

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Routes et Ouvrages

Par : CAID Hind et SELMANI Zahia

Thème

Conception et calcul d'un immeuble en R+9 à usage habitation en charpente métallique contreventé par un noyau central en béton armé conformément aux règles algériennes RNV2013 et RPA2024 implanté dans la wilaya de TIPAZA

Soutenu publiquement le 21 juin 2025 devant le jury composé de :

TOUNSI Khaled	MCB.ENSTP	Président
TAFRAOUT Salim	MCB.ENSTP	Encadreur
MEHANI Youcef	R.CGS	Examineur
LADJEEL Mohamed	MCB.ENSTP	Membre
CHAABANE Abou Djihad	CSCEC	Membre

Promotion 2022 / 2025

REMERCIEMENTS

Nous exprimons tout d'abord notre profonde gratitude à Dieu, le Tout-Puissant, pour la force et le courage qu'Il nous a accordées pour mener à bien ce travail. Sa guidance et Son soutien constants sont inestimables, nous permettant de surmonter les défis rencontrés tout au long de ce parcours.

Nous tenons également à exprimer notre sincère gratitude à notre encadrant, Dr TAFRAOUT.S sans son aide précieuse, ce travail n'aurait pas pu aboutir. Travailler avec lui a été une véritable opportunité. Au-delà de son soutien scientifique, il a toujours été présent pour nous offrir des conseils avisés et un appui constant, tant pour le développement de ce mémoire que pour d'autres aspects académiques. Sa disponibilité et son engagement ont grandement enrichi notre parcours.

Nous adressons également nos remerciements à notre co-encadrante, Dr BOUKKEZI. Y pour son enseignement et ses encouragements, ainsi que son expertise et ses commentaires constructifs qui sont grandement contribués à renforcer la qualité et la cohérence de notre travail.

Nous exprimons notre gratitude envers l'entreprise MOKABKLI pour leur accueil chaleureux et leur précieuse contribution à l'acquisition d'une expérience à la fois théorique et pratique.

Nous tenons à remercier tout particulièrement Monsieur DJIDJELI.F, Monsieur BELHOUCHE.F, Monsieur TOUNSI.K, Monsieur MOURACHEDI.D et Madame MEDJDOUBE.H pour leurs disponibilités et encouragements, malgré leurs nombreuses occupations, ainsi que pour leur bienveillance. Leurs conseils éclairés ont enrichi notre réflexion et nous ont permis de mener ce travail à bien.

Nous tenons par ailleurs à remercier l'ensemble des enseignants de l'École nationale Supérieure des Travaux Publics, et en particulier ceux du département DMS, pour la qualité de leur enseignement et le savoir qu'ils nous ont transmis tout au long de notre parcours académique. Leur contribution a largement participé à la formation que nous avons reçue.

Enfin, nous exprimons notre profonde reconnaissance à toutes les personnes qui, de près ou de loin, nous ont soutenus et encouragés tout au long de ces années. Leur accompagnement moral et présence ont été pour nous une source précieuse de motivation.

Avec toute notre gratitude et notre reconnaissance.

Hind et Zahia

إهداء

"بفضله إلا سعيّ تمّ ولا، جهدٌ ختم ولا، دربٌ انتهى ما الذي لله الحمد"

إلى، والاجتهاد الجدّ من سنوات ثمرة، المتواضع العمل هذا أهدي، الامتنان مشاعر بكل

نفسي... بالبقاء لها أدين وأنا، يوماً خذلتني وما، أسهل السقوط كان حين صمدت التي تلك

عمرها في وأطال الله حفظها، العزيزة أُمي... دعواتها بي اتسعت، الدنيا بي ضاقت كلما التي تلك

عمره في وأطال الله حفظه، العزيز أبي... الدنيا مالت حين وسندي، الوقوف أتعبني حين ظلي إلى

يوسف ومحمد، ليندا إخوتي: الحياة في ونعمتي، ضلوعي إلى

المشوار هذا أختم حتى وساندي، دراستي في بخطوة خطوة رافقتي الذي، محمد عمّي إلى

زهية: صديقتي... وفرحي، دموعي، عملي، دراستي شريكة إلى

إلى صديقاتي اللواتي جمعني بهنّ مقعد الدراسة، فصرنّ أقرب إلى القلب من أيّ مسافة: ياسمين، آية، مريم، وسيليا

فضيلة و رويده: غرفتي شريكتي إلى

الكرام الأقارب وجميع باسمه كلّ، وبلحاج قايد عائلتي: الكبيرة عائلتي إلى

العمل هذا إنجاز في أثر له وكان، ساندي من كل إلى

"لكم فشكرًا... قلبي من وبعض، منكم بعض... العمل هذا دقتي وبين"

هند قايد

إهداء

بسم الله الرحمن الرحيم والصلاة والسلام على أشرف المرسلين سيدنا ونبينا محمد صلى الله عليه وسلم.
أهدي هذه المذكرة إلى من رحلوا عن الدنيا وبقوا في قلبي حيين، أبي وجدتي رحمة الله عليهما وأسكنهما فسيح جنته.
إلى نبع الحنان ونور أيامي، إلى أمي الحبيبة، قدوتي وأغلى ما أملك، من ساندتني في كل لحظة بدعواتها، صبرها
وتشجيعها المتواصل، أسأل الله أن يحفظها ويبارك في عمرها.
إلى أكبر نعم حياتي وسندي الذي لا يميل، إخوتي الأعمام، رابع، فاطمة الزهراء والعربي، وأزواجهم نجية، خليل
وعفاف، وفلذات أكبادهم وقررة عيناى محمد، محمد إبراهيم الخليل وأدم عبد السميع.
إلى أعمامي وأخوالي جميعا، خاصة خالي نور الدين وخالي بن يوسف، وإلى أبناء خالي نزيـم وعبد الغنى.
إلى صديقة دربي ورفيقة أيامي، إيمان، التي كانت لي خير صديقة في كل مراحل الحياة.
إلى شريكتي وصديقتي في هذا المشوار، هند، التي خففت عني وطأة التعب، وكانت بجانبى في لحظات الفرح والحزن.
إلى صديقاتي الغاليات ياسمين، آية، مريم بن شامة، مريم وسلييا، من شاركنني أجمل اللحظات والذكريات في مسيرتي
الجامعية، وإلى رفيقتي في الغرفة بسمة.
وإلى من سهرت الليالي، وتحملت مشقة الطريق طيلة هذه السنوات، ومن لم تتخل عن نفسها وأحلامها...إلى نفسي.

زهية سلماني

المخلص

يعتبر البناء المقاوم للزلازل ضروريًا في المناطق المعرضة للخطر الزلزالي لحماية الأرواح البشرية والممتلكات، حيث ترتبط الانهيارات الهيكلية غالبًا بعدم الامتثال للمعايير والتوصيات السارية. بالاعتماد على تطور المدونات والأدلة الفنية الصادرة عن الأبحاث، تقدم هذه المذكرة التصميم والدراسة الإنشائية المقاومة للزلازل لبرج سكني مكون من 10 طوابق بهيكل معدني، مزود بسطح غير قابل للوصول. يقع المبنى في بواسماعيل (ولاية تيبازة)، وهي منطقة مصنفة ضمن مناطق النشاط الزلزالي المرتفع - المنطقة السادسة VI - وفقًا للنسخة الجديدة من النظام الجزائري المضاد للزلازل (RPA 2024). يتم ضمان نظام التقوية الجانبية للهيكل بشكل أساسي بواسطة نواة مركزية من الخرسانة المسلحة. تم إجراء نمذجة رقمية ثلاثية الأبعاد باستخدام برنامج ETABS، بهدف تحسين التصميم لتلبية معايير الاستقرار العام ومقاومة العناصر الإنشائية بدقة، مع الحفاظ على السلامة المعمارية للمشروع. تُجرى حسابات التصميم والتحقق من العناصر الإنشائية والوصلات ومقاطع التسليح وفقًا للوائح الجزائرية CCM97، CBA93، BAEL، بناءً على الإجهادات والقوى الناتجة عن التحليلات الرقمية.

الكلمات المفتاحية: بناء مقاوم للزلازل، برج معدني، نواة خرسانية مسلحة، RPA 2024، منطقة زلزالية، VI معايير البناء الجزائرية. CBA93 / CCM97

Résume :

La construction parasismique est essentielle en zones à risque sismique pour la protection des vies humaines et des biens, les défaillances structurelles étant fréquemment liées au non-respect des normes et recommandations en vigueur. S'appuyant sur l'évolution des codes et guides techniques issus de la recherche, ce mémoire présente la conception et l'étude structurale parasismique d'une tour à usage d'habitation de 10 étages en charpente métallique, dotée d'une toiture inaccessible. Le bâtiment est construit à Bousmail (W. Tipaza), une localité classée en zone de forte sismicité (Zone VI) selon la nouvelle version du Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024). Le système de contreventement de la structure est principalement assuré par un noyau central en béton armé. Une modélisation numérique tridimensionnelle a été réalisée à l'aide du logiciel ETABS, afin d'optimiser la conception pour satisfaire rigoureusement les critères de stabilité globale et de résistance des éléments structuraux, tout en préservant l'intégrité architecturale du projet. Les calculs de dimensionnement et les vérifications des éléments structuraux, des assemblages et des sections d'armatures sont menés conformément aux règlements algériens (CCM97, CBA93, BAEL), sur la base des sollicitations obtenues des analyses numériques.

Mots-clés : Construction Parasismique, Tour Métallique, Noyau en BA, RPA 2024, Zone Sismique VI, Normes Algériennes de Construction CBA93 / CCM97.

Abstract:

Earthquake-resistant construction is crucial in areas prone to seismic activity to protect both lives and property, as structural failures are often linked to non-compliance with current standards and recommendations. This thesis focuses on the design and seismic structural analysis of a 10-story residential tower with a steel frame, which features an inaccessible roof. The building is located in Bouismail (Tipaza Province), a region classified as Zone VI according to the latest version of the Algerian Seismic Code. The structure's bracing system is primarily supported by a central reinforced concrete core. To optimize the design and ensure it meets global stability and structural element strength criteria while maintaining the project's architectural integrity, a 3D numerical model was developed using ETABS software. Design calculations and verifications of structural elements, connections, and reinforcement sections were conducted following Algerian regulations (CCM97, CBA93, BAEL), based on loads derived from numerical analyses.

Keywords: Earthquake resistant design, Steel Tower, RC Core, RPA 2024, Seismic Zone VI, Algerian Construction Codes CBA93 / CCM97

SOMMAIRE

Remerciement	2
إهداء	3
إهداء	4
Liste des symboles	17
INTRODUCTION GENERALE	20
CHAPITRE I :	23
RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE.....	23
I.1. Introduction	24
I.2. Conception des immeubles à multi-étages en charpente métallique	24
I.3. Classification et Types Structurels des Bâtiments à Étage Multiples	25
I.3.1. Classifications des bâtiments selon leur hauteur	25
I.3.2. Classification des immeubles selon leur types structurels	25
I.4. Contreventements dans les immeubles en charpente métallique.....	26
I.4.1. Rôle de contreventement	26
I.5. Conclusion	28
CHAPITRE II :	29
PRESENTATION DE PROJET	29
II.1. Intoduction	30
II.2. Présentation de projet.....	30
II.3. Les caractéristiques geométrique de projet	30
II.3.1. En plan	30
II.3.2. En élévation	32
II.4. Classification du site selon les normes Algériennes	32
II.4.1. Classification selon le RPA 2024	32
II.5. Classification selon RNV2013	33
II.6. Caractéristique des matériaux	33
II.6.1. Le béton.....	33
II.6.2. L'acier	35
II.6.3. L'acier de béton	35
II.6.4. L'acier de construction métallique	37
II.7. Les logiciels utilisés.....	37

II.8. Les règlements utilisés	38
II.8.1. Les règlements algériens :	38
II.8.2. Les règlements européens :	38
II.9. Conclusion.....	38
CHAPITRE III :	39
PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX.....	39
III.1. Intoduction	40
III.2. Evaluation des Charges et surcharges	40
III.2.1. La charge permanente G	40
III.2.2. La surcharge d'exploitation Q.....	42
III.3. Prédimensionnement des éléments structuraux	43
III.3.1. Les solives	43
III.3.2. Les poutres principales	53
III.3.3. Les poutres secondaires	59
III.3.4. Les poteaux	59
III.3.5. Le noyau central	65
III.3.6. Application pour le noyau de dimensions 2.95x2.95 m ²	66
III.4. Conclusion	66
CHAPITRE IV :	67
ETUDE CLIMATIQUE	67
IV.1. Intoduction	68
IV.2. Etude d'effet de vent	68
IV.2.1. Effet de la région	68
IV.3. Calcul de la pression dynamique de la pointe Q _P	69
IV.3.1. Le coefficient de topographie	69
IV.3.2. Le coefficient de rugosité	69
IV.3.3. L'intensité de turbulence	70
IV.4. Calcul de coefficient de pression extérieur C _{pe} :	70
IV.4.1. Les parois verticales	71
IV.4.2. La toiture (terrasse)	72
IV.5. Calcul de coefficient de pression intérieure C _{pi}	74
IV.6. Calcul de la pression due au vent	75

IV.6.1. Résultats des parois verticales.....	75
IV.6.2. La toiture.....	75
IV.7. Etude d'effet de neige.....	75
IV.8. Conclusion	76
CHAPITRE V :.....	77
ETUDE DYNAMIQUE	77
V.1. Introduction	78
V.2. classification sismique de la structure	78
V.3. Choix de la méthode d'analyse	78
V.4. L'analyse dynamique de la structure	78
V.4.1. Modélisation de la structure	79
V.4.2. Le spectre de réponse du calcul.....	81
V.5. Résultat de l'analyse modale de la structure.....	84
V.5.1. Nombre de modes de vibrations	84
V.5.2. Estimation de la période fondamentale de la structure	89
V.5.3. Vérification de la force résultante à la base	89
V.6. Vérification de la résistance de la structure	90
V.6.1. Vérification des déplacements inter-étages.....	90
V.6.2. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	93
V.6.3. Vérification de renversement	94
V.7. Conclusion	96
CHAPITRE VI :.....	97
VERIFICATION DES ELEMENTS RESISTANTS EN CM ET BA.....	97
VI.1. Introduction	98
VI.2. Vérification des éléments en charpente en métallique	98
VI.2.1. Les poteaux	98
VI.2.2. Les poutres principales	106
VI.2.3. Les poutres secondaires	109
VI.3. Vérification du noyau central.....	111
VI.3.1. Le noyau extérieur (8.85*8.85 m ²).....	111
VI.3.2. Les vérifications nécessaires.....	113

VI.3.3. Vérifications des contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux	113
VI.3.4. Ferrailages des voiles et des trumeaux	113
VI.3.5. Ferrailage des éléments de rive	115
VI.3.6. Ferrailage de l'âme	117
VI.3.7. Conditions de ductilité locale.....	118
VI.4. Le noyau intérieure.....	119
VI.4.1. Les vérifications nécessaires	120
VI.4.2. Vérifications des contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux	120
VI.4.3. Ferrailages des voiles et des trumeaux	120
VI.4.4. Ferrailage de l'âme.....	123
VI.4.5. Conditions de ductilité locale.....	124
VI.5. Conclusion	125
CHAPITRE VII :	126
ETUDE DES ASSEMBLAGES	126
VII.1. Intoduction.....	127
VII.2. Assemblage poutre-solive	127
VII.2.1. Disposition des boulons.....	127
VII.2.2. Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement	128
VII.2.3. Résistance à la pression diamétrale.....	128
VII.3. Assemblage poteau-poutre	130
VII.3.1. Disposition des boulons.....	130
VII.3.1. Résistance à la pression diamétrale.....	130
VII.3.2. Vérification de la résistance de boulon au cisaillement et à la traction combinés..	131
VII.3.3. Vérification de la résistance de l'âme de poteau dans la zone tendu	131
VII.3.4. Vérification à la résistance de l'âme dans la zone cisillée.....	132
VII.4. assemblage poteau-poteau	133
VII.4.1. Disposition des boulons.....	133
VII.4.2. Résistance à la pression diamétrale.....	134
VII.4.3. Résistance de l'assemblage sous l'effort de glissement	135
VII.5. Assemblage entre les éléments métalliques et le noyau en béton armé	137

VII.5.1. Les tiges d'ancrage.....	137
VII.6. assemblage pied de poteau	139
VII.6.1. La plaque d'assise	139
VII.6.2. Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise .	140
VII.6.3. La tige d'ancrage.....	140
VII.7. Conclusion.....	142
CHAPITRE VIII :	143
ETUDE DE L'INSRASTRUCTURE	143
VIII.1. Intoduction	144
VIII.2. Choix de type de la fondation.....	144
VIII.2.1. Semelle isolée	144
VIII.2.2. Semelle filante	145
VIII.3. Radier	146
VIII.3.1. Calcul de la surface minimale du radier.....	146
VIII.3.2. Prédimensionnement de radier	146
VIII.3.3. Vérification des contraintes dans le sol.....	147
VIII.3.4. Vérification au non poinçonnement de radier	150
VIII.3.5. Justification vis-à-vis des sollicitations tangentes	150
VIII.3.6. Calcul du ferrailage.....	151
VIII.3.7. Calcul de ferrailage des nervures.....	155
VIII.4. Conclusion.....	156
CONCLUSION GENERALE.....	157
Référence Bibliographique	159
Les sites web.....	159
Les livres et cours	159
Les règlements	159
Annexe A :	160
fiche technique du profilé TN40	160
Annexe B :	162
Vérification des assemblages par ROBOT structurelle.....	162

Liste des figures

Figure I.4-1 : « Le contreventement horizontal »	26
Figure I.4-2 : « Le contreventement vertical »	27
Figure I.4-3 : « Le contreventement par noyau central »	27
Figure II.2-1: « Une photo satellitaire de la localisation de notre projet ».....	30
Figure II.3-1:« Vue en plan du RDC ».....	31
Figure II.3-2:« Vue en plan de la terrasse »	31
Figure II.3-3:« Une coupe A-A du bâtiment »	32
Figure II.6-1:« Les caractéristiques mécaniques de l'acier d'armatures dans le béton ».....	36
Figure III.2-1: « Schéma descriptive des composants de plancher mixte »	41
Figure III.2-2: « Schéma descriptive du bac d'acier type TN40 ».....	41
Figure III.3-1:« Diagramme du moment fléchissant pour une poutre simplement appuyée et chargée uniformément ».....	44
Figure III.3-2:« Diagramme de l'effort tranchant pour une poutre isostatique chargée uniformément ».....	45
Figure III.3-3 :« Schéma représentatif de la largeur participante de la dalle en béton »	48
Figure III.3-4 :« Schéma représentatif de dimensions de la tôle et du connecteur »	50
Figure III.3-5 :« Schéma statique de la poutre la plus sollicité »	54
Figure III.3-6 :« Schéma représentatif de la largeur participante de la dalle en béton »	55
Figure III.3-7:« Photo d'AutoCAD descriptive de la surface reprise par le poteau le plus sollicité »	59
Figure III.3-8:Un schéma descriptif de la surface reprise par le poteau le plus sollicité »	59
Figure IV.3-1 :« Hauteur de référence z_e et profil correspondant de la pression dynamique »	70
Figure IV.4-1 :« Légende pour la division des parois verticales »	71
Figure IV.4-2 :« Tableau récapitulatif des résultats de calcul de C_{pe} »	72
Figure IV.4-3:« La répartition des C_{pe} sur les Parois Verticales »	72
Figure IV.4-4:« Légende pour la division les toitures plates ».....	73
Figure IV.5-1:« Coefficients de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante »	74
Figure V.4-1:« Vue en 3D de la structure »	79
Figure V.4-2:« Vue en plan du RDC jusqu'à le 7 ^{ème} étage ».....	80
Figure V.4-3:« Vue en plan du le 8 ^{ème} étage ».....	80

Figure V.4-4:« Vue en plan du 9 ^{eme} étage ».....	80
Figure V.4-5« Représentation graphique du spectre de réponse »	84
Figure V.5-1:« Déformée du 1 ^{er} mode : translation suivant l'axe x-x' »	86
Figure V.5-2:« Déformée du 3 ^{eme} mode du haut : translation suivant l'axe x-x' »	86
Figure V.5-3:« Déformée du 2 ^{eme} mode : translation suivant l'axe y-y' ».....	87
Figure V.5-4:« Déformée du 2 ^{eme} mode en plan : translation suivant l'axe y-y' ».....	87
Figure V.5-5:« Déformée du 3 ^{eme} mode : rotation autour de l'axe z-z' »	88
Figure V.5-6:« Déformée du 3 ^{eme} mode en plan : rotation autour de l'axe z-z' ».....	88
Figure V.6-1:« Le diagramme de déplacements inter-étage suivant x-x' donné par ETABS »	92
Figure V.6-2:« Le diagramme de déplacements inter-étage suivant y-y' donné par ETABS »	93
Figure VI.2-1: « Vérification des poteaux avec logiciel ETABS »	99
Figure VI.2-2 : « Vérification des poteaux après le changement de section avec logiciel ETABS »	100
Figure VI.2-3: « Vérification des poutres à l'aide de logiciel ETABS »	106
Figure VI.2-4 :« Diagramme d'effort tranchant de la poutre La plus sollicité en RDC » ...	107
Figure VI.2-5: « Diagramme Des Moments de La poutre La plus sollicité en RDC ».....	108
Figure VI.2-6 : « Diagramme d'effort tranchant de La poutre La plus sollicité en RDC » .	109
Figure VI.2-7 :« Diagramme de moment de La poutre La plus sollicité en RDC ».....	110
Figure VI.3-1:« Le noyau central avant la vérification »	112
Figure VI.3-2:« Le noyau central après la vérification »	112
Figure VI.3-3 :« La courbe enveloppe de calcul pour les moments fléchissant sans la hauteur critique »	114
Figure VI.3-4:« La courbe enveloppe de calcul pour les moments fléchissant avec la hauteur critique »	114
Figure VI.3-5:« Schéma du ferrailage du voile de la cage d'ascenseur »	118
Figure VI.4-1:« Vue en plan de noyau 2.95*2.95 cm ² ».....	120
Figure VI.4-2 :« La courbe enveloppe de calcul pour les moments fléchissant sans la hauteur critique »	121
Figure VI.4-3:« La courbe enveloppe de calcul pour les moments fléchissant avec la hauteur critique »	121
Figure VI.4-4:« Schéma de ferrailage de de voile du cage d'ascenseur »	124
Figure VII.2-1 : « Vue de l'assemblage poutre-solive fait par Robot ».....	129

Figure VII.2-2: « Schéma de l'assemblage poutre-solive fait par Robot »	129
Figure VII.3-1: « Vue d'assemblage poteau-poutre fait par Robot »	132
Figure VII.3-2: « Schéma d'assemblage poteau-poutre fait par Robot ».....	133
Figure VII.4-1: « Schéma d'assemblage poteau-poteau fait par Robot »	136
Figure VII.4-2: « Vue d'assemblage poteau-poteau fait par Robot »	136
Figure VII.5-1:« Vue d'assemblage poutre IPE 330 avec noyau central fait par Robot »...	138
Figure VII.5-2: « Schéma d'assemblage de noyau central fait par Robot ».....	138
Figure VII.6-1 :« Vue d'assemblage pied de poteau fait par Robot »	141
Figure VII.6-2: « Schéma d'assemblage pied de poteau fait par Robot ».....	141
Figure VIII.2-1:« Une présentation rapprochée d'une rangée de semelles filantes par ETABS »	145
Figure VIII.3-1 :« Distribution des contraintes à l'ELU donné par ETABS ».....	148
Figure VIII.3-2:« Distribution des contraintes à l'ELS donné par ETABS »	149
Figure VIII.3-3:« Distribution des contraintes à l'ELA donné par ETABS ».....	149
Figure VIII.3-4:« Distribution des contraintes de cisaillement donné par ETABS »	151
Figure VIII.3-5:« Cartographie des moments suivant l'axe x-x à l'ELU »	152
Figure VIII.3-6:« Cartographie des moments suivant l'axe y-y à l'ELU »	152
Figure VIII.3-7:« Cartographie des moments suivant l'axe x-x à l'ELS »	153
Figure VIII.3-8:« Cartographie des moments suivant l'axe y-y à l'ELS »	153
Figure VIII.3-9:« Cartographie des moments suivant l'axe x-x à l'ELA »	154
Figure VIII.3-10:« Cartographie des moments suivant l'axe y-y à l'ELA ».....	154
Figure VIII.3-11:« Croquis de ferrailage du radier nervurés ».....	156

Liste des tableaux

Tableau II.6-1:« les résultats de calcul de la contrainte admissible de compression »	34
Tableau II.6-2:« Valeurs nominales de f_y et f_u pour les profilés »	37
Tableau III.2-1 : « La charge permanente de plancher étage courant »	41
Tableau III.2-2 : « La charge permanente pour le plancher terrasse inaccessible »	42
Tableau III.3-1 :« Caractéristiques de profilé IPE 180 »	43
Tableau III.3-2:« Vérification du profilé en phase de finale pour l'étage courant »	53
Tableau III.3-3:« Les caractéristiques de profilé IPE 330 ».....	53
Tableau III.3-4:« Vérification du profilé de la poutre en phase de finale pour l'étage courant »	58
Tableau III.3-5:« Tableau de la descente des charges pour les poteaux centraux »	60
Tableau III.3-6:« Les sections et les profilés choisies ».....	61
Tableau III.3-7 :« Les caractéristiques de profilé HEA 220 ».....	62
Tableau III.3-8: « Vérification de flambement pour les autres étages »	64
Tableau III.3-9 : « Les sections final pour les poteaux centraux »	64
Tableau IV.3-1 : « Tableau récapitulatif des résultats de calcul ».....	70
Tableau IV.4-1:« Tableau récapitulatif des résultats de calcul de coefficient C_{pe} ».....	73
Tableau IV.6-1 :« Tableau récapitulatif des résultats de la pression due au vent pour les parois verticales »	75
Tableau IV.6-2:« Tableau récapitulatif des résultats de la pression due au vent pour la toiture »	75
Tableau IV.7-1 :« Les valeurs de coefficient de forme ».....	76
Tableau V.4-1:« Valeurs des Pondérations P_q »	82
Tableau V.4-2:« La valeur finale du facteur de qualité ».....	83
Tableau V.5-1:« Résultat de l'analyse modale avec 12 modes propres ».....	84
Tableau V.6-1:« Vérification de déplacement inter-étage suivant l'axe x-x' »	91
Tableau V.6-2:« Vérification de déplacement inter-étage suivant l'axe y-y' »	91
Tableau V.6-3:« Vérification d'effets P- Δ suivant l'axe x-x' »	93
Tableau V.6-4:« Vérification d'effets P- Δ suivant l'axe y-y' »	94
Tableau V.6-5:« Vérification de renversement suivant l'axe x-x' ».....	95
Tableau V.6-6:« Vérification de renversement suivant l'axe y-y' ».....	95
Tableau VI.2-1 : « Tableau de distribution des sections du poteaux dans chaque étage »	99
Tableau VI.2-2 : «Tableau de vérification des poteaux les plus sollicités d'autre étage » ..	104

Tableau VI.2-3: « Tableau de vérification de moments fléchissant d'autre étage ».....	108
Tableau VI.2-4: « Tableau de vérification d'effort tranchant d'autre étage ».....	108
Tableau VI.2-5: « Tableau de vérification de moments fléchissant d'autre étage ».....	110
Tableau VI.2-6: « Tableau de vérification d'effort tranchant d'autre étage ».....	111
Tableau VI.3-1:« Distribution des moments fléchissant obtenue par la courbe enveloppe »	115
Tableau VI.4-1:« la nouvelle distribution des moments fléchissant obtenue par la courbe enveloppe ».....	122
Tableau VII.2-1 : « Caractéristique du boulon de l'assemblage poutre-solive »	127
Tableau VII.3-1: « Caractéristique du boulon de l'assemblage poteau-poutre »	130
Tableau VII.4-1: « Caractéristique du boulon de l'assemblage poteau-poteau ».....	133
Tableau VII.5-1: « Caractéristique de la tige d'ancrage d'assemblage poteau en BA -Poutre IPE330 »	137
Tableau VII.5-2: « les dimensions du platine et la plaque d'ancrage d'assemblage poteau en BA -Poutre IPE330 ».....	137
Tableau VII.5-3: « les dimensions du poteau en BA pour l'assemblage de la poutre IPE330 »	137
Tableau VII.6-1: « Caractéristique de la tige d'ancrage d'assemblage pied de poteau »	140
Tableau VIII.3-1:« Tableau récapitulatif de vérification des contraintes ».....	150
Tableau VIII.3-2:« Tableau récapitulatif des moments dans la dalle de radier ».....	151
Tableau VIII.3-3:« Tableau de ferrailage de la dalle de radier ».....	155
Tableau VIII.3-4:« Tableau récapitulatif des moments dans les nervures »	155
Tableau VIII.3-5:« Tableau récapitulatif de ferrailage des nervures »	155

LISTE DES SYMBOLES

En majuscules :

A : Coefficient d'accélération de zone ; Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

As : Aire d'une section d'acier.

At : Section d'armatures transversales.

B : Aire D'une section de béton.

Cd : Coefficient dynamique.

Ce : Coefficient d'exposition.

Cp : Coefficient de pression nette.

Cpe : coefficient de pression extérieure.

Cpi : coefficient de pression intérieure.

Cr : Coefficient de rugosité.

Ct : Coefficient de topographie.

D : Diamètre.

E : Module d'élasticité longitudinale.

Eb : Module de déformation longitudinale du béton.

Ei : Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours).

Ev : Module de déformation différé (E_{vj} à l'âge de j jours).

G : Action permanente ; module d'élasticité transversale.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

Lf : Longueur de flambement.

Ma : Moment sur appuis.

Mser : Moment de calcul de service.

Mt : Moment en travée.

Mu : Moment de calcul ultime.

N : Effort normal.

Q : Charges d'exploitations.

St : Espacement des armatures transversales.

T : Effort tranchant à la base.

V0 : Facteur de terrain.

Z0 : Paramètre de rugosité.

Zmin : Hauteur Minimale.

En minuscule :

a : Une dimension (la longueur d'une section).

b : Une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section).

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d' : Distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus comprimée.

e : Epaisseur ; Indice des vides.

f : Résistance d'un matériau ; flèche.

fc28, ft28 : Résistance d'un matériau avec $j=28$ jours.

fcj : Résistance caractéristique à la compression du béton d'âge j jours.

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

ftj : Résistance caractéristique à la traction du béton d'âge j jours.

h : Hauteur totale d'une section de béton armé.

i : Rayon de giration d'une section.

j : Nombre de jours.

l : longueur ou portée

n : coefficient d'équivalence acier-béton

qj : Pression dû au vent.

qréf : Pression dynamique de référence.

st : Espacement des armatures transversales...

x : Coordonnée ; abscisse.

y : Ordonnée ; longueur parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central d'inertie profondeur de l'axe neutre.

z : Coordonnée d'altitude.

q_{dyn} : Pression dynamique.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'expansion urbaine rapide et les besoins accrus d'optimisation de l'espace et de la performance structurelle ont conduit les ingénieurs à développer des solutions de construction adéquates à ces challenges. Dans ce contexte, nous trouvons les systèmes mixtes et hybrides qui utilisent plusieurs matériaux de construction. Ces types de d'ouvrages présentent plusieurs avantages, qu'ils soient d'un point de vue structurel en termes de résistance et de stabilité, ou d'un point de vue fonctionnel avec des aménagements architecturaux.

La construction à ossature métallique avec un noyau en béton armé est une méthode moderne qui convient parfaitement aux structures de hauteur moyenne et élevée. Utilisant les meilleures qualités des deux matériaux, ce système structurel profite de la portabilité, de la préfabrication et de la vitesse d'assemblage de l'acier tout en utilisant la résistance, la rigidité et la capacité du béton armé pour garantir une stabilité totale lorsqu'il est soumis à des forces horizontales, En particulier ceux causés par les séismes et le vent.

Notre projet de fin d'études s'inscrit dans de cette dynamique moderne. Il porte sur la conception et l'étude d'un bâtiment en Rez de chaussée avec 9 étages, située à Bousmail (wilaya de Tipaza). La conception structurelle de cet ouvrage est en charpente métallique, contreventée par un noyau central en béton armé. L'objectif de ce travail est de fournir une solution structurelle sécurisée, fiable et rentable.

Ce projet met en pratique les compétences acquises lors de la formation d'ingénieur en travaux publics. Il met en œuvre à la fois des connaissances théoriques, des outils pratiques et des logiciels de calcul avancés pour affronter les défis techniques auxquels la construction moderne est confrontée.

Le mémoire est structuré en huit chapitres, répartis comme suit :

- Chapitre I : Analyse bibliographique

Ce chapitre liste les types de conception des immeubles à multi-étages en charpente métallique et les différents systèmes de contreventement notamment avec noyau en béton armé.

- Chapitre II : Présentation de l'ouvrage

Ce chapitre présente la description architecturale et structurelle du bâtiment étudié.

- Chapitre III : Prédimensionnement des éléments principaux

Ce chapitre est dédié au prédimensionnement des éléments structuraux.

- Chapitre VI : Étude climatique :

INTRODUCTION GENERALE

Ce chapitre analyse les actions climatiques locales comme le vent et la neige.

- Chapitre V : Étude dynamique

Ce chapitre est dédié à l'analyse dynamique et sismique de la structure.

- Chapitre VI : Vérification des éléments résistants en charpente métallique et en béton armé.

Ce chapitre concerne la vérification de tous l'ensemble des éléments structuraux en CM et BA effectuées, vis à vis de la résistance et de la stabilité.

- Chapitre VII : Étude des assemblages

Ce chapitre concentre sur la conception et vérification des liaisons structurelles des éléments en charpente métallique.

- Chapitre VIII : Étude de l'infrastructure

Ce dernier chapitre, traite la conception du type adéquat du notre système, en fonction des caractéristiques géotechniques du site.

CHAPITRE I :
RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. INTRODUCTION

Dans l'industrie de la construction, le dimensionnement et les calculs des structures est d'une importance vitale, quel que soit le matériau utilisé, le béton armé, la charpente métallique ou autres systèmes structuraux.

Parmi les systèmes constructifs les plus utilisés à travers le monde, nous trouvons les ouvrages en charpente métallique. Comparer aux structures en BA, l'emploi de l'acier dans la construction offre beaucoup de bénéfices en termes de grandeur dimensionnelle des ouvrages, la légèreté des structures, une très bonne ductilité ainsi qu'une rapidité d'exécution lors de la construction. Le béton armé par contre, est connu pour son importante capacité de résistance, sa rigidité et sa robustesse, fréquemment utilisé pour améliorer la stabilité des constructions.

Ce projet intègre cette tendance en adoptant une approche hybride. Il insère une structure métallique pour les composants porteurs, qu'ils soient horizontaux ou verticaux, à un noyau central en béton armé, destiné à garantir la stabilité latérale de l'ensemble vis-à-vis des charges latérales. Cette démarche permet de tirer parti des caractéristiques distinctifs de chaque matériau, satisfaisant ainsi les critères de performance et de durabilité des constructions modernes.

I.2. CONCEPTION DES IMMEUBLES A MULTI-ETAGES EN CHARPENTE METALLIQUE

Un immeuble à multi-étages est une construction qui possède plusieurs niveaux, généralement équipée de dispositifs de déplacement vertical tels que des escaliers, des rampes et des ascenseurs. La conception et les caractéristiques de ces structures requièrent souvent des considérations et des exigences particulières, notamment en fonction de leur hauteur. Parmi les éléments essentiels, on trouve l'accès et la circulation, les protocoles de sécurité incendie et d'évacuation, l'intégrité de la conception structurelle, les systèmes de ventilation ainsi que les mouvements d'air extérieurs. En outre, il est primordial d'accorder une attention particulière à des aspects tels que l'ombrage, les vues et l'accès à la lumière naturelle. Les techniques de construction et l'accès pour la maintenance et le nettoyage sont également essentiels pour assurer la facilité d'utilisation et la sécurité du bâtiment à long terme. [1]

I.3. CLASSIFICATION ET TYPES STRUCTURELS DES BATIMENTS A ÉTAGE MULTIPLES

Les bâtiments à étages multiples peuvent être classés en fonction de leur hauteur et du nombre d'étages, ainsi que leur type structurel.

I.3.1. Classifications des bâtiments selon leur hauteur

- Immeuble de faible hauteur : Ayant moins de cinq étages, ces bâtiments ne sont pas assez haut pour être classé comme un bâtiment élevé.
- Immeuble de moyenne hauteur : Généralement des bâtiments de cinq à dix étages, équipés d'ascenseurs.
- Immeuble à grande hauteur : Bâtiments de plus de 10 étages.
- Gratte-ciel : Bâtiments de 40 étages ou plus.

I.3.2. Classification des immeubles selon leur types structurels

Les types structurels des bâtiments à étages multiples peuvent être utilisés individuellement ou en combinaison. Les types de base incluent :

- **Structure à ossature** : Un réseau de poteaux et de poutres forme le squelette structurel du bâtiment, transmettant les charges aux fondations pour assurer leurs stabilité et résistance.
- **Structure suspendue** : Comprend un noyau interne et des planchers horizontaux soutenus par des câbles en acier à haute résistance suspendus à des poutres transversales au sommet.
- **Structure contreventée par des palées de stabilité** : La structure utilise un contreventement pour assurer la stabilité latérale, permettant aux poteaux de fonctionner en compression simple. L'ossature supporte les charges verticales, tandis que le contreventement reprend la totalité des charges latérales. Ce système réduit considérablement les déplacements latéraux et les moments de flexion, offrant une solution économique, facile à ériger et flexible.
- **Structure à voiles porteurs et de contreventement** : La structure utilise des voiles de contreventement rigides pour résister aux pressions latérales dues aux séismes et au vent. Ces forces sont transmises aux voiles par les planchers, assurant une répartition efficace des charges et une stabilité optimale du bâtiment.

- **Structure à noyau en BA** : La structure utilise un noyau central rigide en béton armé qui abrite généralement les cages d'escaliers d'ascenseurs, les escaliers et autres services essentiels. Les forces latérales sont transmises à ce noyau par l'intermédiaire des planchers, assurant ainsi une résistance optimale et une stabilité accrue pour l'ensemble du bâtiment.[1]

I.4. CONTREVENTEMENTS DANS LES IMMEUBLES EN CHARPENTE METALLIQUE

Un système de contreventement est un élément structurel destiné à résister aux forces latérales telles que le vent, les séismes et autres charges susceptibles de faire osciller horizontalement le bâtiment.

I.4.1. Rôle de contreventement

Les contreventements assurent la stabilité globale de la structure en contrant les actions horizontales, telles que le vent et les séismes. Ils limitent les déplacements excessifs, renforcent la rigidité de l'ouvrage et préviennent les phénomènes de torsion, contribuant ainsi à la fiabilité et à la pérennité de la construction. [2]

I.4.1.1. Types de contreventements

- **Contreventement horizontal** (Figure I.4-1) : il consiste en des contreventements à chaque étage (et/ou toitures) dans des plans horizontaux pour transférer les forces horizontales aux plans de contreventement vertical. Les deux types de contreventement horizontal les plus courants sont les diaphragmes et les contreventements triangulés discrets. [3]

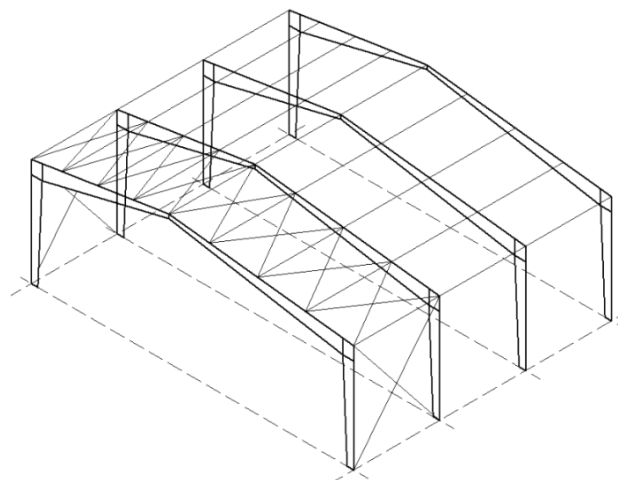


Figure I.4-2 : « Le contreventement horizontal »

- **Le contreventement vertical** (Figure I.4-3) : il sert à transférer les mouvements horizontaux, tels que le balancement, directement vers le sol ou les fondations. Comme pour les contreventements horizontaux, il existe deux types principaux de contreventement vertical : le contreventement triangulé transversal (en X) et le contreventement diagonal simple (en V). [4]

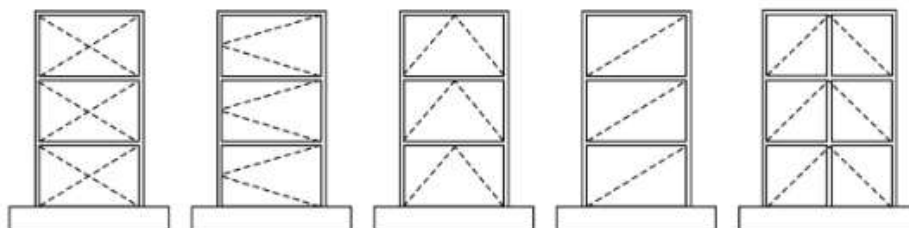


Figure I.4-4 : « Le contreventement vertical »

- **Contreventement par noyau central** (Figure I.4-5) : Les structures métalliques peuvent être renforcées par des noyaux ou des murs en béton armé pour résister aux forces sismiques horizontales. Les éléments en acier et en béton sont dimensionnés selon les normes respectives, et la connexion entre eux doit être soigneusement vérifiée. Par ailleurs, un noyau central rigide, abritant ascenseurs et escaliers, joue un rôle clé en transmettant les pressions latérales via les planchers, assurant ainsi stabilité et résistance de la structure. Cette combinaison de systèmes en acier et en béton, ainsi que l'utilisation d'un noyau central, démontrent la flexibilité et la robustesse des conceptions modernes pour les bâtiments à étages multiples. [2]

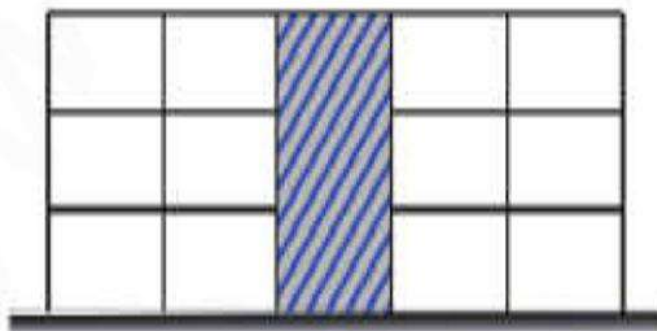


Figure I.4-6 : « Le contreventement par noyau central »

I.5. CONCLUSION

La conception d'un immeuble en charpente métallique contreventé par un noyau central en béton armé offre une solution hybride optimale pour les immeubles de grande hauteur. Ce système garantit une bonne répartition des efforts et une réponse efficace aux contraintes environnementales (vent, séismes).

Ce type de projet nécessite une approche intégrée entre l'architecture, le dimensionnement structurel et les considérations économiques pour aboutir à une solution à la fois performante et durable.

CHAPITRE II :

PRESENTATION DU PROJET

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

II.1. INTRODUCTION

Ce chapitre, expose la structure objet de notre projet de fin d'étude en détaillant ses caractéristiques générales, architecturales et structurelles, les matériaux utilisés ainsi que les normes de conception appliquées.

II.2. PRESENTATION DU PROJET

Le projet étudié est un immeuble d'habitation situé à Bousmail dans la wilaya de TIPAZA, la conception a été conçue initialement en béton armé avec une forme géométrique en élévation en 'plus ; +' comprenant un rez-de-chaussée avec neuf étages (Rdc + 09) et une terrasse inaccessible.



Figure II.2-1: « Une photo satellitaire de la localisation du projet »

II.3. LES CARACTERISTQUES GEOMETRIQUE DU PROJET

Les grandeurs dimensionnelles de notre projet en plan et en élévation se résument en ce qui suit :

II.3.1. En plan

La largeur totale : 31.95 m

La longueur totale : 31.95 m

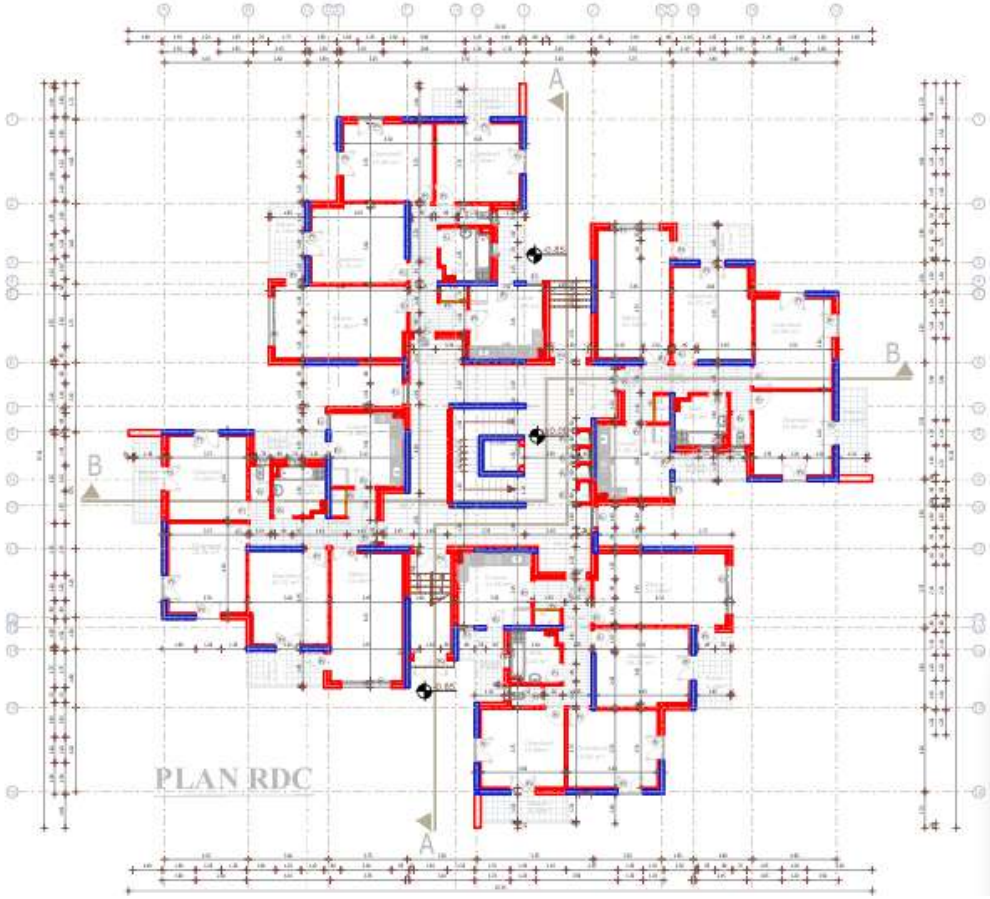


Figure II.3-1:« Vue en plan du RDC »



Figure II.3-2:« Vue en plan de la terrasse »

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

II.3.2. En élévation

La hauteur totale de l'immeuble : 30.60 m

La hauteur des étages courants : 3.06 m

La hauteur du RDC : 3.06 m

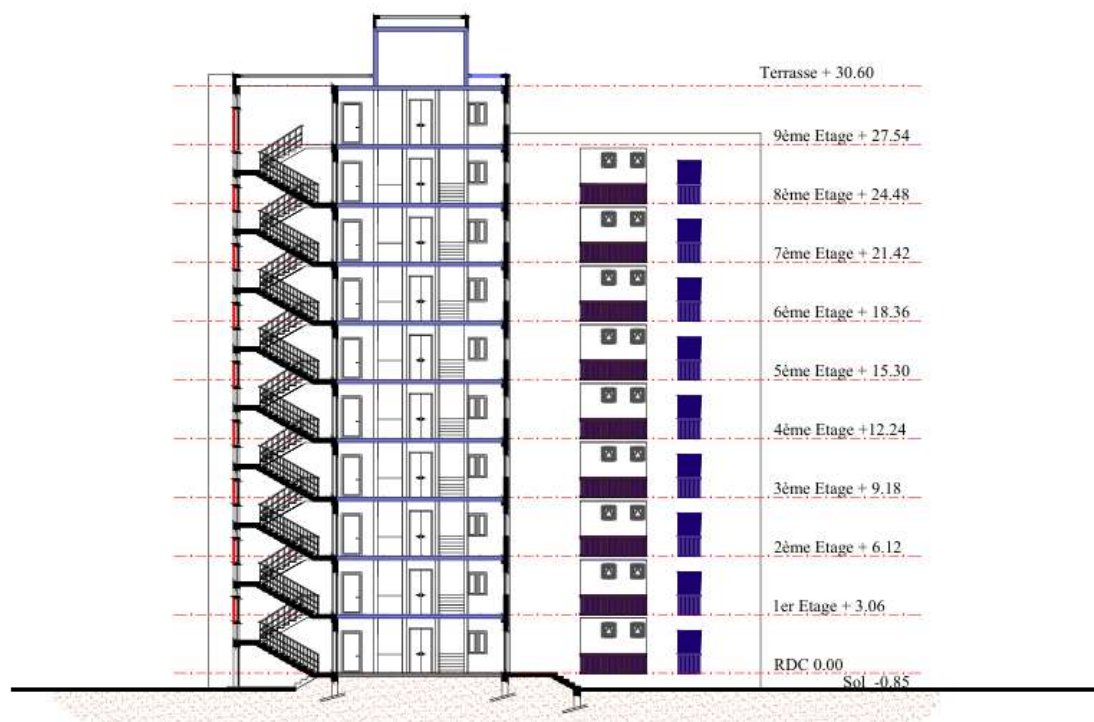


Figure II.3-3: « Une coupe A-A du bâtiment »

II.4. CLASSIFICATION DU SITE SELON LES NORMES ALGERIENNES

Conformément aux règles en vigueur en Algérie, notre projet est classé comme suit :

II.4.1. Classification selon le RPA 2024

Selon le règlement parasismique Algérien RPA2024, notre projet est classé comme suit :

- **La zone sismique :** Le projet est implanté dans une zone classée comme une zone de sismicité élevée VI (article 3.1 RPA 2024).
- **L'importance :** Le projet est une structure courante à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m donc il est classé dans le groupe d'importance 2 (article 3.4 RPA 2024).
- **La catégorie de site :** Selon le rapport de sol, le site est considéré comme un site meuble S3 (article 3.2.1 RPA 2024).

II.5. CLASSIFICATION SELON RNV2013

Le projet est situé dans la wilaya de Tipaza et selon le RNV2013 elle est classée comme suit :

- **La zone de neige** : Zone B
- **La zone de vent** : Zone 1

Les détails du calcul seront discutés dans les chapitres suivants.

II.6. CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

II.6.1. Le béton

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats, de ciment, d'eau et parfois d'adjuvant offrant une résistance après le durcissement.

II.6.1.1. La résistance de béton

II.6.1.1.1 Résistance à la compression

C'est la contrainte maximale noté f_{c28} que le béton peut supporter avant de se fissurer ou de s'effondrer sous une charge de compression. Elle est mesurée en laboratoire par un essai sur des éprouvettes cylindriques ou cubiques âgées de 28 jours et soumis à une pression croissante jusqu'à la rupture.

Pour un béton de classe C25/30, on peut prendre une résistance à la compression $f_{c28}=25$ MPa. Nous trouvons également d'autres classes tels que C30/37, C35/45, etc...

