



---

## Avant-Propos

La vie estudiantine s'est réservée, tout au long du cursus universitaire, à assimiler une masse de connaissances théoriques fondamentales pour enrichir l'esprit et épanouir l'intellect de l'ingénieur dans le but d'acquérir les bases d'un certain savoir-faire.

Ces notions traitent les systèmes constructifs, les matériaux, ainsi que les principes relatifs au processus de la conception, à la modélisation et à l'élaboration d'un projet.

Néanmoins, le métier d'ingénieur exige un degré élevé de responsabilité et de longues années d'étude qui permettent d'entrer en plein pied dans la profession. Elles ne sont qu'une base préparatrice qui offre l'assise théorique exigeant un modelage pratique. Selon cette logique, le cursus universitaire est alterné par des stages obligatoires. En effet la formation par l'action, une valeur parmi d'autres, est perçue comme le point angulaire au sein des grandes écoles d'ingénieurs.

L'école nationale des ingénieurs de Sfax n'en fait pas l'exception et ne cesse de donner de l'importance à cette valeur. En effet, après un stage ouvrier et un stage technicien effectués au terme de la deuxième année, les élèves de l'école sont invités à passer, à la fin de la troisième année, un stage d'application dont la vocation est de développer un thème relatif à l'un des domaines faisant l'objet de la formation de l'étudiant.

Ces stages ont pour intérêt, bien évidemment, la conjonction des deux axes de toute formation : le théorique académique et la pratique professionnelle dans le but de bien assimiler les différents aspects et mécanismes de la vie des entreprises loin de la théorie qui reste insuffisante. Cela dit, il reste un autre point déterminant pour la réussite d'un stage ; c'est la collaboration des entreprises et des autres partenaires économiques, qui peut prendre différentes formes, notamment par l'offre de stage aux étudiants qui trouvent souvent assez de difficultés. Par ailleurs, le stagiaire, qui par nature manque encore d'expérience, devrait être suivi et encadré durant son stage pour en profiter au mieux.

Enfin il faut insister sur la nécessité de bâtir des relations de partenariat entre les entreprises et les écoles d'ingénieurs. Un partenariat qui permettra d'échanger le fruit des recherches et des expériences de chacun des partenaires et d'exprimer les besoins et les attentes dans l'objectif d'une amélioration continue.

---

## *Remerciements*

Arrivé au bout de ce travail, nous tenons à exprimer tout d'abord nos vives reconnaissances et nos remerciements à notre DIEU.

C'est avec un grand plaisir que nous commençons ce rapport par exprimer nos respectueuses reconnaissances à tous nos enseignants qui nous ont impressionné par la richesse, le professionnalisme et la haute qualité de l'enseignement ainsi que leurs manières de transmettre l'information avec un vrai sens pédagogique et une très grande maîtrise.

Nos vifs remerciements sont particulièrement adressés à notre encadrant académique **M. Omar Mezghanni** pour ses précieux conseils, sa grande patience et le temps qu'il a consacré pour nous aider, avec dévouement, à surmonter les difficultés rencontrées durant la réalisation de ce travail.

Nous tenons aussi à remercier notre encadrant industriel **M. Slim EL Euch** pour sa confiance, son hospitalité et l'opportunité qu'il nous a fourni, à travers ce stage de fin d'études, pour enrichir d'avantage notre cursus de formation.

Notre sincères gratitude à **M. Mohamed Amine Abdelmalek et M. Sofien Gabsi**, nous avons beaucoup profité de vos conseils précieux et de votre disponibilité pour élaborer ce travail et à tous les personnels de la société **ACOSERV** pour l'accueil chaleureux que chacun m'a réservé.

Nous exprimons nos sincères sentiments de reconnaissance à toutes les personnes qui nous ont aidé et encouragé, de près ou de loin, à la réalisation de ce projet.

Nos remerciements les plus vifs sont adressés aux membres de jury **M. Atef Daoud (Le président)** et **M. Mohamed Hadj Taieb (l'examineur)** pour l'honneur qu'ils nous ont fait d'avoir acceptés d'examiner ce mémoire.

Enfin, Que le corps professoral et administratif de l'Ecole National d'Ingénieurs de Sfax, trouvent ici nos vifs remerciements, pour tout le travail effectué durant notre formation à l'école.

## *Dédicaces*

*Toutes les lettres ne sauraient trouver les mots qu'il faut. . . , tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude, l'amour, le respect, la reconnaissance. . .*

*C'est du profond de mon cœur que je dédie ce travail à. . .*

*La mémoire de mon père qui nous a quittés trop tôt*

*J'espère qu'il apprécie, du monde qui est sien maintenant, cet humble geste comme preuve d'amour d'une fille qui a toujours prié pour le salut de son âme. Puisse dieu le tout puissant l'avoir en sa sainte miséricorde !*

*Ma Chère Maman*

*Si Dieu a mis le paradis sous les pieds des mères, ce n'est pas pour rien. Affable, honorable, aimable, tu représentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour mon bien être. Ta prière et ta bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études. Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que tu n'as cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge adulte. Tu as fait plus qu'une mère puisse faire pour que ses enfants suivent le bon chemin dans leurs vies et leurs études. Je te dédie ce travail en témoignage de mon profond amour.*

*Puisse Dieu, le tout puissant, te préserver et t'accorder santé, longue vie et bonheur. Je t'aime maman. . .*

