moment avec changement de signe} \end{cases}$

Figure 5.5.3

Facteurs de moment uniforme équivalent

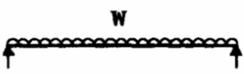
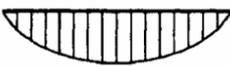
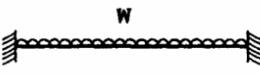
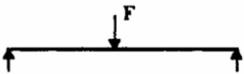
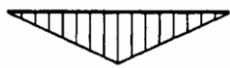
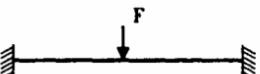
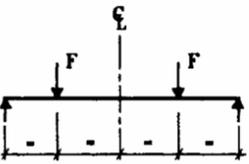
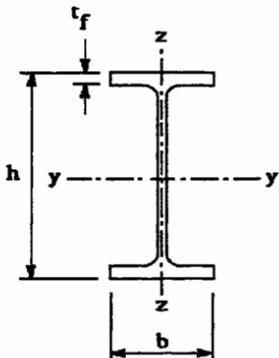
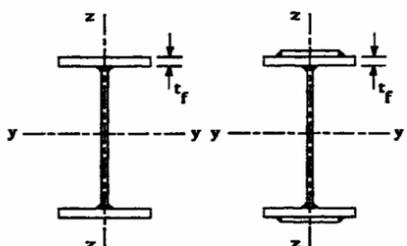
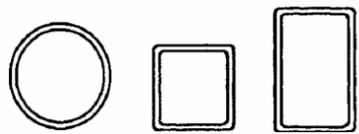
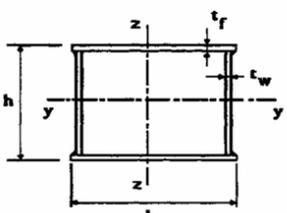
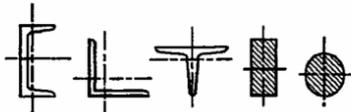
Tableau F.1.2 Coefficients C_1, C_2 et C_3, pour différentes valeurs de k, dans le cas de charges transversales					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb}^*	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya}^*	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

Tableau 5.3.1 (Feuille 1)		Rapports largeur maximaux pour parois comprimées			
(a) <u>Armes</u> : [parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion]					
Classe	Arme fléchie	Arme comprimée	Arme en flexion composée		
1					
			Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 396 \epsilon (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36 \epsilon / \alpha$		
2					
			Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456 \epsilon (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5 \epsilon / \alpha$		
3					
			Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \epsilon (0,67 + (0,3)\psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) \sqrt{-\psi}$		
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355	
	E	1	0,92	0,81	

Tableau 5.3.1 (Feuille 3)		Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées			
(b) Parois saignées en console :					
		<p style="text-align: center;">Sections laminées Sections soudées</p>			
Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	laminées soudées	$ct_f \leq 10 \varepsilon$ $ct_f \leq 9 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{10c}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
2	laminées soudées	$ct_f \leq 11 \varepsilon$ $ct_f \leq 10 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{11\varepsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{10c}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	laminées soudées	$ct_f \leq 15 \varepsilon$ $ct_f \leq 14 \varepsilon$	$ct_f \leq 23 \varepsilon \sqrt{k_{\sigma}}$ $ct_f \leq 21 \varepsilon \sqrt{k_{\sigma}}$ Pour k_{σ} voir tableau 5.3.3		
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$		f_y (N/mm ²)	235	275	355
		ε	1	0,92	0,81

- Règlement Neige et Vent Algérien version 2013, 2^{ème} Edition, Centre national d'études et de recherches intégrées du bâtiment, Alger 2005.
- Le Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003), Centre nationale de recherche appliquée en génie- parasismique, Éditions : ISBN, Alger, 2004.
- Béton Armé aux Etats Limites (BAEL91).
- Règles générales et règles pour bâtiments (conception et dimensionnement des structure mixte acier-béton) (DTR – BC 2.4.10)
- Règles d'exécution des travaux de fondations superficielles (DTR-BE 1.31)
- Règles de calcul des fondations superficielle (DTR-BC 2.3.3.1).
- Règles de conception et de calcul des structures en acier (CCM97). (DTR-BC 2.44)
- Charges et surcharges d'exploitation. (DTR BC 2.2)
- EUROCODE 3-4
- Jean Morel, Calcul des Structures selon l'EUROCODE 3, Edition : EYROLLES, Paris, sixième tirage, 2005.
- Mario Robillard avec la collaboration de Guy Perron, Charpente d'acier, 1982.
- Marc Landwoski et Bertrand Lemoine, Concevoir et Construire en charpente métallique, 2005.

-
- G** Charges permanentes
 - P** Surcharges d'entretien
 - N, S** Neige
 - V, W** Vent
 - Fe** Force d'entraînement
 - Qx** Charge appliquée dans le plan \perp à l'âme
 - Qy** Charge appliquée dans le plan de l'âme
 - Mx** Moment fléchissant autour de l'axe xx causé par la charge Qy
 - My** Moment fléchissant autour de l'axe yy causé par la charge Qx
 - N** Effort normal
 - T** Effort tranchant
 - E** Module d'élasticité longitudinale
 - σ_e** Contrainte limite d'élasticité
 - ν** Coefficient de Poisson
 - A** Aire de la section transversale I : Moment d'inertie de flexion
 - W** Module de résistance de la section p: Poids propre
 - i** Rayon de giration
 - t** Epaisseur
 - xx''** Axe parallèle aux semelles (Axe fort)
 - yy'** Axe perpendiculaire aux semelles (Axe faible)
 - σ_n** Contrainte normale
 - τ** Contrainte de cisaillement
 - Δ** Déplacement
 - λ** Elancement
 - f** Flèche
 - R** La force résultante
 - Fw** Force horizontale correspondant à la résultante des forces agissant sur les parois de la construction et de la force composante horizontale appliquée à la toiture.
 - Fu** Force de soulèvement représentant la composante verticale des forces appliquées à la toiture.
 - Q_j** Pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface „j“
 - S_j** L'aire de l'élément de surface j.
 - F_{fr,j}** Les forces de frottements éventuels
 - Cd** Coefficient dynamique de la construction
 - W(z_j)** Pression nette de l'élément de surface „j“ calculé à la hauteur relative de ce même élément.
 - Q_{dyn}** Pression dynamique du vent
 - C_{pe}** Coefficient de pression extérieure
 - C_{pi}** Coefficient de pression intérieure
 - Q_{ref}** Pression dynamique de référence pour construction permanente
 - Q_{tem}** Pression dynamique de référence pour construction temporelle
 - Ce** Coefficient d'exposition au vent
 - ZJ** Distance vertical a partir du sol au centre de l'élément j verticalement
 - Cr** Coefficient de rugosité
 - Ct** Coefficient de topographie
 - Z** Hauteur considérée

Kt Facteur de terrain

C_{pe} ;1 Coefficient de pression correspondant a 1m²

C_{pi} ;10 Coefficient de pression correspondant a 10m²

S Surface charger de la paroi considérée