II.6.1.1.2 Résistance à la traction

C'est la contrainte maximale noté f_{tj} que le béton peut supporter lorsqu'il est soumis à des forces d'étirement avant de se fissurer ou de se rompre. Elle est généralement moins élevée que sa résistance à la compression.

La résistance à la traction donnée par⁽¹⁾ :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

II.6.1.2. Contrainte admissible de compression

II.6.1.2.1 A l'état limite ultime "ELU"

La contrainte admissible de compression du béton à ELU donnée par⁽²⁾ : $\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$

⁽¹⁾ A.2.1,12 de BAEL91 R99

⁽²⁾ A.4.3,41 de BAEL91 R 99

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

Avec le coefficient θ est fixé selon la durée d'application de la charge :

$\theta = 1$ lorsque la durée est supérieure à 24h.

$\theta = 0.9$ lorsque la durée est $1 < h < 24$ h.

$\theta = 0.85$ lorsque la durée est inférieure à 1 h.

Et le coefficient de sécurité du béton γ_b

1.5 : pour les situations durables

1.15 : pour les situations accidentelles

II.6.1.2.2 A l'état limite de service "ELS"

La contrainte admissible de compression du béton à ELS donnée par⁽³⁾ :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Tableau II.6-1: « les résultats de calcul de la contrainte admissible de compression »

Etat limite	ELU		ELS
	$\gamma_b = 1.15$ et $\theta = 0.85$	$\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1$	
La contrainte admissible de compression en MPa	21.74	14.17	15

II.6.1.3. Module de déformation

Connue sous le nom de module de Young ou le module d'élasticité est une mesure de la rigidité du béton qui quantifie la relation entre la contrainte appliquée et la déformation résultante.

II.6.1.3.1 Module de déformation instantané

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de « j » jours donné par⁽⁴⁾:

$$E_{ij} = 11000f_{c28}^{1/3}$$

Pour $f_{c28} = 25$ MPa $E_{i28} = 32164.20$ MPa

⁽³⁾ A.4.5,2 de BAEL91 R 99

⁽⁴⁾ A.2.1,21 de BAEL91 R 99

II.6.1.3.2 Module de déformation différé

Pour un chargement d'une durée d'application supérieure à 24 heures, le module de déformation différé E_{vj} du béton âgé de « j » jours est donné par⁽⁵⁾ :

$$E_{vj} = 3700f_{c28}^{1/3}$$

Pour $f_{c28} = 25$ MPa $E_{v28} = 10818.87$ MPa

II.6.1.4. Le coefficient de poisson

C'est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale lorsqu'un matériau est soumis à un effort de traction ou de compression, On prend :

$\nu = 0$ pour un béton fissuré à l'ELU.

$\nu = 0.2$ pour un béton fissuré à l'ELS.

II.6.2. L'acier

L'acier est un alliage de fer et de carbone, souvent enrichi avec d'autres éléments (comme le chrome de nickel), utilisé dans le domaine de construction pour ses propriétés de résistance élevées, la bonne ductilité et sa capacité à être soudé.

II.6.2.1. Caractéristique mécanique

Selon l'article 3.2.3 du CCM97, les caractéristiques mécaniques des aciers de construction sont :

- Un module d'élasticité longitudinale $E=210$ GPa
- Un module d'élasticité transversale $G=84$ GPa
- Coefficient de poisson $\nu = 0.3$
- Une masse volumique $\rho= 7850$ Kg/m³

II.6.3. L'acier de béton

II.6.3.1. Contrainte admissible de traction

- A l'état limite ultime :

La contrainte limites à l'ELU donné par : $f_{bu} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec : γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier 1.1 pour une situation durable et 1 pour une situation accidentelle

⁽⁵⁾ A.2.1,22 de BAEL91 R 99

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

- **A l'état limite de service :**

La contrainte admissible de traction des armatures selon l'article.4.5,33 du BAEL91 R 99 pour :

- Des fissurations peu nuisibles : la contrainte n'est pas limitée
- Des fissurations préjudiciables selon l'article :

Pour les aciers ronds lisses : $\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} f_e$

Pour les aciers à haute adhérence : $\bar{\sigma}_s = \max\{(0.5f_e; 110\sqrt{\eta}f_{tj})\}$

- Des fissurations très préjudiciables :

Pour les aciers ronds lisses : $\bar{\sigma}_s = 0.8(\frac{2}{3} f_e)$

Pour les aciers à haute adhérence : $\bar{\sigma}_s = \max\{(0.4f_e; 88\sqrt{\eta}f_{tj})\}$

Avec : f_e : la limite d'élasticité des aciers utilisés.

f_{tj} : la résistance caractéristique à la traction du béton.

η le coefficient de fissuration égale à 1 pour les ronds lisses et 1.6 pour les armatures à haute adhérence.

La résistance :

La résistance limite d'élasticité f_y et la résistance limite à la traction pour les nuances d'acier courant sont définies par CCM97 dans l'article 3.2.2.1 et ils sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.6-1:« Les caractéristiques mécaniques de l'acier d'armatures dans le béton »

	Nuance	Fy (MPa)
Ronds lisses (RL)	Fe220	215
	Fe240	235
Haute adhérence (HA)	Fe400	400
	Fe500	500

Tableau II.6-2:« Valeurs nominales de f_y et f_u pour les profilés »

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

- D'après la norme européenne EN 10025-2 :2019, pour optimiser les sections et la résistance quand la structure est plus complexe il s'impose d'utiliser un acier de nuance Fe 510 avec une limite d'élasticité minimale de 355 MPa.

II.6.4. L'acier de construction métallique

II.6.4.1. Les assemblages

Les assemblages sont des éléments qui permettent de relier les différentes pièces métalliques d'une structure pour assurer la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre eux pour garantir la stabilité et la résistance de la structure. Selon l'Eurocode 03 les assemblages principaux des systèmes structuraux sont :

- Les assemblages articulés réalisés par boulonnage qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants.
- Les assemblages rigides réalisés par soudage ou également boulonnage afin de reprendre en plus des efforts normaux et tranchants, les moments de flexion.

II.7. LES LOGICIELS UTILISES

Pour la modélisation de notre projet nous avons utilisé des logiciels qui nous accueillants:

- AutoCAD
- Robot structurel
- ETABS

II.8. LES REGLEMENTS UTILISES

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

II.8.1. Les règlements algériens :

- Règlement neige et vent (D.T.R C2-47 RNVA2013)
- Le règlement de conception et de calcul des structures en CM (DTR C2.44 - CCM97)
- Le règlement parasismique Algérien (DTR C2.48 - RPA2024)
- Le règlement Algérien des charges permanentes et surcharges d'exploitation (D.T.R - B.C. 2.2)
- Le règlement de conception et de calcul des structures en BA (DTR C2.41 - CBA 93)

II.8.2. Les règlements européens :

- Eurocode 3 (calcul des structures en acier) "EC3"
- Eurocode 4 (conception et dimensionnement des structure mixtes acier) "EC4"
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé "BAEL91 "

II.9. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons présenté l'ouvrage objet de notre projet de fin d'étude, construit initialement en béton armé. Notre travail consiste à reconcevoir ce bâtiment en une structure hybride comportant à la fois une structure métallique pour l'ossature principale et un contreventement par un noyau central en béton armé.

Dans les chapitres suivants, nous approfondirons les aspects techniques, notamment les méthodes de calcul ainsi que les différentes étapes de conception et d'exécution, afin de mener une étude complète et rigoureuse de l'ouvrage.

CHAPITRE III :
PREDIMENSIONNEMENT DES
ELEMENTS PRINCIPAUX

III.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre nous allons procéder à un prédimensionnement des sections des éléments porteurs de notre structure (poteaux, poutres ... etc), en se basant sur le principe de la descente des charges verticales transmises par les planchers aux éléments porteurs et qui les transmettent à leur tour aux fondations. Les calculs sont faits conformément aux règlements en vigueur, à savoir : le DTR2.2 (charges et surcharges), le CCM97 / EC3 pour le calcul des éléments métalliques et l'EC4 pour le calcul des éléments mixtes.

III.2. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Il est nécessaire de déterminer les diverses charges appliquées sur les structures, notamment les charges permanentes et les charges d'exploitation. À cet effet, des normes ont été établies pour définir les valeurs adéquates des charges à appliquer sur les ouvrages selon leurs usages, où elles sont citées dans le règlement technique DTRB.C2.2 (charges et surcharges).

III.2.1. La charge permanente G

Ce terme désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant la structure complète. Il s'agit donc non seulement du poids de l'ossature mais aussi de tous les éléments du bâtiment (planchers, plafonds, cloisons, revêtements de sol, installations fixes).

Dans notre projet nous utiliserons un plancher collaborant comme dalles pour l'ensemble des étages courants ainsi que la terrasse. Ce type de plancher combine à la fois une dalle en béton avec des poutres en acier liées par des connecteurs résistant au cisaillement pour bénéficier des avantages mécaniques de ces deux matériaux complémentaires. On va utiliser des bacs en acier type TN40, supportés par les solives. La composition de ce type de plancher se résume en :

1-Dalle en béton

2-Connecteur

3-Tôle profilée TN40

4-Poutre porteuse/ solive

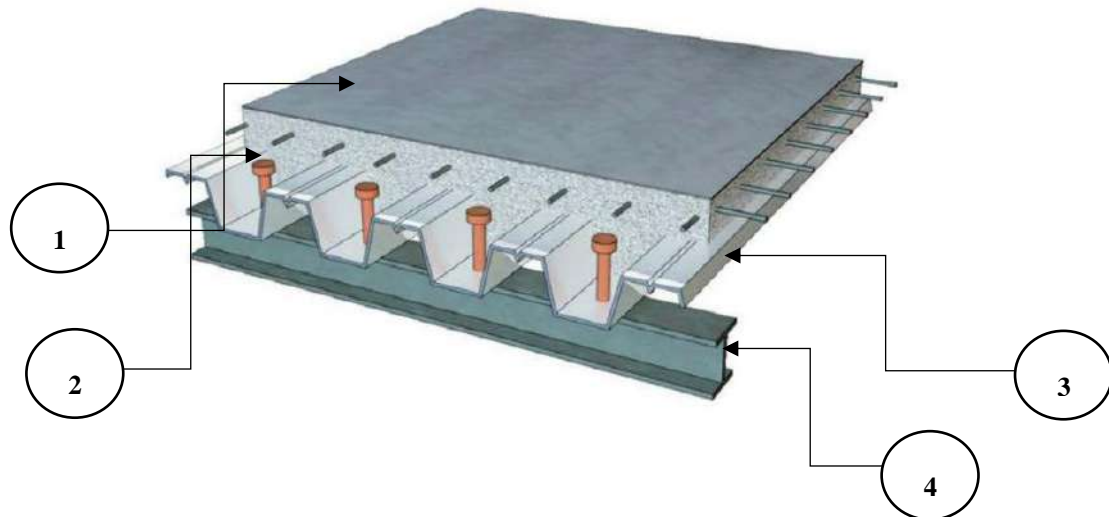


Figure III.2-1: « Schéma descriptive des composants de plancher mixte »

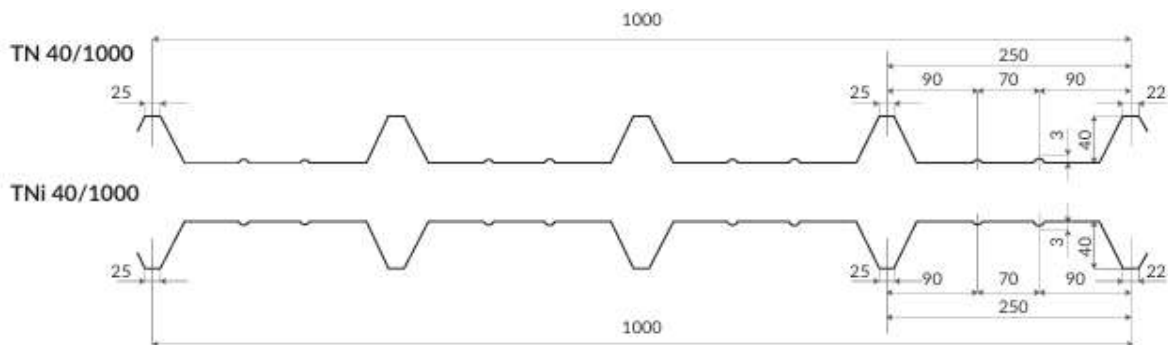


Figure III.2-2: « Schéma descriptive du bac d'acier type TN40 »

Tableau III.2-1 : « La charge permanente du plancher étage courant »

Matériaux	Epaisseur en cm	Le poids en kN/m ²
Dalle de sol	2	0.44
Mortier de pose	2	0.4
Dalle pleine en BA	10	2.50
Bac d'acier TN40	/	0.12
Faux plafond	2	0.2
Cloison légère	10	1
G_{tot} : 4.66 kN/m²		

Tableau III.2-2 : « La charge permanente pour le plancher terrasse inaccessible »

Matériaux	Epaisseur en cm	Le poids en kN/m²
Protection en gravier	5	0.85
Forme de pente	10	2.20
Isolation thermique	4	0.16
Etanchéité multicouche	0.2	0.12
Dalle pleine en BA	10	2.50
Bac d'acier TN40	/	0.12
G_{tot} : 5.95 kN/m²		

- Pour la maçonnerie périphérique, nous avons des murs en double cloisons, elle sera considérée dans nos calculs sur les poutres périphériques.

III.2.2. La surcharge d'exploitation Q

Les surcharges d'exploitation correspondent aux charges variables appliquées de manière temporaire ou intermittente sur une structure, comme le mobilier, les équipements ou la présence de personnes, conformément aux exigences du règlement DTR.BC2.2⁽¹⁾. Ces charges varient en fonction des types d'ouvrages et de leur utilisation, à savoir :

- Plancher terrasse inaccessible.....Q = 1 KN/m²
- Plancher étage courant.....Q = 1.5 KN/m²
- Escalier (logement).....Q = 2.5 KN/m²
- La surcharge des ouvriersQ=0.75 KN/m²

Vu la répétitivité de l'usage dans l'ensemble des étages (Usage d'habitation) dans notre projet, la loi de dégression est alors utilisée, conformément à la réglementation comme suit :

- Plancher 9^{ème} étage courant Q = 1.5 KN/m²

⁽¹⁾ Article 7.2.1 DTR.BC2.2

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

- Plancher 8^{ème} étage courant $Q = 1.5 \times 0.9 = 1.35 \text{ KN/m}^2$
- Plancher 7^{ème} étage courant $Q = 1.5 \times 0.8 = 1.2 \text{ KN/m}^2$
- Plancher 6^{ème} étage courant $Q = 1.5 \times 0.7 = 1.05 \text{ KN/m}^2$
- Plancher 5^{ème} étage courant $Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN/m}^2$
- Plancher 4^{ème}, 3^{ème}, 2^{ème} et 1^{er} étage courant..... $Q = 1.5 \times 0.5 = 0.75 \text{ KN/m}^2$

III.3. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

III.3.1. Les solives

- Plancher terrasse inaccessible : une longueur de $L_{\text{solive}} = 4 \text{ m}$

$$\text{On a : } \frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \quad \frac{4}{25} \leq h \leq \frac{4}{15} \quad 0.16 \leq h \leq 0.267$$

Donc, on choisit le profilé IPE 180 dont ses caractéristiques sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III.3-1 :« Caractéristiques du profilé IPE 180 »

	Le poids	La section	Les dimensions			
	G (Kg /ml)	A (cm ²)	H (mm)	B (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
IPE 180	18.8	23.9	180	91	8	5.3
	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{pl-y} (cm ³)	W _{pl-z} (cm ³)	i _y (mm)	I _z (mm)
	1317	101	166	34.6	7.42	2.05

III.3.1.1. La phase de construction

Evaluation des charges : Le profilé d'acier travail seul, donc les charges sont :

- Poids propre du profilé 0,188 kN/ml
- Poids propre du béton frais (10cm)2.50 kN/m²
- Poids du bac d'acier TN 400,12 kN/m²
- Surcharge de construction (ouvrier).....0,75 kN/m²

L'entraxe entre les solives est $e = 1.1 \text{ m}$ car on va utiliser un bac d'acier TN 40

Combinaison des charges

ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35G_s + (1.35G_b + 1.35G_a + 1.5Q) \times e$$

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

$$q_u = 1.35 \times 0.188 + (1.35 \times 2.50 + 1.35 \times 0.12 + 1.5 \times 0.75) \times 1.1$$

$$q_u = 5.38 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = G_s + (G_b + G_a + Q) \times e$$

$$q_s = 0.188 + (2.5 + 0.12 + 0.75) \times 1.1$$

$$q_s = 3.90 \text{ KN/ml}$$

Les vérifications

- Vérification de la flexion⁽²⁾:

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale doit satisfaire la condition :

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

$$\text{Avec : } M_{plrd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Le moment appliqué M_{sd} :

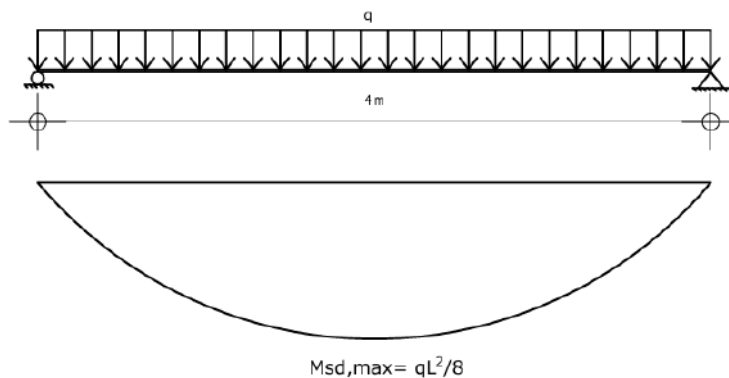


Figure III.3-1: « Diagramme du moment fléchissant pour une poutre simplement appuyée et chargée uniformément »

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5.38 \times (4)^2}{8} = 10.76 \text{ KN. m}$$

Le moment résistant plastique développé par la section

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^3}{1.1} = 53.57 \text{ KN. m}$$

⁽²⁾ Article 5.4.5 EC3

Donc :

$$M_{sd} = 10.76 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 53.57 \text{ KN.m} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

- Vérification de l'effort tranchant⁽³⁾:

L'effort tranchant V_{sd} doit satisfaire la condition :

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

L'effort tranchant appliqué :

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{5.38 \times 4}{2} = 10.76 \text{ KN}$$

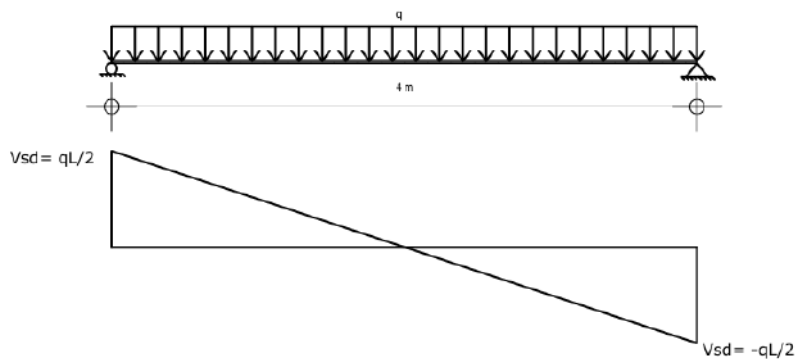


Figure III.3-2:« Diagramme de l'effort tranchant pour une poutre isostatique chargée uniformément »

L'effort tranchant de plastification de la section :

$$V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

Avec : A_v est l'aire de cisaillement

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$

$$A_v = 2390 - 2 \times 91 \times 8 + (5.3 + 2 \times 9) \times 8 = 1120.4 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{355 \times 10^3 \times 1120.4 \times 10^{-6}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 208.76 \text{ KN}$$

Donc : $V_{sd} = 10.76 \text{ KN} < V_{plrd} = 208.76 \text{ KN} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$

- Vérification de l'interaction moment-effort tranchant⁽⁴⁾

⁽³⁾ Titre 5.4.6 EC3

⁽⁴⁾ Titre 5.5.2 EC3

$$V_{sd} \leq 0.5V_{plrd}$$

$$V_{sd} = 10.76 \text{ KN} < 0.5V_{plrd} = 104.38 \text{ KN}$$

Donc pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant

- Vérification du déversement⁽⁵⁾ :

$$M_{sd} \leq M_{b,rd}$$

Le moment appliqué $M_{sd} = 10.76 \text{ KN.m}$

La résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement $M_{b,rd}$

$$M_{b,rd} = \frac{X_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{(\varphi_{LT})^2 - (\bar{\lambda}_{LT})^2}}$$

Pour calculer λ_{LT} on va utiliser la formule simplifier recommander par EC3⁽⁶⁾:

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{(C1)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{L/i_z}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0.25}}$$

On a un IPE 180 de classe 1 donc : $\beta_w = 1$; $C_1 = 1.132$

$$\lambda_{LT} = \frac{4/(2.05 \times 10^{-2})}{(1.132)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{4/(2.05 \times 10^{-2})}{0.18/(8 \times 10^{-3})} \right]^2 \right]^{0.25}} = 124.16$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93.9\epsilon} \sqrt{\beta_w} \quad \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.814 \quad \bar{\lambda}_{LT} = \frac{124.16}{93.9 \times 0.814} \sqrt{1} = 1.63$$

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

Avec : $\alpha_{LT} = 0.21$ le facteur d'imperfection des profilés laminés

$$\text{A.N :} \quad \varphi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (1.63 - 0.2) + 1.63^2] = 1.99$$

Alors :

⁽⁵⁾ Titre 5.5.2 EC3

⁽⁶⁾ Titre F.21 EC3

$$X_{LT} = \frac{1}{1.99 + \sqrt{(1.99)^2 - (1.63)^2}} = 0.32$$

Donc :

$$M_{b,rd} = \frac{0.32 \times 1 \times 166 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^3}{1.1} = 17.14 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 10.76 \text{ KN.m} < M_{b,rd} = 17.14 \text{ KN.m} \rightarrow$ La condition est vérifiée

- Vérification de la flèche ⁽⁷⁾

Il faut vérifier que : $f_{cal}^{max} \leq \bar{f}$

$$f_{cal}^{max} = \frac{5}{384} \frac{q \times l^4}{E \times I_y}$$

$$f_{cal}^{max} = \frac{5}{384} \frac{3.90 \times (4000)^4}{2.10 \times 10^5 \times 1317 \times 10^4}$$

$$f_{cal}^{max} = 4.70 \text{ mm}$$

Pour un plancher terrasse inaccessible flèche admissible donné par :

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{4000}{250}$$

$$\bar{f} = 16 \text{ mm}$$

Donc : $f_{cal}^{max} = 4.70 \text{ mm} < \bar{f} = 16 \text{ mm}$

III.3.1.2. La phase finale

Evaluation des charges : Le béton ayant durci la section mixte (le profilé et la dalle)

travaillant ensemble, donc les charges seront :

- Poids propre du profilé (IPE 180) 0.188 KN/ml
- La charge permanente5.95 KN/m²
- Surcharge d'exploitation.....1 KN/m²

Combinaison des charges

ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35[G_{per} \times e + G_s] + 1.5Q \times e$$

$$q_u = 1.35[5.95 \times 1.1 + 0.188] + 1.5 \times 1 \times 1.1$$

⁽⁷⁾ Article 4.2 EC3

$$q_u = 10.74 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = G_s + (G_{per} + Q) \times e$$

$$q_s = 0.188 + (5.95 + 1) \times 1.1$$

$$q_s = 7.83 \text{ KN/ml}$$

Détermination de l'axe neutre

- Calcul de la largeur de la dalle effective

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2l_0}{8} = \frac{2 \times 4}{8} = 1 \text{ m} \\ b = 1.1 \text{ m} \end{array} \right.$$

Donc : $b_{\text{eff}} = 1 \text{ m}$

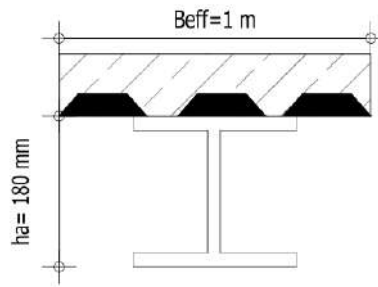


Figure III.3-3 : « Schéma représentatif de la largeur participante de la dalle en béton »

- Résistance de compression de la dalle en béton

$h=100 \text{ mm}$ Hauteur de la dalle en béton ;

$h_p=40 \text{ mm}$ Hauteur du bac d'acier ;

Donc : alors la hauteur du béton $h_c = h - h_p = 100 - 40 = 60 \text{ mm}$

$$\Rightarrow R_{\text{béton}} = 0.57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c \quad ; \text{ Avec } f_{ck} = 25 \text{ MPa} \quad \text{béton de classe C 25/30}$$

$$\Rightarrow R_{\text{béton}} = 0.57 \times 25 \times 10^3 \times 1 \times 60 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{\text{béton}} = 855 \text{ KN}$$

- Résistance de traction du profilé d'acier

$$\Rightarrow R_{\text{acier}} = 0.95 \times f_y \times A_a$$

$$\Rightarrow R_{\text{acier}} = 0.95 \times 355 \times 10^3 \times 23.9 \times 10^{-4}$$

$$\Rightarrow R_{\text{acier}} = 806.03 \text{ KN}$$

$R_{\text{béton}} > R_{\text{acier}}$, alors l'axe neutre se trouve dans la dalle du béton, alors le moment résistant plastique développé par la section mixte donné par :

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

Les vérifications

- Vérification de la flexion : $M_{\text{sd}} \leq M_{\text{plrd}}$

$$\text{Le moment appliqué : } M_{\text{sd}} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{10.74 \times 4^2}{8} = 21.48 \text{ KN.m}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{\text{plrd}} = 806.03 \times \left[\frac{180}{2} + 60 + 40 - \left(\frac{806.03}{855} \times \frac{60}{2} \right) \right] \times 10^{-3}$$
$$M_{\text{plrd}} = 130.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = 21.48 \text{ KN.m} < M_{\text{plrd}} = 130.35 \text{ KN.m} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\text{L'effort tranchant appliqué : } V_{\text{sd}} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{10.74 \times 4}{2} = 21.48 \text{ KN}$$

$$\text{L'effort tranchant de plastification de la section : } V_{\text{pl,rd}} = 208.76 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } V_{\text{sd}} = 21.48 \text{ KN} < V_{\text{plrd}} = 208.76 \text{ KN} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

- Vérification de l'interaction moment-effort tranchant : Il faut satisfaire la condition :

$$V_{\text{sd}} \leq 0.5V_{\text{plrd}}$$

$$V_{\text{sd}} = 21.48 \text{ KN} < 0.5V_{\text{plrd}} = 104.38 \text{ KN} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Donc pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant

- Vérification de la flèche : Il faut vérifier que : $f_{\text{cal}}^{\text{max}} \leq \bar{f}$

$$f_{\text{cal}}^{\text{max}} = \frac{5 q \times l^4}{384 E \times I_y}$$

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

Avec : $v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{2390}{600 \times 100} = 0.04$ et $m = \frac{E_a}{E_b} = 15$

A.N

$$I_c = \frac{2390 \times (60 + 2 \times 40 + 180)^2}{4(1 + 15 \times 0.04)} + \frac{1000 \times 60^3}{12 \times 15} + 1317 \times 10^4$$

$$I_c = 5.26 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$f_{cal}^{max} = \frac{5}{384} \frac{7.83 \times 4000^4}{2.10 \times 10^5 \times 5.26 \times 10^7}$$

$$f_{cal}^{max} = 2.36 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{4000}{250}$$

$$\bar{f} = 16 \text{ mm}$$

Donc : $f_{cal}^{max} = 2.51 \text{ mm} \leq \bar{f} = 16 \text{ mm}$

Calcul de la flèche totale pour les deux phases :

$$f_{tot} = 4.70 + 2.36 = 7.06 \text{ mm} < \bar{f} = 16 \text{ mm} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Donc la flèche totale est vérifiée

III.3.1.3. Calcul des connecteurs

Les connecteurs sont des dispositifs métalliques qui assurent la liaison entre la dalle en béton et les profilés en acier leur rôle principale est de transmettre les efforts de cisaillement entre les deux matériaux. Il existe deux types de connecteurs principaux, les goujons soudés et les connecteurs cloués.

Dans notre cas, on utilise des goujons de hauteur $h=70$ mm et de diamètre $d=19$ mm, qui sont assemblés par soudage comme présenté dans la figure ci-dessous :

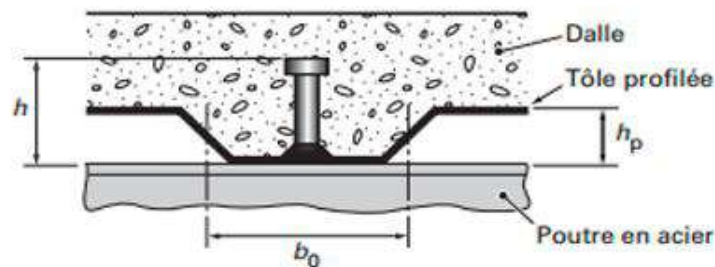


Figure III.3-4 : « Schéma représentatif de dimensions de la tôle et du connecteur »

Détermination de la résistance au cisaillement du goujon⁽⁸⁾ :

$$P_{rd} = K_T \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0.29 \alpha d^2 \frac{\sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_v} \\ 0.8 f_u \frac{\pi d^2}{4 \gamma_v} \end{array} \right.$$

Avec :

f_{ck} : La résistance caractéristique de béton.....25N/mm²

E_c : Module de Young de béton.....32164.20MPa

f_u : Résistance caractéristique des connecteurs.....450 N/mm².

γ_v : un coefficient 1.25

$$\alpha = \begin{cases} 0.2 \left(\frac{h_c}{d} + 1 \right) & \text{pour } 3 \leq \frac{h_c}{d} \leq 4 \\ 1 & \text{pour } \frac{h_c}{d} \geq 4 \end{cases}$$

On a : $3 < \frac{60}{19} = 3.16 < 4$ alors : $\alpha = 0.2 \left(\frac{h_c}{d} \right) = 0.2 \left(\frac{70}{19} \right) = 0.94$

K_T est un facteur de réduction pour tenir compte de la présence de nervures du bac d'acier en fonction de leurs sens, donné par la formule suivante⁽⁹⁾.

$$K_T = \begin{cases} 0.6 \times \left(\frac{b_0}{h_p} \right) \times \left(\frac{h_c}{h_p} - 1 \right) & \text{nervures parallèles à la poutre} \\ \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \left(\frac{b_0}{h_p} \right) \times \left(\frac{h_c}{h_p} - 1 \right) & \text{nervures perpendiculaires à la poutres} \end{cases}$$

Avec :

b_0 : la largeur moyenne de la nervure de bac d'acier TN 40 : 221.5 mm

h_p : La hauteur de la nervure du bac d'acier 40 mm

h_c : la hauteur de goujon 70 mm

N_r C'est le nombre des goujons par nervures ≤ 2 , on prend $N_r = 1$

- Pour les solives les nervures seront perpendiculaires

A.N $K_T = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \left(\frac{221.5}{40} \right) \times \left(\frac{70}{40} - 1 \right) = 2.91$

⁽⁸⁾ Titre 6.3.2.1 EC4

⁽⁹⁾ Article 6.3.3.2 EC4

D'après l'Eurocode 4 si K_T est supérieure à 1 on le prend sa valeur 1

$$P_{rd} = K_T \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0.29 \times 0.94 \times (19 \times 10^{-3})^2 \frac{\sqrt{25 \times 32164.2 \times 10^6}}{1.25} = 70.60 \text{ KN} \\ 0.8 \times 450 \times 10^3 \times \frac{\pi \times (0.019)^2}{4 \times 1.25} = 81.66 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = 1 \times 70.60$$

$$\text{Donc : } P_{rd} = 70.60 \text{ KN}$$

Détermination de nombre des connecteurs par une demi porté :

$$N^{bre} = \frac{RL}{P_{rd}}$$

Avec :

$$\Rightarrow RL = \inf(R_{\text{béton}}; R_{\text{acier}})$$

$$\Rightarrow RL = \inf(855 \text{ KN}; 806.03 \text{ KN})$$

$$\Rightarrow RL = 806.03 \text{ KN}$$

$$\text{A.N } N^{bre} = \frac{806.03}{70.6}$$

$N^{bre} = 11.41$ Donc on prend 12 goujons par la demi longueur c'est-à-dire 24goujons par 4 m

Calcul de l'espacement minimal des connecteurs⁽¹⁰⁾

$$\text{Il doit être : } e_{\min} \geq 5d = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$E_{sp} = \frac{L}{N^{bre} - 1} = \frac{4000}{24 - 1}$$

$$E_{sp} = 173.91 \text{ mm}$$

III.3.1.4. Calcul des solives des autres étages

Les vérifications de la phase de construction pour le plancher étage courant sont regroupées dans le tableau ci-dessous en suivant les mêmes étapes précédentes :

⁽¹⁰⁾ Titre 6.4.2 EC4

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

Tableau III.3-2:« Vérification du profilé en phase de finale pour l'étage courant »

Plancher étage courant			
$q_u = 9.65 \text{ KN/ml}$ $q_s = 6.96 \text{ KN/ml}$	$M_{sd} = 19.28 \text{ KN.m}$	$M_{plrd} = 138.27 \text{ KN.m}$	Condition vérifiée
	$V_{sd} = 19.28 \text{ KN}$	$V_{plrd} = 208.76 \text{ KN}$	Condition vérifiée
	$f_{cal}^{max} = 6.8 \text{ mm}$	$\bar{f} = 16 \text{ mm}$	Condition vérifiée

Donc on gardera un profilé IPE 180 pour tous les planchers

III.3.2. Les poutres principales

III.3.2.1. Le prédimensionnement

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

La poutre la plus sollicitée, que ce soit pour le plancher terrasse ou le plancher courants a une portée de 5.55 m, elle reprend trois charges concentrées qui représentent les réactions des solives et une charge uniformément répartie due à son poids propre et le poids du béton sur la largeur de la semelle.

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \quad \frac{5.55}{25} \leq h \leq \frac{5.55}{15} \quad 0.222 \leq h \leq 0.370 \text{ On prend IPE 330}$$

Tableau III.3-3:« Les caractéristiques du profilé IPE 330 »

	Le poids	La section	Les dimensions			
	G (Kg /ml)	A (cm ²)	H (mm)	B (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
IPE 330	49.1	62.6	330	160	11.5	7.5
	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{pl-y} (cm ⁴)	W _{pl-z} (cm ⁴)	i _y (mm)	I _z (mm)
	11770	788	804	154	13.7	3.55

1. Evaluations des charges pour le plancher terrasse inaccessible

- Poids propre du profilé 0.491kN/ml

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

- La charge permanente5.95 kN/m²
- Surcharge d'exploitation (habitation).....1.5 kN/m²

2. Combinaison des charges

ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35[G_{per} \times b_p + G_s] + 1.5Q \times b_p$$

$$q_u = 1.35[5.95 \times 0.16 + 0.491] + 1.5 \times 1.5 \times 0.16$$

$$q_u = 2.3 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = G_s + (G_{per} + Q) \times b_p$$

$$q_s = 0.491 + (5.95 + 1.5) \times 0.16$$

$$q_s = 1.68 \text{ KN/ml}$$

3. Calcul des réactions des solives

On calcul les réactions des solives pour chaque phase car le coulage de planche (poutre ; solives) se fait en même temps

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

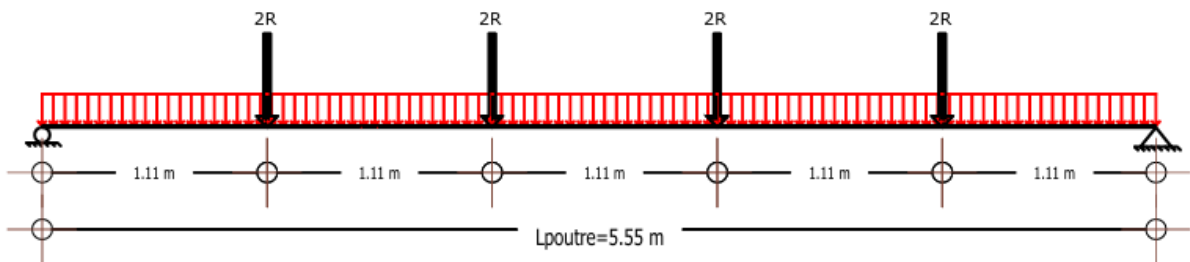


Figure III.3-5 :« Schéma statique de la poutre la plus sollicité »

ELU

$$R_{u1} = R_1 + R_2 = 2 \times \frac{10.74 \times 4}{2} = 42.96 \text{ KN/ml}$$

$$R_{u2} = R_3 + R_4 = 42.96 \text{ KN/ml}$$

$$R_{u3} = R_4 + R_6 = 42.96 \text{ KN/ml}$$

$$R_{u4} = R_7 + R_8 = 42.96 \text{ KN/ml}$$

ELS

$$R_{s1} = R_1 + R_2 = 2 \times \frac{7.83 \times 4}{2} = 31.32 \text{ KN/ml}$$

$$R_{s2} = R_3 + R_4 = 31.32 \text{ KN/ml}$$

$$R_{s3} = R_4 + R_6 = 31.32 \text{ KN/ml}$$

$$R_{s3} = R_4 + R_6 = 31.32 \text{ KN/ml}$$

4. Position de l'axe neutre

- Calcul de largeur de la dalle effective

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2l_0}{8} = \frac{2 \times 5.55}{8} = 1.387 \text{ m} \\ b = 5.55 \text{ m} \end{array} \right.$$

Donc : $b_{\text{eff}} = 1.387 \text{ m}$

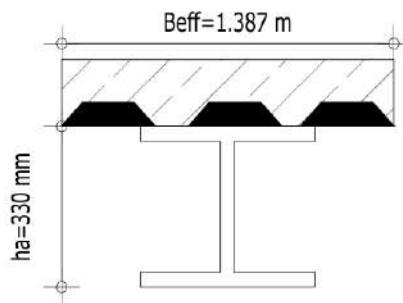


Figure III.3-6 :« Schéma représentatif de la largeur participante de la dalle en béton »

- Résistance de compression de la dalle en béton

$$\Rightarrow R_{\text{béton}} = 0.57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c$$

$$\Rightarrow R_{\text{béton}} = 0.57 \times 25 \times 10^3 \times 1.387 \times 60 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{\text{béton}} = 1185.88 \text{ KN}$$

- Résistance de traction du profilé d'acier

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \times f_y \times A_a$$

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \times 355 \times 10^3 \times 62.6 \times 10^{-4}$$

$$R_{\text{acier}} = 2111.19 \text{ KN}$$

$R_{\text{acier}} > R_{\text{béton}}$; alors l'axe neutre se trouve dans la dalle de béton donc on doit calculer la résistance de l'âme

$$R_W = 0.95 \times f_y \times A_{aa}$$

$$A_{aa} = t_w \times h_w = 7.5 \times (330 - 2 \times 11.5) = 2302.5 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow R_w = 0.95 \times 355 \times 10^3 \times 23.025 \times 10^{-4}$$

$$\Rightarrow R_w = 776.52 \text{ KN}$$

$R_{\text{béton}} > R_w$, Donc l'axe neutre dans la semelle supérieur du profilé

5. Les vérifications

- Vérification de la flexion :

Le moment appliqué M_{sd} :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{3R_u \times l}{5} = \frac{2.3 \times (5.55)^2}{8} + \frac{3 \times 42.96 \times 4}{5} = 111.96 \text{ KN.m}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

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

$$M_{plrd} = 2111.19 \times \frac{330}{2} + 1185.88 \left(\frac{60}{2} + 40 \right) \times 10^{-3}$$

$$M_{plrd} = 431.30 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 111.96 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 431.30 \text{ KN.m} \rightarrow$ La condition est vérifiée

- Vérification de l'effort tranchant :

L'effort tranchant appliqué :

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} + 2R_u = \frac{2.2 \times 5.55}{2} + 2 \times 42.96 = 92.025 \text{ KN}$$

L'effort tranchant de plastification de la section :

$$V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{355 \times 10^3 \times 3080.25 \times 10^{-6}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 573.93 \text{ KN}$$

Donc : $V_{sd} = 92.93 \text{ KN} < V_{plrd} = 573.93 \text{ KN} \rightarrow$ La condition est vérifiée

- Vérification de l'interaction moment-effort tranchant

$$V_{sd} \leq 0.5V_{plrd}$$

$$V_{sd} = 92.93 \text{ KN} < 0.5V_{plrd} = 286.97 \text{ KN}$$

Donc pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

- Vérification de déversement :

La vérification au déversement est exigée par le EC4 néanmoins la poutre étant maintenu latéralement par les solives, et la semelle supérieure est maintenu par le bac d'acier connecté par des goujons. On considère que la poutre ne risque pas de se déverser.

- Vérification de la flèche

Il faut vérifier que : $f_{cal}^{max} \leq \bar{f}$

$$f_{cal}^{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \times l^4}{E \times I_y} + \frac{63R \times l^3}{1000 \times E \times I_y}$$

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

Avec :

$$v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{6260}{600 \times 138.65} = 0.075$$

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

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

A.N

$$I_c = \frac{6260 \times (60 + 2 \times 40 + 330)^2}{4(1 + 15 \times 0.075)} + \frac{1387.5 \times 60^3}{12 \times 15} + 11770 \times 10^4$$

$$I_c = 28.21 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$f_{cal}^{max} = \frac{5}{384} \frac{1.68 \times 5550^4}{2.1 \times 10^5 \times 28.21 \times 10^7} + \frac{63 \times 31.32 \times 5550^3}{1000 \times 2.1 \times 10^5 \times 28.21 \times 10^7}$$

$$f_{cal}^{max} = 0.35 + 0.005$$

$$f_{cal}^{max} = 0.355 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{5550}{250}$$

$$\bar{f} = 22.2 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } f_{cal}^{max} = 0.355 \text{ mm} \leq \bar{f} = 22.2 \text{ mm}$$

III.3.2.2. Calcul des connecteurs

Détermination de la résistance au cisaillement du goujon :

- Pour les poutres principales les nervures seront parallèles donc :

$$A.N \quad K_T = 0.6 \times \left(\frac{b_0}{h_p}\right) \times \left(\frac{h_c}{h_p} - 1\right) \rightarrow K_T = 2.49$$

D'après l'Eurocode 4 si K_T est supérieure à 1 on le prend sa valeur 1

On garde le même type de goujon $h=50$ mm et $d=19$ mm, donc l'effort de cisaillement sera :

$$P_{rd} = 70.60 \text{ KN}$$

Détermination de nombre des connecteurs par une demi porté : $N^{bre} = \frac{RL}{P_{rd}}$ avec :

$$RL = \inf(R_{b\acute{e}ton}; R_{acier})$$

$$RL = \inf(1186.31 \text{ KN}; 2111.19 \text{ KN})$$

$$RL = 1186.31 \text{ KN}$$

$$A.N \quad N^{bre} = \frac{1186.31}{70.6}$$

$N^{bre} = 16.8$ Donc on prend 17 goujons par la demi longueur c'est-à-dire 34 goujons par 5.55 m

Calcul de l'espacement minimal des connecteurs selon paragraphe 6.4.2 de EC4

Il doit être : $e_{min} \geq 5d = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$

$$E_{sp} = \frac{L}{N^{bre}-1} = \frac{5550}{34-1} \rightarrow E_{sp} = 168.18 \text{ mm}$$

III.3.2.3. Calcul des poutres principales pour les autres planchers

Tableau III.3-4:« Vérification du profilé de la poutre en phase de finale pour l'étage courant »

Plancher étage courant			
$q_u = 1.95 \text{ KN/ml}$ $q_s = 1.42 \text{ KN/ml}$	$M_{sd} = 110.61 \text{ KN.m}$	$M_{plrd} = 431.30 \text{ KN.m}$	Condition vérifiée
	$V_{sd} = 91.33 \text{ KN}$	$V_{plrd} = 573.93 \text{ KN}$	Condition vérifiée
	$f_{cal}^{max} = 0.296 \text{ mm}$	$\bar{f} = 22.2 \text{ mm}$	Condition vérifiée

Donc on gardera un profilé IPE 330 pour tous les planchers

III.3.3. Les poutres secondaires

Les poutres de chaînage ont la même portée que les solives "4 m" donc on conserve le même profilé IPE 180.

III.3.4. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux conçus pour reprendre les charges transmises par les planchers et les poutres. Leur section doit offrir une résistance optimale à la compression notamment le flambement. Généralement réalisés en profilés HEA ou HEB. Leur calcul s'appuie sur la méthode de la descente de charges qui permet de déterminer les efforts verticaux et horizontaux acheminés jusqu'aux fondations.

III.3.4.1. La Descente des charges

Le poteau le plus sollicité est le poteau central à qui revient la même surface dans les étages courants ainsi que la terrasse.

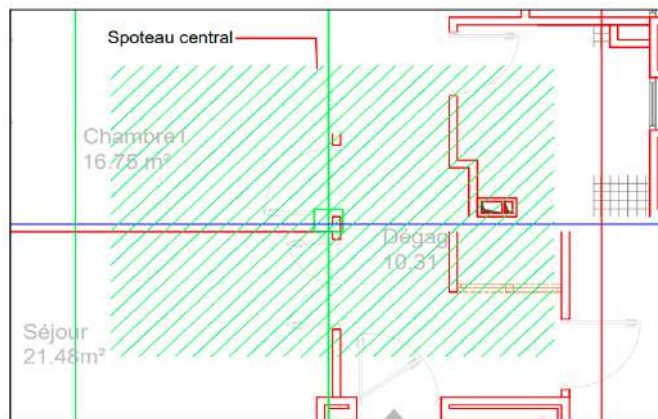


Figure III.3-7: « Photo d'AutoCAD descriptive de la surface reprise par le poteau le plus sollicité »

»

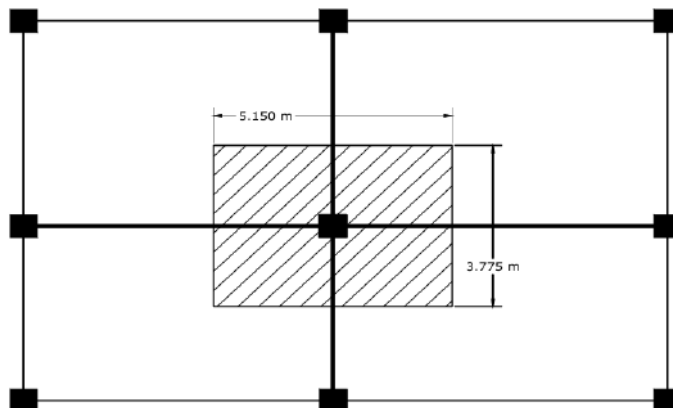


Figure III.3-8: « Un schéma descriptif de la surface reprise par le poteau le plus sollicité »

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMNTS PRINCIPAUX

La surface reprise par le poteau le plus sollicité

$$S_{\text{étage}} = S_{\text{Ter}} = 5.15 \times 3.775 = 19.44 \text{ m}^2$$

Calcul totale d'étage courant et la terrasse

$$G = (G_{\text{plancher}} \times S) + (G_{\text{pp}} \times L_1) + (G_{\text{ps}} \times L_2) + n(G_{\text{solive}} \times L_3)$$

Avec : G_{plancher} : La charge de plancher étage courant ou terrasse tel que 4.66 KN/m² pour le plancher étage courant et 5.95 KN/m² pour la terrasse

G_{pp} : Le poids propre de la poutre principale ; G_{pp} (IPE 330) = 0.491 KN/ml

G_{ps} : Le poids propre de la poutre secondaires ; G_{ps} (IPE 180) = 0.188 KN/ml

G_{solive} : Le poids propre des solives ; G_{solive} (IPE 180) = 0.188KN/ml

n : Le nombre des solives $n=03$

S : La surface reprise par le poteau le plus sollicité

L_1 : Longueur de la poutre principale ; $L_1=5.55$ m

L_2 : Longueur de la poutre principale ; $L_2=4$ m

L_3 : Longueur des solives ; $L_3=4$ m

$$G_p = (4.66 \times 19.44) + (0.491 \times 5.55) + (0.188 \times 4) + 4 \times (0.188 \times 4) = 97.08 \text{ KN}$$

$$G_t = (5.95 \times 19.44) + (0.491 \times 5.55) + (0.188 \times 4) + 4 \times (0.188 \times 4) = 122.15 \text{ KN}$$

Ainsi que l'effort normal : $N_u = 1.35G + 1.5$

Tableau III.3-5:« Tableau de la descente des charges pour les poteaux centraux »

Etage	G (KN)	Q (KN)	G _{cumulé} (KN)	Q _{cumulé} (KN)	N _u (KN)
Terrasse	122.15	19.44	122.15	19.44	194.06
9 ^{eme} étage	97.08	29.16	219.23	48.6	368.86
8 ^{eme} étage	97.08	26.244	316.30	74.85	539.29
7 ^{eme} étage	97.08	23.33	413.38	98.17	705.33
6 ^{eme} étage	97.08	20.412	510.46	118.584	867.01

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMNTS PRINCIPAUX

5 ^{eme} étage	97.08	17.496	607.54	136.08	1024.31
4 ^{eme} étage	97.08	14.58	704.62	150.66	1177.24
3 ^{eme} étage	97.08	14.58	801.71	165.24	1330.17
2 ^{eme} étage	97.08	14.58	898.70	179.82	1483.10
1 ^{eme} étage	97.08	14.58	995.82	194.402	1636.03
RDC	97.08	14.58	1092.90	209	1788.92

Calcul les sections et profilés nécessaires

Poteau de RDC :

$$N_{Sd} = N_u \leq N_{Pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}}$$

$$A \geq \frac{N_{Sd} \times 1.1}{f_y}$$

$$A \geq \frac{1788.92 \times 10^3 \times 1.1}{355}$$

$$A \geq 5543.13 \text{mm}^2$$

Donc on opte pour un HEA 220 avec une section de 6430 mm²

Le prédimensionnement des autres poteaux est regroupé dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.3-6:« Les sections et les profilés choisies »

Etage	N _u (KN)	A _{calculé} (mm ²)	Profilé	A _{choisé} (mm ²)
Terrasse	193.05	601.32	HEA 180	4530
9 ^{eme} étage	366.82	1142.95	HEA 180	4530
8 ^{eme} étage	536.23	1671.05	HEA 180	4530
7 ^{eme} étage	701.25	2185.53	HEA 200	5380
6 ^{eme} étage	861.90	2686.51	HEA 200	5380
5 ^{eme} étage	1018.17	3173.93	HEA 200	5380
4 ^{eme} étage	1170.07	3647.79	HEA 200	5380

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

3 ^{eme} étage	1321.98	4121.65	HEA 220	6430
2 ^{eme} étage	1473.88	4595.51	HEA 220	6430
1 ^{eme} étage	1625.78	5069.38	HEA 220	6430
RDC	1777.71	5543.05	HEA 220	6430

Vérification du flambement

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la flexion composée, les moments sont quasi-faibles devant l'effort normal. Nous procédons en ce qui suit à la vérification de la résistance des poteaux au flambement.