*Tu sais,*

*Mes sœurs, mes frères, mes amis, ma grande famille et tous ceux que je n'ai pas cités et qui ne sont pas moins chers*

*Merci pour le moindre mot d'encouragement et de soutien, merci tout simplement d'être souvent à mes côtés, me pousser toujours d'un pas vers l'avant. Puisse l'amour et la fraternité nous unissent à jamais.*

*Que Dieu vous garde, vous bénisse et vous procure bonne santé et longue vie.*

*Houda*



## *Dédicaces*

*A mon père, Mohamed,*

Qui a lutté et sacrifié pour m'offrir les conditions propices à ma réussite

*A ma mère Dalila,*

Qui m'a étreint de tendresse et d'affection et qui a constitué la première école de mon existence

*A ma chère sœur Sana,*

En témoignage de l'affection et des sentiments de fraternité qui nous unissent.  
Que dieu te garde et t'ouvre les portes de la réussite

*A mes chers frères : Riadh, Adel, Akrem et Syed,*

En témoignage de mon attachement profond, sincère et sans égale. Je vous dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur, de réussite aussi bien dans la vie personnelle que professionnelle et de bonne santé.

*A la mémoire de ma grand-mère Yamina,*

À qui ce modeste travail aurait fait beaucoup plaisir. Repose en paix 'Da' et que dieu est pitié de ton âme

*A la mémoire de mon oncle El-Fahem,*

Que je l'ai accompagné dans ses moments d'adieu avec ce monde, et dont le décès est une leçon d'humanité, d'humilité et d'amour. Tu resteras à jamais dans nos cœurs et tu occuperas nos pensées les plus ...

*A tous mes amis, Nermine, Khawla et Faouzi*

Pour leur soutien moral, leur patience, leur motivation et leur encouragement tout le long de ce travail.

*A ma chère Haïfa,* Pour son soutien moral, sa patience, sa motivation et son encouragement tout le long de ce travail, que dieu vous garde.

*Saddam*

# ***SOMMAIRE***

<b>INTRODUCTION GENERALE.....</b>	<b>1</b>
<b>PARTIE 1 : VARIANTE MIXTE.....</b>	<b>3</b>
<b>CHAPITRE 1 :ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE DE LA VARIANTE MIXTE .....</b>	<b>3</b>
I. DESCRIPTION GENERALE.....	4
II. DESCRIPTION DE DIFFERENTS ELEMENTS DE LA STRUCTURE :.....	11
III. CONCLUSION :.....	17
<b>CHAPITRE 2 :PRESENTATION DU PROJET.....</b>	<b>18</b>
I. INTRODUCTION.....	19
II. DESCRIPTION ARCHITECTURALE DU PROJET .....	19
III. PHASES D'ETUDE .....	21
IV. CONCEPTION DE LA SUPERSTRUCTURE .....	21
V. CONCLUSION.....	25
<b>CHAPITRE 3 :CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX ET ÉVALUATIONS DE CHARGES .....</b>	<b>26</b>
I. INTRODUCTION.....	27
II. REFERENCES ET HYPOTHESES DE CALCUL .....	27
III. EVALUATION DES CHARGES .....	28
IV. CONCLUSION .....	29
<b>CHAPITRE 4 :MODELISATION NUMERIQUE AVEC LE LOGICIEL CYPECAD .....</b>	<b>30</b>
I. INTRODUCTION.....	31
II. DESCRIPTION GENERALE DE LA MODELISATION NUMERIQUE :.....	31
III. RESULTATS DE DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE .....	37
IV. CONCLUSION.....	37
<b>CHAPITRE 5 :DIMENSIONNEMENT DU PLANCHER MIXTE.....</b>	<b>38</b>
I. INTRODUCTION.....	39
II. PRESENTATION GENERALE .....	39

III. CONCEPTION DU PLANCHER ET DONNEES DE CALCUL .....	45
IV. DIMENSIONNEMENT DE LA DALLE MIXTE.....	48
V. DIMENSIONNEMENT D'UNE POUTRE SECONDAIRE MIXTE (SOLIVE).....	62
VI. DIMENSIONNEMENT D'UNE POUTRE MAITRESSE MIXTE : .....	73
<b>CHAPITRE 6 :DIMENSIONNEMENT D'UN POTEAU MIXTE .....</b>	<b>83</b>
I. INTRODUCTION.....	84
II. PRESENTATION GENERALE .....	84
III. DIMENSIONNEMENT DU POTEAU P3 .....	87
IV. CONCLUSION .....	99
<b>CHAPITRE 7 :ETUDE DE L'ESCALIER.....</b>	<b>100</b>
I. INTRODUCTION.....	101
II. LES PARAMETRES DE CALCUL.....	102
III. CALCUL DES SOLLICITATIONS .....	105
IV. CALCUL DU FERRAILLAGE.....	107
V. CONCLUSION:.....	110
<b>CHAPITRE 8 :ETUDE DE LA FONDATION .....</b>	<b>111</b>
I. INTRODUCTION.....	112
II. DONNEES ET HYPOTHESES DE CALCUL : .....	112
III. ETUDE D'UNE SEMELLE ISOLEE : .....	112
VI. CONCLUSION.....	113
<b>PARTIE 2 : VARIANTE CONTENEUR.....</b>	<b>119</b>
<b>CHAPITRE 1 :ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE .....</b>	<b>119</b>
I. INTRODUCTION : .....	120
II. STRUCTURE DU CONTENEUR : .....	120
III. LES AVANTAGES DE LA CONSTRUCTION CONTAINER.....	125
V. TECHNIQUE DE REALISATION.....	126
VI. CONCLUSION .....	136
<b>CHAPITRE 2 :PRESENTATION DU PROJET.....</b>	<b>137</b>
I. INTRODUCTION.....	138