La vérification se fait en utilisant les formules suivantes⁽¹¹⁾ :

$$N_{sd} \leq N_{b,Rd} = X_{min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$\beta_A = 1$ Pour une section transversale de classe 1,2 ou 3

$\beta_A = \frac{A_{eff}}{A}$ Pour une section transversale de classe 4

Et X_{min} le coefficient de réduction pour le mode de flambement à considérer

Exemple de calcul pour les poteaux de RDC HEA220 :

- Suivant l'axe y-y

Tableau III.3-7 :« Les caractéristiques de profilé HEA 220 »

HEA 220	Le poids	La section	Les dimensions			
	G (Kg/ml)	A (cm ²)	H (mm)	B (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
	50.5	64.3	210	220	11	7
	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{pl-y} (cm ⁴)	W _{pl-z} (cm ⁴)	i _y (cm)	i _z (cm)
	5410	1955	568.5	270.6	9.17	5.51

⁽¹¹⁾ Titre 5.5 EC3

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

$l_f = K \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142$ m Articulé d'un seul coté

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{2.142 \times 10^2}{9.17} = 23.36$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \quad \lambda_1 = 93.9 \varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.814$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{23.36}{93.9 \times 0.814} = 0.306 > 0.2 \quad \text{Donc il y'a un risque de flambement}$$

$$\alpha_y = \begin{cases} \frac{b}{h} = \frac{220}{210} = 1.047 < 1.2 \\ t_f = 11 < 100 \text{ mm} \end{cases}, \text{ donc courbe de flambement b ; } \alpha_y = 0.34$$

$$\varphi_y = 0.5 \times [1 + \alpha_y \times (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\varphi_y = 0.5 \times [1 + 0.34 \times (0.306 - 0.2) + 0.306^2] = 0.565$$

$$X_y = \frac{1}{\varphi_y + \sqrt{(\varphi_y)^2 - (\bar{\lambda}_y)^2}}$$

$$X_y = \frac{1}{0.565 + \sqrt{(0.565)^2 - (0.306)^2}} = 0.962$$

Suivant l'axe z-z

$l_f = K \times l_0 = 0.5 \times 3.06 = 1.53$ m Encasté de deux cotés

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_y} = \frac{1.53 \times 10^2}{5.51} = 27.77$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{27.77}{93.9 \times 0.814} = 0.363 > 0.2 \quad \text{Donc il y'a un risque de flambement}$$

$$\alpha_z = \begin{cases} \frac{b}{h} = \frac{220}{210} = 1.047 < 1.2 \\ t_f = 11 < 100 \text{ mm} \end{cases}; \text{ donc courbe de flambement c ; } \alpha_z = 0.49$$

$$\varphi_z = 0.5 \times [1 + 0.49 \times (0.363 - 0.2) + 0.363^2] = 0.606$$

$$X_z = \frac{1}{0.606 + \sqrt{(0.606)^2 - (0.363)^2}} = 0.916$$

$$X_{\min} = \text{Min}(X_y; X_z)$$

$$X_{\min} = \text{Min}(0.962; 0.916)$$

$$X_{\min} = 0.916$$

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

$$N_{b,Rd} = 0.916 \times 1 \times 6430 \times \frac{355}{1.1} \times 10^{-3} ; N_{b,Rd} = 1900.82 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 1777.71 \text{KN} < N_{b,Rd} = 1900.82 \text{KN} ; \text{la condition est vérifiée pour un profilé HEA 220}$$

Remarque : la procédure de calcul de la vérification des poteaux au flambement est la même pour les autres niveaux, le calcul est récapitulé dans le tableau suivant :

La vérification de flambement est regroupée dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.3-8: « Vérification de flambement pour les autres étages »

Niveau	RDC, 1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme}	6 ^{eme} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme} , 7 ^{eme}	8 ^{eme} , 9 ^{eme}
Profile	HEA 220	HEA 200	HEA 180
α_z	0,34	0,34	0,34
λ_z	27,77	30,723	33,85
$\bar{\lambda}_z$	0,363	0,4021	0,443
Φ_z	0,606	0,630	0,658
X_z	0,916	0,896	0,874
N_{sd} (KN)	1777.686	1321.98	861.894
$N_{b,rd}$ (KN)	1901,8	1555,9	1277,46
Condition de flambement	Vérifiée		

Voici un tableau qui résume les sections finales de chaque niveau :

Tableau III.3-9 : « Les sections final pour les poteaux centraux »

Niveau	Section finale
8 ^{eme} , 9 ^{eme}	HEA 180
6 ^{eme} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme} , 7 ^{eme}	HEA 200
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme}	HEA 220

III.3.5. Le noyau central

Notre structure comporte un noyau central en béton armé, Le prédimensionnement des voiles est justifié par l'article 7.7.1 du règlement parasismique Algérien RPA2024. Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après cet article, un voile est considéré comme tel s'il est satisfait la condition suivante :

$$l_w \geq \max\left(\frac{h_e}{3}; 4b_w; 1 \text{ m}\right)$$

Où : l_w représente la longueur du voile.

b_w : Epaisseur du voile.

h_e : Hauteur libre de l'étage.

De même que la longueur minimale, l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage « h_e » et les conditions de rigidité aux extrémités⁽¹²⁾.

$$b_w \geq \max\left(15 \text{ cm}; \frac{h_e}{20}\right)$$

III.3.5.1. Application pour le noyau de dimensions 8.85x8.85 m²

- L'épaisseur du voile : tous les étages comprenant le RDC ayant la même hauteur de niveau :
 $h_e=2.66 \text{ m}$

Donc :

$$b_w \geq \max\left(15 \text{ cm}; \frac{266}{20}\right)$$

$$b_w \geq \max(15 \text{ cm}; 13.3 \text{ cm})$$

$$b_w \geq 15 \text{ cm}$$

Alors on prit : $b_w= 20 \text{ cm}$

- La longueur du voile : notre cas d'étude la longueur de voile est 8.85 m alors il suffit juste vérifier est ce que cette largeur satisfaire la condition exigée par RPA2024

$$l_w \geq \max\left(\frac{2.66}{3}; 4 \times 0.2; 1 \text{ m}\right)$$

$$l_w \geq \max(0.89 \text{ m}; 0.8 \text{ m}; 1 \text{ m})$$

⁽¹²⁾ Titre 7.7.1 RPA2024

$$l_w \geq 1 \text{ m}$$

8.85 m > 1 m ; alors la condition est vérifiée.

III.3.6. Application pour le noyau de dimensions 2.95x2.95 m²

Avec même principe de calcul que le 1^{er} noyau on trouve :

$$b_w \geq 15 \text{ cm}$$

Alors on prit : $b_w = 20 \text{ cm}$

- La longueur du voile : notre cas d'étude la longueur de voile est 2.95 m

$$l_w \geq \max\left(\frac{2.66}{3}; 4 \times 0.2; 1 \text{ m}\right)$$

$$l_w \geq \max(0.89 \text{ m}; 0.8 \text{ m}; 1 \text{ m})$$

$$l_w \geq 1 \text{ m}$$

2.95 m > 1 m ; alors la condition est vérifiée.

III.4. CONCLUSION

Ce chapitre a été consacré au prédimensionnement des profilés constituant l'ossature de l'ouvrage, notre objectif était de créer une représentation de la structure avec des ordres de grandeur appropriés, en se basant sur les normes C.C.M.97, Eurocode 3 et 4, ainsi que le RPA2024 pour le noyau central. Cette étude a également permis de vérifier la résistance des éléments soumis à des charges statiques. Le calcul sismique sera abordé dans les chapitres suivants.

CHAPITRE IV :
ETUDE CLIMATIQUE

IV.1. INTRODUCTION

L'étude climatique dans le calcul structural est une étape très essentielle afin d'assurer la sécurité de l'ouvrage face aux actions environnementales, cette étude devient obligatoire pour les ouvrages en charpente métalliques vu l'influence de ces actions sur ce genre de structure, c'est pour cela ce chapitre a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques relatives au site de notre projet, à savoir la charge de la neige et la charge du vent.

La détermination de ce type de chargement est principalement faite en se basant sur le règlement Algérien Neige et Vent 'RNVA2013'.

IV.2. ETUDE D'EFFET DE VENT

IV.2.1. Effet de la région

- **La direction de vent :** notre bâtiment a une forme géométrique en plan de plus « + », supposé comme forme rectangulaire selon RNV2013 pour la détermination de l'action du vent pour les deux directions.
- **Les données de site :** le projet situé à Bousmail à la wilaya de TIPAZA, la zone de vent est « 1 », avec une pression de vent de référence $Q_{\text{réf}}=375 \text{ N/m}^2$
- **La catégorie de terrain III :** Zone III, correspondante au cas de couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur⁽¹⁾.les paramètres relatifs à cette catégorie de terrain sont :
 - $K_T=0.215$ avec K_T le facteur de terrain
 - $z_0=0.3 \text{ m}$ avec z_0 le paramètre de rugosité.
 - $z_{\text{min}}= 5 \text{ m}$ avec z_{min} la hauteur minimale.
 - $\varepsilon= 0.61$ avec ε le coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d .
- Le RNVA 2013 recommande l'utilisation de la formule suivante pour calculer la pression du vent (la pression aérodynamique) exercée sur les parois extérieures de la structure⁽²⁾.

$$W(Z_j) = Q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

⁽¹⁾ Paragraphe 2.4.3 RNV 2013

⁽²⁾ Paragraphe 2.5.2 RNV 2013

Où :

Q_P : La pression de la pointe donnée

C_{Pe} : Le coefficient de pression extérieure

C_{Pi} : Le coefficient de pression intérieur qui dépend des ouvertures qui existent dans la structure

IV.3. CALCUL DE LA PRESSION DYNAMIQUE DE LA POINTE Q_P

La pression de la pointe donnée par⁽³⁾:

$$Q_p(z_e) = Q_{réf} \times C_e(z_e)$$

Avec $C_e(z_e)$ est le coefficient d'exposition de vent qui tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent il est donné par la formule suivante⁽⁴⁾:

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

Avec : C_t le coefficient de topographie

C_r le coefficient de rugosité

I_v l'intensité de turbulence

IV.3.1. Le coefficient de topographie

Le coefficient de topographie $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tel que les collines, les dénivellations isolées etc. lorsque le site est plat, le coefficient de topographie $C_t = 1$.

IV.3.2. Le coefficient de rugosité

Le coefficient de rugosité C_r traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent, il est donné par la formule suivante⁽⁵⁾ :

$$C_r(z) = K_t \times \ln \frac{z}{z_0} \quad \text{Pour } z_{\min} \leq z \leq 200$$

$$C_r(z) = K_t \times \ln \frac{z_{\min}}{z_0} \quad \text{Pour } z \leq z_{\min}$$

⁽³⁾ Paragraphe 2.3.1 RNV 2013

⁽⁴⁾ Paragraphe 2.4.2 RNV2013

⁽⁵⁾ Paragraphe 2.4.5 RNV 2013

IV.3.3. L'intensité de turbulence

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart de type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et donnée par l'équation⁽⁶⁾.

$$I_v = \frac{1}{C_t(z) \times \ln \frac{z}{z_0}} \quad \text{Pour } z \geq z_{min}$$

$$I_v = \frac{1}{C_t(z) \times \ln \frac{z}{z_0}} \quad \text{Pour } z \leq z_{min}$$

IV.3.3.1. Calcul de la hauteur de référence Ze

On a $b = 31.95$ m et $h = 30.6$ m donc $h < b$ alors⁽⁷⁾ :

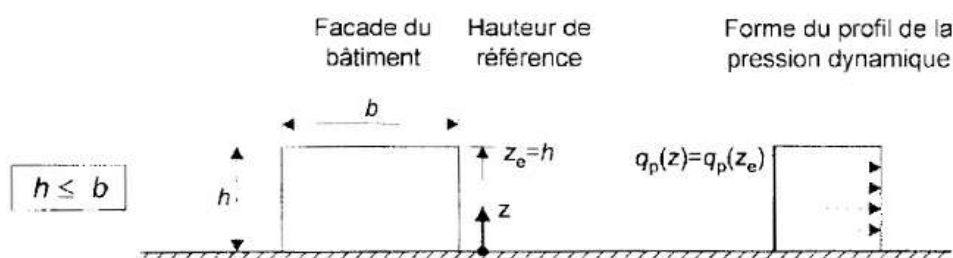


Figure IV.3-1 : « Hauteur de référence ze et profil correspondant de la pression dynamique »

Donc nous allons prendre : $z_e = h = 30.6$ m

Tableau IV.3-1 : « Tableau récapitulatif des résultats de calcul »

z(m)	Ct	Cr	Iv	Ce	Qp (N/m ²)
30.6	1	0.99	0.22	2.49	933.75

IV.4. CALCUL DE COEFFICIENT DE PRESSION EXTERIEUR Cpe :

Les coefficients de pression extérieure Cpe 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 1m² et 10m², auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement Cpe,1 et Cpe,10¹, Il est calculé à l'aide des formules suivantes⁽⁸⁾:

$$C_{pe} = C_{pe,1} \quad \text{Si : } S \leq 1 \text{ m}^2$$

⁽⁶⁾ Paragraphe 2.4.6 RNV2013

⁽⁷⁾ Paragraphe 2.4.4 RNV2013

⁽⁸⁾ Paragraphe 2.4.6 RNV2013

CHAPITRE IV : ETUDE CLIMATIQUE

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{Si : } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad \text{Si : } S \geq 10 \text{ m}^2$$

Où S (en m^2) désigne la surface chargée de la paroi considérée

IV.4.1. Les parois verticales

Il convient de diviser les parois comme indiquer dans la figure suivante⁽⁹⁾ :

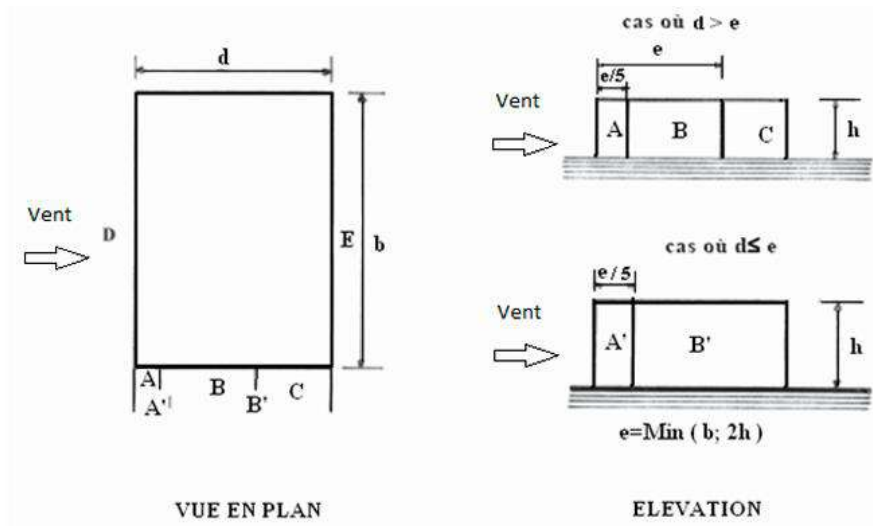


Figure IV.4-1 : « Légende pour la division des parois verticales »

On a : $e = \min(b; 2h) = \min(31.95 ; 2 \times 30.6) \longrightarrow e = 31.95 \text{ m}$

Donc nous avons dans le cas de : $d < e$

- **Détermination des surfaces :**

$$S_A = 195.35 \text{ m}^2$$

$$S_B = 782.14 \text{ m}^2$$

$$S_{E,D} = 977.67 \text{ m}^2$$

On constate que toutes les surfaces sont supérieures à 10 m^2 , donc la formule correspondante est :

$$C_{pe} = C_{pe,10}$$

Donc nous disposons du tableau des C_{pe} suivant⁽¹⁰⁾:

⁽⁹⁾ Paragraphe 5.1.1.1 RNV 2013

⁽¹⁰⁾ Paragraphe 5.1.2. Tableau 5.1 RNV2013

Figure IV.4-2 :« Tableau récapitulatif des résultats de calcul de Cpe »

	A'	B'	E	D
Aire (m ²)	195.35	763.78	977.67	977.67
Cpe,10	-1,0	-0,8	-0,3	+0,8

La répartition des Cpe sur les Parois Verticales :

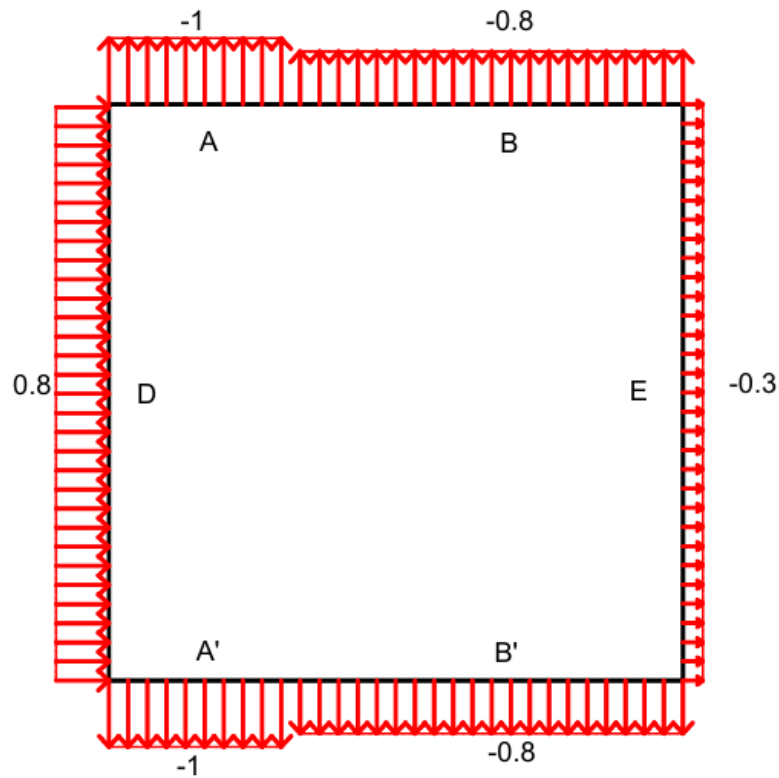


Figure IV.4-3:« La répartition des Cpe sur les Parois Verticales »

IV.4.2. La toiture (terrasse)

La terrasse de notre structure est plate donc il convient de diviser les parois comme indiquer dans la figure suivante⁽¹¹⁾ :

⁽¹¹⁾ Paragraphe 5.1.3 RNV 2013

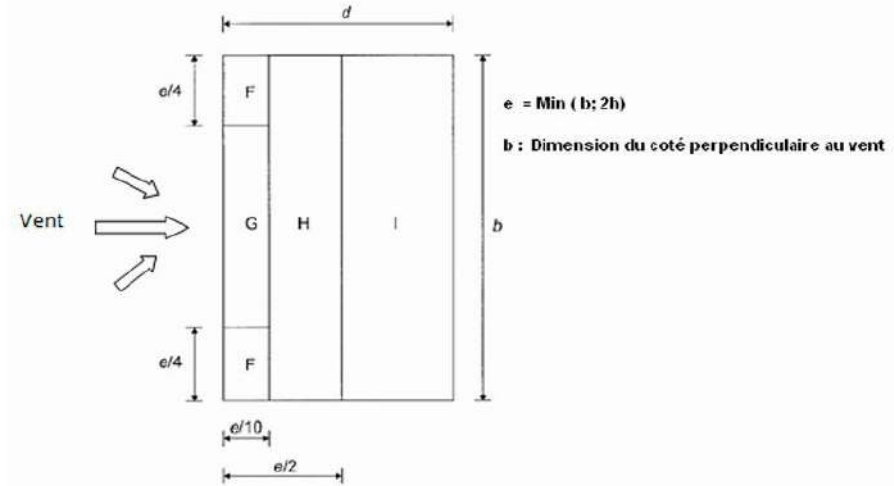


Figure IV.4-4:« Légende pour la division les toitures plates »

On a:

$$e = \min(b; 2h) = \min(31.95 ; 2 \times 30.6) \longrightarrow e = 31.95 \text{ m}$$

Donc nous avons dans le cas de : $d < e$

• **Détermination des surfaces :**

$$SF=25.52 \text{ m}^2$$

$$SG =51.04 \text{ m}^2$$

$$SH=408.32 \text{ m}^2$$

$$SI=491.23 \text{ m}^2$$

On constate que toutes les surfaces sont supérieures à 10m², donc la formule correspondante est :

$$C_{pe}=C_{pe,10}$$

Nous avons : $\frac{h_p}{h} = \frac{0.6}{30.6} = 0.02$ or la valeur minimale requise est $\frac{h_p}{h} = 0.025$ Nous devons donc adopter cette valeur minimale.

Tableau IV.4-1:« Tableau récapitulatif des résultats de calcul de coefficient Cpe »

	F	G	H	I
Aire (m²)	25.52	51.04	408.32	491.23
C_{pe,10}	- 1,6	-1,1	-0,7	± 0,2

IV.5. CALCUL DE COEFFICIENT DE PRESSION INTERIEURE CPI

La combinaison la plus défavorable des pressions extérieure et intérieure, considérées comme agissant simultanément, doit être envisagée simultanément pour chaque combinaison potentielle d’ouvertures et autres sources de fuite d’air⁽¹²⁾.

Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure Cpi est déterminé à partir de la figure suivante⁽¹³⁾, avec (h) la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et μ_p l’indice de perméabilité donné par :

$$\mu_p = \frac{\Sigma \text{des surfaces des ouvertures où } C_{pe} \leq 0}{\Sigma \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

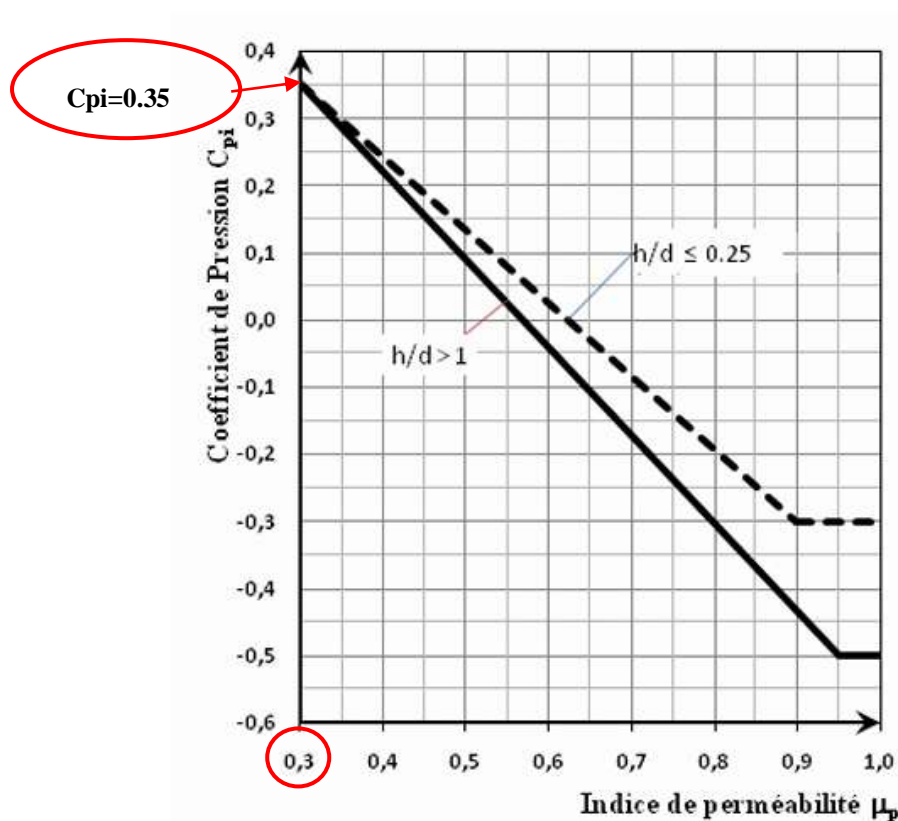


Figure IV.5-1:« Coefficients de pression intérieure Cpi des bâtiments sans face dominante »

$\frac{h}{d} = \frac{30.6}{31.95} = 0.96$, pour notre projet on va prit le cas le plus défavorable où l’ensemble des ouvertures sont considérées comme fermées c’est-à-dire $\mu_p = 0.3$ et $C_{pi} = 0.35$

⁽¹²⁾ Paragraphe 5.2.1.1 RNV 2013

⁽¹³⁾ Paragraphe 5.14 RNV 2013

IV.6. CALCUL DE LA PRESSION DUE AU VENT

IV.6.1. Résultats des parois verticales

Tableau IV.6-1 :« Tableau récapitulatif des résultats de la pression due au vent pour les parois verticales »

Zone	A'	B'	E	D
Qp (N/m²)	933.75			
Cpe	-1.0	-0.8	-0.3	+0.8
Cpi	0.35			
W(N/m²)	-1260.56	-1073.81	-606.94	420.19

IV.6.2. La toiture

Tableau IV.6-2:« Tableau récapitulatif des résultats de la pression due au vent pour la toiture »

Zone	F	G	H	I
Qp (N/m²)	933.75			
Cpe	-1.6	-1.1	-0.7	±0.2
Cpi	0.35			
W(N/m²)	-1820.81	-1353.94	-980.44	-513.56/ -140.06

IV.7. ETUDE D'EFFET DE NIEGE

Selon le RNV 2013, la charge de neige est déterminée à partir des zones de neige définies par le DTR C2-4.7, Notre projet est implanté à Tipaza, une région classée en zone B, avec une altitude approximative de 70 mètres. Ainsi, la charge de neige S est calculée à l'aide de la

CHAPITRE IV : ETUDE CLIMATIQUE

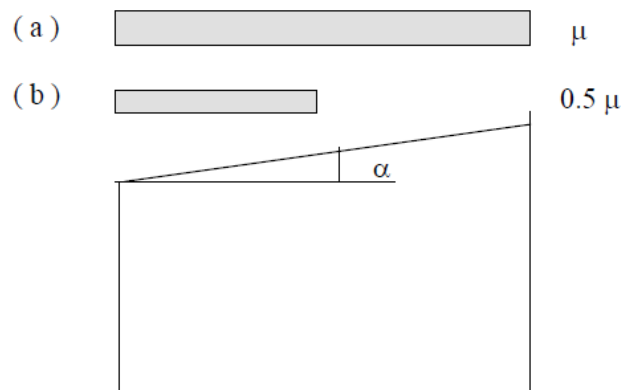
formule suivante : $S = \mu \cdot S_k$

- S_k en $[\text{kN/m}^2]$ est un coefficient qui dépend de la zone de la wilaya A, B, C ou D, selon le tableau suivant :

Zone	A	B	C	D
S_k	$\frac{0.07 * H + 15}{100}$	$\frac{0.04 * H + 10}{100}$	$\frac{0.0325 * H}{100}$	Pas de charge de la neige (Sahara)

Étant situé dans la zone **B**, nous avons $S_k = \frac{0.04 * 70 + 10}{100} = 0.128 \text{ kN/m}^2$

- Et Pour le coefficient de la forme de toiture μ qui dépend de α l'angle d'inclinaison :



Pour le coefficient de forme on :

Tableau IV.7-1 : « Les valeurs de coefficient de forme »

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en $^\circ$)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ	0.8	$0.8 \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Dans notre cas la toiture est plate, ($\alpha = 0$), donc $\mu = 0.8$.

Donc la charge de la neige $S = \mu \times S_k = 0.8 \times 0.128 = 0.1024 \text{ KN/m}^2$

IV.8. CONCLUSION

Cette étude nous a permis de déterminée les effets dus au vent et à la neige qui seront present en compte dans la suite des calculs de notre projet.

CHAPITRE V :
ETUDE DYNAMIQUE

V.1. INTRODUCTION

Un tremblement de terre est une décharge soudaine d'énergie générant des ondes sismiques, ce qui entraîne des déplacements du sol. Ces mouvements provoquent des vibrations dans les structures, dont l'intensité dépend de leur fréquence naturelle et des caractéristiques du sol (qui dépend de leur période propre et de la nature du sol), Il est alors indispensable d'effectuer une analyse approfondie du comportement dynamique de l'ouvrage. En effet, l'excitation sismique génère des efforts pouvant entraîner une ruine brutale de la structure. Il est donc essentiel d'analyser sa réponse aux actions sismiques afin d'assurer un niveau de protection satisfaisant et de limiter les dommages potentiels.

Pour cela, il est fondamental de comprendre les vibrations naturelles (ou propres) de la structure, car elles influencent directement sa réponse dynamique face aux séismes.

V.2. CLASSIFICATION SISMIQUE DE LA STRUCTURE

Comme il a été cité dans les chapitres précédents, Le projet est implanté dans une zone de sismicité élevée VI, en groupe d'importance 2 et un site considéré meuble.

V.3. CHOIX DE LA METHODE D'ANALYSE

Le choix des méthodes de calcul a comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Les règles parasismiques Algériennes proposent trois méthodes de calcul des forces sismiques :

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

On opte pour nos calculs pour la méthode d'analyse modale spectrale, la méthode statique équivalente n'est pas applicable pour notre structure car les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

V.4. L'ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

L'étude dynamique d'une structure a pour objectif de déterminer ses caractéristiques propres et de dimensionner les éléments porteurs, afin d'assurer un niveau de sécurité adéquat face aux excitations sismiques. Cependant, face à la complexité potentielle d'une telle analyse sur une structure concrète, il est fréquent de recourir à des modélisations numériques. Ces

CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE

dernières permettent de simplifier le comportement de l'ouvrage tout en conservant les aspects essentiels nécessaires à une analyse pertinente.

V.4.1. Modélisation de la structure

Il s'agit d'établir un modèle à partir de la structure réelle c'est-à-dire à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle numérique ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

Pour notre structure, le logiciel "ETABS" a été choisi pour la modélisation, Ce logiciel offre la possibilité d'effectuer une simulation détaillée de la structure et de réaliser des calculs pour des modèles très complexes. Il utilise une technique de maillage par éléments finis automatique, assurant la précision, la rapidité et la conformité aux normes de conception en vigueur.

Le modèle de notre structure, établi à l'aide d'ETABS est présenté ci-dessous

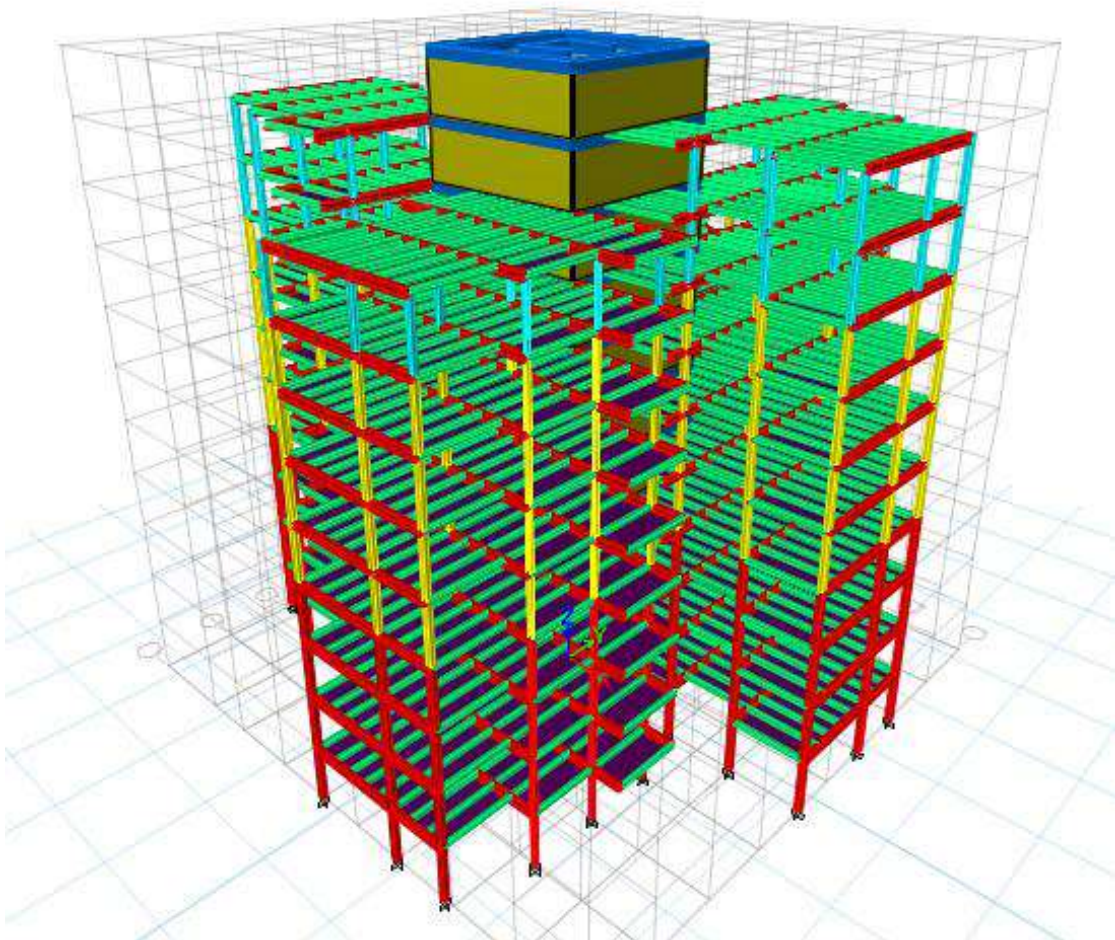


Figure V.4-1:« Vue en 3D de la structure »

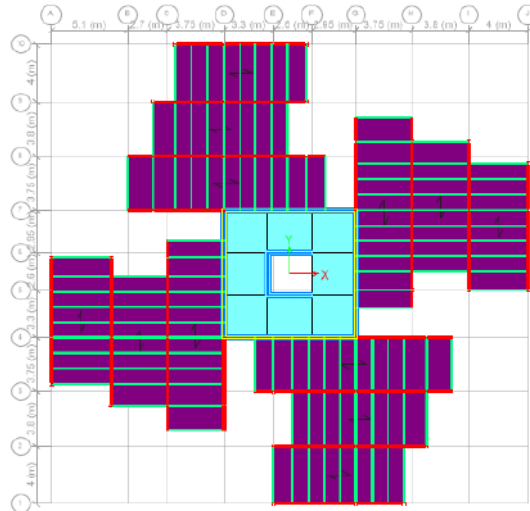


Figure V.4-2:« Vue en plan du RDC jusqu'à le 7^{ème} étage »

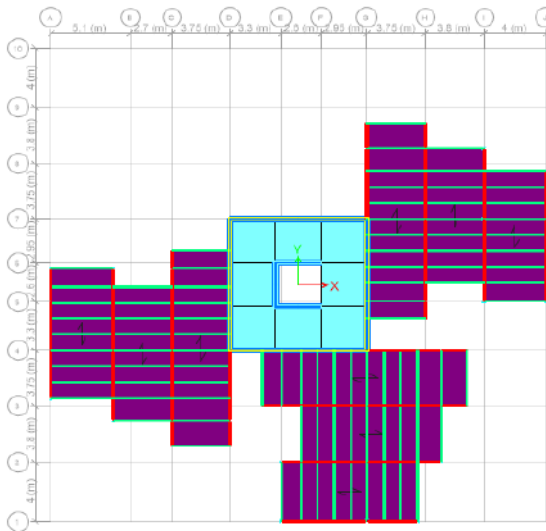


Figure V.4-3:« Vue en plan du le 8^{ème} étage »

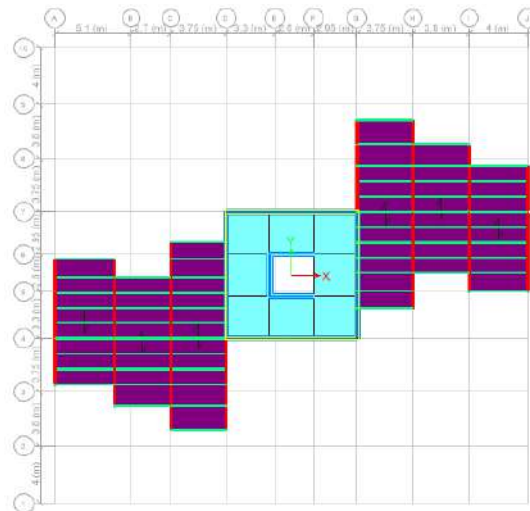


Figure V.4-4:« Vue en plan du 9^{ème} étage »

V.4.2. Le spectre de réponse du calcul

Le RPA2024 propose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante⁽¹⁾:

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ A.I.S \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ A.I.S \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{si } T_2 \leq T \leq T_3 \\ A.I.S \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \left[\frac{T_2 T_3}{T^2} \right] & \text{si } T_3 \leq T \leq 4 \text{ s} \end{cases}$$

Où :

$\frac{S_{ad}}{g}(T)$: Le spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur g.

A : Le coefficient d'accélération de sol

I : Le coefficient d'importance

S : Le coefficient de site

R : Le coefficient de comportement de la structure.

Q_F : Le facteur de qualité.

V.4.2.1. Extraction des paramètres du spectre

- Le coefficient d'accélération de sol : La structure est implantée dans la zone sismique VI donc d'après le tableau 3.3 de RPA2024 $A=0.30$
- Le coefficient d'importance : La structure classée dans le groupe d'importance 2 donc d'après le tableau 3.11 de RPA2024 $I=1$
- Le coefficient de site : La catégorie de site où la structure implantée c'est de catégorie 3 donc d'après le tableau 3.4 de RPA2024 $S=1.30$
- Les périodes caractéristiques associées à la catégorie de site : $T_1=0.15\text{s}$; $T_2=0.60\text{s}$ et $T_3=2\text{s}$
- Le coefficient de comportement de la structure :

Notre structure est à ossature métallique avec contreventement par voiles en béton armé (cas 24) donc d'après le tableau 3.18 de RPA2024 $R=3.5$

⁽¹⁾ Article 3.3.3 RPA2024

CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE

- Le facteur de qualité : Q_F tient compte de la redondance et de la géométrie des éléments qui constituent la structure ainsi que la régularité en plan et en élévation.

La valeur de Q_F est déterminée par : $Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$

Où : P_q est la pondération à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non" et sa valeur est donnée au cas par cas dans le Tableau suivant⁽²⁾:

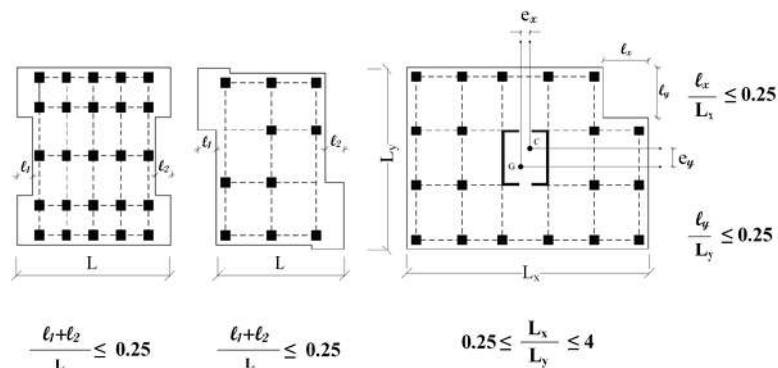
Tableau V.4-1: « Valeurs des Pondérations P_q »

Catégorie	Critère q	Observé	P_q non observé
(a)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0	0.20
	4. Conditions minimales sur les travées	0	0.10
(b)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Redondance en plan	0	0.05

On est dans la catégorie des pondérations (b) alors il faut vérifier :

1. Régularité en plan

La condition a_3 n'est pas vérifiée car ⁽³⁾: $\frac{l_1+l_2}{L} \leq 0.25$ $\frac{11+9}{13.2} = 0.90 > 0.25$



⁽²⁾ Article 3.8 RPA2024

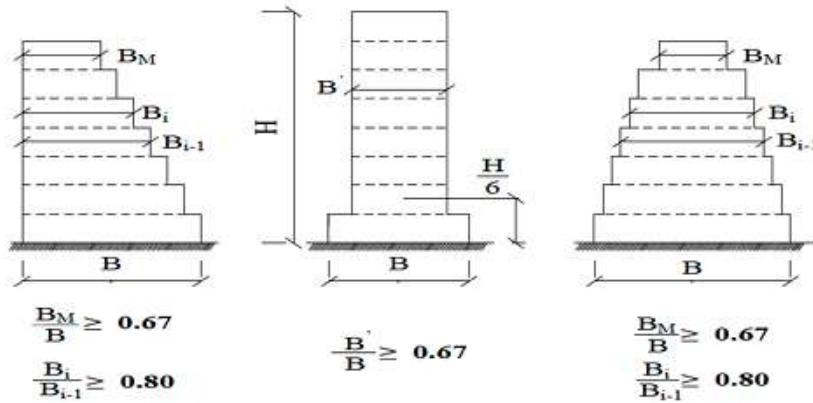
⁽³⁾ Article 3.7.1 RPA2024

CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE

Donc la structure n'est pas régulière en plan

2. Régularité en élévation

La condition b_3 n'est pas vérifiée car : $\frac{B_i}{B_{i-1}} \geq 0.80$ $\frac{11.55}{15.975} = 0.72 < 0.80$



Donc la structure n'est pas régulière en élévation

3. Redondance en plan

La redondance en plan est observée car on a plus que deux files de voiles dans la direction forces latérales dans chaque étage.

Tableau V.4-2: « La valeur finale du facteur de qualité »

Critère	P_q
Régularité en plan	0.05
Régularité en élévation	0.20
Redondance en plan	0
Facteur de qualité	1.25

V.4.2.2. Le spectre de réponse

Après avoir extrait tous les paramètres on génère le spectre :

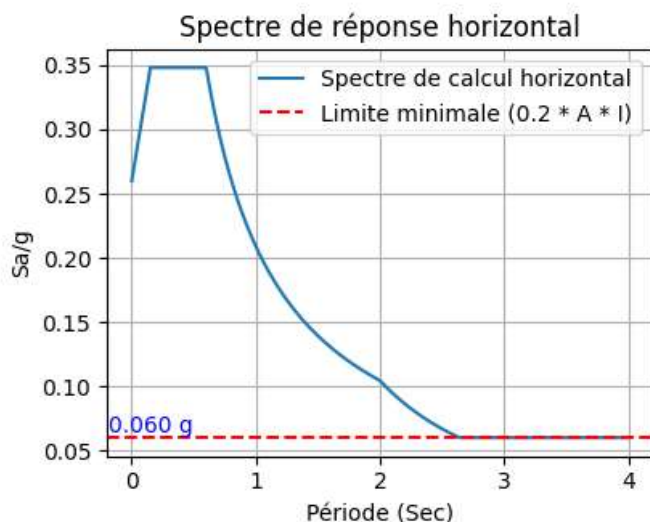


Figure V.4-5« Représentation graphique du spectre de réponse »

V.5. RESULTAT DE L'ANALYSE MODALE DE LA STRUCTURE

V.5.1. Nombre de modes de vibrations

Selon RPA2024 le nombre de modes de vibration de translation, à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit satisfaire :

- 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.

On choisit tout d'abord pour l'analyse modale un nombre de départ de 12 modes afin de déterminer le nombre de modes nécessaires, comme l'indique le tableau suivant :

Tableau V.5-1:« Résultat de l'analyse modale avec 12 modes propres »

Mode	Periode (s)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RZ
1	0.504	0.6703	0.0067	0	0.6703	0.0067	0	0.0085
2	0.501	0.0074	0.6754	0	0.6777	0.6821	0	0.0027
3	0.413	0.0055	0.0026	0	0.6832	0.6848	0	0.8347
4	0.14	0.0015	0.0026	0	0.6847	0.6874	0	0.0896
5	0.125	0.1354	0.0801	0	0.8201	0.7674	0	0

CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE

6	0.124	0.0775	0.1342	0	0.8976	0.9017	0	0.0024
7	0.086	0.0001	0.0001	0	0.8976	0.9018	0	0.0308
8	0.063	0.00005	0.0001	0	0.8977	0.9019	0	0.0147
9	0.061	0.0001	0.053	0	0.8978	0.9549	0	$0.7 \cdot 10^{-5}$
10	0.06	0.0534	0.0001	0	0.9511	0.955	0	$0.3 \cdot 10^{-5}$
11	0.051	0	0	0	0.9511	0.955	0	0.0079
12	0.043	$2.082 \cdot 10^{-5}$	0.0001	0	0.9511	0.9551	0	0.0044

A partir du tableau ci-dessus, nous avons :

- Une participation massique cumulée qui dépasse le seuil de 90% dans le mode n°10 (95.11%) dans le sens x.
- Une participation massique cumulée dépasse le seuil de 90% dans le mode n°6 (90.17%) dans le sens y.
- La période fondamentale de la structure est $T=0.504$ sec
- Le mode n°01 correspond à une translation selon l'axe x-x' avec un taux de participation massique de 67.03%
- Le mode n°02 correspond à une translation selon l'axe y-y' avec un taux de participation massique de 67.54%
- Le mode n°3 correspond à une torsion autour l'axe z-z' avec un taux de participation massique de 83.47%

Les déformées de ces trois premiers modes sont observées dans les figures suivantes :

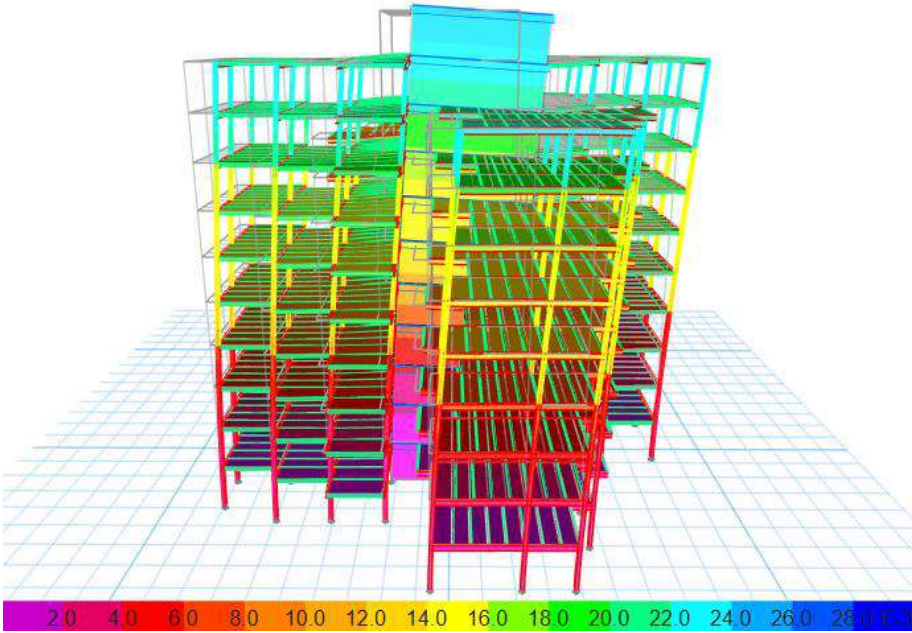


Figure V.5-1:« Déformée du 1^{er} mode : translation suivant l'axe x-x' »

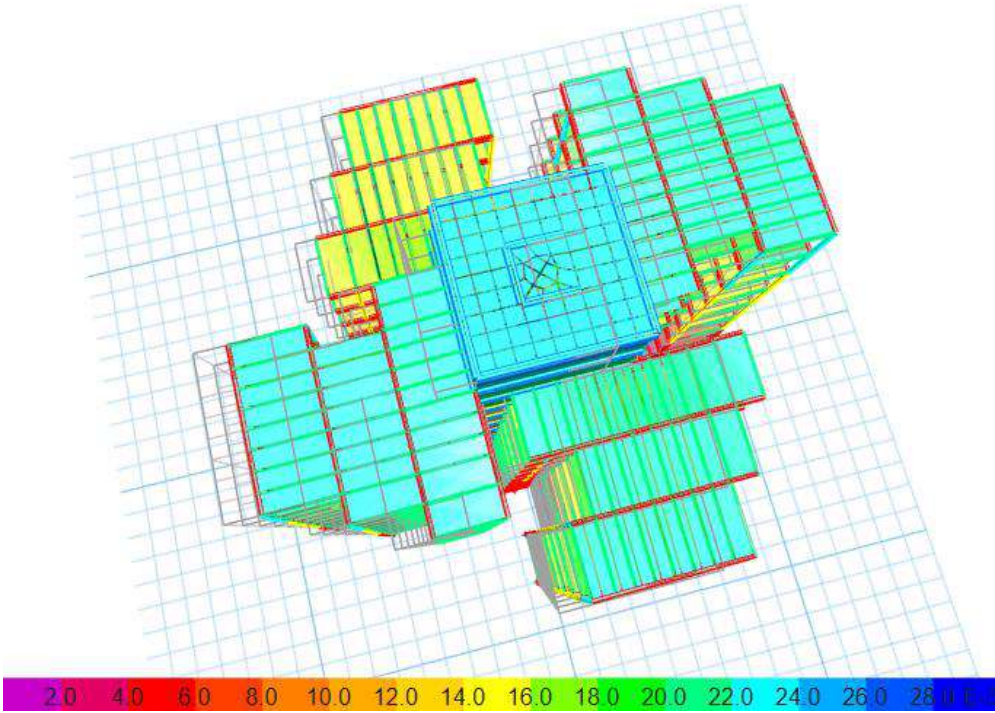


Figure V.5-2:« Déformée du 3^{eme} mode du haut : translation suivant l'axe x-x' »

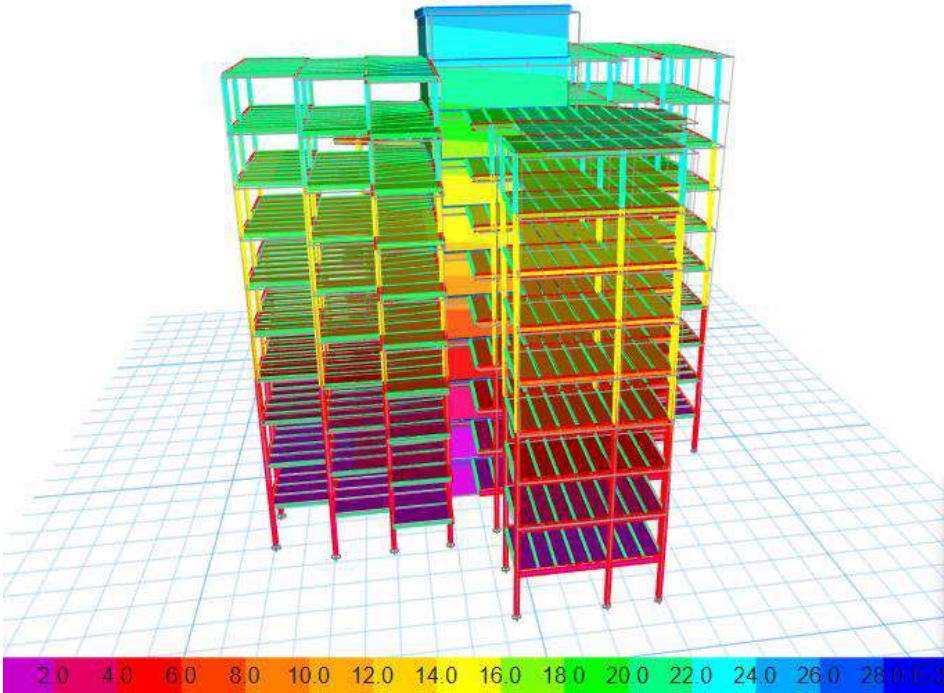


Figure V.5-3:« Déformée du 2^{ème} mode : translation suivant l'axe y-y' »

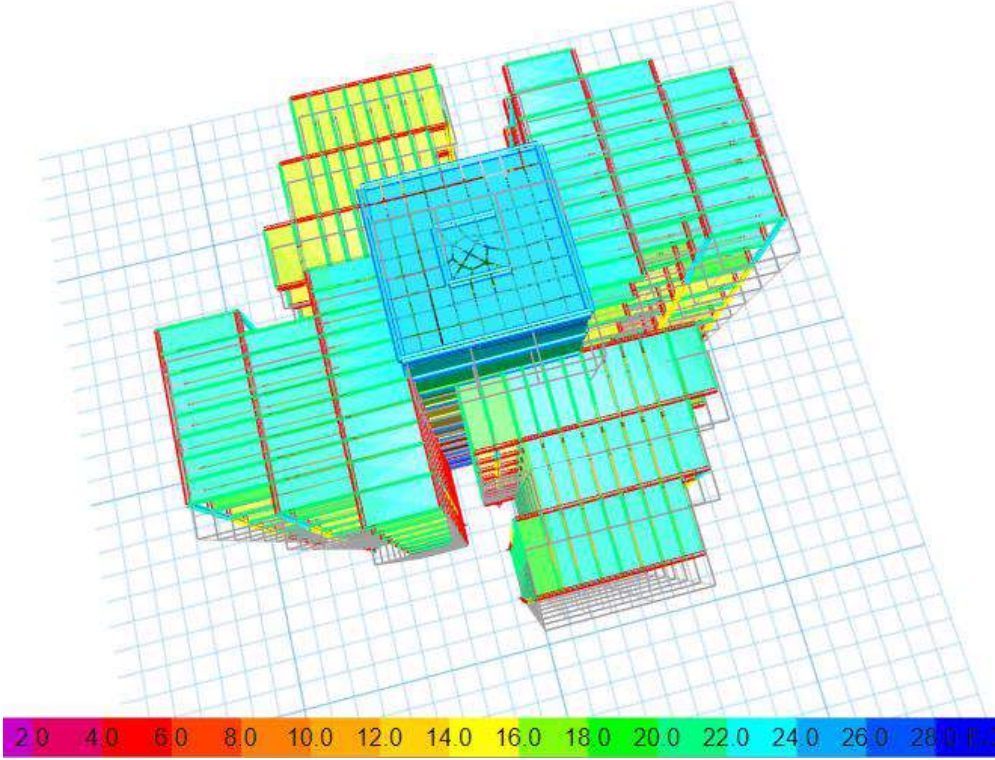


Figure V.5-4:« Déformée du 2^{ème} mode en plan : translation suivant l'axe y-y' »

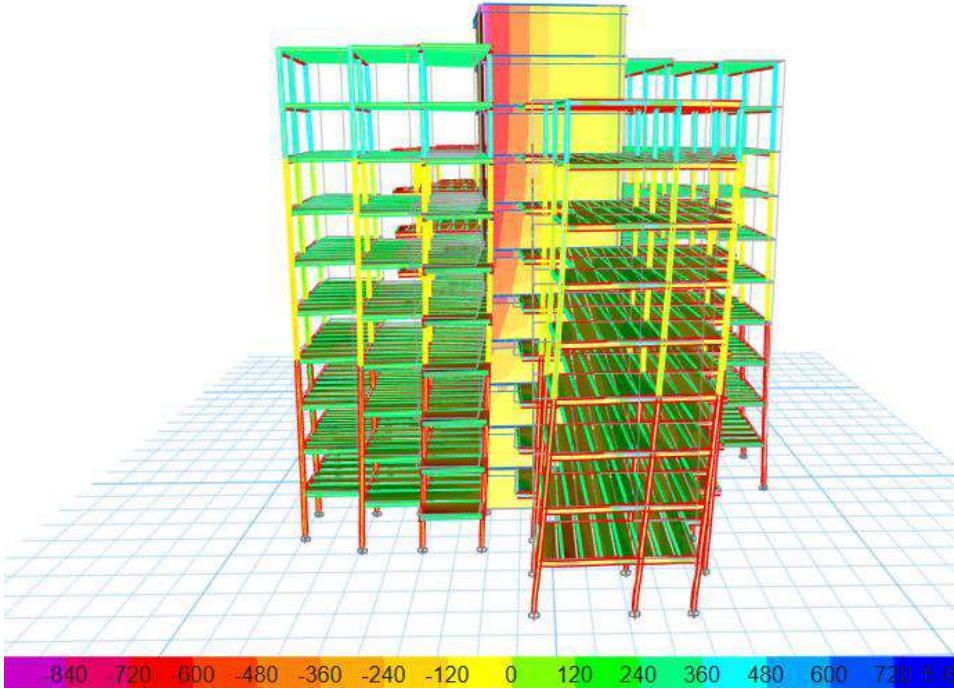


Figure V.5-5:« Déformée du 3^{ème} mode : rotation autour de l'axe z-z' »

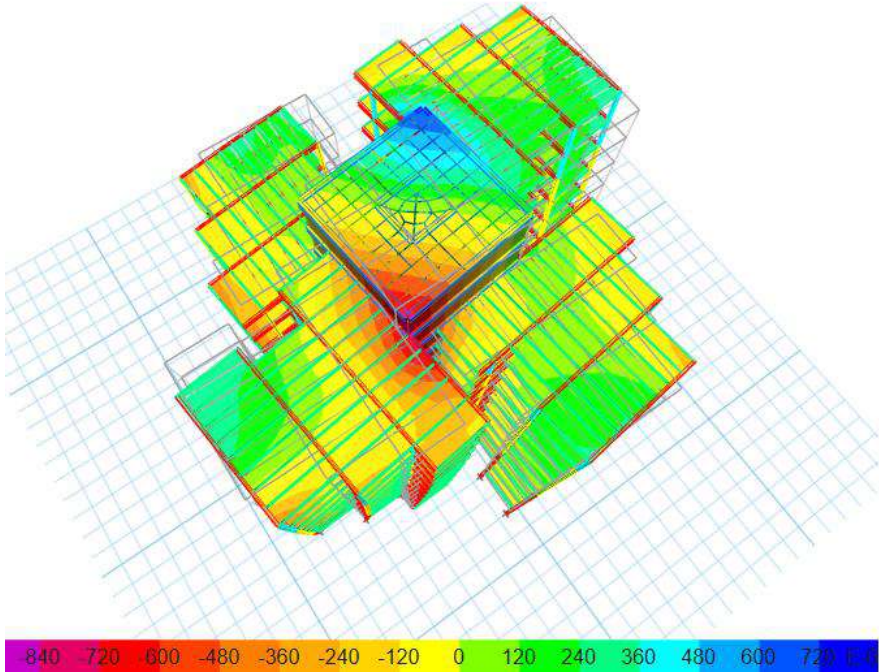


Figure V.5-6:« Déformée du 3^{ème} mode en plan : rotation autour de l'axe z-z' »

V.5.2. Estimation de la période fondamentale de la structure

$$T_{\text{empirique}} = C_T \times (h_N)^{3/4}$$

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage d'après la Table (4.3) on a $C_T : 0.05$

h_N : La hauteur de la structure 30.60 m

A.N:

$$T_{\text{empirique}} = 0.05 \times (30.60)^{3/4} \rightarrow T_{\text{empirique}} = 0.65 \text{ sec}$$

Donc la valeur de la période (T_0) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V d'après le tableau 4.4 on a :

$$T_{\text{calcul}} \leq 1.3T_{\text{empirique}} \rightarrow 0.504 \text{ sec} < 0.845 \text{ sec}$$

Alors : $T_0 = T_{\text{calcul}} = 0.504 \text{ sec}$

V.5.3. Vérification de la force résultante à la base

V.5.3.1. Détermination des forces résultantes

D'après le modèle numérique de calcul, nous avons :

- La force résultante des forces du vent à la base de la structure en direction de l'axe x-x' : 118.24 KN
- La force résultante des forces du vent à la base de la structure en direction de l'axe y-y' : 341.55 KN
- La résultante des forces sismiques à la base en direction de l'axe x-x' : 14758.87 KN
- La résultante des forces sismiques à la base en direction de l'axe y-y' : 14846.46 KN

D'après les résultats obtenus, on trouve que les forces résultantes dues au vent sont relativement faibles comparées aux efforts engendrés par le séisme, leur influence est négligeable. Donc l'action sismique demeure prédominante et doit être considérée comme l'effort principal à prendre en compte alors il faut vérifier la force sismique appliqué à la base de notre bâtiment.

V.5.3.2. Vérification de la force sismique

La résultante des forces sismiques à la base V_t , obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques c'est-à-dire $V_t \geq 0.8V$

CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE

La force sismique V , appliquée à la base de la structure donné par :

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$$

- $\lambda=0.85$ car notre structure a plus que 2 niveaux ainsi que $T_0 = 0.504 \text{ sec} < 2T_2 = 1.2 \text{ sec}$
- W Le poids sismique total du bâtiment donné par : $W = W_G + \psi W_Q$ et $\psi=0.3$ selon la table 4.2 RPA2024

$$W = 57516.1586 + 0.3 \times 7448.9625 \rightarrow W = 59750.85 \text{ KN}$$

- On a $T_1 = 0.15 \text{ sec} < T_0 = 0.504 \text{ sec} < T_2 = 0.6 \text{ sec}$

$$\text{Alors : } \frac{S_{ad}}{g} (T_0) = A. I. S \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \rightarrow \frac{S_{ad}}{g} (T_0) = 0.3 \times 1 \times 1.3 \left[2.5 \times \frac{1.25}{3.5} \right] = 0.348$$

Donc :

$$V_x = V_y = 0.85 \times 0.348 \times 59750.85 \rightarrow V_x = V_y = 17674.30 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_x = 14758.87 \text{ KN} \geq 0.8 \times 17674.30 \rightarrow V_x = 14758.87 > 14139.44 \text{ KN}$$

$$V_y = 14846.46 \text{ KN} \geq 0.8 \times 17674.30 \rightarrow V_y = 14846.46 \text{ KN} > 14139.44 \text{ KN}$$

Alors la condition est bien vérifiée

V.6. VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA STRUCTURE

V.6.1. Vérification des déplacements inter-étages

Le déplacement horizontal, à chaque niveau "k" de la structure est calculé par⁽⁴⁾ :

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \delta_{ek}$$

Où : δ_{ek} le déplacement élastique dû aux forces sismiques

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous ne doivent pas dépasser les limites de 1.5% de la hauteur de l'étage⁽⁵⁾ c'est-à-dire $\Delta k \leq \overline{\Delta k}$

Avec Δk Le déplacement relatif, au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" donné par :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

⁽⁴⁾ Article 4.5.2 RPA2024

⁽⁵⁾ Article 5.10.1 RPA2024

CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE

Résultat obtenue du modèle par ETABS :

Tableau V.6-1:« Vérification de déplacement inter-étage suivant l'axe x-x' »

Niveau	δ_{ek} (cm)	$\delta_{k=R/Q_F} \cdot \delta_{ek}$ (cm)	δ_{k-1} (cm)	$\Delta k(\text{mm})$ (cm)	$0.015h_e$ (cm)	$\Delta k \leq 0.015h_e$
RDC	0.1111	0.31108	0	0.3111	4.590	Vérifié
1	0.3097	0.86716	0.31108	0.5561	4.590	Vérifié
2	0.5717	1.60076	0.86716	0.7336	4.590	Vérifié
3	0.8837	2.47436	1.60076	0.8736	4.590	Vérifié
4	1.2325	3.451	2.47436	0.9766	4.590	Vérifié
5	1.6062	4.49736	3.451	1.0464	4.590	Vérifié
6	1.9933	5.58124	4.49736	1.0839	4.590	Vérifié
7	2.3837	6.67436	5.58124	1.0931	4.590	Vérifié
8	2.7703	7.75684	6.67436	1.0825	4.590	Vérifié
9	3.1509	8.82252	7.75684	1.0657	4.590	Vérifié
Cage	3.5223	9.86244	8.82252	1.0399	4.590	Vérifié

Tableau V.6-2:« Vérification de déplacement inter-étage suivant l'axe y-y' »

Niveau	δ_{ek} (cm)	$\delta_{k=R/Q_F} \cdot \delta_{ek}$ (cm)	δ_{k-1} (cm)	$\Delta k(\text{mm})$ (cm)	$0.015h_e$ (cm)	$\Delta k \leq 0.015h_e$
RDC	0.1182	0.33096	0	0.33096	4.590	Vérifié
1	0.3183	0.89124	0.33096	0.56028	4.590	Vérifié
2	0.5807	1.62596	0.89124	0.73472	4.590	Vérifié
3	0.8927	2.49956	1.62596	0.8736	4.590	Vérifié
4	1.2415	3.4762	2.49956	0.97664	4.590	Vérifié

CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE

5	1.6148	4.52144	3.4762	1.04524	4.590	Vérifié
6	2.0014	5.60392	4.52144	1.08248	4.590	Vérifié
7	2.3911	6.69508	5.60392	1.09116	4.590	Vérifié
8	2.7761	7.77308	6.69508	1.078	4.590	Vérifié
9	3.153	8.8284	7.77308	1.05532	4.590	Vérifié
Cage	3.5208	9.85824	8.8284	1.02984	4.590	Vérifié

- Les déplacements latéraux inter-étage sont bien inférieurs à la limite imposée par RPA2024 dans les deux sens

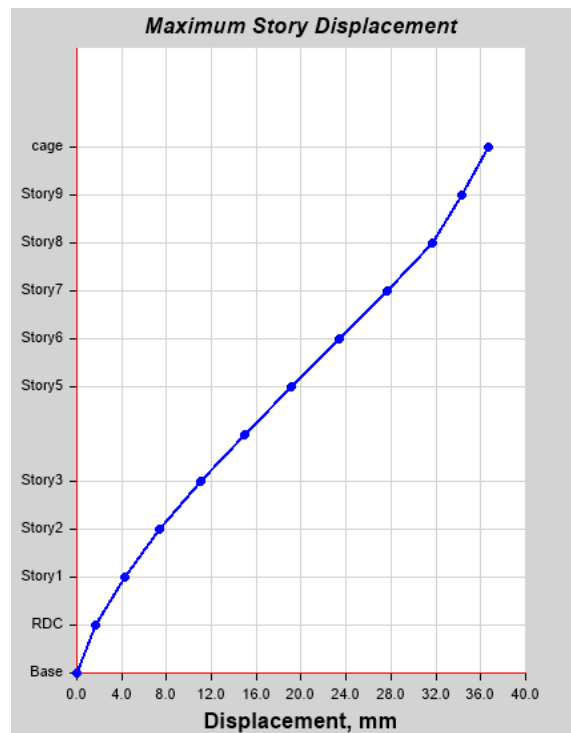


Figure V.6-1: « Le diagramme de déplacements inter-étage suivant x-x' donné par ETABS »

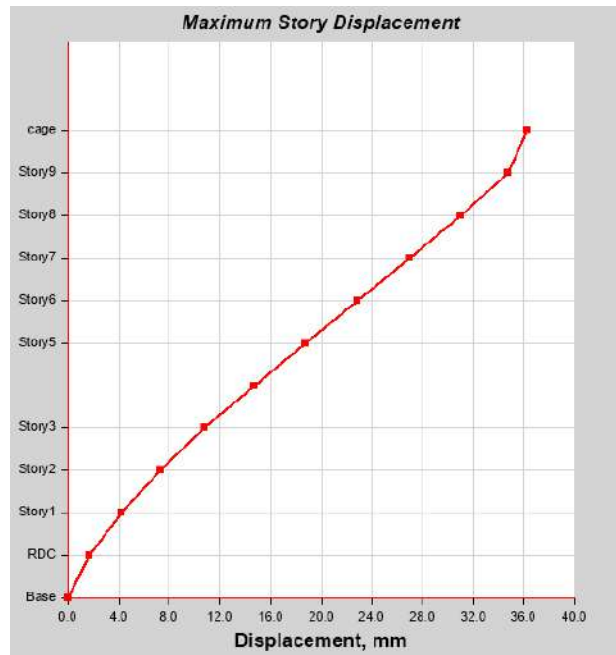


Figure V.6-2:« Le diagramme de déplacements inter-étage suivant y-y' donné par ETABS »

V.6.2. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

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 : $\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$

Avec : P_K: poids total de la structure et des charges d'exploitation, au-dessus du niveau « k »

V_K: effort tranchant d'étage au niveau « k »

h_K: hauteur du niveau « k »

Tableau V.6-3:« Vérification d'effets P-Δ suivant l'axe x-x' »

Etage	P(KN)	Δek*R/Qf(cm)	V(KN)	Θ	Vérification
RDC	59750.8474	0.3111	14758.8683	0.004115945	OK
1	53595.742	0.5561	14526.6579	0.006704958	OK
2	47440.6365	0.7336	14011.371	0.008117228	OK
3	41285.5311	0.8736	13243.8761	0.008899671	OK
4	35130.4257	0.9766	12244.5301	0.009156649	OK
5	28987.4439	1.0464	11000.6079	0.009010928	OK
6	22844.462	1.0839	9480.4065	0.008535358	OK

CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE

7	16701.4802	1.0931	7630.726	0.007818574	OK
8	10577.1424	1.0825	5366.7421	0.006972108	OK
9	5606.4167	1.0657	3072.8997	0.006354049	OK
Cage	1722.6218	1.0399	910.5947	0.006428875	OK

Tableau V.6-4:« Vérification d'effets P- Δ suivant l'axe y-y' »

Etage	P(KN)	$\Delta_{ek} * R / Q_f$ (cm)	V(KN)	Θ	Vérification
RDC	59750.8474	0.33096	14846.4563	0.004352866	OK
1	53595.742	0.56028	14600.8073	0.00672105	OK
2	47440.6365	0.73472	14074.9318	0.008092909	OK
3	41285.5311	0.8736	13300.5808	0.008861729	OK
4	35130.4257	0.97664	12294.4814	0.00911982	OK
5	28987.4439	1.04524	11042.5384	0.008966761	OK
6	22844.462	1.08248	9512.8907	0.008495068	OK
7	16701.4802	1.09116	7651.5182	0.00778349	OK
8	10577.1424	1.078	5373.4589	0.006934446	OK
9	5606.4167	1.05532	3081.7377	0.006274115	OK
Cage	1722.6218	1.02984	911.906	0.006357527	OK

V.6.3. Vérification de renversement

Il faut s'assurer que la structure ne bascule pas sous l'effet des forces horizontales dues au séisme, c'est-à-dire vérifier la stabilité au renversement au niveau des fondations. Le moment de renversement est obtenu en sommant, pour chaque niveau, le produit des forces latérales par leur hauteur respective. Le coefficient de sécurité contre le renversement doit être au minimum

CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE

de 1,3 et le moment stabilisant doit être déterminé à partir des charges verticales qui sont considérées pour la détermination de la force sismique latérale⁽⁶⁾

Tableau V.6-5:« Vérification de renversement suivant l'axe x-x' »

Étage	Vx (KN)	h (m)	W (KN)	Xg (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
RDC	4758.8683	3.06	59750.85	15.975	710.56382	954 519.8288
1	14526.6579	6.12			3153.5558	
2	14011.371	9.18			7045.6032	
3	13243.8761	12.24			12231.995	
4	12244.5301	15.3			19032.01	
5	11000.6079	18.36			27910.898	
6	9480.4065	21.42			39620.156	
7	7630.726	24.48			55422.326	
8	5366.7421	27.54			63172.42	
9	3072.8997	30.6			66166.533	
Cage	910.5947	33.66			30650.618	
Somme					325 116.68	OK

D'après les résultats, $M_s / M_r = 2.93 > 1.3$

Tableau V.6-6:« Vérification de renversement suivant l'axe y-y' »

Étage	Vy (KN)	h (m)	W (KN)	Yg (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
RDC	14846.4563	3.06	59750.85	15.975	960.48759	954 519.8288
1	14600.8073	6.12			3665.3522	
2	14074.9318	9.18			7766.7405	
3	13300.5808	12.24			13169.841	

⁽⁶⁾ Article 5.5 RPA2024

CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE

4	12294.4814	15.3			20218.879	
5	11042.5384	18.36			29384.532	
6	9512.8907	21.42			41452.766	
7	7651.5182	24.48			57703.242	
8	5373.4589	27.54			65061.965	
9	3081.7377	30.6			68241.207	
Cage	911.906	33.66			31469.876	
				Somme	339 094.89	OK

D'après les résultats, $M_s / M_r = 2.81 > 1.3$

V.7. CONCLUSION

L'analyse dynamique réalisée dans ce chapitre a permis de vérifier la capacité de la structure à résister aux sollicitations induites par les séismes, conformément aux dispositions du règlement parasismique algérien (RPA 2024). Il est important aussi de souligner que ces sollicitations sismiques se révèlent nettement plus prédominantes que celles dues au vent et à la neige. Par conséquent, ces sollicitations sismiques ont été prises en compte lors du dimensionnement final des éléments constitutifs de l'ossature, garantissant ainsi une résistance optimale aux séismes.

CHAPITRE VI :
VERIFICATION DES ELEMENTS
RESISTANTS EN CM ET BA

VI.1. INTRODUCTION

Ce chapitre est consacré au calcul et à la vérification des éléments structuraux de la structure en charpente métallique et en béton armé, y compris les solives ainsi que les voiles du noyau central. Le but est de s'assurer que l'ensemble de la structure reste stable sous les charges appliquées, en évitant tout déplacement excessif ou renversement et que chaque élément de la structure reste stable et peut résister aux charges qui lui sont appliquées, en évitant la rupture et en respectant les exigences des normes en vigueur en Algérie (EC3 et CCM97).

Les vérifications reposent sur les efforts des sollicitations obtenues lors de l'analyse dynamique du chapitre précédent.

VI.2. VERIFICATION DES ELEMENTS EN CHARPENTE EN METALLIQUE

VI.2.1. Les poteaux

VI.2.1.1. Vérification vis-à-vis la flexion composée

Les poteaux sont analysés en flexion composée, où chaque poteau subissant un effort normal N_{sd} et deux moments fléchissant M_y et M_z . La vérification est effectuée pour toutes les combinaisons spécifiées dans les règlements, en prenant en compte les sollicitations les plus critiques dans les deux directions.

Les vérifications doivent être faites sous les combinaisons sismiques suivantes⁽¹⁾ :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+0.3Q\pm E_1$
- $G+0.3Q\pm E_2$

Ainsi que les combinaisons de vent suivantes⁽²⁾ :

- $1.35G+1.5V$
- $G+1.5V$
- $1.35G+1.5Q+V$
- $G+Q+V$
- $G+V$

⁽¹⁾ RPA2024

⁽²⁾ CCM97

CHAPITRE VI : VERIFICATION DES ELEMENTS RESISTANTS EN CM ET BA

- Dans le cadre de notre étude, on a procédé à la vérification des poteaux en utilisant le logiciel ETABS, le tableau suivant résume les sections adoptées dans le chapitre de prédimensionnement :

Tableau VI.2-1 : « Tableau de distribution des sections du poteaux dans chaque étage »

Niveau	Section
8 ^{eme} , 9 ^{eme}	HEA 180
6 ^{eme} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme} , 7 ^{eme}	HEA 200
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme}	HEA 220

Les résultats d'analyse et de vérification du modèle numérique de calcul ont révélé que les sections de certains poteaux n'étaient pas suffisantes pour reprendre les efforts, ces éléments sont principalement les poteaux en :

- HEA 220 pour les étages RDC, 1, 2 et 3
- HEA 200 pour les étages 4, 5, 6 et 7

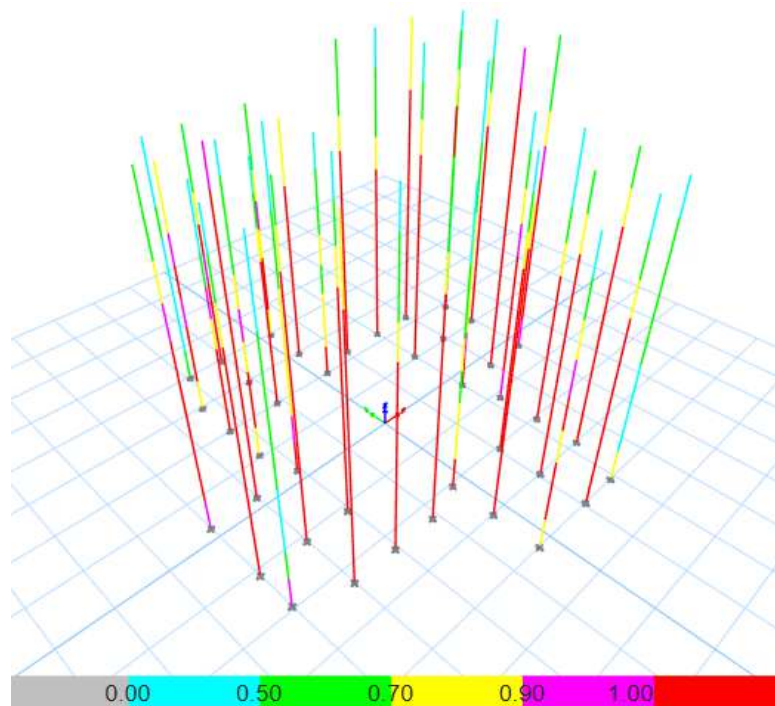


Figure VI.2-1: « Vérification des poteaux avec logiciel ETABS »

Sur cette base, nous avons augmenté les dimensions de ces éléments comme suit :

- HEA 220 : HEA 400
- HEA 200 : HEA 260

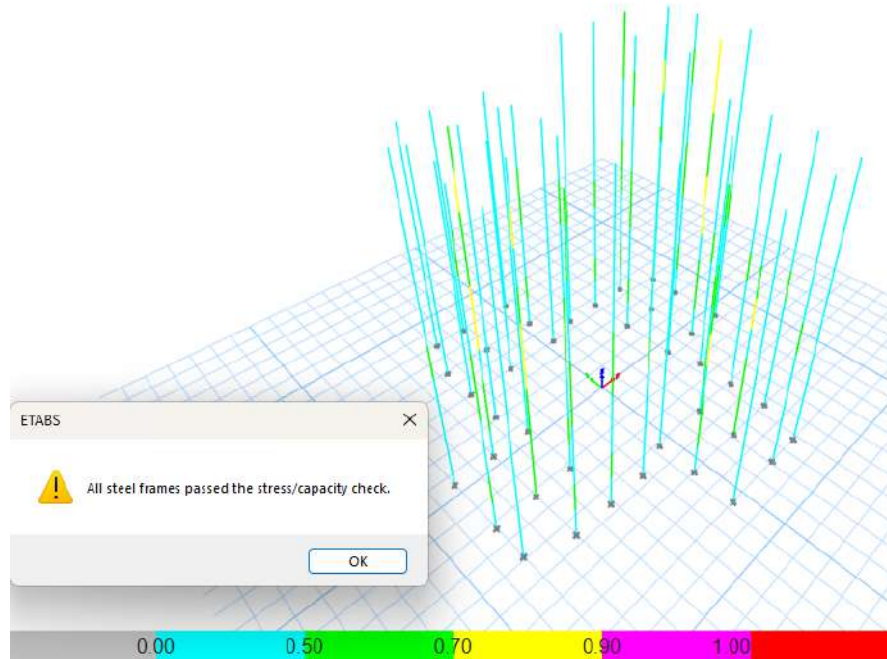


Figure VI.2-2 : « Vérification des poteaux après le changement de section avec logiciel ETABS »
 Les résultats d'analyse cette fois-ci ont été satisfaisant.

En ce qui un calcul manuel de certains éléments structuraux.

Exemple de vérification manuelle (niveau RDC)

Section HEA 400

- Ame fléchie : $\frac{d}{t_w} = \frac{298}{11} = 27.09 < 72 * \epsilon = 58.54 \Rightarrow$ classe 1

Avec : $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.813$

- Semelle comprimée : $\frac{c}{t_f} = \frac{(\frac{300-11}{2})}{19} = 7.61 < 10 * \epsilon = 8.13 \Rightarrow$ classe 2

Alors HEA 400 est de classe 2

- Le poteau travail en flexion composé alors il faut satisfaire la condition suivante⁽³⁾ :

$$\left[\frac{N_{sd}}{x_{min} \times \frac{N_{pl}}{\gamma_{m1}}} \right] + \left[\frac{K_y \times M_{sdy}}{\frac{M_{ply}}{\gamma_{m1}}} \right] + \left[\frac{K_z \times M_{sdz}}{\frac{M_{plz}}{\gamma_{m1}}} \right] \leq 1$$

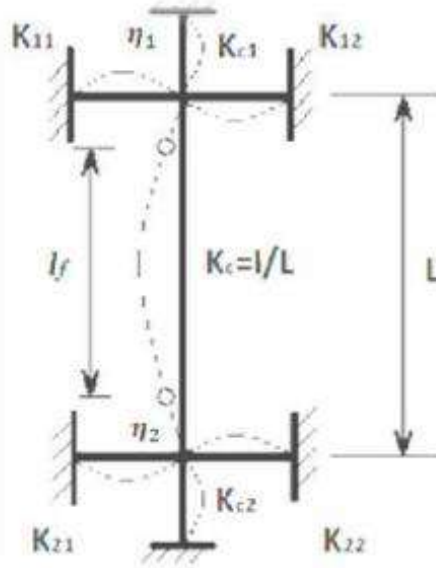
Avec : $N_{pl} = A \times F_y$; $M_{ply} = W_{ply} \times F_y$; $M_{plz} = W_{plz} \times F_y$; $x_{min} = \min(x_y; x_z)$

Et :

⁽³⁾ EC3

$$K_y = 1 - \frac{N_{sd} \times \mu_y}{x_y \times A \times F_y} \leq 1.5 \quad \text{Avec} \quad \mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{my} - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right) \leq 0.90$$

$$K_z = 1 - \frac{N_{sd} \times \mu_z}{x_z \times A \times F_y} \leq 1.5 \quad \text{Avec} \quad \mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{mz} - 4) + \left(\frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right) \leq 0.90$$



Les valeurs maximales des sollicitations pour la section HEA400 sont :

- $N_{max} = 2395.92 \text{ KN}$
- $M_{y}^{corr} = 4.635 \text{ KN.m}$
- $M_{z}^{corr} = 0.05 \text{ KN.m}$

• **Pour la direction Y-Y**

1. Calcul des coefficients de rigidité

$$K_{C(HEA400)} = k_{C1(HEA400)} = \frac{I_y}{l} = \frac{45070 \times 10^4}{3060} = 14.73 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$K_{b11(IPE330)} = \frac{11770 \times 10^4}{5550} = 21.21 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$k_{b12(IPE330)} = \frac{11770 \times 10^4}{4750} = 24.78 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$k_{C2} = k_{b21} = k_{b22} = 0$$

2. Calcul des facteurs de distribution de rigidité

$$\eta_1 = \frac{K_C + K_{C1}}{K_C + K_{C1} + K_{b11} + K_{b12}} = \frac{2 \times 14.73 \times 10^4}{2 \times 14.73 \times 10^4 + 21.21 \times 10^3 + 24.78 \times 10^3} = 0.865$$

$\eta_2 = 0$ Car on a un encastrement à la base de notre structure

3. Calcul de la longueur de flambement

La longueur de flambement pour une structure à nœuds fixés donnée par la formule :

$$L_{fy} = H(0.5 + 0.14(\eta_1 + \eta_2) - 0.055(\eta_1 + \eta_2)^2)$$

A.N :

$$L_{fy} = 3.06(0.5 + 0.14(0.865 + 0) - 0.055(0.865 + 0)^2)$$

Donc la longueur de flambement suivant l'axe y pour le poteau de section HEA400 est $L_{fy} = 1.775$ m

4. Calcul de l'élanement réduit

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{1775}{168.4} = 10.54 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{10.54}{93.91 \times \sqrt{\frac{235}{355}}} = 0.14 < 0.2 \text{ alors il n'y a pas un risque de}$$

flambement suivant y-y, donc $\alpha_y = 1$

$$\beta_{my} = 1.8 - 0.7\Psi_y \Rightarrow \Psi_y = \frac{M_{ymin}}{M_{ymax}} = \frac{-20.177}{13.894} = -1.45$$

$$\Rightarrow \beta_{my} = 1.8 - 0.7 \times -1.45 = 2.815$$

$$\mu_y = 0.14 \times (2 \times 2.815 - 4) + \left(\frac{2562000 - 2311000}{2311000} \right) = 0.337 < 0.9$$

$$K_y = 1 - \frac{2395920 \times 0.337}{1 \times 15900 \times 355} = 0.857 < 1.5$$

• **Pour la direction Z-Z**

1. Calcul des coefficients de rigidité

$$K_{C(HEA400)} = k_{C1(HEA400)} = \frac{I_z}{l} = \frac{8564 \times 10^4}{3060} = 27.99 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$K_{b11(IPE220)} = \frac{2772 \times 10^4}{3800} = 72.94 \times 10^2 \text{ mm}^3$$

$$k_{b12(IPE220)} = \frac{2772 \times 10^4}{3750} = 73.92 \times 10^2 \text{ mm}^3$$

$$k_{C2} = k_{b21} = k_{b22} = 0$$

2. Calcul des facteurs de distribution de rigidité

$$\eta_1 = \frac{K_C + K_{C1}}{K_C + K_{C1} + K_{b11} + K_{b12}} = \frac{2 \times 27.99 \times 10^3}{2 \times 27.99 \times 10^3 + 72.94 \times 10^2 + 73.92 \times 10^2} = 0.792$$

$\eta_2 = 0$ Car on a un encastrement à la base de notre structure

3. Calcul de la longueur de flambement

La longueur de flambement pour une structure à nœuds fixées donnée par la formule :

$$L_{fz} = H(0.5 + 0.14(\eta_1 + \eta_2) - 0.055(\eta_1 + \eta_2)^2)$$

A.N :

$$L_{fz} = 3.06(0.5 + 0.14(0.792 + 0) - 0.055(0.792 + 0)^2)$$

Donc la longueur de flambement suivant l'axe z pour le poteau de section HEA400 est

$$L_{fz} = 1.764 \text{ m}$$

4. Calcul de l'élanement réduit

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{1764}{73.4} = 24.03 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{24.03}{93.91 \times \sqrt{\frac{235}{355}}} = 0.315 > 0.2 \text{ alors il y'a un risque de}$$

flambement suivant z-z

$$\text{Donc } x_z = \frac{1}{\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_y^2}} \text{ et } \varphi_z = 0.5(1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2)$$

$$\varphi_z = 0.5(1 + 0.49(0.315 - 0.2) + 0.315^2) = 0.578$$

$$x_z = \frac{1}{0.578 + \sqrt{0.578^2 - 0.315^2}} = 0.941$$

$$\beta_{mz} = 1.8 - 0.7\Psi_z \Rightarrow \Psi_y = \frac{M_{z\min}}{M_{z\max}} = \frac{-3.61}{3.53} = -1.02$$

$$\Rightarrow \beta_{my} = 1.8 - 0.7 \times -1.02 = 2.514$$

$$\mu_z = 0.315 \times (2 \times 2.514 - 4) + \left(\frac{870900 - 570900}{570900} \right) = 0.849 < 0.9$$

$$K_z = 1 - \frac{2395920 \times 0.849}{0.959 \times 15900 \times 355} = 0.642 < 1.5$$

$$x_{\min} = \min(x_y; x_z) = 0.941$$

$$N_{pl} = 15900 \times 355 \times 10^{-3} = 5644.5 \text{ KN}$$

$$M_{ply} = 2562000 \times 355 \times 10^{-6} = 909.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{pzy} = 870900 \times 355 \times 10^{-6} = 309.17 \text{ KN.m}$$

$$\left[\frac{2395.92}{0.941 \times \frac{5644.5}{1.1}} \right] + \left[\frac{0.857 \times 4.635}{\frac{909.51}{1.1}} \right] + \left[\frac{0.642 \times 0.05}{\frac{309.17}{1.1}} \right] = 0.500 < 1$$

CHAPITRE VI : VERIFICATION DES ELEMENTS RESISTANTS EN CM ET BA

Donc la condition est vérifiée Tableau ci-dessous regroupe les résultats des vérifications faites par Etabs :

Tableau VI.2-2 : «Tableau de vérification des poteaux les plus sollicités d'autre étage »

Etage	Section initiale	Comb défavorable	Ration NMM	Section final	Ration NMM final	Vérification
9	HEA 180	ELU	0.704	HEA 180	0.612	Vérifié
8	HEA 180	1.35G+1.5Q+V	0.719	HEA 180	0.594	Vérifié
7	HEA 200	1.35G+1.5Q+V	1.242	HE260A	0.409	Vérifié
6	HEA 200	1.35G+1.5Q+V	1.443	HE260A	0.486	Vérifié
5	HEA 200	1.35G+1.5Q+V	1.649	HE260A	0.587	Vérifié
4	HEA 200	1.35G+1.5Q+V	1.863	HE260A	0.671	Vérifié
3	HEA 220	1.35G+1.5Q+V(C)	1.59	HE400A	0.389	Vérifié
2	HEA 220	1.35G+1.5Q+V	1.792	HE400A	0.437	Vérifié
1	HEA220	1.35G+1.5Q+V	1.989	HE400A	0.490	Vérifié
RDC	HEA 220	ELU	2.211	HE400A	0.772	Vérifié

VI.2.1.2. Vérification vis-à-vis le déversement

Dans le cas de la flexion composer il y'a lieu aussi de vérifier la résistance du profilé au déversement⁽⁴⁾ :

$$\left[\frac{N_{sd}}{x_z \times \frac{A \times F_y}{\gamma_{m1}}} \right] + \left[\frac{K_{LT} \times M_{sdy}}{x_{LT} \times \frac{w_{pl,y} \times F_y}{\gamma_{m1}}} \right] + \left[\frac{K_z \times M_{sdz}}{w_{pl,z} \times F_y} \right] \leq 1$$

Où : $K_{LT} = 1 - \frac{N_{sd} \times \mu_{LT}}{x_z \times A \times F_y} \leq 1$ et $\mu_y = 0.15 \bar{\lambda}_y \beta_{mLT} - 0.15 \leq 0.9$

β_{mLT} : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement

- Pour le poteau de section HEA400

$$\lambda_{LT} = 37.389$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{37.389}{93.9 \times 0.814} \sqrt{2.577} = 0.489 > 0.4 \text{ Il y'a un risque de déversement}$$

⁽⁴⁾ Paragraphe 5.5.4 EC3

$$\mu_y = 0.15 \times 0.489 \times 2.815 - 0.15 = 0.056 \leq 0.9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{2395.92 \times 0.056}{0.93 \times 159 \times 355} = 0.99 < 1$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{(\varphi_{LT})^2 - (\bar{\lambda}_{LT})^2}}$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (0.489 - 0.2) + 0.489^2] = 0.649$$

Alors :

$$X_{LT} = \frac{1}{0.649 + \sqrt{(0.649)^2 - (0.489)^2}} = 0.93$$

Donc :

$$\left[\frac{2395.92}{1 \times \frac{5644.5}{1.1}} \right] + \left[\frac{0.99 \times 4.635}{0.93 \times \frac{909.51}{1.1}} \right] + \left[\frac{1 \times 0.05}{\frac{309.17}{1.1}} \right] = 0.473 < 1$$

Donc la condition est vérifiée

- **Pour le poteau de section HEA260**

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.512 > 0.4 \text{ Il y'a un risque de déversement}$$

$$\mu_y = 0.15 \times 0.512 \times 2.49 - 0.15 = 0.041 \leq 0.9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{1447.71 \times 0.041}{0.92 \times 86.9 \times 355} = 0.99 < 1$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (0.512 - 0.2) + 0.512^2] = 0.664$$

Alors :

$$X_{LT} = \frac{1}{0.664 + \sqrt{(0.664)^2 - (0.512)^2}} = 0.92$$

Donc :

$$\left[\frac{1447.71}{1 \times \frac{3074}{1.1}} \right] + \left[\frac{0.99 \times 0.7}{0.92 \times \frac{326.529}{1.1}} \right] + \left[\frac{1 \times 9.84}{\frac{309.8795}{1.1}} \right] = 0.556 < 1$$

Donc la condition est vérifiée

- **Pour le poteau de section HEA180**

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.538 > 0.4 \text{ Il y'a un risque de déversement}$$

$$\mu_y = 0.15 \times 0.538 \times 2.556 - 0.15 = 0.056 \leq 0.9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{520.12 \times 0.056}{0.92 \times 45.3 \times 355} = 0.99 < 1$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (0.538 - 0.2) + 0.538^2] = 0.68$$

Alors :

$$X_{LT} = \frac{1}{0.68 + \sqrt{(0.68)^2 - (0.538)^2}} = 0.91$$

Donc :

$$\left[\frac{520.12}{1 \times \frac{1608.15}{1.1}} \right] + \left[\frac{0.99 \times 0.04}{0.91 \times \frac{115.34}{1.1}} \right] + \left[\frac{1 \times 7.39}{\frac{55.56}{1.1}} \right] = 0.506 < 1$$

Donc la condition est vérifiée

VI.2.2. Les poutres principales

Selon la vérification effectuée par le modèle numérique, toutes les poutres vérifient la condition de moment fléchissant et la condition de l'effort tranchant

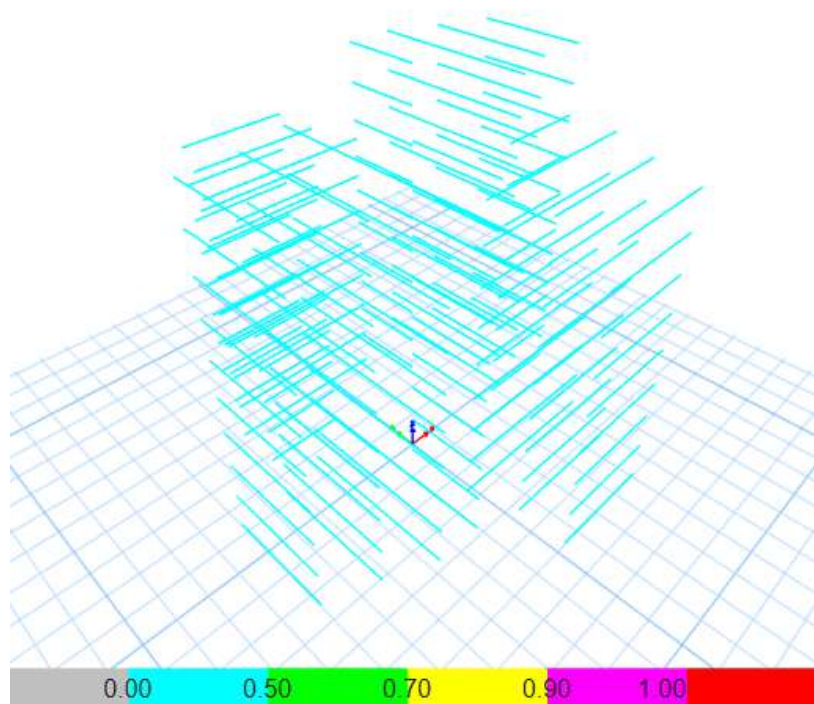


Figure VI.2-3: « Vérification des poutres à l'aide de logiciel ETABS »

VI.2.2.1. Exemple de vérification manuelle (niveau RDC)

- Section IPE330

CHAPITRE VI : VERIFICATION DES ELEMENTS RESISTANTS EN CM ET BA

D'après les résultats extraits du modèle établi par ETABS la combinaison la plus défavorable est celle de ELU, les efforts de la poutre la plus sollicités sont :

$$M_y^{\max} = 104.69 \text{ KN.m}$$

$$V_y = 118.69 \text{ KN}$$

1. Vérification d'effort tranchant

L'effort tranchant de la section :

$$V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{355 \times 10^3 \times 3080.25 \times 10^{-6}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 573.93 \text{ KN}$$

Donc : $V_{sd} = 118.45 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 573.93 \text{ KN} \rightarrow$ La condition est vérifiée

- Vérification de l'interaction moment-effort tranchant

$$V_{sd} \leq 0.5V_{pl,rd}$$

$$V_y = 118.45 \text{ KN} < 0.5V_{pl,rd} = 286.97 \text{ KN}$$

Donc pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant

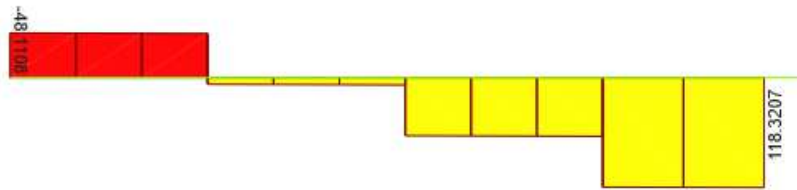


Figure VI.2-4 : « Diagramme d'effort tranchant de la poutre la plus sollicitée en RDC »

2. Vérification de moment fléchissant

Le moment résistant plastique développé par la section est déjà calculé dans le chapitre de prédimensionnement :

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

$$M_{pl,rd} = 2111.19 \times \frac{330}{2} + 1185.88 \left(\frac{60}{2} + 40 \right) \times 10^{-3}$$

$$M_{pl,rd} = 431.30 \text{ KN.m}$$

$M_y = 104.98 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 431.30 \text{ KN.m} \rightarrow$ La condition est vérifiée

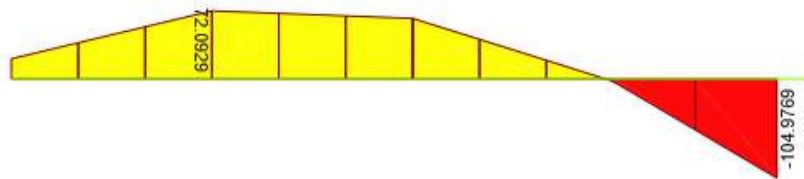


Figure VI.2-5: « Diagramme Des Moments de La poutre La plus sollicitée en RDC »

Tableau VI.2-3: « Tableau de vérification de moments fléchissant d'autre étage »

Etage	Section initiale	Comb défavorable	M_y^{\max}	$M_{pl,rd}$	Vérification
9	IPE 330	1.35G+1.5Q+V	111.3952	431.30	Vérifié
8	IPE 330	ELU	120.0227	431.30	Vérifié
7	IPE 330	ELU	105.6036	431.30	Vérifié
6	IPE 330	ELU	119.2715	431.30	Vérifié
5	IPE 330	ELU	114.1075	431.30	Vérifié
4	IPE 330	ELU	108.4105	431.30	Vérifié
3	IPE 330	ELU	111.4757	431.30	Vérifié
2	IPE 330	ELU	113.3289	431.30	Vérifié
1	IPE 330	ELU	109.5471	431.30	Vérifié
RDC	IPE 330	ELU	104.9769	431.30	Vérifié

Tableau VI.2-4: « Tableau de vérification d'effort tranchant d'autre étage »

Etage	Section initiale	Comb défavorable	V_y^{\max}	$V_{pl,rd}$	Vérification
9	IPE 330	1.35G+1.5Q+V	133.0276	573.93	Vérifié
8	IPE 330	ELU	136.2861	573.93	Vérifié
7	IPE 330	ELU	120.756	573.93	Vérifié
6	IPE 330	ELU	123.9084	573.93	Vérifié
5	IPE 330	ELU	122.1085	573.93	Vérifié
4	IPE 330	ELU	120.0833	573.93	Vérifié

3	IPE 330	ELU	121.7149	573.93	Vérifié
2	IPE 330	ELU	121.7232	573.93	Vérifié
1	IPE 330	ELU	120.2579	573.93	Vérifié
RDC	IPE 330	ELU	118.3207	573.93	Vérifié

VI.2.3. Les poutres secondaires

• **Section IPE220**

D’après les résultats extraits par ETABS la combinaison la plus défavorable est 1.35G+1.5Q+V et les efforts de la poutre la plus sollicités dans RDC sont :

$M_y=30.97 \text{ KN.m}$

$V_y=32.72 \text{ KN}$

1. Vérification de l’effort tranchant

L’effort tranchant de la section :

$$V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{355 \times 10^3 \times 1590 \times 10^{-6}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 296.26 \text{ KN}$$

Donc : $V_{sd} = 34.6812 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 296.26 \text{ KN} \rightarrow$ La condition est vérifiée

Vérification de l’interaction moment-effort tranchant

$$V_{sd} \leq 0.5V_{pl,rd}$$

$V_y = 32.72 \text{ KN} < 0.5V_{pl,rd} = 148.13 \text{ KN}$

Donc pas d’interaction entre le moment fléchissant et l’effort tranchant

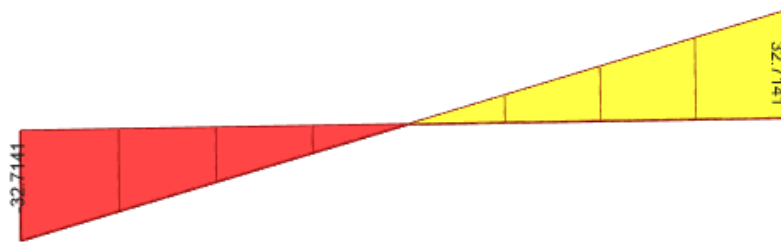


Figure VI.2-6 : « Diagramme d’effort tranchant de La poutre La plus sollicité en RDC »

2. Vérification de moment

$\Rightarrow R_{b\acute{e}ton} = 0.57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c$

$\Rightarrow R_{b\acute{e}ton} = 0.57 \times 25 \times 10^3 \times 1 \times 60 \times 10^{-3}$

$\Rightarrow R_{b\acute{e}ton} = 855 \text{ KN}$

• Résistance de traction du profilé d’acier

$\Rightarrow R_{acier} = 0.95 \times f_y \times A_a$

CHAPITRE VI : VERIFICATION DES ELEMENTS RESISTANTS EN CM ET BA

$$\Rightarrow R_{\text{acier}} = 0.95 \times 355 \times 10^3 \times 33.4 \times 10^{-4}$$

$$\Rightarrow R_{\text{acier}} = 1126.415 \text{ KN}$$

$R_{\text{acier}} > R_{\text{béton}}$; alors l'axe neutre se trouve dans la dalle de béton donc on doit calculer la résistance de l'âme

$$R_w = 0.95 \times f_y \times A_{aa}$$

$$A_{aa} = t_w \times h_w = 5.9 \times (220 - 2 \times 9.2) = 1189.44 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow R_w = 0.95 \times 355 \times 10^3 \times 11.8944 \times 10^{-4}$$

$$\Rightarrow R_w = 401.14 \text{ KN}$$

$R_{\text{béton}} > R_w$, Donc l'axe neutre dans la semelle supérieur du profilé

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

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

$$M_{\text{plrd}} = 1126.415 \times \frac{220}{2} + 855 \times \left(\frac{60}{2} + 40 \right) \times 10^{-3}$$

$$M_{\text{plrd}} = 123.97 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 30.67 \text{ KN.m} < M_{\text{plrd}} = 123.97 \text{ KN.m} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

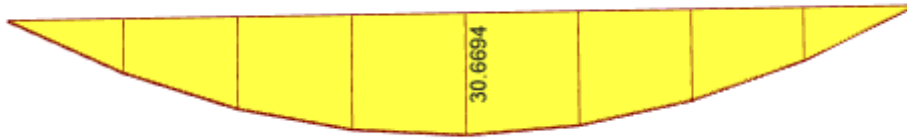


Figure VI.2-7 : « Diagramme de moment de La poutre La plus sollicité en RDC »

Tableau VI.2-5: « Tableau de vérification de moments fléchissant d'autre étage »

Etage	Section initiale	Comb défavorable	M_y^{\max}	$M_{\text{pl,rd}}$	Vérification
9	IPE 220	1.35G+1.5Q+V	37.03	123.97	Vérifié
8	IPE 220	1.35G+1.5Q+V	33.75	123.97	Vérifié
7	IPE 220	1.35G+1.5Q+V	32.86	123.97	Vérifié
6	IPE 220	1.35G+1.5Q+V	32.94	123.97	Vérifié
5	IPE 220	1.35G+1.5Q+V	31.93	123.97	Vérifié
4	IPE 220	1.35G+1.5Q+V	30.66	123.97	Vérifié

CHAPITRE VI : VERIFICATION DES ELEMENTS RESISTANTS EN CM ET BA

3	IPE 220	1.35G+1.5Q+V	30.00	123.97	Vérifié
2	IPE 220	1.35G+1.5Q+V	29.38	123.97	Vérifié
1	IPE 220	1.35G+1.5Q+V	28.36	123.97	Vérifié
RDC	IPE 220	1.35G+1.5Q+V	30.67	123.97	Vérifié

Tableau VI.2-6: « Tableau de vérification d'effort tranchant d'autre étage »

Etage	Section initiale	Comb défavorable	V_y^{\max}	$V_{pl,rd}$	Vérification
9	IPE 220	1.35G+1.5Q+V	39.24	296.26	Vérifié
8	IPE 220	ELU	37.92	296.26	Vérifié
7	IPE 220	1.35G+1.5Q+V	36.22	296.26	Vérifié
6	IPE 220	1.35G+1.5Q+V	36.23	296.26	Vérifié
5	IPE 220	1.35G+1.5Q+V	35.97	296.26	Vérifié
4	IPE 220	1.35G+1.5Q+V	35.63	296.26	Vérifié
3	IPE 220	1.35G+1.5Q+V	35.45	296.26	Vérifié
2	IPE 220	1.35G+1.5Q+V	35.28	296.26	Vérifié
1	IPE 220	1.35G+1.5Q+V	35.01	296.26	Vérifié
RDC	IPE 220	1.35G+1.5Q+V	32.72	296.26	Vérifié

Remarque : Tant que les solives et les poutres secondaires ont la même section IPE220 à tous les étages, les vérifications sont effectuées ensemble

VI.3. VERIFICATION DU NOYAU CENTRAL

VI.3.1. Le noyau extérieur (8.85*8.85 m²)

Le rôle principal du noyau central est de contreventement le bâtiment vis-à-vis des sollicitations sismiques et reprendre les efforts verticaux des surfaces qui l'entoure. Selon le prédimensionnement initial, ce noyau peut être conçu avec une épaisseur de 20 cm pour une classe de béton C25/30. Cependant, après analyse et vérification des sollicitations par le modèle numérique de calcul, les résultats ont montré que les voiles de ce noyau nécessitent une section d'armatures importante par rapport à ces dimensions, en raison de l'importance des effort

CHAPITRE VI : VERIFICATION DES ELEMENTS RESISTANTS EN CM ET BA

internes qui s'y exercent, notamment le cisaillement au niveau des linteaux. Cette sollicitation accrue s'explique par leurs faibles dimensions, en particulier une hauteur de seulement 0,96 m des linteaux, qui limite leur capacité à dissiper les efforts.