---

II. DESCRIPTION ARCHITECTURALE : .....	138
III. CONCEPTION DE LA SUPERSTRUCTURE : .....	139
IV. EVALUATIONS DES CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL : .....	143
<b>CHAPITRE 3 :MODELISATION NUMERIQUE AVEC LE LOGICIEL « RFEM »</b> .....	<b>145</b>
I. INTRODUCTION.....	<b>146</b>
II. Description des logiciels utilisés .....	141
III. MODELISATION NUMERIQUE DU BATIMENT EN CONTENEURS :.....	146
VI. RESULTATS.....	151
V.CONCLUSION.....	<b>179</b>
<b>CHAPITRE 4 : ETUDE COMPARATIVE DE PRIX .....</b>	<b>180</b>
I. INTRODUCTION : .....	181
II. DESCRIPTION GENERALE : .....	181
III. ETUDE QUANTITATIVE .....	181
IV. ETUDE DES PRIX : .....	184
V. CONCLUSION : .....	186
<b>CONCLUSION GENERALE.....</b>	<b>187</b>
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....</b>	<b>188</b>

## ***LISTE DES FIGURES***

FIGURE 1: POUTRE MIXTE.....	4
FIGURE 2: SECTION MIXTE EN T .....	12
FIGURE 3: DALLE AVEC RENFORMIS .....	12
FIGURE 4: POUTRE METALLIQUE EN CAISSON .....	12
FIGURE 5: POUTRE METALLIQUE PARTIELLEMENT ENROBES DE BETON .....	13
FIGURE 6: PROFILE CONNECTE A UNE DALLE MIXTE .....	13
FIGURE 7: TYPES DE POTEAUX MIXTES .....	14
FIGURE 8: ASSEMBLAGE SOUDE .....	15
FIGURE 9: ASSEMBLAGES BOULONNES PAR PLATINES .....	15
FIGURE 10: ASSEMBLAGE PAR TASSEAU ET PLAQUE DE CONTACT .....	15
FIGURE 11: ASSEMBLAGE PAR GOUSSET D'AME ET PLAQUE DE CONTACT .....	15
FIGURE 12: ASSEMBLAGE PAR GOUSSET D'AME ET CORNIERES BOULONNEES .....	16
FIGURE 13: ASSEMBLAGE DE TYPE POUTRE-POUTRE DE PLANCHER MIXTE.....	16
FIGURE 14: ASSEMBLAGES SOUDES POUR ZONES SISMIQUE .....	16
FIGURE 15: ASSEMBLAGES BOULONNEES POUR ZONES SISMIQUE .....	17
FIGURE 16: ASSEMBLAGE D'UN POTEAU MIXTE TOTALEMENT ENROBE ET D'UNE POUTRE EN ACIER .....	17
FIGURE 17: SITUATION DU PROJET .....	19
FIGURE 18: PLAN DE RDC.....	20
FIGURE 19: PLAN DE L'ETAGE .....	20
FIGURE 20: ORGANIGRAMME EXPLICATIVE DE LA PHASE D'ETUDE.....	21
FIGURE 21: HI-BOND 55-750 .....	25
FIGURE 22: VUE 3D DE LA STRUCTURE .....	31
FIGURE 23: VUE REALISTE DU BATIMENT .....	32
FIGURE 24: DIFFERENTS NIVEAUX DU BATIMENT .....	32
FIGURE 25: DONNEES DE FONDATION.....	33
FIGURE 26: LES COEFFICIENTS DE FLAMBEMENT DANS LE POTEAU .....	33
FIGURE 27: LE COEFFICIENT DE L'OUVERTURE DE FISSURE.....	34
FIGURE 28: HYPOTHESES DE CALCUL .....	34
FIGURE 29: PARAMETRES DES POTEAUX.....	35
FIGURE 30: DONNEES DES POUTRES .....	35
FIGURE 31: CARACTERISTIQUES DU PLANCHER .....	36
FIGURE 32: DONNEES DE L'ESCALIER.....	36
FIGURE 33: PERSPECTIVE SUR PLANCHER MIXTE COLLABORANT.....	40
FIGURE 34: LES TYPES DES CONNECTEURS .....	42
FIGURE 35: LES COUPE TRANSVERSALE SUR PLANCHER MIXTE.....	44
FIGURE 36: VUE EN PLAN DE LA CONCEPTION DU PLANCHER MIXTE.....	45
FIGURE 37: COUPE SUR BAC ACIER HI-BOND 55 .....	46
FIGURE 38: SCHEMA MECANIQUE DE LA DALLE.....	50
FIGURE 39: CHARGEMENT POUR $M_{ED}^+$ ET $F_{ED}^+$ .....	50
FIGURE 40: DIAGRAMME DU MOMENT FLECHISSANT $M_{ED}^+$ .....	51
FIGURE 41: DIAGRAMME DU L'EFFORT TRANCHANT $F_{ED}^+$ .....	51

FIGURE 42: CHARGEMENT POUR $M_{ED}^-$ ET $F_{ED}^-$ .....	52
FIGURE 43: DIAGRAMME DU MOMENT $M_{ED}^-$ .....	52
FIGURE 44: DIAGRAMME DU L'EFFORT TRANCHANT $F_{ED}^-$ .....	52
FIGURE 45: LES TROIS TYPES DE RUINE .....	56
FIGURE 46: RUPTURE PAR PLASTIFICATION DE L'ACIER .....	56
FIGURE 47: ÉVALUATION DES MOMENTS PAR LA METHODE DE CONNEXION PARTIELLE .....	59
FIGURE 48: FORME DE LA NERVURE EQUIVALENTE EN BETON ( EN MM ) .....	60
FIGURE 49: PERSPECTIVE DE LA SOLIVE .....	63
FIGURE 50: DIAGRAMME DE MOMENT FLECHISSANT .....	64
FIGURE 51: DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT .....	64
FIGURE 52: GOUJON A TETE .....	65
FIGURE 53: CARACTERISTIQUES DES GOUJONS .....	65
FIGURE 54: LONGUEUR CRITIQUE DE POUTRE SIMPLEMENT APPUYEE.....	66
FIGURE 55: VERIFICATION A L'ETAT LIMITE ULTIME.....	67
FIGURE 56: SCHEMA DE VERIFICATION DE CISAILLEMENT LONGITUDINAL .....	69
FIGURE 57: PERSPECTIVE DE LA POUTRE PRINCIPALE .....	73
FIGURE 58: POTEAU PARTIELLEMENT ENROBE .....	84
FIGURE 59: POTEAU TOTALEMENT ENROBE.....	84
FIGURE 60: PROFIL CREUX .....	85
FIGURE 61: LES DIFFERENTS CONSTITUANTS D'UN ESCALIER .....	102
FIGURE 62: VUE EN PLAN DE L'ESCALIER A ETUDIER .....	103
FIGURE 63: MODELE DE CALCUL POUR LA PREMIERE VOLEE A L'ELU .....	105
FIGURE 64: COURBE DU MOMENT FLECHISSANT A L'ELU .....	106
FIGURE 65: COURBE DE L'EFFORT TRANCHANT A L'ELU .....	106
FIGURE 66: MODELE DE CALCUL POUR LA PREMIERE VOLEE A L'ELS.....	106
FIGURE 67: COURBE DU MOMENT FLECHISSANT A L'ELS.....	107
FIGURE 68: COURBE DE L'EFFORT TRANCHANT A L'ELS .....	107
FIGURE 69: PLAN DE FERRAILLAGE DE LA VOLEE 1 .....	109
FIGURE 70: PLAN DE FERRAILLAGE DE LA VOLEE 2 .....	110
FIGURE 71: PLAN DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE .....	110
FIGURE 72: SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA SEMELLE S3 .....	118
FIGURE 73: PLATEFORME DU CONTENEUR.....	120
FIGURE 74: COIN ISO.....	121
FIGURE 75: PLANCHER AGGLOMERE .....	122
FIGURE 76: PAROI DU CONTENEUR .....	122
FIGURE 77: PORTE DU CONTENEUR .....	123
FIGURE 78: LES DIFFERENT COMPOSANTS DE CONTENEURS .....	124
FIGURE 79: LES DIFFERENTS ELEMENTS DE CONTENEUR.....	124
FIGURE 80: LES TROIS TYPES DE CONTENEURS DRY .....	125
FIGURE 81: ASSEMBLAGE DE CONTENEURS.....	127
FIGURE 82: SOUDURE DE DEUX CONTENEURS.....	128
FIGURE 83: ASSEMBLAGE DE DEUX CONTENEURS .....	128
FIGURE 84: ASSEMBLAGE DES CONTENEURS EMPILES.....	129
FIGURE 85: ASSEMBLAGE PAR BOULONNAGE.....	129
FIGURE 86: SEMELLE EN BETON.....	130