Alors une solution consistant à rigidifier d'avantage le noyau a été proposée en augmentant l'épaisseur des voiles ainsi que la classe de béton, afin de garantir la résistance et la stabilité de la structure.

La solution est donc :

- Augmenter l'épaisseur de voile de 20 cm à 40 cm
- Augmenter la classe de béton de C25/30 à C35/45
- Ajouter des poteaux raidisseurs aux extrémités des voiles ayant une section de 55x55 cm².

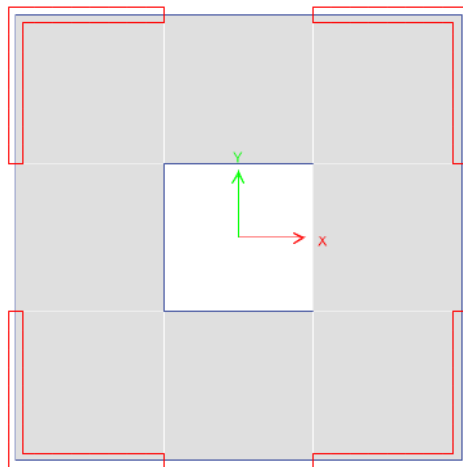


Figure VI.3-1: « Le noyau central avant la vérification »

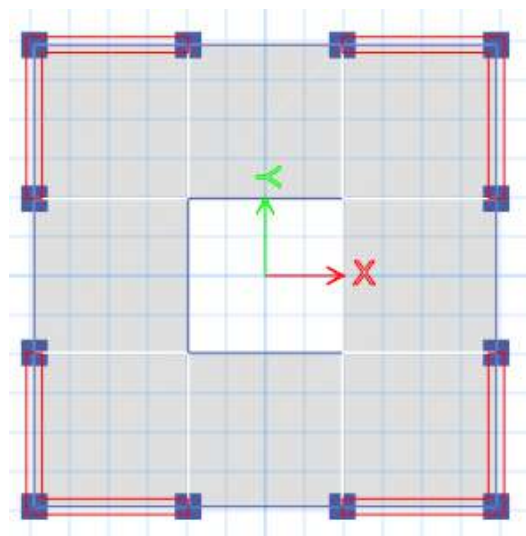


Figure VI.3-2: « Le noyau central après la vérification »

VI.3.2. Les vérifications nécessaires

VI.3.2.1. Vérification des sollicitations normales

- L'ensemble Des voiles du noyau central ont vérifiés la condition de l'effort normal.
- Un exemple de vérification manuelle est présenté en ce qui suit en utilisant la formule du RPA2024, Il faut vérifie que⁽⁵⁾ :

$$v_d = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.40$$

$v_d = \frac{11851.94}{0.4 \times 3.32 \times 35 \times 10^3} = 0.25 \rightarrow v_d = 0.25 < 0.40$ Alors, la condition de l'effort normal est vérifiée

VI.3.3. Vérifications des contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux

L'ensemble des voiles du noyau central ont vérifiés la condition du cisaillement selon le RPA2024, un exemple de vérification manuelle du voile le plus sollicités à l'effort tranchant est présenté en ce qui suit, en utilisant la formule suivante ⁽⁶⁾ : $\tau_b \leq 0.2f_{c28}$

Où : $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_w d}$

Avec : $\bar{V} = 1.4V_u$

- B_w l'épaisseur de voile

- d la hauteur utile avec $d=0.9h$

- h la hauteur totale de la section brute

A.N : $\tau_b = \frac{1.4 \times 3721.32}{0.4 \times 0.9 \times 3.32} \times 10^{-3} = 4.36 \text{ MPa}$

$$\tau_b = 4.36 \text{ MPa} \leq 0.2 \times 35$$

$$\tau_b = 4.36 \text{ MPa} \leq 7 \text{ MPa}$$

Donc, la condition de contraintes limites de cisaillement est vérifiée

VI.3.4. Ferrailages des voiles et des trumeaux

VI.3.4.1. Calcul de la hauteur critique de la structure

La disposition générale⁽⁷⁾:

$$h_{cr} = \max(l_w ; \frac{h_w}{6}) \rightarrow h_{cr} = \max(6.64 ; \frac{33.66}{6}) \rightarrow h_{cr} = \max(6.64 ; 5.61) = 6.64 \text{ m}$$

⁽⁵⁾ Formule 7.11 page 118-RPA 2024

⁽⁶⁾ Formule 7.12 et 7.13 page 119-RPA 2024

⁽⁷⁾ Formule 7.22 page 123-RPA2024

On 11 niveaux, donc⁽⁸⁾:

$$h_{cr} = \begin{cases} 2l_w & \text{pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2h_e & \text{pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases} \rightarrow h_{cr} = 2h_e = 6.12 \text{ m}$$

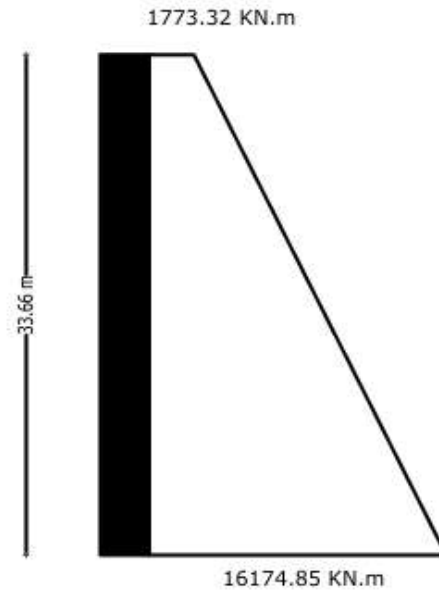


Figure VI.3-3 :« La courbe enveloppe de calcul pour les moments fléchissant sans la hauteur critique »

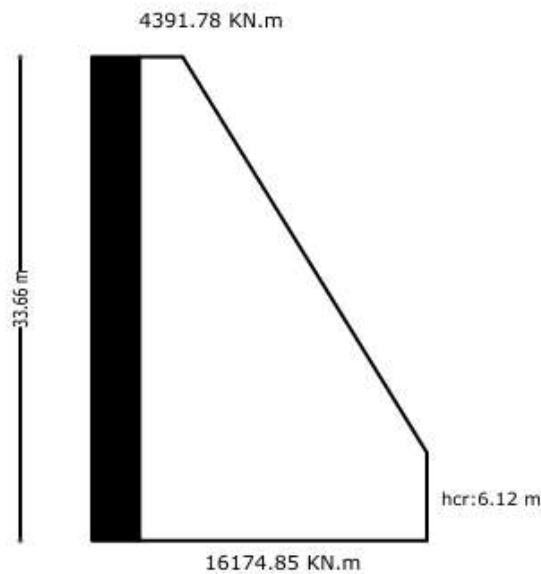


Figure VI.3-4:« La courbe enveloppe de calcul pour les moments fléchissant avec la hauteur critique »

Distribution des moments fléchissant dans chaque étage :

⁽⁸⁾ Formule 7.23 page 123-RPA2024

Tableau VI.3-1:« Distribution des moments fléchissant obtenue par la courbe enveloppe »

Niveaux (m)	Moments de calcul (KN.m)	Niveaux (m)	Moments de calcul (KN.m)
0.00	16174.85	18.36	10937.93
3.06	16174.85	21.42	9628.70
6.12	16174.85	24.48	8319.47
9.18	14965.62	27.54	7010.24
12.24	13556.39	30.60	5701.01
15.30	12247.16	33.66	4391.78

VI.3.5. Ferrailage des éléments de rive

VI.3.5.1. Calcul de la longueur des éléments de rive

Il faut vérifier que⁽⁹⁾ : $l_c \geq \max(0.15l_w ; 1.5b_w)$

Avec : l_w la longueur de voile 3.32 m et b_w l'épaisseur de voile 40 cm

A.N :

$$l_c \geq \max(0.15 \times 3.32 ; 1.5 \times 0.40) \rightarrow l_c \geq \max(0.5 \text{ m} ; 1.5 \times 0.6 \text{ m}) \rightarrow l_c \geq 0.6 \text{ m}$$

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

- On a des raidisseurs de (55*55 cm²) donc il faut vérifier que la condition de l'épaisseur des parties confinées

La condition minimale absolue : $b_c \geq 200 \text{ mm} \rightarrow b_c = 550 \text{ mm} > 200 \text{ mm} \rightarrow$ la condition est vérifiée

On a $L_c = 1\text{m} > \max(2b_w = 0.8 \text{ m} ; 0.664\text{m})$

Donc il faut que : $b_c \geq \frac{h_e}{10} \rightarrow b_c = 0.55 \text{ m} \geq \frac{3.06}{10} = 0.306 \text{ m} \rightarrow$ la condition est vérifiée

VI.3.5.2. Calcul du ferrailage longitudinal des éléments de rive

1. Calcul de la section des armatures longitudinale :

⁽⁹⁾ Formule 7.24 page 125-RPA2024

CHAPITRE VI : VERIFICATION DES ELEMENTS RESISTANTS EN CM ET BA

Le pourcentage des armatures longitudinales, dans les éléments de rive, doit rester au moins égal à 0.5% de la surface de la zone confinée c'est-à-dire :

$$A_{lmin} = 0.5\%(55 \times 100) \rightarrow A_l = 27.5 \text{ cm}^2$$

Les résultats extraits du modèle de calcul sont :

$$N^{\max}=11851.94 \text{ KN (Traction)} \rightarrow M^{\text{corr}}=15955.15 \text{ KN .m}$$

La section d'armature nécessaire pour reprendre ces efforts à l'aide du logiciel Robot expert) est de : $A_l = 202.7 \text{ cm}^2$ répartie sur la totalité de la section du voile.

Cette section est supérieure à la section minimale, elle sera donc maintenue.

Le choix des armatures équivalent à la section calculée est de : 42HA25 (206 cm²)

2. Calcul de l'espacement vertical des armatures⁽¹⁰⁾ S_t

$$S_t \leq \min \left(\frac{b_0}{3}, 12.5 \text{ cm}, 6\Phi_1 \right)$$

Où :

Φ_1 : diamètre minimal des armatures longitudinales dans les éléments de rive, qu'on a choisi précédemment = 2.5 cm.

b_0 : la largeur du noyau confinée de l'élément de rive = 55 cm.

$$S_t \leq \min (18.33 \text{ cm}, 12.5 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 12.5 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$.

- Alors on va ferrailer les zones de rive avec des armatures 42T25 en deux nappes espacées de 10 cm.

VI.3.5.3. Calcul de ferrailage transversale des éléments de rives

1. Calcul de la section des armatures de confinement dans les éléments de rive⁽¹¹⁾ A_t

$$A_t \geq 0.09 \times S_t \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

⁽¹⁰⁾ Formule 7.25 page 126-RPA2024

⁽¹¹⁾ Formule 7.26 page 126-RPA2024

$$A_t \geq 0.09 \times 10 \times 55 \times \frac{35}{500}$$

$$A_t \geq 3.67 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 4HA14

VI.3.6. Ferrailage de l'âme

VI.3.6.1. Calcul de ferrailage longitudinale de l'âme

On a choisi un diamètre maximal des armatures $\Phi_{\max} = 20 \text{ mm}$

Il faut vérifier que⁽¹²⁾ : $8 \text{ mm} < 20 < \frac{400}{8} = 50 \text{ mm}$ Condition vérifiée

Avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm} < (250 \text{ mm}, \text{ ou } 25 \times \Phi_1 = 500 \text{ mm})$

Choix des armatures 10HA20

- Alors on va ferrailer l'âme avec des armatures 10HA20 en deux nappes espacées de 15 cm

VI.3.6.2. Calcul de ferrailage transversale de l'âme

- Aciers horizontaux⁽¹³⁾

$$\frac{A_h}{S} \geq \frac{\bar{V}}{z \times f_e}$$

\bar{V} : effort tranchant de calcul

$$\bar{V} = V \times 1.4 = 3355.28 \times 1.4$$

$$\bar{V} = 4697.4 \text{ kN}$$

z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées

$$A_h \geq \frac{4697.4 \times 0.20}{2.85 \times 500 \times 10^3} \times 10^4$$

$$A_h = 6.59 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :5HA14

⁽¹²⁾ Formule 7.28 page 127-RPA2024

⁽¹³⁾ Formule 7.29 page 127-RPA2024

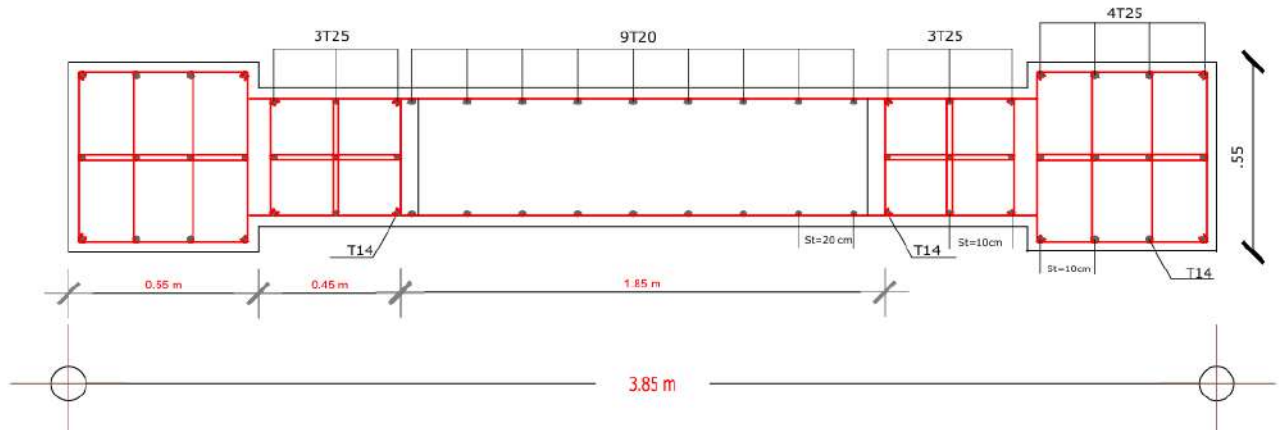


Figure VI.3-5: « Schéma du ferrailage du voile de la cage d'ascenseur »

VI.3.7. Conditions de ductilité locale

D'après RPA2024⁽¹⁴⁾, dans les voiles de section rectangulaire, le rapport mécanique en volume des armatures de confinement requises, ω_{wd} , dans les éléments de rive, doit respecter la condition suivante :

$$\propto \omega_{wd} = 30\mu_{\phi}(v_d + \omega_v)\varepsilon_{syd} \frac{b_c}{b_0} - 0.035$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{Volume des armatures de confinement}}{\text{volume du noyau en béton}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e}{f_{c28}} \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_s} \rightarrow \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 20$$

Il convient de prévoir une valeur minimale de ω_{wd} égale à 0.12 dans la zone critique à la base du voile.

Où :

- v_d : l'effort normal réduit dans la section $v_d = 0.23$
- ω_v : pourcentage normalisé des armatures verticales d'âmes

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - l_c)b_w} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \rightarrow \omega_v = \frac{40.21}{(295 - 50) \times 30} \times 17.14 \rightarrow \omega_v = 0.14$$

- ε_{sy} : Valeur de la déformation à la limite élastique de l'acier

⁽¹⁴⁾ Paragraphe 7.7.5 RPA2024

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_e}{E_s} = \frac{500}{210000} = 0.0024$$

- α : coefficient d'efficacité du confinement tel que :

$$\alpha = \begin{cases} \alpha_n = 1 - \sum_n \left(\frac{b_i^2}{6b_0h_0} \right) \\ \alpha_s = \left(1 - \frac{t}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{t}{2h_0} \right) \end{cases} \rightarrow \alpha = \begin{cases} \alpha_n = 0.90 \\ \alpha_s = 0.79 \end{cases} \rightarrow \alpha = 0.71$$

- μ_ϕ : La valeur requise du coefficient de ductilité en courbure

$$\mu_\phi = 1 + 2 \left[\left(\frac{R}{Q_F} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 \right] \frac{T_2}{T_0} \quad T_0 = 0.504 \text{ s} < T_2 = 0.6 \text{ s}$$

Le moment résistant donné par SOCOTEC : $M_{RD} = 17000 \text{ KN.m}$

$$\mu_\phi = 1 + 2 \left[\left(\frac{3.5}{1.25} \cdot \frac{4036.71}{17000} \right) - 1 \right] \cdot \frac{0.6}{0.504} \rightarrow \mu_\phi = 4.88$$

- La position de l'axe neutre, x_u , correspondant à la courbure ultime après éclatement du béton situé hors du noyau confiné des éléments de rive

$$x_u = (v_d + \omega_v) \frac{l_w b_c}{b_0} \rightarrow x_u = 167.59$$

$$l_{c,calcul} = x_u \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu,c}} \right) = 124.71 \text{ cm}$$

Donc : $\omega_{wd} = 0.16 > 0.12$ donc la condition est vérifiée

VI.4. LE NOYAU INTERIEURE

Ce noyau est destiné pour supporter la cage d'ascenseur, d'après le prédimensionnement, une épaisseur de 20 cm avec une classe de béton C25/30 sont suffisant. Cependant, après vérification des sollicitations, les voiles de ce noyau nécessitent une section d'armatures excédentaire par rapport à celle initialement prévue, en raison de l'effort tranchant important qui s'y exerce, Cette sollicitation accrue s'explique par leurs faibles dimensions.

Alors une solution a été proposée consistant à augmenter l'épaisseur des voiles ainsi que la classe de béton.

Donc nous proposons comme solution :

-Augmenter l'épaisseur de voile de 20 cm à 30 cm

-Augmenter la classe de béton de C25/30 à C30/37

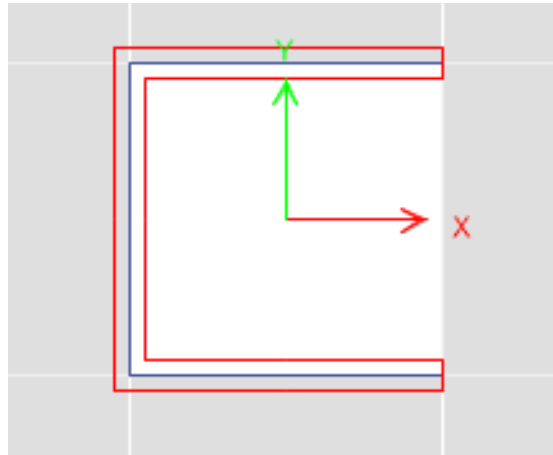


Figure VI.4-1: « Vue en plan de noyau 2.95*2.95 cm² »

VI.4.1. Les vérifications nécessaires

VI.4.1.1. Vérification des sollicitations normales

- La condition de l'effort normal est vérifiée.

Un exemple de vérification manuelle est donné en ce qui suit :

$$v_d = \frac{3522.17}{0.3 \times 2.95 \times 30 \times 10^3} \leq 0.40$$

$$v_d = 0.13 < 0.40$$

VI.4.2. Vérifications des contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux

- La vérification de la contrainte de cisaillement est justifiée. Un Exemple de vérification est donné en ce qui suit :

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 1273.9}{0.3 \times 0.9 \times 2.95} \times 10^{-3} = 2.24 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2.24 \text{ MPa} \leq 0.2 \times 30$$

$$\tau_b = 2.24 \text{ MPa} \leq 6 \text{ MPa}$$

VI.4.3. Ferrailages des voiles et des trumeaux

VI.4.3.1. Calcul de la hauteur critique de la structure

La disposition générale :

$$h_{cr} = \max(l_w ; \frac{h_w}{6}) \rightarrow h_{cr} = \max(2.95 ; \frac{33.66}{6}) \rightarrow h_{cr} = \max(2.95 ; 5.61) = 5.61 \text{ m}$$

On 11 niveaux, donc :

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w = 5.95 \text{ m} \\ h_e \text{ pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \rightarrow h_{cr} = 5.61 \text{ m} \\ 2h_e \text{ pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases}$$

Donc on choisit $h_{cr} = 5.61 \text{ m}$

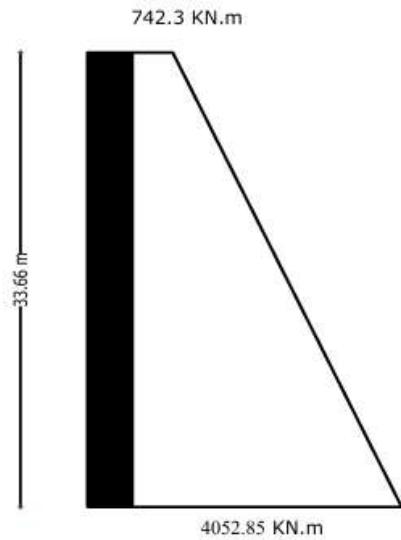


Figure VI.4-2 :« La courbe enveloppe de calcul pour les moments fléchissant sans la hauteur critique »

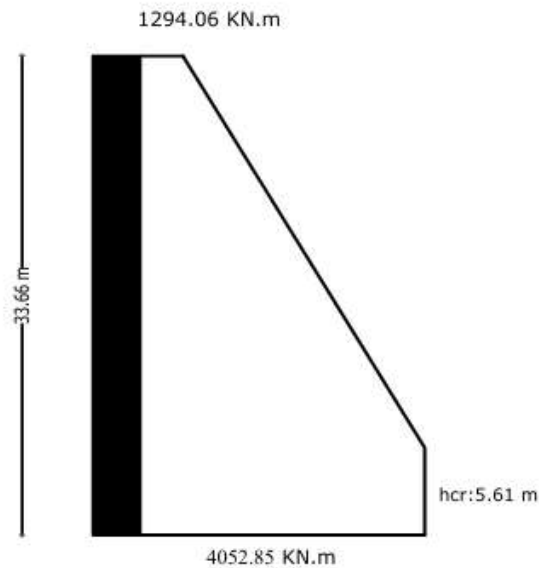


Figure VI.4-3:« La courbe enveloppe de calcul pour les moments fléchissant avec la hauteur critique »

Distribution des moments fléchissant dans chaque étage :

CHAPITRE VI : VERIFICATION DES ELEMENTS RESISTANTS EN CM ET BA

Tableau VI.4-1:« la nouvelle distribution des moments fléchissant obtenue par la courbe enveloppe »

Niveaux (m)	Moments de calcul (KN.m)	Niveaux (m)	Moments de calcul (KN.m)
0.00	4052.85	18.36	2798.85
3.06	4052.85	21.42	2497.89
6.12	4002.69	24.48	2196.94
9.18	3701.73	27.54	1895.98
12.24	3400.77	30.60	1595.02
15.30	3099.81	33.66	1294.06

VI.4.3.2. Ferrailage des éléments de rive

VI.4.3.3. Calcul de la longueur des éléments de rive

$$l_c \geq \max(0.15l_w ; 1.5b_w)$$

Avec : l_w la longueur de voile 2.95 m et b_w l'épaisseur de voile 30 cm

A.N :

$$l_c \geq \max(0.15 \times 2.95 ; 1.5 \times 0.30) \rightarrow l_c \geq \max(0.44 \text{ m} ; 0.45 \text{ m}) \rightarrow l_c = 0.45 \text{ m}$$

On a choisi $l_c=0.5 \text{ m}$

La condition minimale absolue : $b_c \geq 200 \text{ mm} \rightarrow b_c = 300 \text{ mm} > 200 \text{ mm} \rightarrow$ la condition est vérifiée

On a $L_c = 0.5 < \max(2b_w = 0.6 \text{ m} ; 0.59 \text{ m})$

Donc il faut que : $b_c \geq \frac{h_e}{15} \rightarrow b_c = 0.30 \text{ m} \geq \frac{3.06}{15} = 0.204 \text{ m} \rightarrow$ la condition est vérifiée

VI.4.3.4. Calcul de ferrailage longitudinale des éléments de rives

1. Calcul de la section des armatures longitudinale :

Le pourcentage des armatures longitudinales, dans les éléments de rive, doit rester au moins égal à 0.5% de la surface de la zone confinée c'est-à-dire :

$$A_{lmin} = 0.5\%(0.3 \times 0.5) \rightarrow A_l = 7.5 \text{ cm}^2$$

D'après les résultats extraits de logiciel ETABS :

$N^{\max}=3489.29$ KN (traction) $\rightarrow M^{\text{corr}}=4036.71$ KN .m

A l'aide de logiciel Robot expert on a trouvé : $A_l = 62.8$ cm²

Vu que la section de ferrailage obtenu par calcul est supérieure à celle de de la section minimale, elle sera donc maintenue

Choix des armatures : 14HA25

2. Calcul de l'espacement vertical des armatures S_t

$$S_t \leq \min \left(\frac{b_0}{3}, 12.5\text{cm}, 6\Phi_1 \right)$$

Où :

Φ_1 : diamètre minimal des armatures longitudinales dans les éléments de rive, qu'on a choisi précédemment = 2.5 cm.

b_0 : la largeur du noyau confinée de l'élément de rive = 30 cm.

$$S_t \leq \min (10 \text{ cm}, 12.5 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 10 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 8$ cm.

- Alors on va ferrailer l'âme avec des armatures 14HA25 en deux nappes espacées de 8 cm

VI.4.3.5. Calcul de ferrailage transversale des éléments de rives

1. Calcul de la section des armatures de confinement dans les éléments de rive A_t

$$A_t \geq 0.09 \times S_t \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_t \geq 0.09 \times 8 \times 30 \times \frac{35}{500}$$

$$A_t \geq 1.51 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 2HA12

VI.4.4. Ferrailage de l'âme

VI.4.4.1. Calcul de ferrailage longitudinale de l'âme

$$8 \text{ mm} \leq \Phi_{\max} \leq \frac{b_w}{8}$$

On a choisi un diamètre maximal des armatures $\Phi_{\max} = 20$ mm

$$8 \text{ mm} < 20 < \frac{400}{8} = 50 \text{ mm} \text{ Donc, la Condition est vérifiée}$$

Avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm} < (250 \text{ mm, ou } 25 \times \Phi_1 = 200 \text{ mm})$

Donc on choisit : 20HA16

- Alors on va ferrailer l'âme avec des armatures 20HA16 en deux nappes espacées de 20 cm

VI.4.4.2. Calcul de ferrailage transversale de l'âme

- Aciers horizontaux

$$\frac{A_h}{S} \geq \frac{\bar{V}}{z \times f_e}$$

\bar{V} : effort tranchant de calcul

$$\bar{V} = V \times 1.4 = 1265.16 \times 1.4$$

$$\bar{V} = 1771.22 \text{ KN}$$

z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées

$$A_h \geq \frac{1771.22 \times 0.20}{2.45 \times 500 \times 10^3} \times 10^4$$

$$A_h = 2.89 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 2HA14

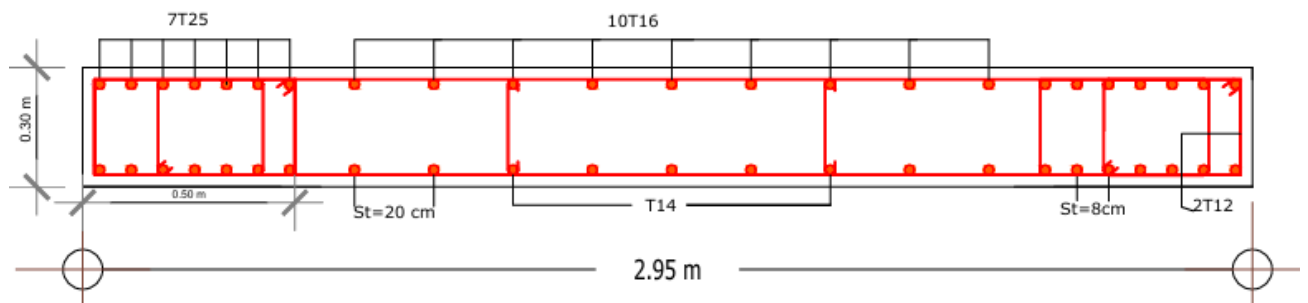


Figure VI.4-4: « Schéma de ferrailage de la voile du cage d'ascenseur »

VI.4.5. Conditions de ductilité locale

- v_d : l'effort normal réduit dans la section $v_d = 0.23$
- ω_v : pourcentage normalisé des armatures verticales d'âmes

$$\omega_v = \frac{A_{SV}}{(l_w - l_c) b_w} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \rightarrow \omega_v = \frac{40.21}{(295 - 50) \times 30} \times 17.14 \rightarrow \omega_v = 0.14$$

- ε_{sy} : Valeur de la déformation à la limite élastique de l'acier

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_e}{E_s} = \frac{500}{210000} = 0.0024$$

- α : coefficient d'efficacité du confinement tel que :

$$\alpha = \begin{cases} \alpha_n = 1 - \sum_n \left(\frac{b_i^2}{6b_0h_0} \right) \\ \alpha_s = \left(1 - \frac{t}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{t}{2h_0} \right) \end{cases} \rightarrow \alpha = \begin{cases} \alpha_n = 0.90 \\ \alpha_s = 0.79 \end{cases} \rightarrow \alpha = 0.71$$

- μ_ϕ : La valeur requise du coefficient de ductilité en courbure

$$\mu_\phi = 1 + 2 \left[\left(\frac{R}{Q_F} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 \right] \frac{T_2}{T_0} \quad T_0 = 0.504 \text{ s} < T_2 = 0.6 \text{ s}$$

Le moment résistant donné par SOCOTEC : $M_{RD} = 17000 \text{ KN.m}$

$$\mu_\phi = 1 + 2 \left[\left(\frac{3.5}{1.25} \cdot \frac{4036.71}{17000} \right) - 1 \right] \cdot \frac{0.6}{0.504} \rightarrow \mu_\phi = 4.88$$

- La position de l'axe neutre, x_u , correspondant à la courbure ultime après éclatement du béton situé hors du noyau confiné des éléments de rive

$$x_u = (v_d + \omega_v) \frac{l_w b_c}{b_0} \rightarrow x_u = 167.59$$

$$l_{c,calcul} = x_u \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu,c}} \right) = 124.71 \text{ cm}$$

Donc : $\omega_{wd} = 0.16 > 0.12$ donc la condition est vérifiée

VI.5. CONCLUSION

Dans ce chapitre dédié à la vérification des éléments métalliques et le noyau central, nous avons accompli le dimensionnement définitif des éléments porteurs de notre structure, en respectant les exigences et les recommandations règlementaires, notamment la nouvelle version du règlement parasismique Algérien RPA2024. Un calcul détaillé du ferrailage des voiles a été effectué et présenté dans ce chapitre. Ces analyses approfondies ainsi que les procédures de vérification mises en œuvre assurent la sécurité optimale de la structure dans son ensemble.

CHAPITRE VII :
ETUDE DES ASSEMBLAGES

VII.1. INTRODUCTION

En construction métallique, les assemblages sont aussi essentiels que le dimensionnement des éléments porteurs. Ils assurent la liaison entre les pièces, garantissant la transmission et la répartition des charges sans introduire de contraintes internes indésirables, On distingue principalement deux types d'assemblages :

Les assemblages articulés : ils assurent le transfert des forces directes telles que les efforts tranchants, mais ne transmettent pas les moments de flexion.

Les assemblages encastrés : assimilables à des encastremets parfaits, ils permettent le transfert des forces de manière à ce que les rotations aux points d'attache des deux pièces soient identiques.

Dans le présent chapitre, les types d'assemblage qui seront traités sont :

- Assemblage poutre-solive
- Assemblage poteau-poutre
- Assemblage poteau-poteau
- Assemblage pied de poteau
- Assemblage entre les éléments métalliques et le noyau en béton armé

VII.2. ASSEMBLAGE POUTRE-SOLIVE

L'assemblage entre la poutre principale et la solive (IPE 220) sera fait avec des cornières boulonnées articulées. En utilisant deux cornières pour connecter l'extrémité d'une solive de type IPE220 à l'âme d'une poutre de type IPE330, à l'aide de deux boulons disposés verticalement.

VII.2.1. Disposition des boulons

On a choisi des boulons ordinaires de classe 5.6 et de diamètre $d=14$ mm⁽¹⁾

Tableau VII.2-1 : « Caractéristique du boulon de l'assemblage poutre-solive »

Classe de boulon	Diamètre de boulon	Diamètre de trou	f_{yb}	f_{ub}	A_s
5.6	$d=14$ mm	$d_0=16$ mm	300 Mpa	500 MPa	115 mm ²

⁽¹⁾ Tableau 3.1 page 21 EC3 partie 1-8

Où :

f_{yb} : La limite d'élasticité

f_{ub} : La contrainte de rupture relative à chaque classe de boulons

- Les entraxes entre les boulons ⁽²⁾

$$\begin{cases} e_1 \geq 1.2d_0 & \rightarrow e_1 \geq 19.2 \text{ mm} & \rightarrow e_1 = 35 \text{ mm} \\ P_1 \geq 2.2d_0 & \rightarrow P_1 \geq 35.2 \text{ mm} & \rightarrow P_1 = 55 \text{ mm} \\ e_2 \geq 1.5d_0 & \rightarrow e_2 \geq 21 \text{ mm} & \rightarrow e_2 = 35 \text{ mm} \end{cases}$$

VII.2.2. Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement

Il faut vérifier que⁽³⁾ : $F_{v,rd} \geq F_{v,sd}$

Les données du calcul sont tirées à partir du logiciel ETABS :

- L'effort tranchant le plus sollicitant à l'assemblage est $V_{sd}=35.51 \text{ KN}$

On a choisi de disposer deux boulons par ligne

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n_b} = \frac{35.51}{4} = 8.88 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = \frac{0.6F_{ub}A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0.6 \times 500 \times 115}{1.25} \times 10^{-3}$$

$$F_{v,rd} = 27.60 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 8.88 \text{ KN} < F_{v,rd} = 27.60 \text{ KN}$$

Donc La résistance des boulons au cisaillement est vérifiée

VII.2.3. Résistance à la pression diamétrale

Il faut vérifier que⁽⁵⁾ : $F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$

$$\text{Avec : } F_{b,rd} = \frac{2.5\alpha F_u d t}{\gamma_{mb}}$$

$$\text{Et } \alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}, \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{F_{ub}}{F_u}, 1 \right\} \rightarrow \alpha = \min \{0.73, 0.89, 0.98, 1\} \rightarrow \alpha = 0.73$$

On a choisi une cornière de dimension 90x90x6

$$\text{A.N : } F_{b,rd} = \frac{2.5 \times 0.73 \times 510 \times 14 \times 6}{1.25} \times 10^{-3}$$

⁽²⁾ Tableau 65.1, page 106 DTR-CCM97

⁽³⁾ Tableau 65.3, page 113 DTR-CCM97

⁽⁵⁾ Titre 6.1, page 101 DTR-CCM97

$$F_{b,rd} = 62.55 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 8.88 \text{ KN} \leq F_{b,rd} = 62.55 \text{ KN}$$

Donc la résistance à la pression diamétrale est vérifiée

- On conclut que la solive IPE 220 est attaché à la poutre principale IPE 330 par une cornière CAE 90x90x6 des deux côtés d'épaisseur par des boulons ordinaires de classe 5.6 et de diamètre 14mm

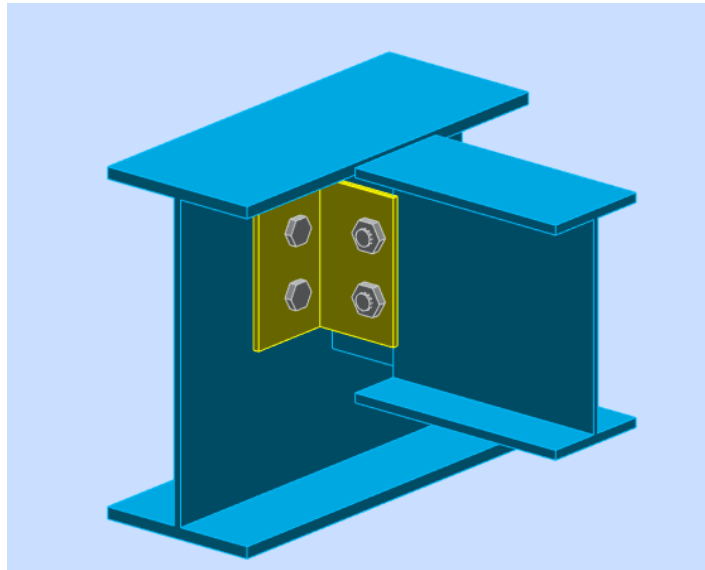


Figure VII.2-1 : « Vue de l'assemblage poutre-solive fait par Robot »

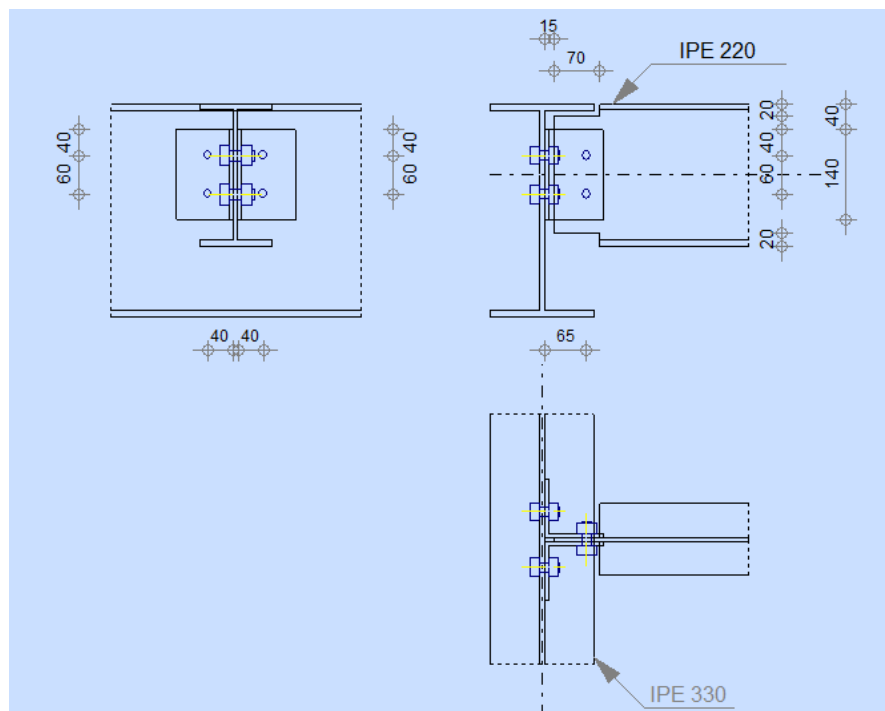


Figure VII.2-2: « Schéma de l'assemblage poutre-solive fait par Robot »

VII.3. ASSEMBLAGE POUTEAU-POUTRE

La poutre de type IPE330 est encastree à l'aide des boulons qui lient à la platine soudée et le poteau de type HEA400.

VII.3.1. Disposition des boulons

On a choisi des boulons ordinaires de classe 6.8 et de diamètre d=14 mm

Tableau VII.3-1: « Caractéristique du boulon de l'assemblage poteau-poutre »

Classe de boulon	Diamètre de boulon	Diamètre de trou	F _{yb}	F _{ub}	A _s
6.8	d=14 mm	d ₀ =16 mm	480 MPa	600 MPa	115 mm ²

• **Les entraxes entre boulons**

$$\begin{cases} e_1 \geq 1.2d_0 & \rightarrow e_1 \geq 21.6 \text{ mm} & \rightarrow e_1 = 90 \text{ mm} \\ P_1 \geq 2.2d_0 & \rightarrow P_1 \geq 39.6 \text{ mm} & \rightarrow P_1 = 70 \text{ mm} \\ e_2 \geq 1.5d_0 & \rightarrow e_2 \geq 27 \text{ mm} & \rightarrow e_2 = 90 \text{ mm} \end{cases}$$

VII.3.1. Résistance à la pression diamétrale

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

Avec : $F_{b,rd} = \frac{2.5\alpha F_u d t}{\gamma_{mb}}$

Et $\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}, \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{F_{ub}}{F_u}, 1 \right\} \rightarrow \alpha = \min \{1.88, 1.20, 1.18, 1\} \rightarrow \alpha = 1$

Les données du calcul sont tirées à partir du logiciel ETABS :

- L'assemblage est sollicité par :

L'effort tranchant $V_{sd}=103.85 \text{ KN}$

Le moment fléchissant $M_{sd}=92.01 \text{ KN}$

On a choisi de disposer deux boulons par ligne

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n_b} = \frac{103.85}{10} = 10.4 \text{ KN}$$

$$\text{A.N : } F_{b,rd} = \frac{2.5 \times 1 \times 510 \times 14 \times 10}{1.25} \times 10^{-3}$$

$$F_{b,rd} = 142.8 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 10.4 \text{ KN} \leq F_{b,rd} = 142.8 \text{ KN}$$

Donc la résistance à la pression diamétrale est vérifiée

VII.3.2. Vérification de la résistance de boulon au cisaillement et à la traction combinés

Il faut vérifier que⁽⁶⁾ :

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4F_{t,rd}} \leq 1$$

Avec :

$$F_{v,rd} = \frac{0.6F_{ub}A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0.6 \times 600 \times 115}{1.25} \times 10^{-3} = 33.12 \text{ KN}$$

$$F_{t,rd} = \frac{0.9F_{ub}A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0.9 \times 600 \times 115}{1.25} \times 10^{-3} = 49.68 \text{ KN}$$

D'après logiciel ETABS on a $F_{t,sd} = 13.67 \text{ KN}$

$$\frac{10.4}{33.12} + \frac{13.67}{1.4 \times 49.68} \leq 1$$

$$0.51 < 1$$

Donc la résistance de boulon au cisaillement et à la traction combinés est vérifiée

VII.3.3. Vérification de la résistance de l'âme de poteau dans la zone tendu

Il faut vérifier que⁽⁷⁾ :

$$f_t \leq f_{trd}$$

$$f_{trd} = f_y \times t_w \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}}$$

b_{eff} : entraxe des boulons = 90 mm

t_w : épaisseur d'âme de poteau = 11.5 mm

$$f_{trd} = 355 \times 11.5 \times \frac{90}{1.1} = 334.02 \text{ kN}$$

$$f_t = \frac{M_{sd}}{h - t_f}$$

$$f_t = \frac{92.0}{0.39 - 0.019} = 247.98 \text{ kN}$$

$$f_t = 247.98 \text{ kN} < f_{trd} = 334.02 \text{ kN}$$

Donc, la condition est vérifiée.

⁽⁶⁾ Formule 6.3, page 112 DTR-CCM97

⁽⁷⁾ Paragraphe 6.2.6.7 EC3- partie 8

VII.3.4. Vérification à la résistance de l'âme dans la zone cisillée

Il faut vérifier que⁽⁸⁾ : $V_{ed} \leq V_{rd}$

$$V_{rd} = \frac{0.9 \times f_{y,w} \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \dots \dots (9)$$

- $f_{y,w}$ = Résistance élastique de matériau de l'âme « $f_{y,w} = 355 \text{ MPa}$ »

- A_{vz} = Aire de cisaillement de poteau « $A_{vz} = 30.80 \text{ cm}^2$ »

$$V_{rd} = \frac{0.9 \times 355 \times 30.80 \times 10^{-4}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 516.50 \text{ KN}$$

D'après les résultats obtenus par ETABS on trouve que la valeur maximale de l'effort tranchant au niveau des poutres principales est $V = 103.85 \text{ KN}$

$$V_{ed} = 103.85 \text{ KN} \leq V_{rd} = 516.50 \text{ KN}$$

Donc, la condition est vérifiée

- On conclut que la poutre IPE330 est attaché au poteau HEA400 par une platine d'épaisseur 10 mm par des boulons ordinaires de classe 6.8 et de diamètre 14mm

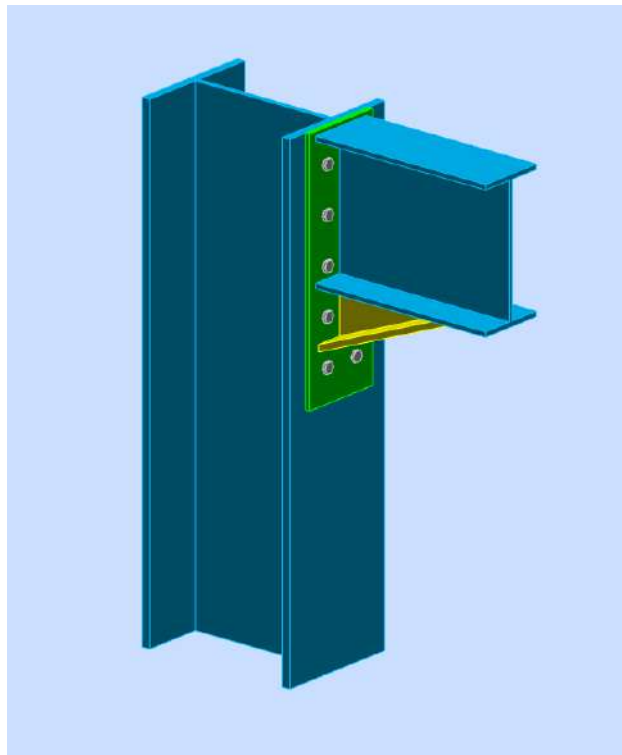


Figure VII.3-1: « Vue d'assemblage poteau-poutre fait par Robot »

⁽⁸⁾ Paragraphe 6.2.6.1 EC3- partie 8

⁽⁹⁾ Paragraphe 6.2.6.1 page 67 EC3 partie 1-8

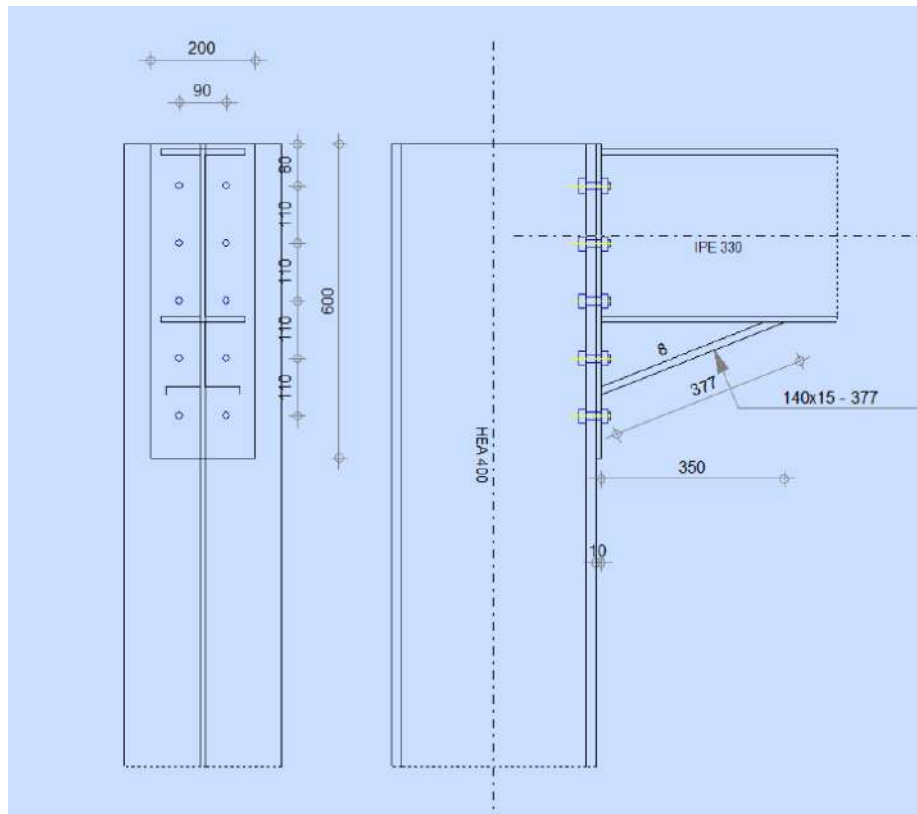


Figure VII.3-2: « Schéma d'assemblage poteau-poutre fait par Robot »

VII.4. ASSEMBLAGE POTEAU-POTEAU

Le poteau de type HEA400 est assemblé avec un autre poteau de même type à l'aide des éclisses d'âme (plat métallique reliant deux éléments pour les assembler bout à bout ou renforcer leur assemblage) et des platines boulonnées dans chaque extrémité de poteau.

VII.4.1. Disposition des boulons

On a choisi des boulons de classe 8.8 et de diamètre $d=22$ mm

Tableau VII.4-1: « Caractéristique du boulon de l'assemblage poteau-poteau »

Classe de boulon	Diamètre de boulon	Diamètre de trou	F_{yb}	F_{ub}	A_s
8.8	$d=22\text{mm}$	$d_0=24\text{mm}$	640 MPa	800 MPa	303 mm^2

- Les entraxes entre boulons

$$\begin{cases} e_1 \geq 1.2d_0 & \rightarrow e_1 \geq 31.2 \text{ mm} & \rightarrow e_1 = 75 \text{ mm} \\ P_1 \geq 2.2d_0 & \rightarrow P_1 \geq 57.2 \text{ mm} & \rightarrow P_1 = 75 \text{ mm} \\ e_2 \geq 1.5d_0 & \rightarrow e_2 \geq 39 \text{ mm} & \rightarrow e_2 = 65 \text{ mm} \\ P_2 \geq 3d_0 & \rightarrow P_2 \geq 78 \text{ mm} & \rightarrow P_2 = 80 \text{ mm} \end{cases}$$

VII.4.2. Résistance à la pression diamétrale

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

Avec : $F_{b,rd} = 2.5 \alpha f_u d \frac{t}{\gamma_{mb}}$

- Les dimensions de l'éclisse d'âme :

-Longueur : 500 mm

-Hauteur : 300 mm

-Epaisseur : 15 mm

- Les dimensions de platine :

-Longueur : 500 mm

-Hauteur : 300 mm

-Epaisseur : 15 mm

Les données du calcul sont tirées à partir du logiciel ETABS :

L'assemblage est sollicité par :

L'effort normal $N_{sd} = -2153.34$ KN

L'effort tranchant $V_{sd} = 11.17$ KN

Le moment fléchissant $M_{sd} = 17.41$ KN

Et $\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}, \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{F_{ub}}{F_u}, 1 \right\} \rightarrow \alpha = \min \{0.51, 0.71, 1.96, 1\} \rightarrow \alpha = 0.51$

$$F_{b,rd} = 2.5 \times 0.51 \times 510 \times 22 \times \frac{15}{1.25}$$

$$F_{b,rd} = 176.67 \text{ KN}$$

On a choisi de disposer deux boulons par ligne

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n_b} = \frac{11.41}{12} = 0.95 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 0.95 \text{ KN} \leq F_{b,rd} = 176.67 \text{ KN}$$

Donc la résistance à la pression diamétrale est vérifiée

VII.4.2.1. Vérification de la contrainte de traction dans la semelle

$$A_{\text{brut}} = b \times t_f = 300 \times 19 = 5700 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{net}} = (b - 6d_0) \times t_f = (300 - 4 \times 26) \times 19 = 3724 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = \frac{N_t}{A_{\text{net}}}$$

$$N_t = N_m + N_n$$

- N_m la valeur de l'effort normal dans la semelle due au moment fléchissant

$$N_m = \frac{M_{sd}}{b - t_f} = \frac{17.41}{0.3 - 0.019} = 61.96 \text{ KN}$$

- N_n la valeur de l'effort normal dans la semelle due à l'effort normal

$$N_n = N_{sd} \frac{b \times t_f}{A} = 2153.34 \times \frac{0.3 \times 0.019}{159 \times 10^{-4}} = 771.95 \text{ KN}$$

$$N_t = 61.96 + 771.95 = 833.91 \text{ KN}$$

$$\sigma = \frac{833910}{3724} = 223.93 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte de traction dans la semelle est vérifiée

VII.4.3. Résistance de l'assemblage sous l'effort de glissement

Il faut vérifier que⁽⁷⁾ : $F_{v,rd} \leq F_{s,rd}$

La catégorie d'assemblage est la catégorie B donc :

$$F_{s,rd} = \frac{K_s \times \mu \times n \times f_p}{\gamma_{mb}}$$

$$f_p = 0.7 \times A_s \times F_{ub} = 0.7 \times 303 \times 800 \times 10^{-3} = 169.68 \text{ KN}$$

$$F_{s,rd} = \frac{1 \times 0.4 \times 1 \times 169.68}{1.25} = 54.30 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = 0.95 \text{ KN} < F_{s,rd} = 59.30 \text{ KN}$$

Donc la résistance au glissement par boulon est vérifiée

⁽⁷⁾ Titre 6.5.6.1, page 115 DTR-CCM97

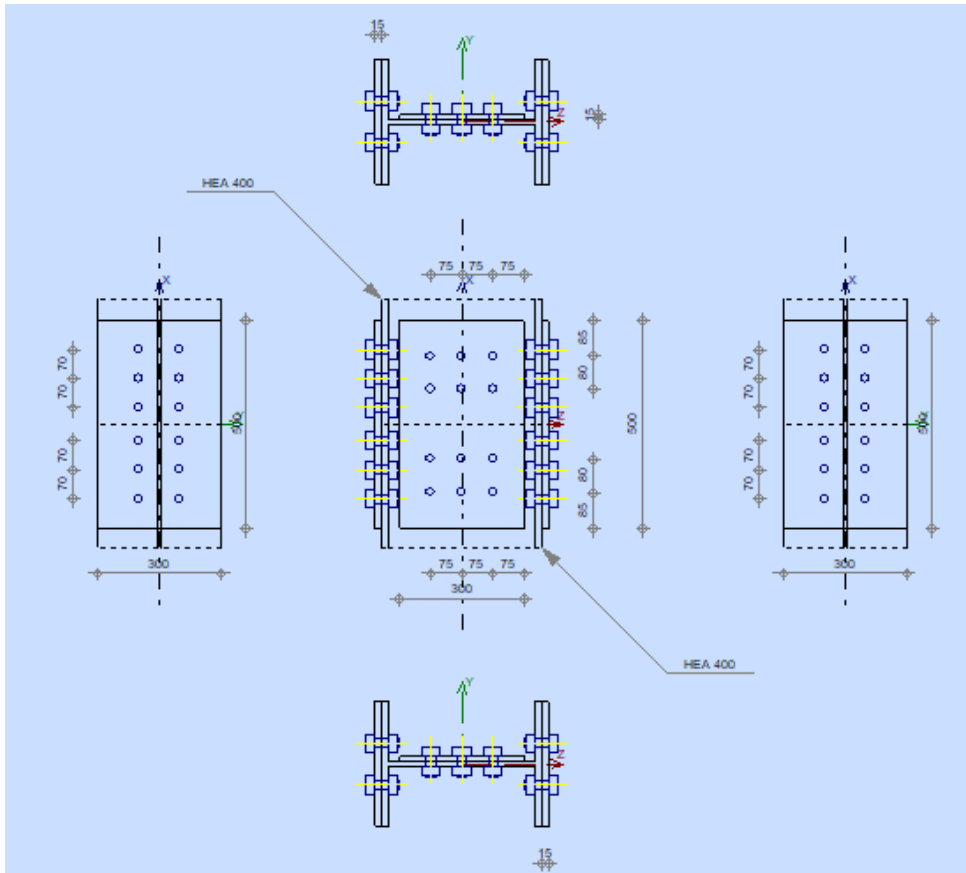


Figure VII.4-1: « Schéma d'assemblage poteau-poteau fait par Robot »

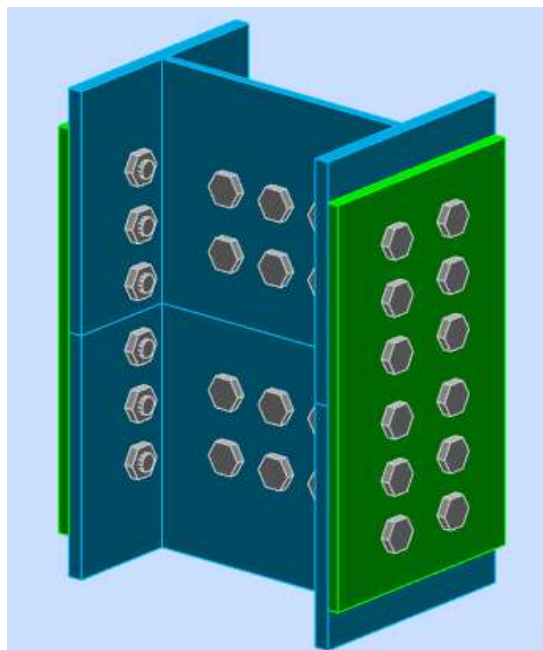


Figure VII.4-2: « Vue d'assemblage poteau-poteau fait par Robot »

VII.5. ASSEMBLAGE ENTRE LES ELEMENTS METALLIQUES ET LE NOYAU EN BETON ARME

Notre structure combine des éléments en béton armé, notamment un noyau central, et des éléments métalliques tels que les poutres principales et les solives. À cet effet, les poutres principales de type IPE 330 seront assemblés par encastrement aux poteaux en béton armé, situés aux angles du noyau central et ayant des dimensions de 55 × 55 cm.

VII.5.1. Les tiges d'ancrage**VII.5.1.1. Choix de tige**

Tableau VII.5-1: « Caractéristique de la tige d'ancrage d'assemblage poteau en BA -Poutre IPE330 »

Type de tige	Nombre des tiges	Classe de tige	Diamètre de tige	F _{yb}	F _{ub}	A _s
Rectiligne	4	6.8	d=16 mm	400 MPa	500 MPa	157 mm ²

VII.5.1.2. Les dimensions de la platine et la plaque d'ancrage

Tableau VII.5-2: « les dimensions du platine et la plaque d'ancrage d'assemblage poteau en BA - Poutre IPE330 »

	Epaisseur (mm)	Longueur (mm)	Largeur (mm)
La platine	25	600	300
La plaque d'ancrage	10	100	100

VII.5.1.3. La poutre en béton armé

Tableau VII.5-3: « les dimensions du poteau en BA pour l'assemblage de la poutre IPE330 »

Hauteur (mm)	Longueur (mm)	Largeur (mm)
550	1200	1200

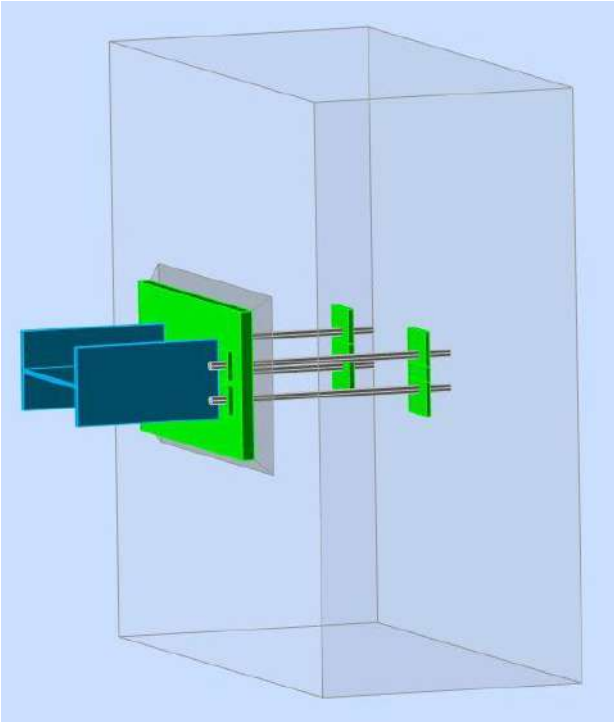


Figure VII.5-1:« Vue d’assemblage poutre IPE 330 avec noyau central fait par Robot »

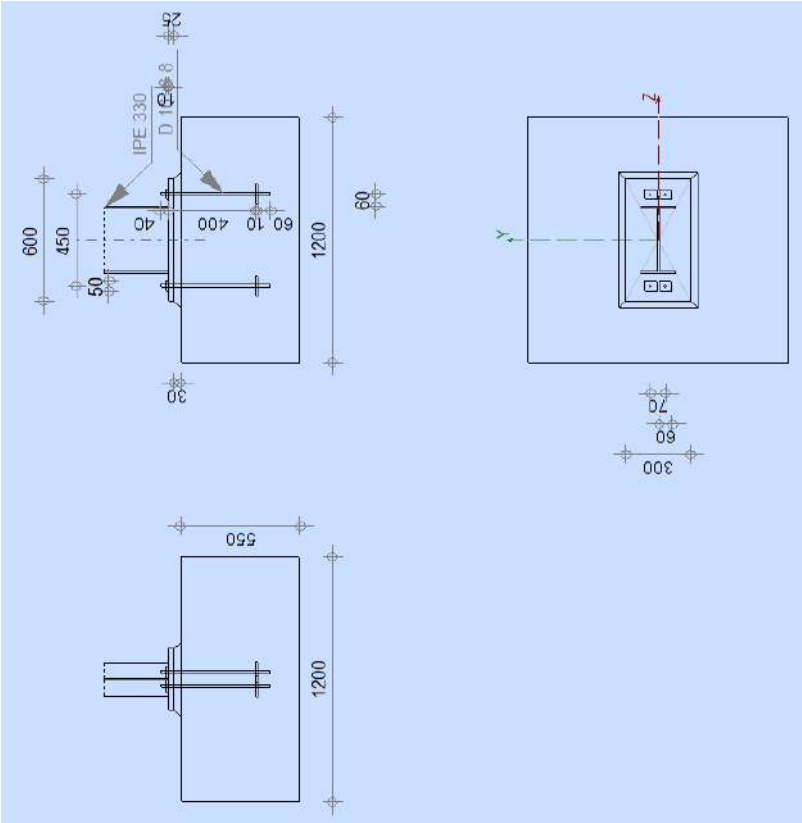


Figure VII.5-2: « Schéma d’assemblage de noyau central fait par Robot »

VII.6. ASSEMBLAGE PIED DE POTEAU

Ce type d'assemblage vise à déterminer les dimensions et les renforcements nécessaires pour assurer la stabilité et la résistance du poteau au niveau de sa base et empêcher le soulèvement de l'assemblage. Dans notre cas d'étude le poteau de type HEA400 est encastré à la base.

VII.6.1. La plaque d'assise

VII.6.1.1. Dimensionnement de la plaque d'assise

Les données du calcul sont tirées à partir du logiciel ETABS :

- L'assemblage est sollicité par :

L'effort normal $N_{sd} = -2395.92$ KN

L'effort tranchant $V_{sd} = 5.7$ KN

Le moment fléchissant $M_{sd} = 4.64$ KN

- Les dimensions de la plaque seront déterminées selon les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b_p \geq (b + 2c) \\ h_p \geq (h + 2c) \end{cases}; \text{ Avec : } c = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - AD}}{2A}; A=2; D = \left(\frac{bt_f}{2}\right) - \left(\frac{N_{sd}}{2f_j}\right)$$

Et $B = (b + t_f) = (300 + 19) = 319$ mm

$$f_j = \frac{\frac{2}{3}\alpha f_{ck}}{\gamma_s} = \frac{\frac{2}{3} \times 1.5 \times 30}{1.5} = 20 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \alpha = \sqrt{\frac{A_c}{A_p}} = 1.5$$

$$D = \frac{300 \times 19}{2} - \frac{2395.92 \times 10^3}{2 \times 20} = -57048 \text{ mm}^2$$

Donc : $c = 36.40$ mm ; On prend $c = 40$ mm

Donc :

$$\begin{cases} b_p \geq (300 + 2 \times 40) \\ h_p \geq (390 + 2 \times 40) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} b_p \geq 380 \text{ mm} \\ h_p \geq 470 \text{ mm} \end{cases}$$

On prend $b_p = 600$ mm et $h_p = 700$ mm

- Calcul de l'épaisseur minimale de la plaque d'assise donné par :

$$t_p \geq \frac{c}{\left(\frac{f_y}{3f_j\gamma_{m0}}\right)^{0.5}} \rightarrow t_p \geq \frac{40}{\left(\frac{355}{3 \times 20 \times 1.1}\right)^{0.5}} \rightarrow t_p \geq 17.25 \text{ mm}$$

On prend $t_p = 20$ mm

VII.6.2. Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise

Il faut vérifier que⁽⁸⁾: $V_{sd} \leq F_{v,rd}$

$$F_{v,rd} = C_{f,d} N_{sd}$$

$C_{f,d}$ le coefficient de frottement entre la plaque d'assise et la couche de scellement, on a utilisé un mortier de calage donc $C_{f,d}=0.2$

Alors : $F_{v,rd} = 0.2 \times 2395.92 = 479.19 \text{ KN}$

$$V_{sd} = 5.7 \text{ KN} \leq F_{v,rd} = 479.19 \text{ KN}$$

Donc la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise est vérifiée

VII.6.3. La tige d'ancrage

VII.6.3.1. Choix de tige

Tableau VII.6-1: « Caractéristique de la tige d'ancrage d'assemblage pied de poteau »

Type de tige	Nombre des tiges	Classe de tige	Diamètre de tige	F_{yb}	F_{ub}	A_s
Recourbé	4	5.6	d=14 mm	300 MPa	500 MPa	115mm ²

VII.6.3.2. Vérification de la résistance des tiges d'ancrage au cisaillement

Il faut vérifier que :

$$V_{sd} \leq f_{v,rd}$$

Avec :

$$f_{v,rd} = f_{f,rd} + n_b f_{b,rd}$$

$f_{f,rd}$ c'est la résistance de calcul par frottement en présence d'un effort axial de compression donné par :

$$f_{f,rd} = 0.2 N_{sd} \rightarrow f_{f,rd} = 0.2 \times 2395.92 \rightarrow f_{f,rd} = 479.19 \text{ KN}$$

$f_{b,rd}$ c'est la résistance de calcul d'une tige d'ancrage donné par :

$$f_{b,rd} = \frac{\alpha_{cb} f_{yb} A_s}{\gamma_{m2}}$$

$$\alpha_{cb} = 0.44 - 0.0003 f_{yb} \rightarrow \alpha_{cb} = 0.44 - 0.0003 \times 300 \rightarrow \alpha_{cb} = 0.35$$

$$f_{b,rd} = \frac{0.35 \times 300 \times 115}{1.25} = 9.66 \text{ KN}$$

⁽⁸⁾ Livre calcul des éléments de construction métallique selon l'EC3-DAHMANI Lahlou

CHAPITRE VII : ETUDE DES ASSEMBLAGES

$$f_{v,rd} = 479.19 + 6 \times 9.66$$

$$f_{v,rd} = 537.15 \text{ KN}$$

Alors

$$V_{sd} = 5.7 \text{ KN} \leq f_{v,rd} = 527.15 \text{ KN}$$

Donc la résistance des tiges d'ancrage au cisaillement est vérifiée

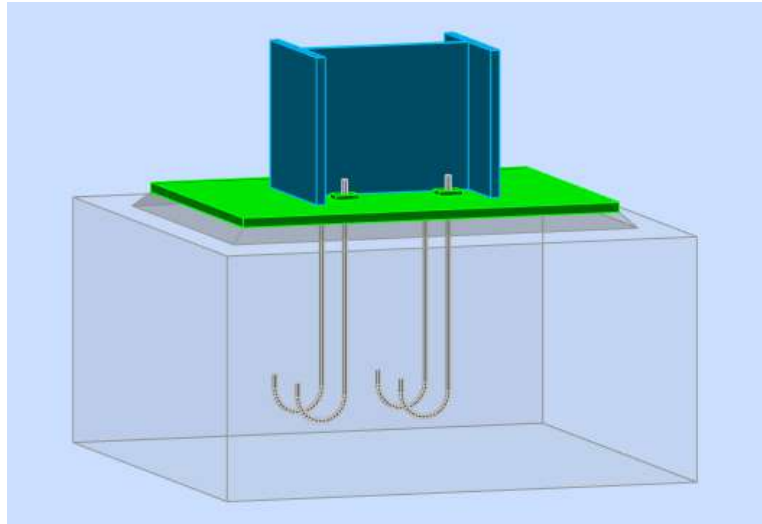


Figure VII.6-1 : « Vue d'assemblage pied de poteau fait par Robot »

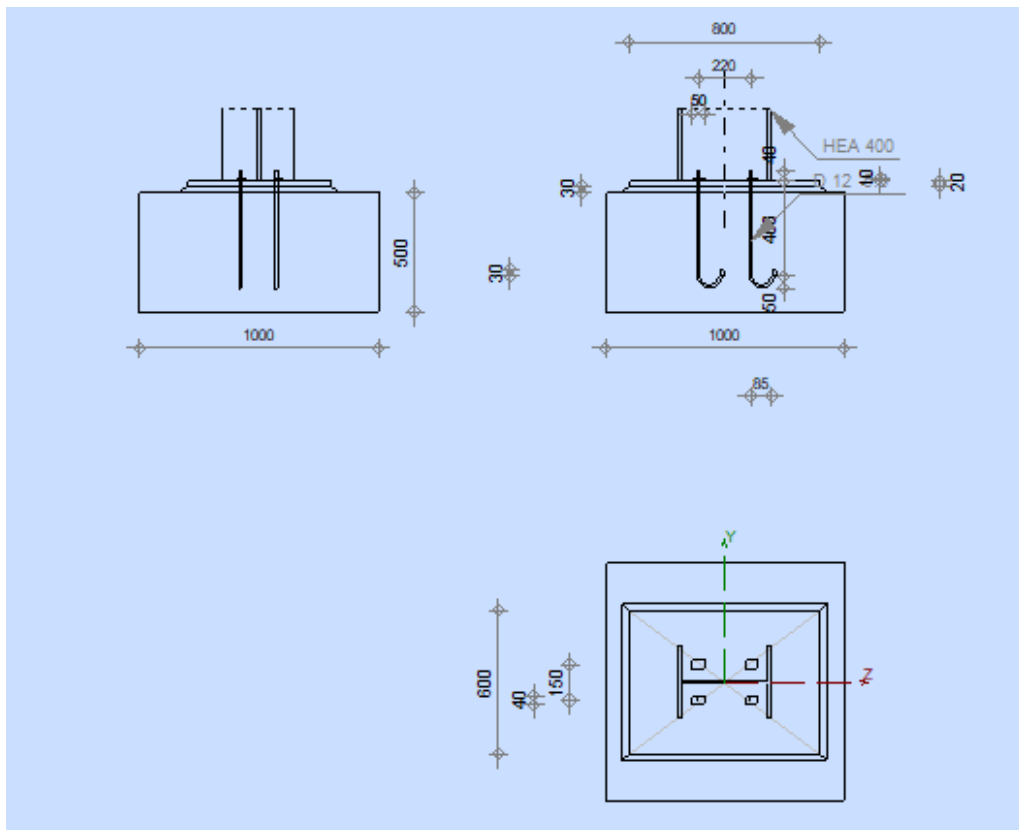


Figure VII.6-2: « Schéma d'assemblage pied de poteau fait par Robot »

VII.7. CONCLUSION

Ce chapitre a traité des assemblages structurels types, conformément au règlement C.C.M.97 et à l'Eurocode 3, en abordant la vérification des différents composants d'un assemblage, tels que les boulons, les platines, et les tiges d'ancrage.

CHAPITRE VIII :
ETUDE DE L'INSRASTRUCTURE

VIII.1. INTRODUCTION

Quel que soit son type ou sa destination, tout ouvrage repose nécessairement sur un sol d'assise. Les éléments assurant la liaison entre la superstructure et le sol sont appelés fondations, leur rôle est de supporter l'ensemble de la construction et de transmettre ses différentes charges au sol. En fonction de la nature du sol et de l'importance des charges à reprendre, on distingue deux grandes catégories de fondations :

- **Fondations superficielles** : utilisées lorsque le sol de bonne qualité se trouve à faible profondeur, en général cette profondeur $D \leq 1.5 B$.
- **Fondations profondes** : mises en œuvre lorsque le sol porteur est situé à une grande profondeur ou lorsque les charges sont particulièrement élevées.

Ce chapitre présente les principes fondamentaux du calcul des fondations, en tenant compte des caractéristiques mécaniques du sol, des charges de la superstructure et des exigences réglementaires en vigueur (DTR, BAEL).

VIII.2. CHOIX DE TYPE DE LA FONDATION

VIII.2.1. Semelle isolée

C'est une fondation superficielle placée sous un poteau ou un point porteur unique, permettant de répartir les charges verticales sur une surface suffisante du sol afin d'assurer la stabilité de la structure.

Il faut vérifier que :
$$\sigma_{ser} \leq \overline{\sigma_{sol}} \rightarrow \frac{N_{ser}}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Avec : N_{ser} l'effort normal de de poteau le plus sollicité appliqué sur la fondation, obtenu par le modèle de calcul fait dans notre cas d'étude par ETABS à l'ELS $N_{ser}=4359.40$ KN

$\overline{\sigma_{sol}}$ La contrainte admissible de sol donné par le rapport géotechnique $\overline{\sigma_{sol}} = 1.6$ bar

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \rightarrow S = \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}} \rightarrow S = \frac{4359.40}{200} \rightarrow S = 21.80 \text{ m}^2$$

Sous la combinaison de charge ELS, on adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire que

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \text{ donc : } B = \sqrt{27.25} = 4.66 \text{ m}$$

Pour vérifier l'interférence entre deux semelles, il faut que : $L_{min} > 1.5B$

Tel que L_{min} est l'entraxe minimum entre deux poteaux 3.25 m

$$L_{min} = 3.25 \text{ m} > 1.5 \times 5.22 \rightarrow L_{min} = 3.25 \text{ m} < 1.5 \times 7 \text{ m}$$

CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Il y'a un chevauchement des semelles alors on passe à des semelles filantes.

VIII.2.2. Semelle filante

C'est une fondation superficielle continue placée sous un mur porteur ou une rangée de poteaux rapprochés. Elle permet de répartir les charges linéaires de la structure sur une plus grande surface du sol, assurant ainsi une bonne stabilité et limitant les tassements.

Il faut vérifier que :

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}}$$

Avec :

N c'est la somme des charges axiales de chaque poteau dans la file considérée.

S est la surface de la semelle filante, calculée en multipliant la largeur B par la longueur L de file considérée.

B est la largeur de la semelle, doit être choisie de manière à ce que la contrainte admissible du sol soit respectée : $B \geq \frac{N}{L \cdot \overline{\sigma_{\text{sol}}}}$

La condition suivante doit être vérifiée :

$$\frac{S_{\text{semelle filantes}}}{S_{\text{batiment}}} \leq 50\%$$

- Suite à modélisation simplifiée de la structure avec ETABS des files de semelles filantes, on a constaté que la surface cumulée de ces semelles dépasse 50 % de la surface totale d'emprise du bâtiment, donc on va opter pour un radier général

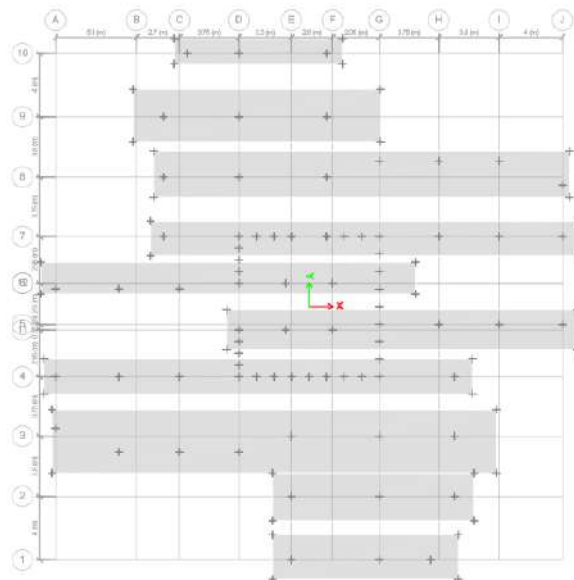


Figure VIII.2-1:« Une présentation rapprochée d'une rangée de semelles filantes par ETABS »

VIII.3. RADIER

VIII.3.1. Calcul de la surface minimale du radier

Pour déterminer la surface du radier il faut :

$$\sigma_{\max} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$\text{Donc : } \frac{N}{S_{\text{radier}}} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}} \rightarrow S_{\text{radier}} \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{\text{sol}}}}$$

N : c'est l'effort normal exercé sur le radier et c'est la somme des efforts normaux de la superstructure $N_{\text{ser}}=72631.24 \text{ KN}$

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{72631.24}{200} \rightarrow S_{\text{radier}} \geq 363.16 \text{ m}^2$$

Vérification de rapport de surface :

La surface de notre structure est : 580.56 m^2

$$\frac{S_{\text{radier}}}{S_{\text{bat}}} = \frac{363.16}{580.56} \times 100 = 62.55 \% > 50 \%$$

Donc la surface totale de radier est : 580.56 m^2

VIII.3.2. Prédimensionnement de radier

VIII.3.2.1. La dalle

1. L'épaisseur de la dalle doit satisfaire à la condition forfaitaire :

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec : L_{\max} : c'est l'entraxe maximal entre deux poteaux

$$L_{\max} = 5.55 \text{ m} \rightarrow h_1 \geq \frac{5.55}{20} \rightarrow h_1 \geq 0.2775 \text{ m}$$

On prend l'épaisseur de la dalle $h_1=40 \text{ cm}$

VIII.3.2.2. Les nervures

1. La hauteur des nervures

- Condition à la flèche

$$h_{N1} \geq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow h_{N1} \geq \frac{5.50}{10} \rightarrow h_{N1} \geq 0.55 \text{ m}$$

On prend l'épaisseur des nervures $h_{N1}=60 \text{ cm}$

CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

- Condition de rigidité

Pour qu'un radier soit rigide, il faut que : $L \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Avec :

L_e : longueur élastique donnée par : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$

K : coefficient de raideur de sol, dans notre cas un sol moyen donc 4 Kg/cm^3

E : module d'Young du béton ($E=1,08 \cdot 10^4 \text{ MPa}$)

I : Moment d'inertie du radier

b : largeur du panneau le plus sollicité.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} = \sqrt[3]{\frac{3 \times (40)}{(1,08 \times 10^4)} \left(\frac{2 \times 5,55}{\pi}\right)^4} = 1,20 \text{ m}$$

On prend $h_{N2}=1,2 \text{ m}$

Donc $h_N = \max(1,20 \text{ m}; 60 \text{ m}) \rightarrow h_N = 1,20 \text{ m}$

2. Largeur des nervures

Condition de coffrage : $b \geq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow b \geq 0,55 \text{ m}$

Donc $b=60 \text{ cm}$ dans les deux directions $x-x'$ et $y-y'$

La dalle	Les nervures	
$e=40 \text{ cm}$	$h=120 \text{ cm}$	$b=60 \text{ cm}$

VIII.3.3. Vérification des contraintes dans le sol

La vérification des contraintes sera à l'état limite ultime ELU, l'état limite de service et l'état

limite accidentel sous les combinaisons : $\begin{cases} G + \Psi Q \pm 1,4E_1 \\ G + \Psi Q \pm 1,4E_2 \end{cases}$ (1) avec $\Psi=0,3$

Il faut que :

A ELU : $\sigma_{\max} \leq 1,5 \times 1,33 \sigma_{\text{adm}} \rightarrow \sigma_{\max} \leq 1,5 \times 1,33 \times 200 \rightarrow \sigma_{\max} \leq 400 \text{ KPa}$

(1) Formule 5.7 page 90 RPA2024

CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

A ELS: $\sigma_{\max} \leq 1.33\sigma_{\text{adm}} \rightarrow \sigma_{\max} \leq 266 \text{ KPa}$

A ELA : $\sigma_{\max} \leq 1.5 \times 1.33\sigma_{\text{adm}} \rightarrow \sigma_{\max} \leq 400 \text{ KPa}$

Et pour toutes les combinaisons : $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{\text{adm}} \rightarrow \sigma_{\text{moy}} \leq 200 \text{ KPa}$

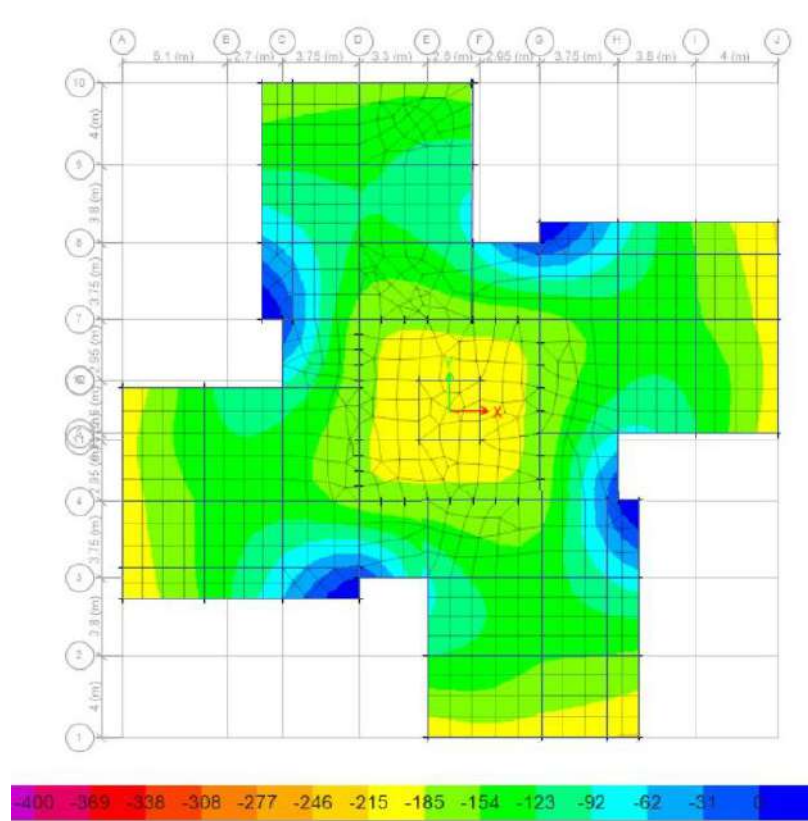


Figure VIII.3-1 :« Distribution des contraintes à l'ELU donné par ETABS »

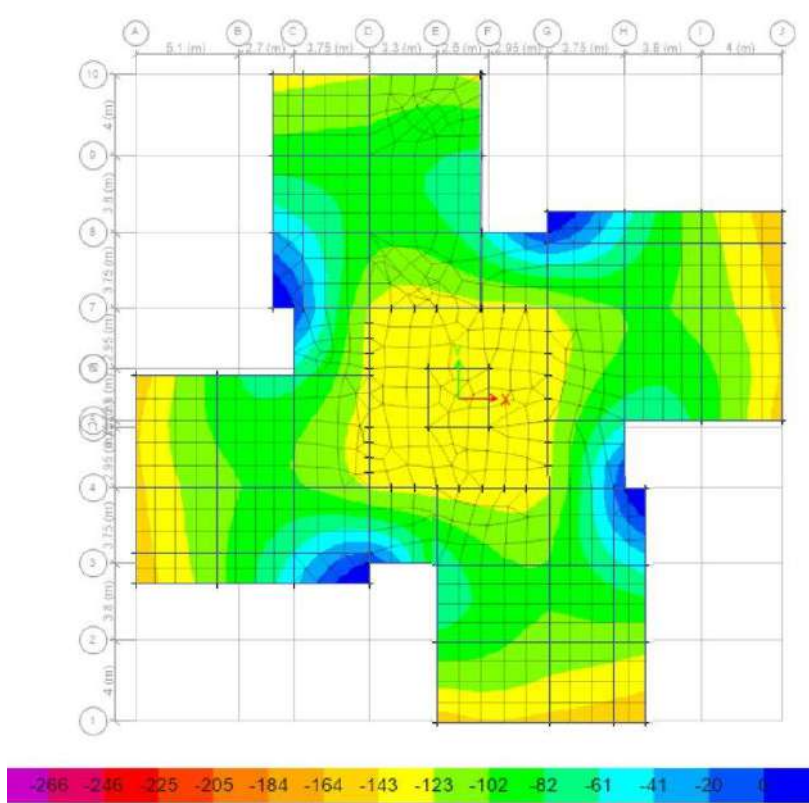


Figure VIII.3-2:« Distribution des contraintes à l'ELS donné par ETABS »

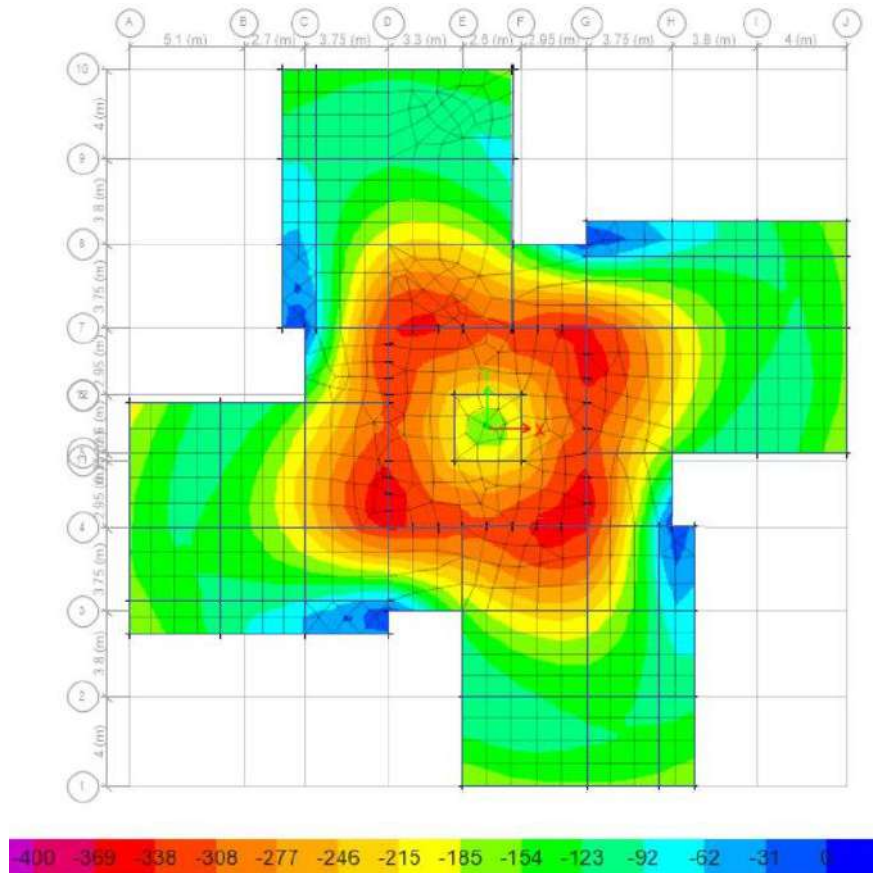


Figure VIII.3-3:« Distribution des contraintes à l'ELA donné par ETABS »

CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VIII.3-1:« Tableau récapitulatif de vérification des contraintes »

Combinaison	σ_{\min} (KPa)	σ_{\max} (KPa)	σ_{moy} (KPa)	Vérification
ELU	24.35	193.66 < 400	151.33 < 200	Vérifié
ELS	12.04	142.65 < 266	110 < 200	Vérifié
ELA	24.76	352.82 < 400	270.63 < 200	Vérifié

⇒ Toutes les contraintes sont vérifiées

VIII.3.4. Vérification au non poinçonnement de radier

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_c = 2(a + h) + 2(b + h)$$

P_u C'est la charge à l'ELU donné par ETABS

a,b sont les dimensions du poteau

h c'est la hauteur du radier

Poteau HEA400	
P_u	2395.92 KN
Les dimensions	a=0.39 m ; b=0.3 m
H	1.6 m
U_c	7.78 m
$0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	11670 KN
2395.92 KN < 11670 KN ,donc la condition est vérifiée	

VIII.3.5. Justification vis-à-vis des sollicitations tangentes

Il faut vérifier que⁽²⁾ : $\tau_u < 0.05f_{c28}$

⁽²⁾ Paragraphe A.5.2.2 BAEL

$$\tau_u < 0.05 \times 25 = 1.25 \text{ MPa}$$

D'après les résultats du modèle numérique $\tau_{u\max} = 0.85 \text{ MPa}$

$$\tau_{u\max} = 0.85 < 1.25 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte de cisaillement maximal à l'ELU est vérifiée

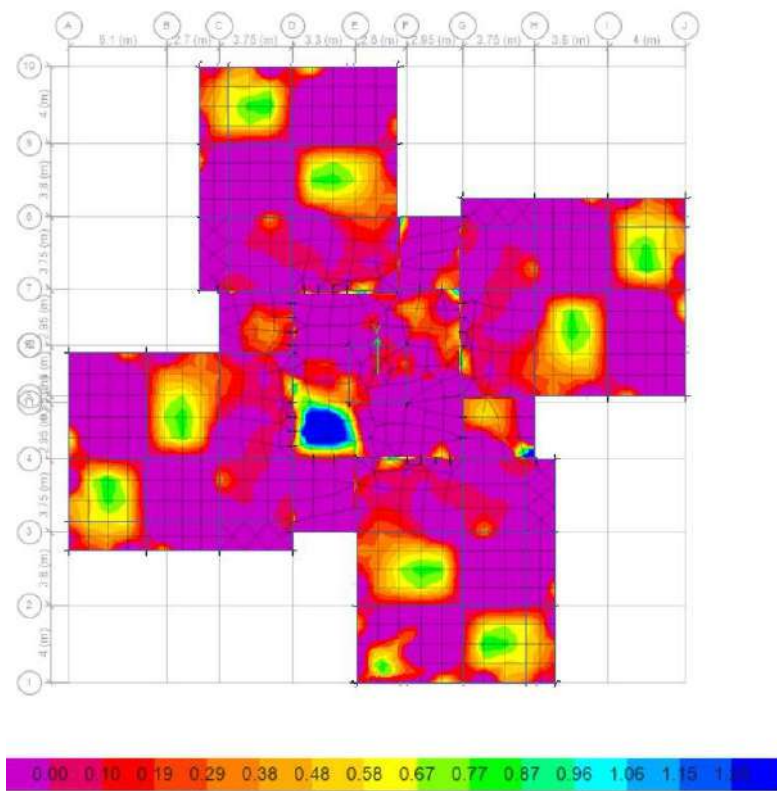


Figure VIII.3-4:« Distribution des contraintes de cisaillement donné par ETABS »

VIII.3.6. Calcul du ferrailage

VIII.3.6.1. Les moments

A partir de ETABS, on trouve :

Tableau VIII.3-2:« Tableau récapitulatif des moments dans la dalle de radier »

Combinaison	ELU		ELS		ELA	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M_{xx} (KN.m)	-623.69	301.03	301.03	301.03	-2230.10	540.06
M_{yy} (KN.m)	-483.07	294.97	-335.3	202.6	-2178.91	984.79

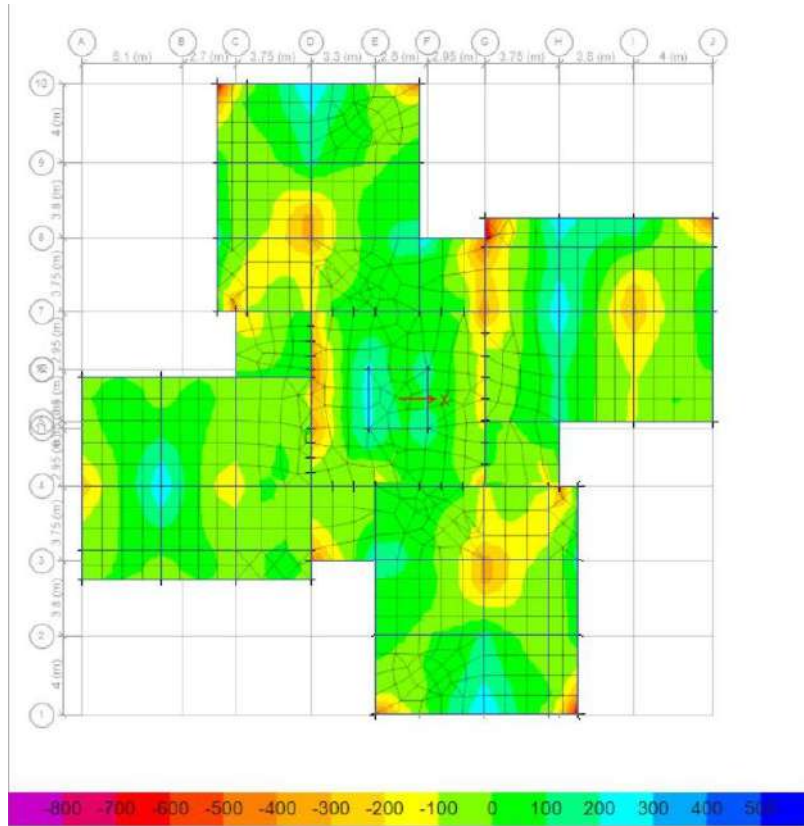


Figure VIII.3-5:« Cartographie des moments suivant l'axe x-x à l'ELU »

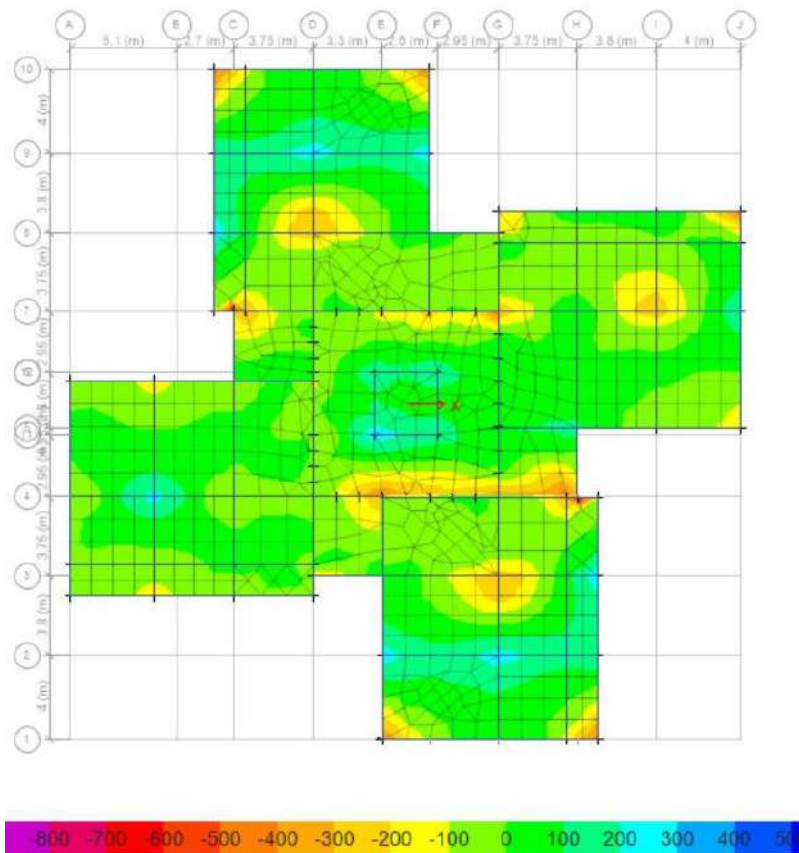


Figure VIII.3-6:« Cartographie des moments suivant l'axe y-y à l'ELU »

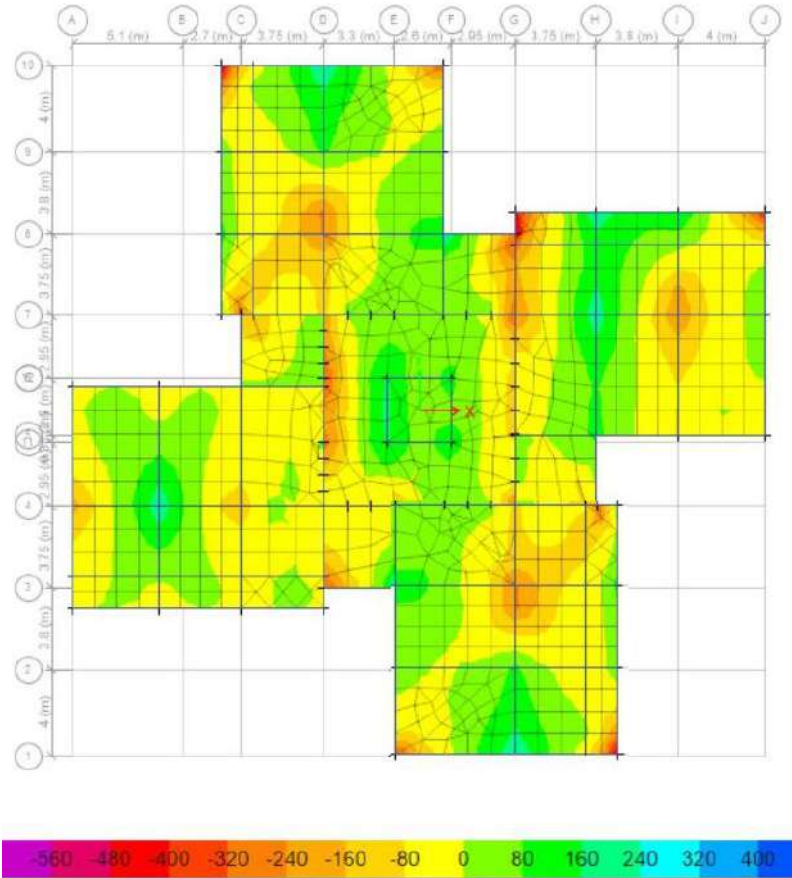


Figure VIII.3-7:« Cartographie des moments suivant l'axe x-x à l'ELS »

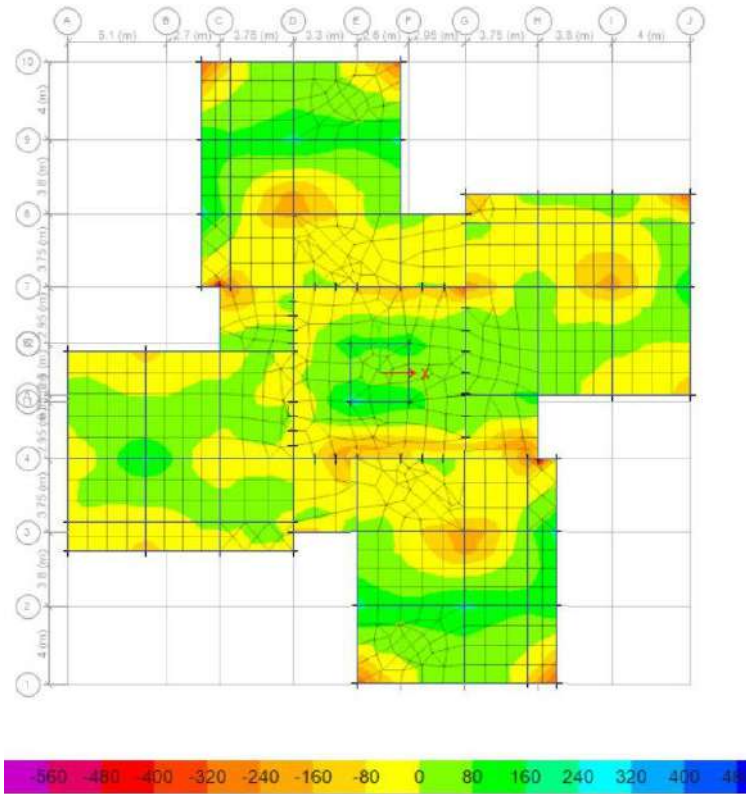


Figure VIII.3-8:« Cartographie des moments suivant l'axe y-y à l'ELS »

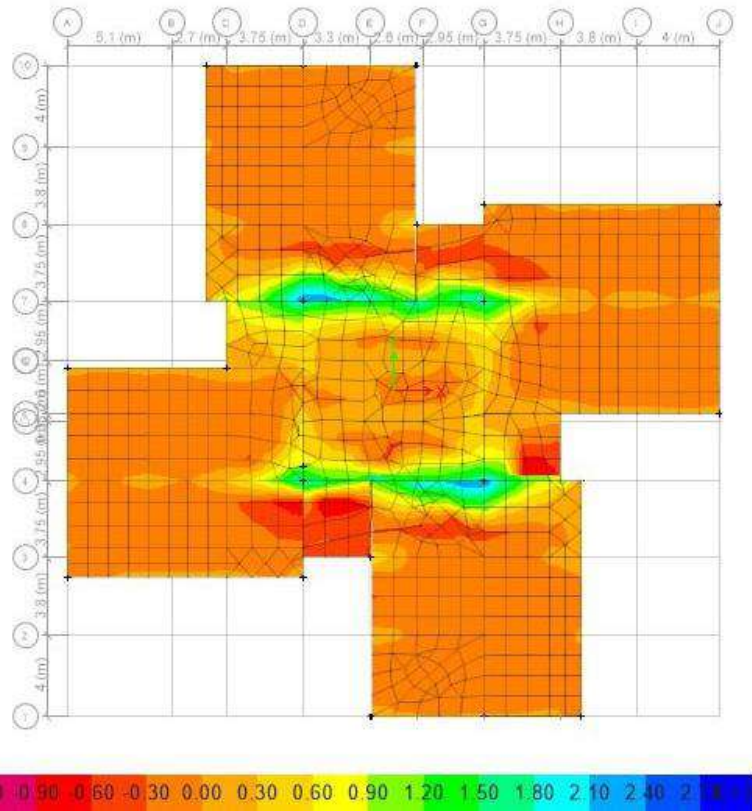


Figure VIII.3-9:« Cartographie des moments suivant l'axe x-x à l'ELA »

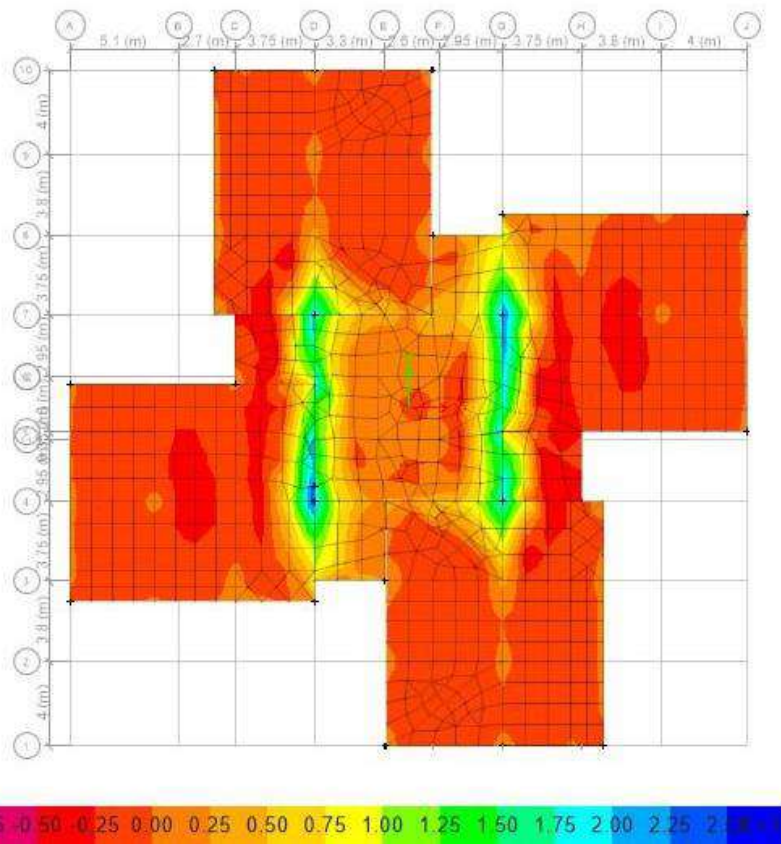


Figure VIII.3-10:« Cartographie des moments suivant l'axe y-y à l'ELA »

CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.3.6.2. Calcul de Section d'Armature

En utilisant Robot expert, on trouve :

Tableau VIII.3-3:« Tableau de ferrailage de la dalle de radier »

Section	Armature inf cm ²	Armature sup cm ²	Choix des armatures
Appuis	0	101.7	24HA25
Travée	38.0	0	14HA20

On va prendre le même ferrailage pour les deux sens x-x' et y-y'

VIII.3.7. Calcul de ferrailage des nervures

VIII.3.7.1. Les moments

A partir de ETABS, on trouve :

Tableau VIII.3-4:« Tableau récapitulatif des moments dans les nervures »

Combinaison	ELU		ELS		ELA	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M (KN.m)	945.15	748.02	1049.98	847.92	1204.62	672.99

VIII.3.7.2. Calcul de section d'armatures

En utilisant Robot expert, on trouve :

Tableau VIII.3-5:« Tableau récapitulatif de ferrailage des nervures »

Section	Armature inf cm ²	Armature sup cm ²	Choix des armatures
Appuis	0	43.3	9HA25 renforce
Travée	31.6	0	9HA25 renforce

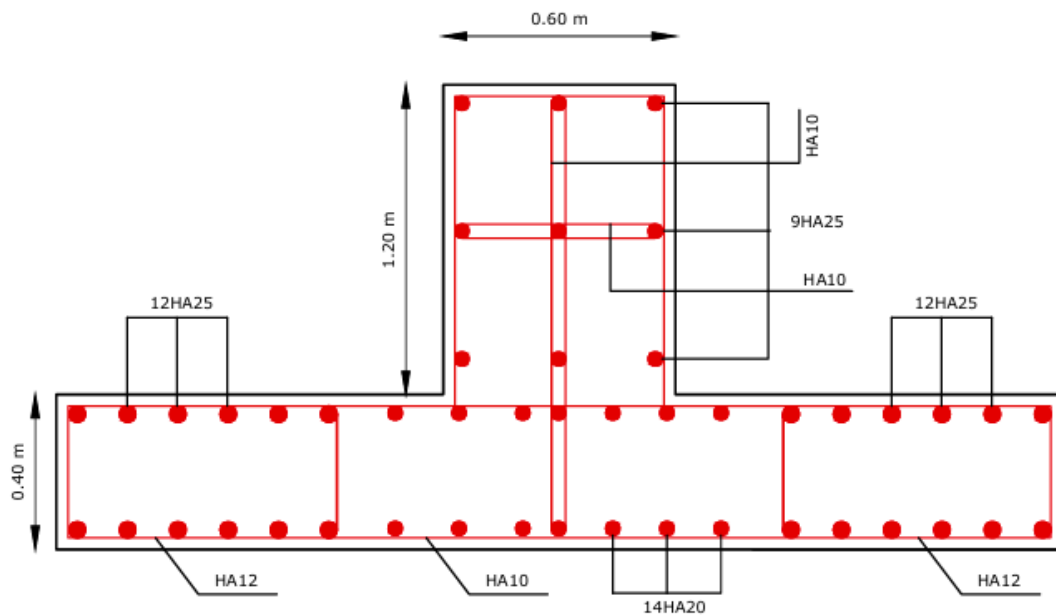


Figure VIII.3-11:« Croquis de ferrailage du radier nervurés »

VIII.4. CONCLUSION

En conclusion, le système de fondation en radier nervurée s'avère le plus adéquat pour notre structure, cela assure une base solide et stable pour le bâtiment, en garantissant une répartition adaptée et une capacité portante suffisante pour supporter l'ensemble de l'ouvrage.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études, nous a permis de concevoir et d'analyser un bâtiment à usage d'habitation de type R+9, réalisé en charpente métallique, avec un noyau central en béton armé qui joue le rôle principal dans le contreventement de la structure.