FIGURE 87: DES PLOTS EN BETON .....	131
FIGURE 88: PLOT CIRCULAIRE .....	131
FIGURE 89: RADIER GENERAL .....	131
FIGURE 90: LES DIFFERENTS TYPES DE FONDATIONS .....	132
FIGURE 91: POSE DE PORTE ET FENETRE .....	133
FIGURE 92: CONSOLIDATION D'UNE PORTE PAR UN CADRE .....	133
FIGURE 93: PLAQUE DE PLATRE SUR RAIL .....	134
FIGURE 94: CARREAU DE PLATRE .....	134
FIGURE 95: EXEMPLE D'ISOLATION INTERIEURE .....	135
FIGURE 96: ISOLATION EXTERIEURE .....	136
FIGURE 97: SITUATION DU PROJET .....	138
FIGURE 98: PLAN AVANT LA MODIFICATION .....	139
FIGURE 99: PLAN MODIFIE.....	139
FIGURE 100: STRUCTURE DU RDC .....	142
FIGURE 101: DISPOSITION DES CONTENEURS EN RDC.....	142
FIGURE 102: DISPOSITION DES CONTENEURS EN 1 ER ETAGE .....	143
FIGURE 103: STRUCTURE DE L'ETAGE .....	143
FIGURE 104: DESSIN TECHNIQUE DE CONTENEUR.....	147
FIGURE 105: POTEAU DU CONTENEUR .....	147
FIGURE 106: POTEAU DE PORTE DU CONTENEUR.....	147
FIGURE 107: PROFILE DE BORDURE INFERIEURE .....	148
FIGURE 108: PROFILE DE BASE EN U .....	148
FIGURE 109: PROFILE DE TRAVERSE.....	148
FIGURE 110: LES 3 TYPES DE CONTENEURS.....	149
FIGURE 111: STRUCTURE DE BATIMENT .....	149
FIGURE 112: FLUX DU VENT DANS LE BATIMENT.....	150
FIGURE 113: COUPE DE SURFACE DE PRESSION DANS LE CAS LE PLUS DEFAVORABLE.....	151
FIGURE 114: RENFORCEMENT DES PAROIS .....	151
FIGURE 115: SURFACE DE PRESSION .....	152
FIGURE 116: VITESSE DU VENT .....	152
FIGURE 117: DEPLACEMENT DU BATIMENT A L'ELU.....	153
FIGURE 118: DEPLACEMENT GLOBAL DE LA STRUCTURE.....	154
FIGURE 119: DIAGRAMME DE LES EFFORTS N ET M DANS LE BATIMENT A L'ELU.....	155
FIGURE 120: STABILITE DU BATIMENT .....	157
FIGURE 121: DEPLACEMENTS DANS LES PAROIS LATERALES .....	157
FIGURE 122: DEPLACEMENT DANS LES PAROIS FRONTALES D'EPaisseur 2.5MM.....	158
FIGURE 123: DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES DANS LES SURFACES FRONTALES.....	159
FIGURE 124: DEPLACEMENT DANS LES SURFACES DE TOITURE .....	160
FIGURE 125: DEPLACEMENT DANS LA PAROI DU PLANCHER HAUT SANS RENFORCEMENT.....	161
FIGURE 126: HAUT AVEC RENFORCEMENT DEPLACEMENT DE LA PAROI DU PLANCHER.....	162
FIGURE 127: DEPLACEMENT DE PORTIQUE DE CONTENEURS 20 PIEDS .....	163
FIGURE 128: EFFORTS INTERNES DE PORTIQUE DE 3 CONTENEURS 20 PIEDS.....	164
FIGURE 129: DEPLACEMENT DE PORTIQUE DE CONTENEURS 40 PIEDS .....	165
FIGURE 130: DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES DE PORTIQUE DE CONTENEURS 40 PIEDS ...	166
FIGURE 131: DEPLACEMENT DU POTEAU PRINCIPAL.....	169

---

FIGURE 132: EFFORTS INTERNES DANS LE POTEAU PRINCIPAL.....	170
FIGURE 133: DEPLACEMENT DU POTEAU DE PORTE.....	171
FIGURE 134: DIAGRAMME DES EFFORTS N ET M DANS LE POTEAU DE PORTE.....	172
FIGURE 135: DEPLACEMENT ET EFFORTS INTERNES DES BARRES .....	173
FIGURE 136: DEFORMATION GLOBALE DES BARRES A L'ELU.....	174
FIGURE 137: DEPLACEMENT DE LA BORDURE INFERIEURE DU CONTENEUR.....	175
FIGURE 138: DEPLACEMENT DES BARRES DE BASE DE CONTENEURS .....	176
FIGURE 139: EFFORTS INTERNES DES BARRES DE BASE .....	177
FIGURE 140: DEFORMATION GLOBALE DE L'ESCALIER A L'ELU .....	178



## *Liste des tableaux*

TABLEAU 1: COMPARISON ENTRE POUTRE MIXTE ET POUTRE METALLIQUE.....	9
TABLEAU 2: COMPARAISON ENTRE VARIANTE BETON ARME ET MIXTE.....	10
TABLEAU 3: COMPARAISON ENTRE L'OSSATURE ARTICULEE ET L'OSSATURE ENCASTREE.....	22
TABLEAU 4: COMPARAISON ENTRE LES TROIS TYPES DE PLANCHERS .....	23
TABLEAU 5: TABLEAU DE CHARGES PERMANENTE ET EXPLOITATION .....	29
TABLEAU 6: RESULTATS DE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX .....	37
TABLEAU 7: RESULTATS DE DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES .....	37
TABLEAU 8: MODES D'ADHERENCE DANS LE SYSTEME MIXTE .....	41
TABLEAU 9: TYPES DES CONNECTEURS .....	42
TABLEAU 10: CLASSES DES CONNECTEURS SELON LE COMPORTEMENT MECANIQUE.....	43
TABLEAU 11: DESCRIPTION DES COMPOSANTES D'UN PLANCHER MIXTE.....	44
TABLEAU 12: PARAMETRES DE LA TOLE HI- BOND 55-750 D'EPAISSEUR 1 MM .....	46
TABLEAU 13: CARACTERISTIQUES DE LA DALLE .....	47
TABLEAU 14: PARAMETRES DU GOUJON.....	48
TABLEAU 15: COEFFICIENTS PARTIELS DE SECURITE.....	48
TABLEAU 16: CHARGEMENT EN PHASE DE CHANTIER.....	49
TABLEAU 17: CHARGEMENT APRES DEVELOPPEMENT DE L'ACTION MIXTE.....	49
TABLEAU 18: LES VALEURS DE CHARGES A L'ELU .....	50
TABLEAU 19: SOLLICITATIONS MAXIMALES ENGENDREES DANS LES PORTEES DE LA TOLE A MIS TRAVEE .....	51
TABLEAU 20: SOLLICITATIONS MAXIMALES ENGENDREES DANS LES PORTEES DE LA TOLE SUR APPUI.....	52
TABLEAU 21: VERIFICATIONS A L'ELU .....	53
TABLEAU 22: VERIFICATION DE LA FLECHE A L'ELS.....	54
TABLEAU 23: VERIFICATION DE LA DALLE A LA RUINE DE TYPE I.....	57
TABLEAU 24: VERIFICATION DE LA DALLE A LA RUINE DE TYPE II PAR LA METHODE M-K.....	58
TABLEAU 25: VERIFICATION DE LA DALLE A LA RUINE DE TYPE II PAR LA METHODE DE CONNEXION PARTIELLE .....	58
TABLEAU 26: VERIFICATION DE LA DALLE A LA RUINE DE TYPE III.....	60
TABLEAU 27: EVALUATION DE LA FLECHE .....	62
TABLEAU 28: TABLEAU DE CHARGEMENT SUR UNE SOLIVE.....	63