La conception de l'ouvrage a été faite en se basant sur les données géotechniques du site, en utilisant les différents logiciels de modélisation numérique et de calcul de ferrailage, conformément aux normes de construction réglementaires en vigueur (RPA 2024, EC3, CCM97...) régissant les principes de conception et de calcul des structures

L'étude menée dans ce projet a mis en évidence l'intérêt technique de notre choix structural en charpente métallique. Ce choix a permis d'optimiser l'ossature principale du bâtiment grâce à sa légèreté et sa robustesse face aux charges verticales. Par ailleurs, l'intégration d'un noyau central en béton armé comme système de contreventement rigide, a permis d'assurer la stabilité de la structure globale et assurer une reprise efficace des efforts horizontaux pour obtenir finalement une structure mixte comprise entre la résistance et la stabilité.

Cette expérience a démontré comment une conception réfléchie et une sélection appropriée des matériaux peuvent conduire à la création d'un immeuble moderne et sécurisé. Cette étude représente une avancée dans le domaine de l'ingénierie et de l'architecture, offrant ainsi de nouvelles perspectives pour des recherches futures dans la conception de structures complexes.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

LES SITES WEB

- [1] : https://www.designingbuildings.co.uk/wiki/Multi-storey_building#Introduction
- [2] : <https://yenaengineering.nl/what-is-a-bracing-system/>
- [3] : <https://www.servicesteel.org/resources/structural-bracing-systems>
- [4] : https://steelconstruction.info/Braced_frames#Vertical_bracing

LES LIVRES ET COURS

- Livre calcul des éléments de construction métallique selon l'EC3-DAHMANI Lahlou
- Cours charpente métallique 1 et 2, Dr BOUKKEZI.Y 'Ecole nationale supérieur des travaux publics'
- Cours charpente métallique II Dr A. SETHI Université de SAAD DAHLEB BLIDA -1-

LES REGLEMENTS

- Règlement neige et vent (D.T.R C2-47 RNVA2013)
- Le règlement de conception et de calcul des structures en CM (DTR C2.44 - CCM97)
- Le règlement parasismique Algérien (DTR C2.48 - RPA2024)
- Le règlement Algérien des charges permanentes et surcharges d'exploitation (D.T.R - B.C. 2.2)
- Le règlement de conception et de calcul des structures en BA (DTR C2.41 - CBA 93)
- Eurocode 3 (calcul des structures en acier) "EC3"
- Eurocode 4 (conception et dimensionnement des structure mixtes acier) " EC4"
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé "BAEL91 "

ANNEXE A :
FICHE TECHNIQUE DU PROFILE TN40

PROFILS NERVURES TN40



APPLICATIONS:

Les profils nervurés sont utilisés en couverture sèche ou en bardage pour :

- les ateliers de production.
- les bâtiments tertiaires.
- les centres commerciaux.
- les bâtiments industriels.
- les entrepôts agricoles.
- les habitations.

DEFINITIONS / NORMES:

Identification de l'acier: Nuance DX51D
 -Acier galvanisé prélaqué en continu NF P 34301
 -Caractéristique dimensionnelles NF P 34401
 -Informations techniques établies conformes à la norme NF P 1-205-34 et ou DTU 35-40

RETEMENT :

Sans spécifications particulières les profils nervurés sont livrés en qualité standard.

- Galvanisé seul, qualité de 30 à 275 G/M²
 - Galvanisé prélaqué, face extérieure finition laquée polyester ép. 25mic -teintes standard: voir nuancier. envers de bande finition primaire d'accrochage époxy ép. 7mic.
- Classement de réaction au feu : M0.

MISE EN OEUVRE :

Manutention :

Les profils ne doivent pas être choqués ou griffés pour éviter toute mise à nu du métal.

Mise en oeuvre :

- Se référer au DTU 35-40
- Eliminer soigneusement et au fur et à mesure de la pose, les limailles de perçage, par un nettoyage à la brosse.

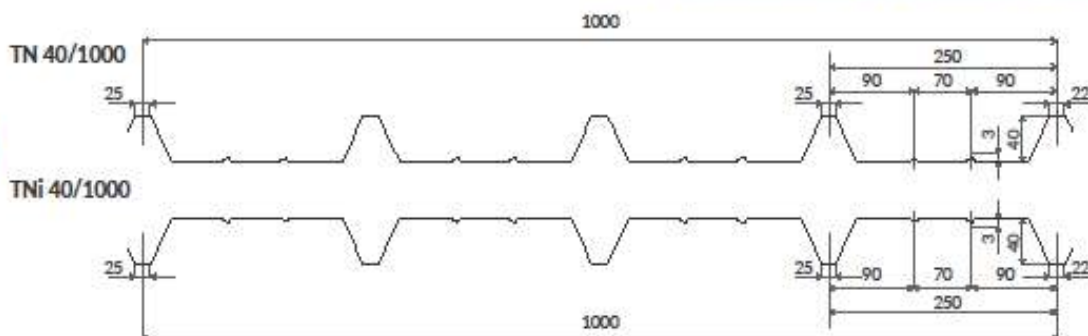
Stockage :

- Empilés les profils galvanisés sont sensibles à l'humidité et à la condensation, mis en oeuvre, les profils galvanisés ne craignent pas le contact de l'eau.
- Le stockage des profils doit être fait sous abri ventilé (magasin ouvert, bâche), les colis étant inclinés par rapport à l'horizontal et séparés du sol pour permettre une bonne ventilation, en évitant toute déformation permanente des profils.

CARACTERISTIQUE DU PROFIL

	Epaisseur mm				
	0,5	0,6	0,7	0,8	1,0
Poids (kg/m ²)	4,9	5,89	6,87	7,85	9,81
J (cm ² /m)	12,3	16,05	18,72	21,40	26,75
W (cm ³ /m)	3,92	5,30	6,18	7,07	8,83

06



Charge admissible uniformement distribuée Kg/m²

EPAISSEUR mm	TN 40/1000													TNi 40/1000												
	PORTEE m													PORTEE m												
	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,5	3,75	4	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,5	3,75	4
0,5	439	281	185	143	109	86	63	47	36					360	230	152	104	84	59	37	27					
							70	58	48								117	109	74	57	47					
0,6	614	393	273	200	153	115	84	63	48	38				504	322	224	145	97	68	49	37					
						121	98	81	68	58							164	126	99	80	66					
0,7	716	458	318	234	179	135	98	73	57	67	35			603	386	268	178	119	84	61	46	35				
						141	114	94	79	44	58						196	150	119	96	79	66				
0,8	820	524	364	267	205	154	112	84	65	51	41	33		701	449	311	214	143	100	73	55	42	33	27		
						162	131	108	91	77	67	58					229	175	138	112	92	78	65	56		
1,0	1024	655	455	334	256	193	140	105	81	64	51	41	34	903	578	401	289	194	136	99	74	57	45	36	29	24
						202	163	135	113	97	83	72	64				295	225	178	144	119	100	85	73	64	56
0,5	570	365	252	180	141	111	90	67	51	40				467	300	207	147	115	83	61	41	30				
							73	62	53								91	73	60	51						
0,6	768	491	341	251	192	152	123	101	81	64	51			630	403	280	205	157	113	83	62	48				
							85	72	62								124	100	83	70						
0,7	896	573	398	292	224	177	143	118	95	74	59	48		754	482	335	246	188	140	102	76	59	46	37		
							99	84	73	63							148	120	99	83	71	61				
0,8	1025	656	455	334	256	202	164	135	108	85	68	55	45	877	561	389	286	219	168	122	92	71	55	44	36	
							113	97	83	72	64						173	140	116	97	83	71	63			
1,0	1280	819	569	418	320	253	204	169	135	106	85	69	57	1129	722	502	368	282	223	165	124	95	75	60	49	40
							142	121	104	91	80						180	149	125	106	92	80	70			

N.B: Les valeurs en rouge ne prévoient pas de limitation de flèche

ANNEXE B :
VERIFICATION DES ASSEMBLAGES PAR
ROBOT STRUCTURELLE



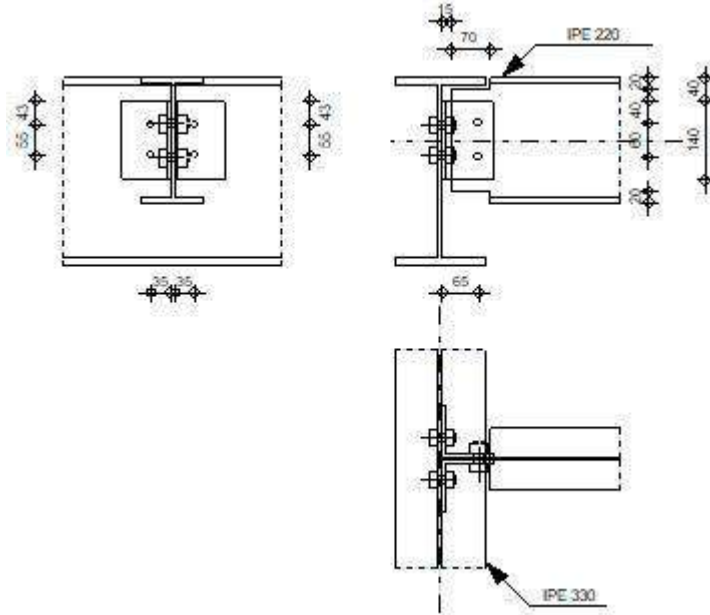
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0.79



GENERAL

Assemblage N°: 1
Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)

GEOMETRIE

POUTRE PRINCIPALE

Profilé: IPE 330

$\alpha = -90.0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_g = 330$ [mm] Hauteur de la section poutre principale
 $b_{fg} = 160$ [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale
 $t_{wg} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
 $t_{fg} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
 $r_g = 18$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
 $A_p = 62.61$ [cm²] Aire de la section de la poutre principale
 $I_{yp} = 11766.90$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section de la poutre principale

Matériau: S 355

$f_{yg} = 355.00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{ug} = 470.00$ [MPa] Résistance à la traction

POUTRE

Profilé: IPE 220

$\alpha = 0.0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 220$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_b = 110$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 6$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 9$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 12$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$\alpha = 0.0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $A_b = 33.37$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yb} = 2771.84$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: S 355
 $f_{yb} = 355.00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{ub} = 470.00$ [MPa] Résistance à la traction

ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 = 20$ [mm] Encoche supérieur
 $h_2 = 20$ [mm] Encoche inférieure
 $l = 70$ [mm] Longueur de l'encoche

CORNIERE

Profilé: CAE 90x6
 $h_k = 90$ [mm] Hauteur de la section de la cornière
 $b_k = 90$ [mm] Largeur de la section de la cornière
 $t_{fk} = 6$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
 $r_k = 11$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
 $l_k = 140$ [mm] Longueur de la cornière
 Matériau: S 355
 $f_{yk} = 355.00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{uk} = 470.00$ [MPa] Résistance à la traction

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 5.6 Classe du boulon
 $d = 14$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 15$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1.15$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 1.54$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{ub} = 500.00$ [MPa] Résistance à la traction
 $k = 1$ Nombre de colonnes des boulons
 $w = 2$ Nombre de rangées des boulons
 $e_1 = 43$ [mm] Niveau du premier boulon
 $p_1 = 55$ [mm] Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon
 $d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 18$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1.57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 2.01$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{ub} = 400.00$ [MPa] Résistance à la traction
 $k = 1$ Nombre de colonnes des boulons
 $w = 2$ Nombre de rangées des boulons
 $e_1 = 40$ [mm] Niveau du premier boulon
 $p_1 = 60$ [mm] Entraxe

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

$N_{b,Ed} =$	0.00	[kN]	Effort axial
$V_{b,Ed} =$	35.51	[kN]	Effort tranchant
$M_{b,Ed} =$	0.00	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 36.95$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
 $F_{t,Rd} = 41.40$ [kN] Résistance d'un boulon à la traction $F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale

Direction x

$k_{1x} =$	2.50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	2.50	> 0.00	vérifié
$\alpha_{bx} =$	1.00	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	1.00	> 0.00	vérifié
$F_{b,Rd1x} =$	98.70	[kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} =$	2.50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	2.50	> 0.00	vérifié
$\alpha_{bz} =$	0.97	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	0.97	> 0.00	vérifié
$F_{b,Rd1z} =$	95.96	[kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} =$	2.50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	2.50	> 0.00	vérifié
$\alpha_{bx} =$	0.78	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	0.78	> 0.00	vérifié
$F_{b,Rd2x} =$	61.41	[kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} =$	2.50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	2.50	> 0.00	vérifié
$\alpha_{bz} =$	0.94	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	0.94	> 0.00	vérifié
$F_{b,Rd2z} =$	74.57	[kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE

cisaillement des boulons

$e =$	38	[mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre	
$M_0 =$	0.67	[kN*m] Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$
$F_{Vz} =$	8.88	[kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = 0.5 \cdot V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} =$	12.25	[kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{Mx} = M_0 \cdot \sum z_i / \sum z_i^2$
$F_{x,Ed} =$	12.25	[kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} =$	8.88	[kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} =$	15.13	[kN] Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$	61.41	[kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{b,Rd1x}, F_{b,Rd2x})$
$F_{Rdz} =$	74.57	[kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{b,Rd1z}, F_{b,Rd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	12.25	< 36.95	vérifié (0.20)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	8.88	< 36.95	vérifié (0.12)

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 12.25 < 36.95$	vérifié	(0.20)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$15.13 < 36.95$	vérifié	(0.41)

Traction des boulons

$e = 69$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale

$M_{0t} = 1.22$ [kN*m] Moment fléchissant réel

$$M_{0t} = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$$

$F_{t,Ed} = 22.19$ [kN] Effort de traction dans le boulon extrême

$$F_{t,Ed} = M_{0t} \cdot z_{max} / \sum z_i^2$$

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$22.19 < 41.40$	vérifié	(0.54)
--------------------------	-----------------	----------------	--------

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 1.13$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0.79 < 1.00$	vérifié	(0.79)
--	---------------	----------------	--------

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 77.21$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$k_{1x} = 2.50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$	$2.50 > 0.00$	vérifié	
----------------	---------------	----------------	--

$\alpha_{bx} = 0.85$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$	$0.85 > 0.00$	vérifié	
---------------------	---------------	----------------	--

$F_{b,Rd1x} = 75.52$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2.50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$	$2.50 > 0.00$	vérifié	
----------------	---------------	----------------	--

$\alpha_{bz} = 0.85$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$	$0.85 > 0.00$	vérifié	
---------------------	---------------	----------------	--

$F_{b,Rd1z} = 75.52$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2.50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$	$2.50 > 0.00$	vérifié	
----------------	---------------	----------------	--

$\alpha_{bx} = 0.46$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$	$0.46 > 0.00$	vérifié	
---------------------	---------------	----------------	--

$F_{b,Rd2x} = 83.56$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2.19$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$	$2.19 > 0.00$	vérifié	
----------------	---------------	----------------	--

$\alpha_{bz} = 0.74$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$	$0.74 > 0.00$	vérifié	
---------------------	---------------	----------------	--

$F_{b,Rd2z} = 117.05$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE – POUTRE

cisaillement des boulons

$e = 69$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale

$M_0 = 2.44$ [kN*m] Moment fléchissant réel

$$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e$$

$F_{vz} = 17.75$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant

$$F_{vz} = |V_{b,Ed}| / n$$

$F_{mx} = 40.69$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment

$$F_{mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum z_i^2$$

$F_{x,Ed} = 40.69$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{mx}$$

$F_{z,Ed} = 17.75$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$$F_{z,Ed} = F_{vz} + F_{mz}$$

$F_{Ed} = 44.39$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$F_{Rdx} = 75.52$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x

$$F_{Rdx} = \min(F_{b,Rd1x}, F_{b,Rd2x})$$

$F_{Rdz} = 75.52$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z

$$F_{Rdz} = \min(F_{b,Rd1z}, F_{b,Rd2z})$$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 40.69 < 75.52$	vérifié	(0.54)
---------------------------	-------------------	----------------	--------

$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 17.75 < 75.52$	vérifié	(0.24)
---------------------------	-------------------	----------------	--------

$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$44.39 < 77.21$	vérifié	(0.57)
------------------------	-----------------	----------------	--------

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

CORNIERE

$$\begin{aligned} A_{nt} &= 0.96 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction} \\ A_{nv} &= 4.38 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone de la section en traction} \\ V_{effRd} &= 107.82 \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous } V_{effRd}=0.5*f_u*A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3})*f_y*A_{nv}/\gamma_{M0} \\ |0.5*V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} & \quad |17.75| < 107.82 \quad \text{vérifié} \quad (0.16) \end{aligned}$$

POUTRE

$$\begin{aligned} A_{nt} &= 2.42 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction} \\ A_{nv} &= 5.49 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone de la section en traction} \\ V_{effRd} &= 157.94 \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous } V_{effRd}=0.5*f_u*A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3})*f_y*A_{nv}/\gamma_{M0} \\ |V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} & \quad |35.51| < 157.94 \quad \text{vérifié} \quad (0.22) \end{aligned}$$

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$$\begin{aligned} A_t &= 4.20 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone tendue de la section brute} \\ A_{t,net} &= 3.12 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction} \\ 0.9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y*\gamma_{M2})/(f_u*\gamma_{M0}) & \quad 0.67 < 0.94 \\ W_{net} &= 19.18 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur élastique de la section} \\ M_{c,Rdnet} &= 6.81 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad M_{c,Rdnet} = W_{net}*f_{yp}/\gamma_{M0} \\ |M_0| \leq M_{c,Rdnet} & \quad |1.22| < 6.81 \quad \text{vérifié} \quad (0.18) \\ A_v &= 8.40 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace en cisaillement} \quad A_v = I_a*t_{fa} \\ V_{pl,Rd} &= 172.17 \text{ [kN]} \text{ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement} \quad V_{pl,Rd}=(A_v*f_y)/(\sqrt{3}*\gamma_{M0}) \\ |0.5*V_{b,Ed}| \leq V_{pl,Rd} & \quad |17.75| < 172.17 \quad \text{vérifié} \quad (0.00) \end{aligned}$$

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$$\begin{aligned} A_t &= 5.31 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone tendue de la section brute} \\ A_{t,net} &= 4.25 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction} \\ 0.9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y*\gamma_{M2})/(f_u*\gamma_{M0}) & \quad 0.72 < 0.94 \\ W_{net} &= 30.43 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur élastique de la section} \\ M_{c,Rdnet} &= 10.80 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad M_{c,Rdnet} = W_{net}*f_{yp}/\gamma_{M0} \\ |M_0| \leq M_{c,Rdnet} & \quad |2.44| < 10.80 \quad \text{vérifié} \quad (0.23) \\ A_v &= 10.62 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace en cisaillement} \\ A_{v,net} &= 8.50 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace nette en cisaillement} \quad A_{v,net}=A_v-n_v*d_0 \\ V_{pl,Rd} &= 217.67 \text{ [kN]} \text{ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement} \quad V_{pl,Rd}=(A_{v,net}*f_y)/(\sqrt{3}*\gamma_{M0}) \\ V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd} & \quad |35.51| < 217.67 \quad \text{vérifié} \quad (0.16) \end{aligned}$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.79



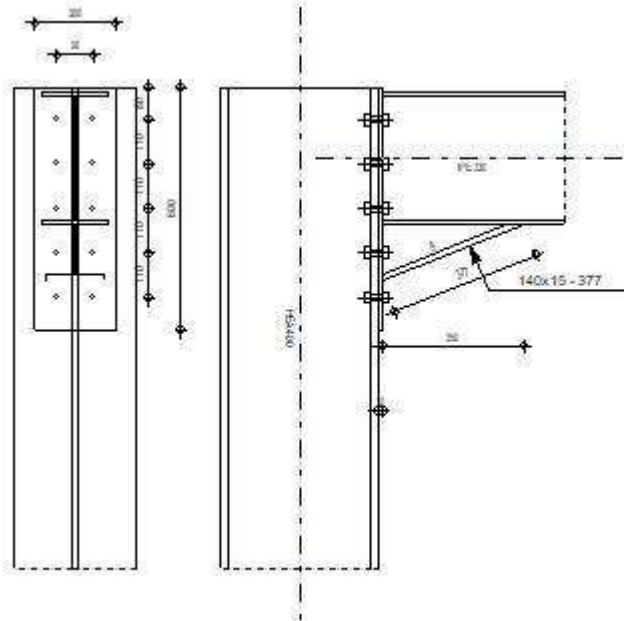
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul de l'Encastrement Poutre-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0.84



GENERAL

Assemblage N°: 2
Nom de l'assemblage : poteau-poutre

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 400
 $\alpha = -90.0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 390$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 158.98$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 45069.40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: S 355
 $f_{yc} = 355.00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 330
 $\alpha = 0.0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 330$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 160$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$\alpha = 0.0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $A_b = 62.61$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 11766.90$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: S 355
 $f_{yb} = 355.00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 14$ [mm] Diamètre du boulon
Classe = 6.8 Classe du boulon
 $F_{IRd} = 49.68$ [kN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 5$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 80$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i = 90$ [mm]
Entraxe $p_i = 110; 110; 110; 110$ [mm]

PLATINE

$h_p = 600$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 200$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 10$ [mm] Epaisseur de la platine
Matériau: S 355
 $f_{yp} = 355.00$ [MPa] Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d = 140$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{fd} = 15$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_d = 140$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wd} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_d = 350$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha = 21.8$ [Deg] Angle d'inclinaison
Matériau: S 355
 $f_{ybu} = 355.00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 5$ [mm] Soudure âme
 $a_r = 8$ [mm] Soudure semelle
 $a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1.00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M1} = 1.00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1.25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M3} = 1.10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: Calculs manuels

$M_{b1,Ed} = -92.00$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = 103.00$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $V_{c2,Ed} = -5.00$ [kN] Effort tranchant dans le poteau supérieur
 $N_{c2,Ed} = -2395.00$ [kN] Effort axial dans le poteau supérieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 42.01$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$		
$V_{cb,Rd} = 361.01$ [kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	$0.12 < 1.00$	vérifié (0.12)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 804.40$ [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$		
$M_{b,pl,Rd} = 285.56$ [kN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 1297.00$ [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$		
$M_{cb,Rd} = 460.43$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 460.43$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f = 456$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$		
$F_{c,fb,Rd} = 1009.34$ [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = -92.00$ [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} = 0.00$ [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} = 0.00$ [kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} = -5.00$ [kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
$Z = 449$ [mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / Z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$		
$V_{wp,Ed} = -207.29$ [kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$A_{vs} = 57.33$ [cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} = 57.33$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 * (f_{y,wc} * A_{vc} + f_{y,wp} * A_{vp} + f_{ys} * A_{vd}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0})$		
$V_{wp,Rd} = 1057.49$ [kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	$0.20 < 1.00$	vérifié (0.20)

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 11$ [mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 273$ [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 57.33$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0.86$	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 150.65$ [MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} = 1.00$	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$		
$F_{c,wc,Rd1} = 914.79$ [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 298$ [mm]	Epaisseur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 0.99$	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0.80$	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wb,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1}$		
$F_{c,wb,Rd2} = 735.54$ [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 735.54 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau}$$

[6.2.6.2.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	18	-	105	-	110	112	181	112	181	166	135	135	135
2	18	-	105	-	110	112	203	112	203	220	110	110	110
3	18	-	105	-	110	112	203	112	203	220	110	110	110
4	18	-	105	-	110	112	203	112	203	220	110	110	110
5	18	-	105	-	110	112	181	112	181	166	135	135	135

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	36	31	55	80	96	187	100	100	100	-	-	-	-
2	36	-	55	-	110	224	226	224	226	222	175	175	175
3	36	-	55	-	110	224	211	211	211	220	110	110	110
4	36	-	55	-	110	224	211	211	211	220	110	110	110
5	36	-	55	-	110	224	211	211	211	222	161	161	161

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 49.68 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon à la traction}$$

[Tableau 3.4]

$$B_{p,Rd} = 148.84 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement}$$

[Tableau 3.4]

F_{t,fc,Rd} – résistance de la semelle du poteau à la flexion

F_{t,wc,Rd} – résistance de l'âme du poteau à la traction

F_{t,ep,Rd} – résistance de la platine fléchée à la flexion

F_{t,wb,Rd} – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd})$$

[6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$$

[6.2.6.3.(1)]

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd})$$

[6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

[6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F _{t1,Rd,comp} - Formule	F _{t1,Rd,comp}	Composant
F _{t1,Rd} = Min (F _{t1,Rd,comp})	80.69	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,fc,Rd(1)} = 99.36	99.36	Aile du poteau - traction
F _{t,wc,Rd(1)} = 426.47	426.47	Ame du poteau - traction
F _{t,ep,Rd(1)} = 80.69	80.69	Platine d'about - traction
B _{p,Rd} = 297.67	297.67	Boulons au cisaillement/poinçonnement
V _{wp,Rd} /β = 1057.49	1057.49	Panneau d'âme - compression
F _{c,wc,Rd} = 735.54	735.54	Ame du poteau - compression
F _{c,fb,Rd} = 1009.34	1009.34	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min}(F_{t2,Rd,comp})$	99.36	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 99.36$	99.36	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 426.47$	426.47	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 99.36$	99.36	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 595.44$	595.44	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 297.67$	297.67	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 1057.49 - 80.69$	976.80	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 735.54 - 80.69$	654.85	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1009.34 - 80.69$	928.65	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 198.72 - 80.69$	118.03	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 843.23 - 80.69$	762.54	Ame du poteau - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min}(F_{t3,Rd,comp})$	74.30	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 99.36$	99.36	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 426.47$	426.47	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 99.36$	99.36	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 562.11$	562.11	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 297.67$	297.67	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 1057.49 - 180.05$	877.44	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 735.54 - 180.05$	555.49	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1009.34 - 180.05$	829.29	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 198.72 - 99.36$	99.36	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 774.10 - 99.36$	674.74	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 298.08 - 180.05$	118.03	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1094.86 - 180.05$	914.81	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 173.66 - 99.36$	74.30	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 759.88 - 99.36$	660.52	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 173.66 - 99.36$	74.30	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 759.88 - 99.36$	660.52	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 71.64 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	82.24	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 99.36$	99.36	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 426.47$	426.47	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 99.36$	99.36	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 562.11$	562.11	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 297.67$	297.67	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 1057.49 - 251.69$	805.80	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 735.54 - 251.69$	483.85	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1009.34 - 251.69$	757.65	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 198.72 - 71.64$	127.08	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 774.10 - 71.64$	702.47	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 298.08 - 171.00$	127.08	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 1044.81 - 171.00$	873.82	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 397.44 - 251.69$	145.75	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1272.92 - 251.69$	1021.23	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 159.16 - 71.64$	87.52	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 585.75 - 71.64$	514.11	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 253.24 - 171.00$	82.24	Platine d'about - traction - groupe

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 1052.75 - 171.00$	881.75	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 253.24 - 171.00$	82.24	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 1052.75 - 171.00$	881.75	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 43.91 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t3,Rd} h_4/h_3$$

$$F_{t4,Rd} = 43.91 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	99.36	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 99.36$	99.36	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 426.47$	426.47	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 99.36$	99.36	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 562.11$	562.11	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 297.67$	297.67	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^4 F_{ti,Rd} = 1057.49 - 295.60$	761.89	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 735.54 - 295.60$	439.94	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 1009.34 - 295.60$	713.74	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 198.72 - 43.91$	154.81	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 843.23 - 43.91$	799.32	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 298.08 - 115.55$	182.53	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 1094.86 - 115.55$	979.30	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 397.44 - 214.91$	182.53	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 1272.92 - 214.91$	1058.01	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 496.80 - 295.60$	201.20	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 1419.86 - 295.60$	1124.25	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 170.37 - 43.91$	126.45	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 720.37 - 43.91$	676.45	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 249.95 - 115.55$	134.40	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 1013.24 - 115.55$	897.69	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 344.02 - 214.91$	129.11	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 1480.25 - 214.91$	1265.33	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd} h_5/h_2$$

$$F_{t5,Rd} = 16.19 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t5,Rd} = F_{t3,Rd} h_5/h_3$$

$$F_{t5,Rd} = 16.19 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	504	80.69	99.36	426.47	80.69	-	99.36	297.67
2	394	99.36	99.36	426.47	99.36	595.44	99.36	297.67
3	284	71.64	99.36	426.47	99.36	562.11	99.36	297.67
4	174	43.91	99.36	426.47	99.36	562.11	99.36	297.67
5	64	16.19	99.36	426.47	99.36	562.11	99.36	297.67

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{ij,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 108.92 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.84 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.84)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0.60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0.92 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$\alpha_v =$	0.60	Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$	[Tableau 3.4]
$F_{v,Rd} =$	40.69 [kN]	Résistance d'un boulon au cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{t,Rd,max} =$	49.68 [kN]	Résistance d'un boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,int} =$	131.60 [kN]	Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,ext} =$	131.60 [kN]	Résistance du boulon de rive en pression diamétrale	[Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	99.36	0.00	80.69	68.16	68.16	41.51
2	99.36	0.00	99.36	83.93	83.93	32.28
3	99.36	0.00	71.64	60.51	60.51	45.98
4	99.36	0.00	43.91	37.09	37.09	59.68
5	99.36	0.00	16.19	13.68	13.68	73.38

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_{i=1}^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 252.84 \quad \text{[kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.41 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.41)$$

CONTROLE DU SYSTEME DE BOULONS POUR LE GLISSEMENT DU CONTACT

PRECONTRAIT

$$k_s = 1.00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{s,Rd} \quad \text{[3.9.1]}$$

$$\mu = 0.30 \quad \text{Coefficient de frottement} \quad \text{[3.9.1]}$$

$$F_{p,C} = 48.30 \quad \text{[kN]} \quad \text{Résistance du boulon au glissement} \quad \text{[3.9.1]}$$

$$V_{sj,Rd} = k_s n_h n_v \mu F_{p,C} / \gamma_{M3} \quad \text{[3.9.1]}$$

$$V_{sj,Rd} = 131.73 \quad \text{[kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au glissement} \quad \text{[3.9]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{sj,Rd} \leq 1,0 \quad 0.78 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.78)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 103.24 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wy} = 63.76 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wz} = 39.48 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$I_{wy} = 30362.65 \quad \text{[cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = -54.49 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad \text{[4.5.3.2(6)]}$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -47.31 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\tau_{\parallel} = 26.09 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\beta_w = 0.90 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad \text{[4.5.3.2(7)]}$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 108.98 < 417.78 \quad \text{vérifié} \quad (0.26)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 104.85 < 417.78 \quad \text{vérifié} \quad (0.25)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2} \quad 54.49 < 338.40 \quad \text{vérifié} \quad (0.16)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$$t_{wash} = 3 \quad \text{[mm]} \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$h_{head} = 10 \quad \text{[mm]} \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$h_{nut} = 14 \quad \text{[mm]} \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$L_b = 47 \quad \text{[mm]} \quad \text{Longueur du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$k_{10} = 4 \quad \text{[mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité des boulons} \quad \text{[6.3.2.(1)]}$$

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	13.82	517.58
1	504	2	121	3	1	5.04	254.39
2	394	2	118	4	1	4.09	161.05
3	284	2	118	2	1	2.50	71.19
4	174	2	118	2	1	1.54	26.75
5	64	2	121	3	1	0.65	4.20

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_{i=1}^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 374 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 4 \quad [mm] \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 57.33 \quad [cm^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]$$

$$\beta = 1.00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 374 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 6 \quad [mm] \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 273 \quad [mm] \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$t_{wc} = 11 \quad [mm] \quad \text{Épaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$d_c = 352 \quad [mm] \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$k_2 = 6 \quad [mm] \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 48238.38 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1.89 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 25460.54 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 39536.78 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 2471.05 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \quad \text{RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PLATINE D'ABOUT EN TRACTION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.84



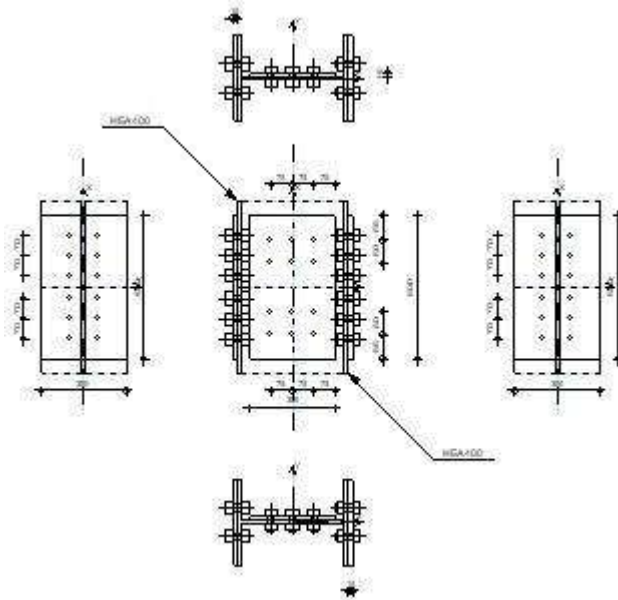
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul du raccordement de l'épissure de poteau à poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0.92



GENERAL

Assemblage N°: 2
Nom de l'assemblage: Epissure du poteau

POTEAU INFERIEUR

Profilé: HEA 400

$h_{c1} = 390$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fc1} = 300$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wc1} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fc1} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{c1} = 27$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{c1} = 158.98$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yc1} = 45069.40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E36

$f_{yc1} = 355.00$ [MPa] Résistance
 $f_{uc1} = 495.00$ [MPa]

POTEAU SUPERIEUR

Profilé: HEA 400

$h_{c2} = 390$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fc2} = 300$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wc2} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fc2} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{c2} = 27$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{c2} = 158.98$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yc2} = 45069.40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E36

$f_{yc2} = 355.00$ [MPa] Résistance
 $f_{uc2} = 495.00$ [MPa]

ÉCLISSE D'AME

Type: d'un côté

$l_{pw} = 500$ [mm] Longueur de la platine
 $h_{pw} = 300$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{pw} = 15$ [mm] Épaisseur de la platine

Matériau: ACIER E36

$f_{ypw} = 355.00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{upw} = 495.00$ [MPa] Résistance à la traction

PLATINE EXTERNE DROITE

$l_{pe} = 500$ [mm] Longueur de la platine
 $h_{pe} = 300$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{pe} = 15$ [mm] Épaisseur de la platine

Matériau: Steel

$f_{ype} = 235.00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{upe} = 360.00$ [MPa] Résistance à la traction

PLATINE EXTERNE GAUCHE

$l_{pe} = 500$ [mm] Longueur de la platine
 $h_{pe} = 300$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{pe} = 15$ [mm] Épaisseur de la platine

Matériau: Steel

$f_{ype} = 235.00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{upe} = 360.00$ [MPa] Résistance à la traction

PAROI INFERIEURE

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage B

Classe = 8.8 Classe du boulon
 $d = 22$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 24$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 3.03$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 3.80$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $k_s = 1.00$ Coefficient pour le calcul de $F_{s,Rd}$
 $\mu = 0.40$ Coefficient de frottement
 $f_{yb} = 550.00$ [MPa] Limite de plasticité du boulon
 $f_{ub} = 800.00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 3$ Nombre de rangées des boulons
 $e_1 = 75$ [mm] Niveau du premier boulon
 $p_2 = 80$ [mm] Ecartement
 $p_1 = 75$ [mm] Entraxe

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE DROITE DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage B

Classe = 8.8 Classe du boulon
 $d = 22$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 24$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 3.03$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 3.80$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $k_s = 1.00$ Coefficient pour le calcul de $F_{s,Rd}$

Classe =	8.8		Classe du boulon
μ =	0.40		Coefficient de frottement
f_{yb} =	550.00	[MPa]	Limite de plasticité du boulon
f_{ub} =	800.00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
n_h =	1		Nombre de colonnes des boulons
n_v =	3		Nombre de rangées des boulons
e_1 =	40	[mm]	Niveau du premier boulon
p_1 =	70	[mm]	Entraxe

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE GAUCHE DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage B

Classe =	8.8		Classe du boulon
d =	22	[mm]	Diamètre du boulon
d_0 =	24	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A_s =	3.03	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A_v =	3.80	[cm ²]	Aire de la section du boulon
k_s =	1.00		Coefficient pour le calcul de $F_{s,Rd}$
μ =	0.40		Coefficient de frottement
f_{yb} =	550.00	[MPa]	Limite de plasticité du boulon
f_{ub} =	800.00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
n_h =	1		Nombre de colonnes des boulons
n_v =	3		Nombre de rangées des boulons
e_1 =	40	[mm]	Niveau du premier boulon
p_1 =	70	[mm]	Entraxe

PAROI SUPERIEURE

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage B

Classe =	8.8		Classe du boulon
d =	22	[mm]	Diamètre du boulon
d_0 =	24	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A_s =	3.03	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A_v =	3.80	[cm ²]	Aire de la section du boulon
k_s =	1.00		Coefficient pour le calcul de $F_{s,Rd}$
μ =	0.40		Coefficient de frottement
f_{yb} =	550.00	[MPa]	Limite de plasticité du boulon
f_{ub} =	800.00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
n_h =	2		Nombre de colonnes des boulons
n_v =	3		Nombre de rangées des boulons
e_1 =	75	[mm]	Niveau du premier boulon
p_2 =	80	[mm]	Ecartement
p_1 =	75	[mm]	Entraxe

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE DROITE DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage B

Classe =	8.8		Classe du boulon
d =	22	[mm]	Diamètre du boulon
d_0 =	24	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A_s =	3.03	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A_v =	3.80	[cm ²]	Aire de la section du boulon
k_s =	1.00		Coefficient pour le calcul de $F_{s,Rd}$
μ =	0.40		Coefficient de frottement

Classe =	8.8		Classe du boulon
f_{yb} =	550.00	[MPa]	Limite de plasticité du boulon
f_{ub} =	800.00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
n_h =	1		Nombre de colonnes des boulons
n_v =	3		Nombre de rangées des boulons
e_1 =	40	[mm]	Niveau du premier boulon
p_1 =	70	[mm]	Entraxe

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE GAUCHE DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT: Catégorie d'assemblage B

Classe =	8.8		Classe du boulon
d =	22	[mm]	Diamètre du boulon
d_0 =	24	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A_s =	3.03	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A_v =	3.80	[cm ²]	Aire de la section du boulon
k_s =	1.00		Coefficient pour le calcul de $F_{s,Rd}$
μ =	0.40		Coefficient de frottement
f_{yb} =	550.00	[MPa]	Limite de plasticité du boulon
f_{ub} =	800.00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
n_h =	1		Nombre de colonnes des boulons
n_v =	3		Nombre de rangées des boulons
e_1 =	40	[mm]	Niveau du premier boulon
p_1 =	70	[mm]	Entraxe

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ_{M0} =	1.00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ_{M2} =	1.25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3,ser}$ =	1.25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

ÉTAT LIMITE: ULTIME

N_{Ed1} =	-2395.92	[kN]	Effort axial
$V_{y,Ed1}$ =	5.70	[kN]	Effort tranchant
$V_{z,Ed1}$ =	0.00	[kN]	Effort tranchant
$M_{y,Ed1}$ =	4.63	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{vz,Ed1}$ =	0.00	[kN*m]	Moment fléchissant
N_{Ed2} =	-2153.34	[kN]	Effort axial
$V_{y,Ed2}$ =	11.17	[kN]	Effort tranchant
$V_{z,Ed2}$ =	0.00	[kN]	Effort tranchant
$M_{y,Ed2}$ =	17.41	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{vz,Ed2}$ =	0.00	[kN*m]	Moment fléchissant

ÉTAT LIMITE: SERVICE

$N_{Ed,ser1}$ =	50.00	[kN]	Effort axial
$V_{y,Edser1}$ =	15.00	[kN]	Effort tranchant
$V_{z,ser1}$ =	80.00	[kN]	Effort tranchant
$M_{y,Edser1}$ =	25.00	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{z,Edser1}$ =	2.00	[kN*m]	Moment fléchissant
$N_{Ed,ser2}$ =	50.00	[kN]	Effort axial
$V_{y,Ed,ser2}$ =	15.00	[kN]	Effort tranchant
$V_{z,Ed,ser2}$ =	80.00	[kN]	Effort tranchant




$N_{Ed,ser1} = 50.00$ [kN] Effort axial
 $M_{y,Ed,ser2} = 25.00$ [kN*m] Moment fléchissant
 $M_{vz,Ed,ser2} = 2.00$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

PAROI INFERIEURE

Effort axial




Etat limite: ultime

Platine	A_i [cm ²]	EFFORTS EQUIVALENTS N_i [kN]	EFFORTS EQUIVALENTS $N_i(M_{y,Ed})$ [kN]	Force résultante $N_{Ed,i}$ [kN]
	$A_{pw} = 45.00$	-798.64	-	$N_{Ed,pw} = -798.64$
	$A_{ptue} = 45.00$	-798.64	10.47	$N_{Ed,ptue} = -788.17$
	$A_{ptfe} = 45.00$	-798.64	-10.47	$N_{Ed,ptfe} = -809.11$

$$N_i = (N_{Ed} * A_i) / (A_{pw} + A_{ptue} + A_{ptfe})$$

$$N_{Ed,i} = N_i + N_i(M_{y,Ed})$$


Etat limite: service

Platine	A_i [cm ²]	EFFORTS EQUIVALENTS N_i [kN]	EFFORTS EQUIVALENTS $N_i(M_{y,Ed,ser})$ [kN]	Force résultante $N_{Ed,ser,i}$ [kN]
	$A_{pw} = 45.00$	16.67	-	$N_{Ed,ser,pw} = 16.67$
	$A_{ptue} = 45.00$	16.67	56.56	$N_{Ed,ser,ptue} = 73.23$
	$A_{ptfe} = 45.00$	16.67	-56.56	$N_{Ed,ser,ptfe} = -39.89$



$$N_i = (N_{Ed,ser} * A_i) / (A_{pw} + A_{ptue} + A_{ptfe})$$

$$N_{Ed,ser,i} = N_i + N_i(M_{y,Ed,ser})$$

Effort tranchant Z

Platine	A_i [cm ²]	$V_{zEd,i}$ [kN]	$V_{zEd,ser,i}$ [kN]
	$A_{zpw} = 45.00$	$V_{zEd,pw} = 0.00$	$V_{zEd,ser,pw} = 80.00$




Effort tranchant Y

Platine	$A_{y,i}$ [cm ²]	$V_{y,Ed,i}$ [kN]	$V_{y,Ed,ser,i}$ [kN]
	$A_{y,fupe} = 45.00$	$V_{y,Ed,fupe} = 2.85$	$V_{y,Ed,ser,fupe} = 2.85$
	$A_{y,flpe} = 45.00$	$V_{y,Ed,flpe} = 2.85$	$V_{y,Ed,ser,flpe} = 2.85$

$$V_{y,i} = (V_{y,Ed} * A_{y,i}) / (A_{ptue} + A_{ptfe})$$

$$V_{y,i,ser} = (V_{y,Ed,ser} * A_{y,i}) / (A_{ptue} + A_{ptfe})$$



Moment fléchissant Y

Platine	$I_{y,i}$ [cm ⁴]	EFFORTS EQUIVALENTS $M_{y,i}$ [kN*m]	Force résultante $M_{y,Ed,i}$ [kN*m]	EFFORTS EQUIVALENTS $M_{y,i,ser}$ [kN*m]	Force résultante $M_{y,Ed,ser,i}$ [kN*m]
	$I_{y,pw} = 3375.00$	0.39	$M_{y,Ed,pw} = 0.39$	2.09	$M_{y,Ed,ser,pw} = 2.09$
	$I_{y,ptue} = 18461.25$	2.12	-	11.45	-
	$I_{y,ptfe} = 18461.25$	2.12	-	11.45	-

$$M_{y,i} = (M_{y,Ed} * I_{y,i}) / (I_{pw} + I_{ptue} + I_{ptfe})$$

$$M_{y,i,ser} = (M_{y,Ed,ser} * I_{y,i}) / (I_{pw} + I_{ptue} + I_{ptfe})$$

Moment fléchissant Z

Platine	$I_{z,i}$ [cm ⁴]	$M_{z,i}$ [kN*m]	$M_{z,i,ser}$ [kN*m]
	$I_{z,pfue} = 3375.00$	$M_{z,Ed,pfue} = 0.00$	$M_{z,Ed,ser,pfue} = 1.00$
	$I_{z,pfle} = 3375.00$	$M_{z,Ed,pfle} = 0.00$	$M_{z,Ed,ser,pfle} = 1.00$

$$M_i = (M_{z,Ed} * I_{z,i}) / (I_{z,pfue} + I_{z,pfle})$$

$$M_{i,ser} = M_{z,Ed,ser} * I_{z,i} / (I_{z,pfue} + I_{z,pfle})$$

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 145.97$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon

$$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$$

$F_{p,c} = 169.68$ [kN] Effort de compression dans le boulon

$$F_{p,c} = 0.7 * f_{ub} * A_s$$

$F_{s,Rd,ser} = 54.30$ [kN] Résistance du boulon au glissement

$$F_{s,Rd,ser} = (k_s * m * \mu / \gamma_{M3,ser}) * F_{p,c}$$

Pression du boulon sur l'âme du poteau

Direction x

$$k_{1x} = 2.50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0.86 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0.86 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 206.31 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2.50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0.79 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0.79 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1z} = 189.67 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la plaquette

Direction x

$$k_{1x} = 2.50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0.86 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0.86 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 281.32 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2.50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0.79 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0.79 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2z} = 258.64 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$$

ETAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$M_y = 0.39$ [kN*m] Moment fléchissant réel

$$M_y = M_{y,Ed,pw}$$

$F_{x,N} = 133.11$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x

$$F_{x,N} = |N_{Ed,pw}| / n_b$$

$F_{x,My} = 0.91$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction x

$$F_{x,My} = |M_y| * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$$

$F_{z,My} = 0.48$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction z

$$F_{z,My} = |M_y| * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$$

$F_{x,Ed} = 134.01$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$$F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,My}$$

$F_{z,Ed} = 0.48$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$$F_{z,Ed} = F_{z,My}$$

$F_{Ed} = 134.01$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$F_{Rd,x} = 206.31$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x

$$F_{Rd,x} = \min(F_{b,Rd1,x}, F_{b,Rd2,x})$$

$F_{Rd,z} = 189.67$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z

$$F_{Rd,z} = \min(F_{b,Rd1,z}, F_{b,Rd2,z})$$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rd,x}$	$ 134.01 < 206.31$	vérifié	(0.65)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rd,z}$	$ 0.48 < 189.67$	vérifié	(0.00)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$134.01 < 145.97$	vérifié	(0.92)

ETAT LIMITE: SERVICE

cisaillement des boulons

$e_0 = 125$ [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{2b} + 0.5 \cdot (s_1 + (c-1) \cdot p_2)$	
$M_y = 0.39$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_y = M_{y,Ed,ser,pw} + V_{z,Ed,ser,pw} \cdot e_0$	
$F_{x,N} = 2.78$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{x,N} = N_{Ed,ser,pw} / n_b$	
$F_{z,Vz} = 13.33$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant Vz sur la direction z	$F_{z,Vz} = V_{z,Ed,ser,pw} / n_b$	
$F_{x,My} = 28.26$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction x	$F_{x,My} = M_y \cdot z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$	
$F_{z,My} = 15.07$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction z	$F_{z,My} = M_y \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$	
$F_{x,Ed,ser} = 31.03$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed,ser} = F_{x,N} + F_{x,My}$	
$F_{z,Ed,ser} = 28.40$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed,ser} = F_{z,Vz} + F_{z,My}$	
$F_{Ed,ser} = 42.07$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed,ser} = \sqrt{F_{x,Ed,ser}^2 + F_{z,Ed,ser}^2}$	
$F_{x,Rd} = 206.31$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{z,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$	
$F_{z,Rd} = 189.67$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{z,Rd} = \min(F_{z,bRd1}, F_{z,bRd2})$	
$ F_{x,Ed,ser} \leq F_{x,Rd}$	$ 31.03 < 206.31$	vérifié	(0.15)
$ F_{z,Ed,ser} \leq F_{z,Rd}$	$ 28.40 < 189.67$	vérifié	(0.15)
$F_{Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$	$42.07 < 54.30$	vérifié	(0.77)

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE DROITE DU POTEAU

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 145.97$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
$F_{p,c} = 169.68$ [kN]	Effort de compression dans le boulon	$F_{p,c} = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$
$F_{s,Rd,ser} = 54.30$ [kN]	Résistance du boulon au glissement	$F_{s,Rd,ser} = (k_s \cdot m \cdot \mu / \gamma_{M3,ser}) \cdot F_{p,c}$

Pression du boulon sur l'aile du poteau

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
$\alpha_{bx} = 0.56$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0.56 > 0.00$	vérifié

$F_{b,Rd1x} = 229.90$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$
----------------------------	---	--

Direction y

$k_{1y} = 2.38$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2.38 > 0.00$	vérifié
$\alpha_{by} = 1.00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	$1.00 > 0.00$	vérifié

$F_{b,Rd1y} = 394.51$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$
----------------------------	---	--

Pression du boulon sur la plaquette

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
$\alpha_{bx} = 0.72$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0.72 > 0.00$	vérifié

$F_{b,Rd2x} = 171.60$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$
----------------------------	---	--

Direction y

$k_{1y} = 2.38$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2.38 > 0.00$	vérifié
$\alpha_{by} = 1.00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	$1.00 > 0.00$	vérifié

$F_{b,Rd2y} = 226.51$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$
----------------------------	---	--

ETAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$e_0 = 110$ [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{1b} + 0.5 \cdot (r-1) \cdot p_1$
$M_z = 0.31$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_z = V_{y,Ed,pr} \cdot e_0$
$F_{x,N} = -131.29$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{x,N} = N_{Ed,pr} / n_b$
$F_{y,Vy} = 0.48$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant Vy sur la direction y	$F_{y,Vy} = V_{y,Ed,pr} / n_b$
$F_{x,Mz} = 0.45$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment Mz sur la direction x	$F_{x,Mz} = M_z \cdot y_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{y,Mz} = 0.63$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment Mz sur la direction y	$F_{y,Mz} = M_z \cdot x_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{x,Ed} = -130.84$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,Mz}$
$F_{y,Ed} = 1.11$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y	$F_{y,Ed} = F_{y,Vy} + F_{y,Mz}$
$F_{Ed} = 130.85$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{y,Ed}^2}$
$F_{x,Rd} = 171.60$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{x,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$
$F_{y,Rd} = 226.51$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction y	$F_{y,Rd} = \min(F_{y,bRd1}, F_{y,bRd2})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{x,Rd}$	$ -130.84 < 171.60$	vérifié (0.76)
$ F_{y,Ed} \leq F_{y,Rd}$	$ 1.11 < 226.51$	vérifié (0.00)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$130.85 < 145.97$	vérifié (0.90)

ETAT LIMITE: SERVICE

cisaillement des boulons

$e_0 = 110$ [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{1b} + 0.5 \cdot (r-1) \cdot p_1$
$M_z = 0.31$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_z = M_{z,Ed,ser,pr} + V_{y,Ed,ser,pr} \cdot e_0$
$F_{x,N} = 12.57$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{x,N} = N_{Ed,ser,pr} / n_b$
$F_{y,Vy} = 1.25$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant Vy sur la direction y	$F_{y,Vy} = V_{y,Ed,ser,pr} / n_b$
$F_{x,Mz} = 2.64$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment Mz sur la direction x	$F_{x,Mz} = M_z \cdot y_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{y,Mz} = 3.69$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment Mz sur la direction y	$F_{y,Mz} = M_z \cdot x_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{x,Ed,ser} = 15.20$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed,ser} = F_{x,N} + F_{x,Mz}$
$F_{y,Ed,ser} = 4.94$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y	$F_{y,Ed,ser} = F_{y,Vy} + F_{y,Mz}$
$F_{Ed,ser} = 15.99$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed,ser} = \sqrt{F_{x,Ed,ser}^2 + F_{y,Ed,ser}^2}$
$F_{x,Rd} = 171.60$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{x,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$
$F_{y,Rd} = 226.51$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction y	$F_{y,Rd} = \min(F_{y,bRd1}, F_{y,bRd2})$
$ F_{x,Ed,ser} \leq F_{x,Rd}$	$ 15.20 < 171.60$	vérifié (0.00)
$ F_{y,Ed,ser} \leq F_{y,Rd}$	$ 4.94 < 226.51$	vérifié (0.00)
$F_{Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$	$15.99 < 54.30$	vérifié (0.29)

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE GAUCHE DU POTEAU

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 145.97$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
$F_{p,c} = 169.68$ [kN]	Effort de compression dans le boulon	$F_{p,c} = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$
$F_{s,Rd,ser} = 54.30$ [kN]	Résistance du boulon au glissement	$F_{s,Rd,ser} = (k_s \cdot m \cdot \mu / \gamma_{M3,ser}) \cdot F_{p,c}$

Pression du boulon sur l'aile du poteau

Direction x

$k_{1x} = 2.50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
-----------------	--	---

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$\alpha_{bx} = 0.56$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1 / (3 \cdot d_0), p_1 / (3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$
----------------------	--	--

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0.56 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$F_{b,Rd1x} = 229.90$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d^* \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$
----------------------------	---	--

Direction y

$k_{1y} = 2.38$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
-----------------	--	--

$$k_{1y} > 0.0 \quad 2.38 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$\alpha_{by} = 1.00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2 / (3 \cdot d_0), f_{ub} / f_u, 1]$
----------------------	--	--

$$\alpha_{by} > 0.0 \quad 1.00 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$F_{b,Rd1y} = 394.51$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d^* \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$
----------------------------	---	--

Pression du boulon sur la plaque

Direction x

$k_{1x} = 2.50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
-----------------	--	---

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$\alpha_{bx} = 0.72$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1 / (3 \cdot d_0), p_1 / (3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$
----------------------	--	--

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0.72 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$F_{b,Rd2x} = 171.60$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d^* \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$
----------------------------	---	--

Direction y

$k_{1y} =$	2.38	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$		2.38 > 0.00	vérifié
$\alpha_{by} =$	1.00	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$		1.00 > 0.00	vérifié
$F_{b,Rd2y} =$	226.51 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d^2 \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

ETAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$e_0 =$	110 [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{1b} + 0.5 \cdot (r-1) \cdot p_1$
$M_z =$	0.31 [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_z = V_{y,Ed,pt} \cdot e_0$
$F_{x,N} =$	-134.92 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{x,N} = N_{Ed,pt} / n_b$
$F_{y,Vy} =$	0.48 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant V_y sur la direction y	$F_{y,Vy} = V_{y,Ed,pt} / n_b$
$F_{x,Mz} =$	0.45 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction x	$F_{x,Mz} = M_z \cdot y_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{y,Mz} =$	0.63 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction y	$F_{y,Mz} = M_z \cdot x_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{x,Ed} =$	-134.47 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,Mz}$
$F_{y,Ed} =$	1.11 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y	$F_{y,Ed} = F_{y,Vy} + F_{y,Mz}$
$F_{Ed} =$	134.47 [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{y,Ed}^2}$
$F_{x,Rd} =$	171.60 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{x,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$
$F_{y,Rd} =$	226.51 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction y	$F_{y,Rd} = \min(F_{y,bRd1}, F_{y,bRd2})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{x,Rd}$		$ -134.47 < 171.60$	vérifié (0.78)
$ F_{y,Ed} \leq F_{y,Rd}$		$ 1.11 < 226.51$	vérifié (0.00)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$		$134.47 < 145.97$	vérifié (0.92)

ETAT LIMITE: SERVICE

cisaillement des boulons

$e_0 =$	110 [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{1b} + 0.5 \cdot (r-1) \cdot p_1$
$M_z =$	0.31 [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_z = M_{z,Ed,ser,pt} + V_{y,Ed,ser,pt} \cdot e_0$
$F_{x,N} =$	-7.01 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{x,N} = N_{Ed,ser,pt} / n_b$
$F_{y,Vy} =$	1.25 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant V_y sur la direction y	$F_{y,Vy} = V_{y,Ed,ser,pt} / n_b$
$F_{x,Mz} =$	2.64 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction x	$F_{x,Mz} = M_z \cdot y_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{y,Mz} =$	3.69 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction y	$F_{y,Mz} = M_z \cdot x_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{x,Ed,ser} =$	-4.37 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed,ser} = F_{x,N} + F_{x,Mz}$
$F_{y,Ed,ser} =$	4.94 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y	$F_{y,Ed,ser} = F_{y,Vy} + F_{y,Mz}$
$F_{Ed,ser} =$	6.60 [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed,ser} = \sqrt{F_{x,Ed,ser}^2 + F_{y,Ed,ser}^2}$
$F_{x,Rd} =$	171.60 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{x,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$
$F_{y,Rd} =$	226.51 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction y	$F_{y,Rd} = \min(F_{y,bRd1}, F_{y,bRd2})$
$ F_{x,Ed,ser} \leq F_{x,Rd}$		$ -4.37 < 171.60$	vérifié (0.00)
$ F_{y,Ed,ser} \leq F_{y,Rd}$		$ 4.94 < 226.51$	vérifié (0.00)
$F_{Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$		$6.60 < 54.30$	vérifié (0.12)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC - [3.10]

PLATINE EXTERNE DROITE

Nr	Modèle	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		9.60	22.50	2.85 (*)	454.25 (*)	0.01	Vérifié

(*) $V_0 = 0.5 \cdot V_{y,Ed1}$

(*) $V_{eff,Rd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

PLATINE EXTERNE GAUCHE

Nr	Modèle	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		9.60	22.50	2.85 (*)	454.25 (*)	0.01	Vérifié

(*) $V_0 = 0.5 \cdot V_{y,Ed1}$

(*) $V_{eff,Rd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

VERIFICATION DES SECTIONS AFFAIBLIES PAR LES TROUS - [5.4]

POTEAU

$A_t =$	60.13	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la sectionu brute	
$A_{t,net} =$	43.09	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y*\gamma_{M2})/(f_u*\gamma_{M0})$	0.64	<	0.90	
$W =$	2311.25	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
$W_{net} =$	2311.25	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} =$	820.49	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net}*f_{yp}/\gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	4.63	<	820.49	vérifié (0.01)

ÉCLISSE D'AME

$A_t =$	45.00	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la sectionu brute	
$A_{t,net} =$	34.20	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y*\gamma_{M2})/(f_u*\gamma_{M0})$	0.68	<	0.90	
$W =$	225.00	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
$W_{net} =$	197.65	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} =$	70.17	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net}*f_{yp}/\gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	0.39	<	70.17	vérifié (0.01)

PLATINE EXTERNE DROITE

$A =$	45.00	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la sectionu brute	$A = h_{pi}*t_{pi}$
$A_{net} =$	34.20	[cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v*d_0*t_{pi}$
$N_{pl,Rd} =$	1057.50	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A*f_y/\gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} =$	886.46	[kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd} = 0.9*A_{net}*f_u/\gamma_{M2}$
$F_{Ed} =$	-788.17	[kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,ptue}$
$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$	-788.17	<	886.46	vérifié (0.89)
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$	-788.17	<	1057.50	vérifié (0.75)
$A_v =$	45.00	[cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p*t_p$
$A_{v,net} =$	37.80	[cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v*d_0*t_p$
$V_{pl,Rd} =$	610.55	[kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v*f_{yp})/(\sqrt{3}*\gamma_{M0})$
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$	2.85	<	610.55	vérifié (0.00)




PLATINE EXTERNE GAUCHE

$A =$	45.00	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la sectionu brute	$A = h_{pi}*t_{pi}$
$A_{net} =$	34.20	[cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v*d_0*t_{pi}$
$N_{pl,Rd} =$	1057.50	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A*f_y/\gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} =$	886.46	[kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd} = 0.9*A_{net}*f_u/\gamma_{M2}$
$F_{Ed} =$	-809.11	[kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pfi}$
$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$	-809.11	<	886.46	vérifié (0.91)
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$	-809.11	<	1057.50	vérifié (0.77)
$A_v =$	45.00	[cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p*t_p$
$A_{v,net} =$	37.80	[cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v*d_0*t_p$
$V_{pl,Rd} =$	610.55	[kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v*f_{yp})/(\sqrt{3}*\gamma_{M0})$
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$	2.85	<	610.55	vérifié (0.00)

PAROI SUPERIEURE

Effort axial




Etat limite: ultime

Platine	A _i [cm ²]	EFFORTS EQUIVALENTS N _i [kN]	EFFORTS EQUIVALENTS N _i (M _{y,Ed}) [kN]	Force résultante N _{Ed,i} [kN]
	A _{pw} = 45.00	-717.78	-	N_{Ed,pw}= -717.78
	A _{pfue} = 45.00	-717.78	39.39	N_{Ed,pfue}= -678.39
	A _{pfle} = 45.00	-717.78	-39.39	N_{Ed,pfle}= -757.17

$$N_i = (N_{Ed} * A_i) / (A_{pw} + A_{pfue} + A_{pfle})$$

$$N_{Ed,i} = N_i + N_i(M_{y,Ed})$$


Etat limite: service

Platine	A _i [cm ²]	EFFORTS EQUIVALENTS N _i [kN]	EFFORTS EQUIVALENTS N _i (M _{y,Ed,ser}) [kN]	Force résultante N _{Ed,ser,i} [kN]
	A _{pw} = 45.00	16.67	-	N_{Ed,ser,pw}= 16.67
	A _{pfue} = 45.00	16.67	56.56	N_{Ed,ser,pfue}= 73.23
	A _{pfle} = 45.00	16.67	-56.56	N_{Ed,ser,pfle}= -39.89



$$N_i = (N_{Ed,ser} * A_i) / (A_{pw} + A_{pfue} + A_{pfle})$$

$$N_{Ed,ser,i} = N_i + N_i(M_{y,Ed,ser})$$

Effort tranchant Z

Platine	A _i [cm ²]	V _{zEd,i} [kN]	V _{zEd,ser,i} [kN]
	A _{z,pw} = 45.00	V _{z,Ed,pw} = 0.00	V _{z,Ed,ser,pw} = 80.00




Effort tranchant Y

Platine	A _{y,i} [cm ²]	V _{y,Ed,i} [kN]	V _{y,Ed,ser,i} [kN]
	A _{y,fupe} = 45.00	V _{y,Ed,fupe} = 5.58	V _{y,Ed,ser,fupe} = 5.58
	A _{y,flpe} = 45.00	V _{y,Ed,flpe} = 5.58	V _{y,Ed,ser,flpe} = 5.58

$$V_{y,i} = (V_{y,Ed} * A_{y,i}) / (A_{pfue} + A_{pfle})$$

$$V_{y,i,ser} = (V_{y,Ed,ser} * A_{y,i}) / (A_{pfue} + A_{pfle})$$



Moment fléchissant Y

Platine	I _{y,i} [cm ⁴]	EFFORTS EQUIVALENTS M _{y,i} [kN*m]	Force résultante M _{y,Ed,i} [kN*m]	EFFORTS EQUIVALENTS M _{y,i,ser} [kN*m]	Force résultante M _{y,Ed,ser,i} [kN*m]
	I _{y,pw} = 3375.00	1.46	M_{y,Ed,pw}= 1.46	2.09	M_{y,Ed,ser,pw}= 2.09
	I _{y,pfue} = 18461.25	7.98	-	11.45	-
	I _{y,pfle} = 18461.25	7.98	-	11.45	-

$$M_{y,i} = (M_{y,Ed} * I_{y,i}) / (I_{pw} + I_{pfue} + I_{pfle})$$

$$M_{y,i,ser} = (M_{y,Ed,ser} * I_{y,i}) / (I_{pw} + I_{pfue} + I_{pfle})$$

Moment fléchissant Z

Platine	I _{z,i} [cm ⁴]	M _{z,i} [kN*m]	M _{z,i,ser} [kN*m]
	I _{z,pfue} = 3375.00	M_{z,Ed,pfue}= 0.00	M_{z,Ed,ser,pfue}= 1.00
	I _{z,pfle} = 3375.00	M_{z,Ed,pfle}= 0.00	M_{z,Ed,ser,pfle}= 1.00

$$M_i = (M_{z,Ed} * I_{z,i}) / (I_{z,pfue} + I_{z,pfle})$$

$$M_{i,ser} = M_{z,Ed,ser} * I_{z,i} / (I_{z,pfue} + I_{z,pfle})$$

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 145.97$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
 $F_{p,c} = 169.68$ [kN] Effort de compression dans le boulon $F_{p,c} = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$
 $F_{s,Rd,ser} = 54.30$ [kN] Résistance du boulon au glissement $F_{s,Rd,ser} = (k_s \cdot m \cdot \mu / \gamma_{M3,ser}) \cdot F_{p,c}$

Pression du boulon sur l'âme du poteau

Direction x

$k_{1x} = 2.50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0.86$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0.86 > 0.00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 206.31$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2.50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0.79$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0.79 > 0.00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 189.67$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la plaquette

Direction x

$k_{1x} = 2.50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0.86$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0.86 > 0.00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 281.32$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2.50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0.79$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0.79 > 0.00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 258.64$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

ETAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$M_y = 1.46$ [kN*m] Moment fléchissant réel

$F_{x,N} = 119.63$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x

$F_{x,My} = 3.41$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_y sur la direction x

$F_{z,My} = 1.82$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_y sur la direction z

$F_{x,Ed} = 123.04$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$F_{z,Ed} = 1.82$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$F_{Ed} = 123.05$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{Rd,x} = 206.31$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x

$F_{Rd,z} = 189.67$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rd,x}$ $|123.04| < 206.31$ **vérifié** (0.60)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rd,z}$ $|1.82| < 189.67$ **vérifié** (0.01)

$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$ $123.05 < 145.97$ **vérifié** (0.84)

$M_y = M_{y,Ed,pw}$

$F_{x,N} = |N_{Ed,pw}| / n_b$

$F_{x,My} = |M_y| \cdot z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$

$F_{z,My} = |M_y| \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$

$F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,My}$

$F_{z,Ed} = F_{z,My}$

$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rd,x} = \min(F_{bRd1,x}, F_{bRd2,x})$

$F_{Rd,z} = \min(F_{bRd1,z}, F_{bRd2,z})$

ETAT LIMITE: SERVICE

cisaillement des boulons

$e_0 = 125$ [mm] Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons

$M_y = 1.46$ [kN*m] Moment fléchissant réel

$F_{x,N} = 2.78$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x

$F_{z,Vz} = 13.33$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant V_z sur la direction z

$F_{x,My} = 28.26$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_y sur la direction x

$F_{z,My} = 15.07$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_y sur la direction z

$F_{x,Ed,ser} = 31.03$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$F_{z,Ed,ser} = 28.40$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$F_{Ed,ser} = 42.07$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$e_0 = e_{2b} + 0.5 \cdot (s_1 + (c-1) \cdot p_2)$

$M_y = M_{y,Ed,ser,pw} + V_{z,Ed,ser,pw} \cdot e_0$

$F_{x,N} = |N_{Ed,ser,pw}| / n_b$

$F_{z,Vz} = |V_{z,Ed,ser,pw}| / n_b$

$F_{x,My} = |M_y| \cdot z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$

$F_{z,My} = |M_y| \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$

$F_{x,Ed,ser} = F_{x,N} + F_{x,My}$

$F_{z,Ed,ser} = F_{z,Vz} + F_{z,My}$

$F_{Ed,ser} = \sqrt{F_{x,Ed,ser}^2 + F_{z,Ed,ser}^2}$

$e_0 =$	125 [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{2b} + 0.5 \cdot (s_1 + (c-1) \cdot p_2)$
$F_{x,Rd} =$	206.31 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{z,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$
$F_{z,Rd} =$	189.67 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{z,Rd} = \min(F_{z,bRd1}, F_{z,bRd2})$
$ F_{x,Ed,ser} \leq F_{x,Rd}$		$ 31.03 < 206.31$	vérifié (0.15)
$ F_{z,Ed,ser} \leq F_{z,Rd}$		$ 28.40 < 189.67$	vérifié (0.15)
$F_{Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$		$42.07 < 54.30$	vérifié (0.77)

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE DROITE DU POTEAU

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} =$	145.97 [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
$F_{p,c} =$	169.68 [kN]	Effort de compression dans le boulon	$F_{p,c} = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$
$F_{s,Rd,ser} =$	54.30 [kN]	Résistance du boulon au glissement	$F_{s,Rd,ser} = (k_s \cdot m \cdot \mu / \gamma_{M3,ser}) \cdot F_{p,c}$

Pression du boulon sur l'aile du poteau

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
----------------	--	---------------	---------

$\alpha_{bx} =$	0.56	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_{u,1}]$
-----------------	------	--	---

$\alpha_{bx} > 0.0$		$0.56 > 0.00$	vérifié
---------------------	--	---------------	---------

$F_{b,Rd1x} =$	229.90 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d^2 \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$
----------------	-------------	---	--

Direction y

$k_{1y} =$	2.38	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
------------	------	--	--

$k_{1y} > 0.0$		$2.38 > 0.00$	vérifié
----------------	--	---------------	---------

$\alpha_{by} =$	1.00	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_{u,1}]$
-----------------	------	--	---

$\alpha_{by} > 0.0$		$1.00 > 0.00$	vérifié
---------------------	--	---------------	---------

$F_{b,Rd1y} =$	394.51 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d^2 \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$
----------------	-------------	---	--

Pression du boulon sur la plaque

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
----------------	--	---------------	---------

$\alpha_{bx} =$	0.72	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_{u,1}]$
-----------------	------	--	---

$\alpha_{bx} > 0.0$		$0.72 > 0.00$	vérifié
---------------------	--	---------------	---------

$F_{b,Rd2x} =$	171.60 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d^2 \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$
----------------	-------------	---	--

Direction y

$k_{1y} =$	2.38	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
------------	------	--	--

$k_{1y} > 0.0$		$2.38 > 0.00$	vérifié
----------------	--	---------------	---------

$\alpha_{by} =$	1.00	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_{u,1}]$
-----------------	------	--	---

$\alpha_{by} > 0.0$		$1.00 > 0.00$	vérifié
---------------------	--	---------------	---------

$F_{b,Rd2y} =$	226.51 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d^2 \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$
----------------	-------------	---	--

ETAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$e_0 =$	110 [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{1b} + 0.5 \cdot (r-1) \cdot p_1$
$M_z =$	0.61 [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_z = V_{y,Ed,pt} \cdot e_0$
$F_{x,N} =$	-112.81 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{x,N} = N_{Ed,pt} / n_b$
$F_{y,Vy} =$	0.93 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant V_y sur la direction y	$F_{y,Vy} = V_{y,Ed,pt} / n_b$
$F_{x,Mz} =$	0.89 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction x	$F_{x,Mz} = M_z \cdot y_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{y,Mz} =$	1.24 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction y	$F_{y,Mz} = M_z \cdot x_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{x,Ed} =$	-111.93 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,Mz}$
$F_{y,Ed} =$	2.17 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y	$F_{y,Ed} = F_{y,Vy} + F_{y,Mz}$
$F_{Ed} =$	111.95 [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{y,Ed}^2}$
$F_{x,Rd} =$	171.60 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{x,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$
$F_{y,Rd} =$	226.51 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction y	$F_{y,Rd} = \min(F_{y,bRd1}, F_{y,bRd2})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{x,Rd}$		$ -111.93 < 171.60$	vérifié (0.65)
$ F_{y,Ed} \leq F_{y,Rd}$		$ 2.17 < 226.51$	vérifié (0.01)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$		$111.95 < 145.97$	vérifié (0.77)

ETAT LIMITE: SERVICE

cisaillement des boulons

$e_0 = 110$ [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{1b} + 0.5 \cdot (r-1) \cdot p_1$
$M_z = 0.61$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_z = M_{z,Ed,ser,pt} + V_{y,Ed,ser,pt} \cdot e_0$
$F_{x,N} = 12.57$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{x,N} = N_{Ed,ser,pt} / n_b$
$F_{y,Vy} = 1.25$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant V_y sur la direction y	$F_{y,Vy} = V_{y,Ed,ser,pt} / n_b$
$F_{x,Mz} = 2.64$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction x	$F_{x,Mz} = M_z \cdot y_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{y,Mz} = 3.69$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction y	$F_{z,Mz} = M_z \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed,ser} = 15.20$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed,ser} = F_{x,N} + F_{x,Mz}$
$F_{y,Ed,ser} = 4.94$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y	$F_{y,Ed,ser} = F_{y,Vy} + F_{y,Mz}$
$F_{Ed,ser} = 15.99$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed,ser} = \sqrt{F_{x,Ed,ser}^2 + F_{y,Ed,ser}^2}$
$F_{x,Rd} = 171.60$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{x,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$
$F_{y,Rd} = 226.51$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction y	$F_{y,Rd} = \min(F_{y,bRd1}, F_{y,bRd2})$
$ F_{x,Ed,ser} \leq F_{x,Rd}$	$ 15.20 < 171.60$	vérifié (0.00)
$ F_{y,Ed,ser} \leq F_{y,Rd}$	$ 4.94 < 226.51$	vérifié (0.00)
$F_{Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$	$15.99 < 54.30$	vérifié (0.29)

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE GAUCHE DU POTEAU

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 145.97$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
$F_{p,c} = 169.68$ [kN]	Effort de compression dans le boulon	$F_{p,c} = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$
$F_{s,Rd,ser} = 54.30$ [kN]	Résistance du boulon au glissement	$F_{s,Rd,ser} = (k_s \cdot m \cdot \mu / \gamma_{M3,ser}) \cdot F_{p,c}$

Pression du boulon sur l'aile du poteau

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
$\alpha_{bx} = 0.56$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0.56 > 0.00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 229.90$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2.38$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2.38 > 0.00$	vérifié
$\alpha_{by} = 1.00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	$1.00 > 0.00$	vérifié
$F_{b,Rd1y} = 394.51$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la plaquette

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
$\alpha_{bx} = 0.72$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0.72 > 0.00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 171.60$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2.38$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2.38 > 0.00$	vérifié
$\alpha_{by} = 1.00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	$1.00 > 0.00$	vérifié
$F_{b,Rd2y} = 226.51$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

ETAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$e_0 = 110$ [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{1b} + 0.5 \cdot (r-1) \cdot p_1$
$M_z = 0.61$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_z = V_{y,Ed,pt} \cdot e_0$
$F_{x,N} = -126.45$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{x,N} = N_{Ed,pt} / n_b$
$F_{y,Vy} = 0.93$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant V_y sur la direction y	$F_{y,Vy} = V_{y,Ed,pt} / n_b$

$e_0 = 110$ [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{1b} + 0.5 \cdot (r-1) \cdot p_1$
$F_{x,Mz} = 0.89$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction x	$F_{x,Mz} = M_z \cdot y_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{y,Mz} = 1.24$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction y	$F_{y,Mz} = M_z \cdot x_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{x,Ed} = -125.56$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,Mz}$
$F_{y,Ed} = 2.17$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y	$F_{y,Ed} = F_{y,N} + F_{y,Mz}$
$F_{Ed} = 125.58$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{y,Ed}^2}$
$F_{x,Rd} = 171.60$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{x,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$
$F_{y,Rd} = 226.51$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction y	$F_{y,Rd} = \min(F_{y,bRd1}, F_{y,bRd2})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{x,Rd}$	$ -125.56 < 171.60$	vérifié (0.73)
$ F_{y,Ed} \leq F_{y,Rd}$	$ 2.17 < 226.51$	vérifié (0.01)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$125.58 < 145.97$	vérifié (0.86)

ETAT LIMITE: SERVICE

cisaillement des boulons

$e_0 = 110$ [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{1b} + 0.5 \cdot (r-1) \cdot p_1$
$M_z = 0.61$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_z = M_{z,Ed,ser,pf} + V_{y,Ed,ser,pf} \cdot e_0$
$F_{x,N} = -7.01$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{x,N} = N_{Ed,ser,pf} / n_b$
$F_{y,Vy} = 1.25$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant V_y sur la direction y	$F_{y,Vy} = V_{y,Ed,ser,pf} / n_b$
$F_{x,Mz} = 2.64$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction x	$F_{x,Mz} = M_z \cdot y_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{y,Mz} = 3.69$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction y	$F_{y,Mz} = M_z \cdot x_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{x,Ed,ser} = -4.37$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed,ser} = F_{x,N} + F_{x,Mz}$
$F_{y,Ed,ser} = 4.94$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y	$F_{y,Ed,ser} = F_{y,Vy} + F_{y,Mz}$
$F_{Ed,ser} = 6.60$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed,ser} = \sqrt{F_{x,Ed,ser}^2 + F_{y,Ed,ser}^2}$
$F_{x,Rd} = 171.60$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{x,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$
$F_{y,Rd} = 226.51$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction y	$F_{y,Rd} = \min(F_{y,bRd1}, F_{y,bRd2})$
$ F_{x,Ed,ser} \leq F_{x,Rd}$	$ -4.37 < 171.60$	vérifié (0.00)
$ F_{y,Ed,ser} \leq F_{y,Rd}$	$ 4.94 < 226.51$	vérifié (0.00)
$F_{Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$	$6.60 < 54.30$	vérifié (0.12)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC - [3.10]

PLATINE EXTERNE DROITE

Nr	Modèle	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		9.60	22.50	5.58 (*)	454.25 (*)	0.01	Vérifié

(*) $V_0 = 0.5 \cdot V_{y,Ed2}$

(*) $V_{eff,Rd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

PLATINE EXTERNE GAUCHE

Nr	Modèle	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		9.60	22.50	5.58 (*)	454.25 (*)	0.01	Vérifié

(*) $V_0 = 0.5 \cdot V_{y,Ed2}$

(*) $V_{eff,Rd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

VERIFICATION DES SECTIONS AFFAIBLIES PAR LES TROUS - [5.4]

POTEAU

$A_t = 60.13$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} = 43.09$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$		$0.64 < 0.90$
$W = 2311.25$ [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$W_{net} = 2311.25$ [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rd,net} = 820.49$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rd,net} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rd,net}$	$ 17.41 < 820.49$	vérifié (0.02)

ÉCLISSE D'AME

$A_t =$	45.00	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} =$	34.20	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$			0.68 < 0.90	
$W =$	225.00	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
$W_{net} =$	197.65	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} =$	70.17	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$			1.46 < 70.17	vérifié (0.02)

PLATINE EXTERNE DROITE

$A =$	45.00	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} \cdot t_{pi}$
$A_{net} =$	34.20	[cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v \cdot d_0 \cdot t_{pi}$
$N_{pl,Rd} =$	1057.50	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} =$	886.46	[kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed} =$	-678.39	[kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,ptue}$
$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$			-678.39 < 886.46	vérifié (0.77)
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$			-678.39 < 1057.50	vérifié (0.64)
$A_v =$	45.00	[cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p \cdot t_p$
$A_{v,net} =$	37.80	[cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$
$V_{pl,Rd} =$	610.55	[kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$			5.58 < 610.55	vérifié (0.01)

PLATINE EXTERNE GAUCHE

$A =$	45.00	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} \cdot t_{pi}$
$A_{net} =$	34.20	[cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v \cdot d_0 \cdot t_{pi}$
$N_{pl,Rd} =$	1057.50	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} =$	886.46	[kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed} =$	-757.17	[kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,ptfi}$
$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$			-757.17 < 886.46	vérifié (0.85)
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$			-757.17 < 1057.50	vérifié (0.72)
$A_v =$	45.00	[cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p \cdot t_p$
$A_{v,net} =$	37.80	[cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$
$V_{pl,Rd} =$	610.55	[kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$			5.58 < 610.55	vérifié (0.01)

REMARQUES

Pince boulon-extrémité horizontale de la platine sur le poteau inférieur trop faible 85 [mm] > 84 [mm]
Pince boulon-extrémité horizontale de la platine sur le poteau supérieur trop faible 85 [mm] > 84 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.92



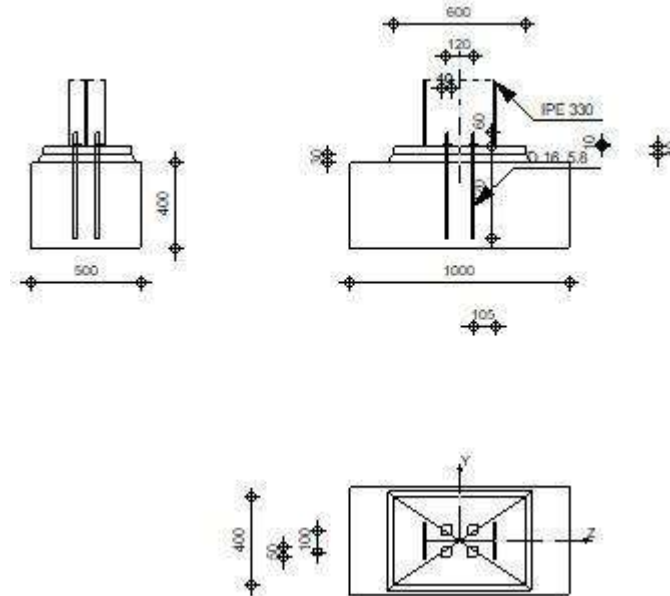
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul du noyau avec poutre

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide:
Design of fastenings in concrete



Ratio
0.74



GENERAL

Assemblage N°: 2
Nom de l'assemblage: Pied de poteau encastré

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: IPE 330
 $L_c = 5.00$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0.0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 330$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 160$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 18$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 62.61$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 11766.90$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E36

$f_{yc} = 355.00$ [MPa] Résistance
 $f_{uc} = 495.00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 600$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 400$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 40$ [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER E36

$f_{ypd} = 355.00$ [MPa] Résistance
 $f_{upd} = 495.00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

ANCORAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	5.8		Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	340.00	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	500.00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	1.57	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2.01	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$n_H =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	2		Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} =$	120	[mm]	
Entraxe $e_{Vi} =$	100	[mm]	

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 =$	60	[mm]
$L_2 =$	420	[mm]

Platine

$l_{wd} =$	40	[mm]	Longueur
$b_{wd} =$	50	[mm]	Largeur
$t_{wd} =$	10	[mm]	Epaisseur

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

$L =$	1000	[mm]	Longueur de la semelle
$B =$	500	[mm]	Largeur de la semelle
$H =$	400	[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

$a_p =$	4	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
---------	---	------	-------------------------------------

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N_{j,Ed} =$	-14.09	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	-14.63	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	8.92	[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)]
$f_j = 22.45$ [MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{MO}))}$		
$c = 92$ [r m]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} = 195$ [r m]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} = 344$ [r m]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} = 670.68$ [c m ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} = 2927.38$ [c m ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$		
$F_{rd,u} = 3269.44$ [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)]
$f_{jd} = \beta_j*F_{rd,u}/(b_{eff}*l_{eff})$		
$f_{jd} = 32.50$ [MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} = 1538.70$ [cm ²]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} = 670.68$ [cm ²]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i}*f_{jd}$		
$F_{c,Rd,n} = 5000.61$ [kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = 2179.63$ [kN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]

AILLE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 1.00$	Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} = 804.33$ [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} = 285.54$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} = 319$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$		
$F_{c,fc,Rd,y} = 896.51$ [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$		
$N_{j,Rd} = 5000.61$ [kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$		
$F_{c,Rd,y} = 896.51$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b = 1.57$ [cm ²]	Aire de section efficace du boulon	[Tableau 3.4]
$f_{ub} = 500.00$ [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$\beta = 0.85$	Coefficient de réduction de la résistance du boulon	[3.6.1.(3)]
$F_{t,Rd,s1} = \beta*0.9*f_{ub}*A_b/\gamma_{M2}$		
$F_{t,Rd,s1} = 48.04$ [kN]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
$\gamma_{Ms} = 1.20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$f_{yb} = 340.00$ [MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s2} = f_{yb}*A_b/\gamma_{Ms}$		
$F_{t,Rd,s2} = 44.48$ [kN]	Résistance du boulon à la rupture	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$		
$F_{t,Rd,s} = 44.48$ [kN]	Résistance du boulon à la rupture	

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} = 35.00$ [MPa]	Résistance caractéristique du béton à la compression	EN 1992-1:[3.1.2]
$f_{ctd} = 0.1 * 0.5 * f_{ck} / \gamma_C$		
$f_{ctd} = 1.50$ [MPa]	Résistance de calcul à la traction	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_1 = 1.00$	Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_2 = 1.00$	Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$f_{bd} = 2.25*\eta_1*\eta_2*f_{ctd}$		
$f_{bd} = 3.37$ [MPa]	Adhérence de calcul admissible	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$h_{ef} = 400$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$F_{t,Rd,p} = \pi*d*h_{ef}*f_{bd}$		
$F_{t,Rd,p} = 67.77$ [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} = 293$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]
 $N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$
 $N_{Rk,c}^0 = 222.91$ [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]
 $s_{cr,N} = 880$ [mm] Largeur critique du cône de béton CEB [9.2.4]
 $c_{cr,N} = 440$ [mm] Distance critique du bord de la fondation CEB [9.2.4]
 $A_{c,N0} = 9800.00$ [cm²] Aire de surface maximale du cône CEB [9.2.4]
 $A_{c,N} = 5000.00$ [cm²] Aire de surface réelle du cône CEB [9.2.4]

$$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$$

$\psi_{A,N} = 0.51$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.2.4]
 $c = 200$ [mm] Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité CEB [9.2.4]

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$$

$\psi_{s,N} = 0.84$ Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation CEB [9.2.4]

$\psi_{ec,N} = 1.00$ Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage CEB [9.2.4]

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$$

$\psi_{re,N} = 1.00$ Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation CEB [9.2.4]

$\psi_{ucr,N} = 1.00$ Coef. dépendant du degré de fissuration du béton CEB [9.2.4]

$\gamma_{Mc} = 2.16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 * \psi_{A,N} * \psi_{s,N} * \psi_{ec,N} * \psi_{re,N} * \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$$

$F_{t,Rd,c} = 44.04$ [kN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

FENDAGE DU BETON

$h_{ef} = 400$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.5]

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$$

$N_{Rk,c}^0 = 354.96$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.5]

$s_{cr,N} = 800$ [mm] Largeur critique du cône de béton CEB [9.2.5]

$c_{cr,N} = 400$ [mm] Distance critique du bord de la fondation CEB [9.2.5]

$A_{c,N0} = 8280.00$ [cm²] Aire de surface maximale du cône CEB [9.2.5]

$A_{c,N} = 4600.00$ [cm²] Aire de surface réelle du cône CEB [9.2.5]

$$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$$

$\psi_{A,N} = 0.56$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.2.5]

$c = 200$ [mm] Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité CEB [9.2.5]

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$$

$\psi_{s,N} = 0.85$ Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation CEB [9.2.5]

$\psi_{ec,N} = 1.00$ Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage CEB [9.2.5]

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$$

$\psi_{re,N} = 1.00$ Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation CEB [9.2.5]

$\psi_{ucr,N} = 1.00$ Coef. dépendant du degré de fissuration du béton CEB [9.2.5]

$$\psi_{h,N} = (h/(2 * h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$$

$\psi_{h,N} = 0.63$ Coef. dépendant de la hauteur de la fondation CEB [9.2.5]

$\gamma_{M,sp} = 2.16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^0 * \psi_{A,N} * \psi_{s,N} * \psi_{ec,N} * \psi_{re,N} * \psi_{ucr,N} * \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$$

$F_{t,Rd,sp} = 48.89$ [kN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton CEB [9.2.5]

RÉSISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$F_{t,Rd} = 44.04$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 204$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5]

$l_{eff,2} = 204$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 42$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$M_{pl,1,Rd} = 28.95$ [kN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$M_{pl,2,Rd} = 28.95$ [kN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$F_{T,1,Rd} = 2775.63$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$F_{T,2,Rd} = 665.74$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$F_{T,3,Rd} = 88.08$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 3 [6.2.4]

$$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$F_{t,pl,Rd,y} = 88.08$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

RÉSISTANCE DE L'AME DU POTEAU A LA TRACTION

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$t_{wc} =$	8	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.3.(8)]
$b_{eff,t,wc} =$	204	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la traction	[6.2.6.3.(2)]
$A_{vc} =$	30.81	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0.87		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.3.(4)]
$F_{t,wc,Rd,y} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$				
$F_{t,wc,Rd,y} =$	472.47	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.3.(1)]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$F_{T,Rd,y} = \min(F_{t,pl,Rd,y}, F_{t,wc,Rd,y})$				
$F_{T,Rd,y} =$	88.08	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0.00 < 1.00	vérifié	(0.00)	
$e_y =$	633	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,y} =$	159	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} =$	60	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} =$	25.80	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	0.35 < 1.00	vérifié	(0.35)	

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} =$	2.78		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]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \alpha_{b,y} f_{up} d^* t_p / \gamma_{M2}$				
$F_{1,vb,Rd,y} =$	633.60	[kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b =$	0.34		Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} =$	2.01	[cm ²]	Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} =$	500.00	[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)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b f_{ub} A_{vb} / \gamma_{M2}$				
$F_{2,vb,Rd} =$	27.18	[N]	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]
$M_{Rk,s} =$	13	[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]
$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M M_{Rk,s} / (l_{sm} \gamma_{Ms})$				
$F_{v,Rd,sm} =$	3.88	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier	CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} =$	95.12	[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]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$				
$F_{v,Rd,cp} =$	88.08	[kN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

ECRASUREMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 =$	231.42	[N]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,y} =$	1.00		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)]
$\psi_{s,V,y} =$	1.00		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)]

$V_{Rk,c,y}^0 = 231.42$ [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]
 $\gamma_{Mc} = 2.16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 \cdot \Psi_{A,V,y} \cdot \Psi_{h,V,y} \cdot \Psi_{s,V,y} \cdot \Psi_{ec,V,y} \cdot \Psi_{\alpha,V,y} \cdot \Psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,c,y} = 107.14$ [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)]

$N_{c,Ed} = 14.09$ [kN] Effort de compression [6.2.2.(6)]

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$$

$F_{f,Rd} = 4.23$ [kN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,y} = 19.73$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$ $0.74 < 1.00$ **vérifié** (0.74)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 14.35$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 14.35$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{y||} = -5.85$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$ [4.5.3.(7)]

$\tau_{z||} = 0.00$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$ [4.5.3.(7)]

$\beta_w = 0.90$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1) $0.04 < 1.00$ **vérifié** (0.04)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{y||}^2 + \tau_{z||}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0.07 < 1.00$ **vérifié** (0.07)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z||}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0.06 < 1.00$ **vérifié** (0.06)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} = 195$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 344$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff})} / (1.275 \cdot E)$$

$k_{13,y} = 35$ [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$l_{eff} = 204$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 42$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$$k_{15,y} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$$

$k_{15,y} = 76$ [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

$L_b = 216$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage [Tableau 6.11]

$$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$$

$k_{16,y} = 1$ [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]

$\lambda_{0,y} = 0.48$ Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,y} = 14740.94$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [Tableau 6.12]

$S_{j,rig,y} = 148262.94$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE [5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

BOULON D'ANCRAGE AU CISAILLEMENT - AVEC BRAS DE LEVIER

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.74



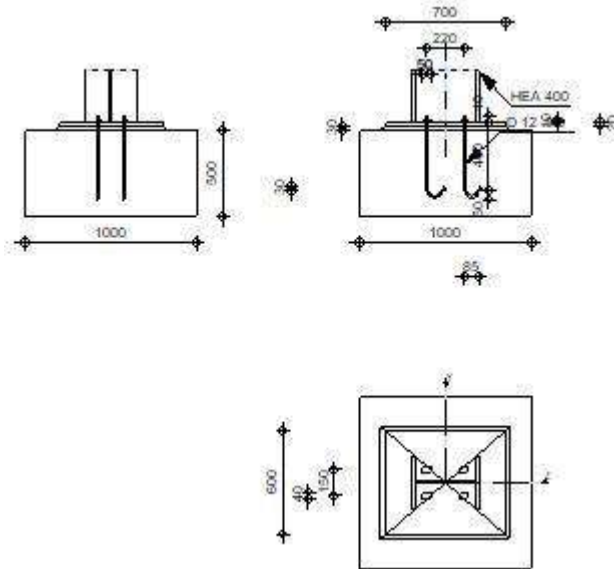
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB
Design Guide: Design of fastenings in concrete



Ratio
0.81



GENERAL

Assemblage N°: 3

Nom de l'assemblage: Pied de poteau encastré

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 400

$L_c =$	5.00	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0.0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	390	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	11	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	19	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	158.98	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	45069.40	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: S 355

$f_{yc} =$	355.00	[MPa]	Résistance
$f_{uc} =$	470.00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} =$	700	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	600	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	20	[mm]	Epaisseur

Matériau: S 355

$f_{ypd} =$	355.00	[MPa]	Résistance
$f_{upd} =$	470.00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

ANCORAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	5.6		Classe de tiges d'ancrage
f_{yb} =	300.00	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
f_{ub} =	500.00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
d =	12	[mm]	Diamètre du boulon
A_s =	0.84	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A_v =	1.13	[cm ²]	Aire de la section du boulon
n_H =	2		Nombre de colonnes des boulons
n_V =	2		Nombre de rangées des boulons
Ecartement e_{Hi} =	220	[mm]	
Entraxe e_{Vi} =	150	[mm]	

Dimensions des tiges d'ancrage

L_1 =	40	[mm]
L_2 =	400	[mm]
L_3 =	100	[mm]
L_4 =	30	[mm]

Platine

l_{wd} =	50	[mm]	Longueur
b_{wd} =	40	[mm]	Largeur
t_{wd} =	10	[mm]	Épaisseur

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ_{M0} =	1.00		Coefficient de sécurité partiel
γ_{M2} =	1.25		Coefficient de sécurité partiel
γ_C =	1.50		Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

L =	1000	[mm]	Longueur de la semelle
B =	1000	[mm]	Largeur de la semelle
H =	500	[mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe	C30/37		
f_{ck} =	30.00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

t_g =	30	[mm]	Épaisseur 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 =	4	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
---------	---	------	-------------------------------------

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N_{j,Ed}$ =	-2395.00	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,z}$ =	-0.04	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y}$ =	-0.05	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 20.00$ [MPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j = 20.57$ [MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$		
$c = 48$ [n m]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} = 115$ [n m]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} = 396$ [n m]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} = 455.04$ [cm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} = 3089.09$ [cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$		
$F_{rd,u} = 2371.22$ [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)]
$f_{jd} = \beta_j*F_{rd,u}/(b_{eff}*l_{eff})$		
$f_{jd} = 34.74$ [MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} = 1183.91$ [cm ²]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} = 455.04$ [cm ²]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i}*f_{jd}$		
$F_{c,Rd,n} = 4112.86$ [kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = 1580.82$ [kN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 2.00$	Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} = 2561.97$ [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} = 909.50$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} = 371$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$		
$F_{c,fc,Rd,y} = 2451.48$ [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$		
$N_{j,Rd} = 4112.86$ [kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$		
$F_{c,Rd,y} = 1580.82$ [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)	$0.58 < 1.00$	vérifié	(0.58)
$e_y = 0$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$Z_{c,y} = 186$ [mm]	Bras de levier $F_{c,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,y} = 110$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 0.07$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0.76 < 1.00$	vérifié	(0.76)

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 5.71$	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]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z}*\alpha_{b,z}*f_{up}*d*t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,z} = 225.60$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0.35$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} = 1.13$ [cm ²]	Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 500.00$ [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)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b*f_{ub}*A_{vb}/\gamma_{M2}$		
$F_{2,vb,Rd} = 15.83$ [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]
$M_{Rk,s} = 0.08$ [kN*m]	Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion	CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} = 46$ [mm]	Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]
$\gamma_{Ms} = 1.20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M * M_{Rk,s} / (l_{sm} * \gamma_{Ms})$		
$F_{v,Rd,sm} = 2.77$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier	CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 178.57$ [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]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,cp} = 165.35$ [kN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 = 505.26$ [N]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z} = 0.62$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,z} = 1.05$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,z} = 0.92$	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]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * \psi_{A,V,z} * \psi_{h,V,z} * \psi_{s,V,z} * \psi_{ec,V,z} * \psi_{\alpha,V,z} * \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,z} = 140.49$ [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)]
$N_{c,Ed} = 2395.00$ [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$		
$F_{f,Rd} = 718.50$ [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,z} = 729.56$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0.00 < 1.00	vérifié (0.00)

SOUDES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 168.76$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 168.76$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} = 0.00$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} = -0.01$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_w = 0.90$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1) 0.50 < 1.00 vérifié (0.50)		
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 * (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0.81 < 1.00 vérifié (0.81)		
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 * (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0.81 < 1.00 vérifié (0.81)		

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} = 115$ [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} = 396$ [mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$		
$k_{13,y} = 26$ [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} = 354$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 65$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff}^3 / (m^3)$		
$k_{15,y} = 4$ [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b = 162$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]

$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$			
$k_{16,y} =$	1 [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0.39	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} = 269032.81$	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} = 567874.44$	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$		SEMI-RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

SOUDESURES ASSEMBLANT LE FUT DU POTEAU A PLAQUE D'ASSISE

REMARQUES

Segment L4 du boulon d'ancrage à crosse trop court. 30 [mm] < 60 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.81