TABLEAU 29: TABLEAU DE COMBINAISON D'ACTION POUR UNE SOLIVE .....	63
TABLEAU 30: CALCUL DE LARGEUR EFFICACE .....	64
TABLEAU 31: VERIFICATION DU SOLIVE A L'ELS .....	71
TABLEAU 32: TABLEAU DE CHARGEMENT SUR UNE POUTRE PRINCIPALE .....	74
TABLEAU 33: TABLEAU DE COMBINAISON D'ACTION POUR UNE POUTRE PRINCIPALE .....	74
TABLEAU 34: RECAPITULATION DES SOLLICITATIONS EN PHASE DE CHANTIER ET EN PHASE FINALE A L'ELU .....	75
TABLEAU 35: CALCUL DE LA LARGEUR EFFICACE .....	77
TABLEAU 36: TABLEAU DE CHARGEMENT A L'ELS .....	81
TABLEAU 37: PARAMETRE DE CALCUL .....	81
TABLEAU 38: CALCUL DE LA FLECHE EN PHASE DE CHANTIER .....	82
TABLEAU 39: CALCUL DE LA FLECHE EN PHASE FINALE .....	82
TABLEAU 40: COMPARAISON ENTRE DEUX TYPES DE POTEAU MIXTE .....	85
TABLEAU 41: SOLLICITATIONS DE CALCUL A L'ELS .....	113
TABLEAU 42: SOLLICITATIONS DE CALCUL A L'ELU .....	113
TABLEAU 43: LES EFFORTS DANS LA SEMELLE .....	113
TABLEAU 44: VERIFICATION DE GLISSEMENT .....	115
TABLEAU 45: TABLEAU DE CHARGEMENT .....	144
TABLEAU 46: VERIFICATION DES CONTRAINTES DES ELEMENTS .....	167
TABLEAU 47: VERIFICATION DES POTEAUX SELON L'EC3 .....	168
TABLEAU 48: VERIFICATION DU PROFILE DE BASE EN U .....	168
TABLEAU 49: VERIFICATION DU PROFILE DE BORDURE INFERIEUR .....	168
TABLEAU 50: VERIFICATION DE LA FATIGUE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE .....	169
TABLEAU 51: DEVIS QUANTITATIF DE LA VARIANTE CONTENEUR .....	182
TABLEAU 52: DEVIS QUANTITATIF DE LA VARIANTE MIXTE .....	183
TABLEAU 53: DEVIS ESTIMATIF DE LA VARIANTE CONTENEUR .....	185
TABLEAU 54: DEVIS ESTIMATIF DE LA VARIANTE CONTENEUR .....	186

## Introduction générale

Contrairement à ce que le pensent certains, le génie civil n'est pas seulement un calcul systématique des éléments porteurs. C'est aussi et surtout un esprit inventif ingénieur qui s'efforce de réaliser une conception optimale obéissante aux normes.

Le génie civil n'est jamais une spécialité enfermée sur elle-même. Elle fait plutôt appel à toute autre conception utile dans la construction telle que l'architecture, l'hydraulique et l'électricité. Ainsi, se présente-elle comme la fusion entre tout effort contribuant à l'exécution de tout ouvrage.

La conception de la structure est la phase la plus importante dans l'étude d'un projet, car le choix des éléments adéquats influence le coût et les détails de la réalisation d'une construction. Comme elle est basée sur les plans architecturaux, une bonne compréhension de l'architecture de l'ouvrage s'avère nécessaire afin de dégager les contraintes du projet et de penser à des solutions optimales du point de vue esthétique, exécution et coût.

Tout au long de la conception on a essayé de se conformer aux impératifs suivants :

- ❖ Le respect de l'architecture
- ❖ La disponibilité des matériaux et des procédés de construction,
- ❖ La possibilité de mise en œuvre,
- ❖ Le coût du projet

C'est grâce à ce stage qu'on a eu l'opportunité d'améliorer nos connaissances théoriques et de cumuler des acquis pratiques. Ceci permet également de s'intégrer dans la vie active et de découvrir plus précisément le milieu professionnel.

L'élaboration de ce rapport a pour principale source les différents enseignements tirés de la pratique journalière des tâches auxquelles nous étions affectés ainsi que de nos connaissances acquises tout au long de nos formations scolaires et de nos recherches personnelles pour ce qui est des questions théoriques.

Ce rapport est composé de deux parties. Dans la première partie, on présente une étude bibliographique sur la construction mixte., Le deuxième chapitre consiste au choix de la conception du système porteur en tenant compte de différentes contraintes architecturales. Le

troisième chapitre consiste à l'évaluation des différentes charges appliquées. Dans quatre chapitres qui suivent, on détaille respectivement la modélisation et le dimensionnement des éléments de la structure. Puis on détaille l'étude du type de fondation destiné à supporter la structure calculée précédemment. Dans la deuxième partie on va présenter une étude bibliographique sur la construction en conteneur puis on va faire une étude du bâtiment de point de vue architecturale et conceptuel. Ensuite on étudie la modélisation et les vérifications du bâtiment sur le logiciel RFEM. Finalement, on va faire une étude comparative de prix pour les deux variantes.

Nous clôturons ce rapport par une conclusion générale comportant un petit résumé de ce qu'on a réalisé.

# **Partie 1 : Variante Mixte**

## *Chapitre 1 :*

### *Etude bibliographique de la variante mixte*

- I. Description générale**
- II. Description de différents éléments de la structure**
- III. Conclusion**

## I. Description générale

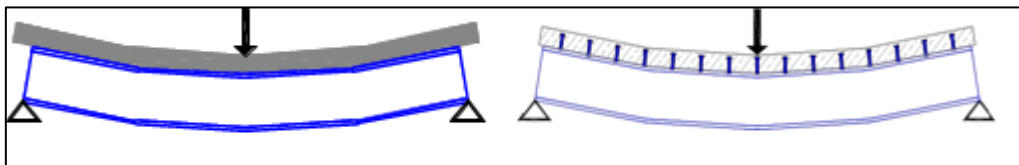
### ❖ Historique :

L'association de l'acier et du béton est la combinaison de matériaux de construction la plus fréquemment rencontrée tant dans les bâtiments que dans les ponts. Bien que de nature différente, ces deux matériaux sont complémentaires :

- Le béton résiste en compression et l'acier en traction.
- Les éléments métalliques sont relativement élancés et sujets au voilement, le béton peut empêcher le voilement.
- Le béton assure à l'acier une protection contre la corrosion et une isolation thermique aux températures élevées.
- L'acier permet de rendre la structure ductile.

Le dimensionnement des structures de bâtiments et de ponts est dominé principalement par la réalisation et le support de surfaces horizontales. Dans les bâtiments, les planchers sont généralement réalisés en béton armé par des armatures en acier pour résister à la traction. Cependant lorsque les portées augmentent, il est plus économique de supporter la dalle, par exemple par des poutres, plutôt que d'épaissir le plancher. Dans les structures de bâtiment, le grillage de poutres est soutenu à son tour par des poteaux. Les poutres et les poteaux peuvent être réalisés en utilisant des sections acier, généralement des profilés laminés en I et en H.

Auparavant, il était usuel de dimensionner l'ossature métallique pour reprendre seule l'ensemble des charges, mais depuis les années 50, il est devenu de plus en plus courant de connecter les dalles de béton aux poutres les supportant à l'aide de moyens mécaniques. Ces derniers éliminent ou du moins réduisent le glissement à l'interface acier-béton de telle façon que la dalle et la poutre métallique agissent ensemble comme un élément unique, communément appelé "poutre mixte" (Figure 1).



**Figure 1: Poutre mixte**



Pratiquement, la connexion est assurée par des goujons à tête ou d'autres connecteurs qui sont soudés ou fixés par pistolet à l'acier structurel et enrobés par le béton.

Les éléments mixtes que sont les poutres mixtes, les poteaux mixtes et les dalles mixtes avec tôle profilée sont utilisés depuis de nombreuses années. Des hypothèses simplificatrices sur l'interaction entre l'acier structurel et la dalle de béton ont permis de considérer la construction mixte comme une simple extension de la construction métallique. L'application de cette technologie ayant montré son efficacité, des projets de recherche à grande échelle ont démarré à l'échelle mondiale en vue d'améliorer les connaissances.

Un domaine de recherche concernait l'interaction entre la poutre métallique et la dalle de béton. L'avantage d'une poutre mixte est évidemment de présenter une raideur et une résistance plus élevées que celles de son équivalent non mixte. Une première étape simplificatrice était de considérer l'interaction comme infiniment rigide, empêchant tout glissement entre les deux éléments. Cependant, la voie la plus économique n'est pas généralement la voie extrême mais la voie médiane, une connexion complètement rigide ne peut être réalisée pratiquement car elle requiert un grand nombre de connecteurs et est donc d'un coût élevé. De même, ignorer complètement l'effet de la dalle conduit également à des coûts élevés et à une solution non économique. Aujourd'hui, de nombreuses études basées sur des essais et des simulations numériques apportent une justification sérieuse à la compréhension de l'interaction incomplète entre l'acier et le béton d'une poutre mixte.

La construction mixte s'est rapidement développée dans les pays qui disposaient de normes et de recommandations sur le sujet. Des méthodes d'évaluation de la résistance au feu ont été proposées dans les années quatre-vingt sous forme d'agréments particuliers à chaque pays.

A présent, les Eurocodes apportent une généralisation appréciable des méthodes de calcul, non seulement pour les conditions normales d'utilisation, mais aussi pour la situation d'incendie.

Dans le concept général des Eurocodes, les actions extérieures appliquées sur une structure sont affectées d'un facteur de pondération dépendant de leur nature et de leur variation dans le temps. Pour toute combinaison possible de ces actions, la résistance ultime de chaque élément et de l'ensemble doit être assurée. En outre, pour les poutres essentiellement, il convient encore de vérifier que certaines limites ne sont pas dépassées en situation réelle de service : ce sont les



critères de déformation, de vibration, et de fissuration du béton, constituant ce qu'on appelle les états limites de service.

L'Eurocode 4 fournit des règles de calcul pour les poutres mixtes ou pour les poteaux mixtes dans les conditions normales, tandis que la partie 1-2 donne différentes méthodes d'évaluation de la capacité portante à l'incendie de ces mêmes sections.

L'Eurocode 1 définit quant à lui les actions à combiner dans les calculs, mais aussi les facteurs de pondération à utiliser en service normal et pour la vérification de la stabilité au feu. Dans une situation accidentelle d'incendie, ces facteurs sont inférieurs à 1,00 pour la plupart des actions non permanentes dont la probabilité d'occurrence avec une intensité maximum en même temps qu'un incendie majeur est faible.

Ces normes ont été complétées dans chaque pays par un Document d'Application National (DAN). Les exigences en matière de résistance au feu restent définies au niveau national, et, malheureusement, présentent une certaine disparité entre les différents pays.

### ❖ Descriptif de la variante :

#### **a) Aspects architecturaux :**

Les structures mixtes permettent de nombreuses variations architecturales pour combiner les différents types d'éléments mixtes.

En plus de réduire les dimensions des poutres, la construction mixte permet

- Des portées plus importantes
- Des dalles plus minces
- Des poteaux plus élancés

Et offre une grande flexibilité et de nombreuses possibilités lors de la conception.

#### **b) Aspects économiques :**

L'intérêt économique des structures mixtes provient de dimensions plus réduites (la rigidité plus élevée entraîne des flèches plus faibles, des portées plus grandes et des hauteurs totales réduites) et d'une construction plus rapide.

Les rapports portés sur hauteur ( $l/h=35$ ) des poutres sont faibles et peuvent présenter plusieurs avantages :





- La réduction des hauteurs permet de réduire la hauteur totale du bâtiment et permet dès lors une diminution de la surface des murs extérieurs
- Les portées plus grandes pour des hauteurs identiques (par rapport aux autres méthodes de construction) permettent de réduire le nombre des poteaux par plancher ce qui offre plus de flexibilité
- Pour une même hauteur totale de bâtiment, celui-ci peut présenter plus d'étages.
- Les structures mixtes sont simples à construire et présentent des temps de construction réduits :
  - Économie de coûts suite à la réalisation plus rapide du bâtiment
  - Coûts de financement plus faibles
  - Prêt à l'emploi plus rapidement et donc revenu d'utilisation plus élevé

### **c) Fonctionnalité :**

Les structures métalliques traditionnelles présentent des systèmes de protection au feu rapportés qui permettent d'isoler l'acier de la chaleur due à l'incendie. Les structures métalliques et mixtes actuelles peuvent présenter une résistance au feu en utilisant les principes des constructions en béton armé dans lesquelles le béton protège l'acier grâce à sa masse élevée et sa conductivité thermique relativement faible.

Tout comme les planchers mixtes qui peuvent résister au feu, les poutres mixtes peuvent également être utilisés sans protection des semelles mais avec un enrobage de béton armé entre les semelles. Ce béton ne sert pas uniquement à maintenir des températures relativement basses dans la semelle supérieure et dans l'âme mais également à apporter de la résistance flexionnelle compensant la perte de résistance de la semelle inférieure portée à haute température.

### **d) Equipements et utilisation flexible du bâtiment :**

Les structures mixtes s'adaptent aisément aux modifications susceptibles de se produire durant la vie d'un bâtiment. Cela est particulièrement le cas lorsque la dalle est en présence de structures en portiques. Il est alors toujours possible de créer une nouvelle cage d'escalier entre deux planchers en ajoutant simplement les poutres de renvoi nécessaires.

Les évolutions récentes dans les technologies informatiques, de communication et d'information ont montré l'importance d'être capable de modifier rapidement l'organisation des équipements d'un bâtiment. De plus, dans les bâtiments commerciaux ou en copropriété, il doit



être possible de modifier les équipements sans occasionner d'inconvénient aux autres occupants. Pour résoudre ces problèmes, les ingénieurs doivent choisir entre plusieurs solutions. Il y a généralement trois manières d'installer les équipements :

- Dans les faux-plafonds dans un faux-plancher
- Dans des caissons situés le long des murs
- L'espace entre les semelles d'une poutre mixte constitue une zone idéale dans laquelle les équipements peuvent être installés.

#### e) Montage :

Les planchers mixtes sont maintenant la solution privilégiée pour une grande variété de structures car ils offrent aux concepteurs et aux clients les avantages suivants :

##### ◆ Plate-forme de travail :

Avant le bétonnage, la tôle profilée constitue une plate-forme de travail sûre et qui permet d'accélérer le processus de construction d'autres éléments.

##### ◆ Coffrage permanent :

La tôle profilée porte de poutre à poutre et sert de coffrage permanent au béton tel que généralement des étais provisoires ne sont pas nécessaires.

La retombée de la poutre reste propre après le bétonnage et l'utilisation de tôles peintes peut donner un bon aspect au plafond mais la peinture peut causer des difficultés en cas de soudage des goujons à travers la tôle.

##### ◆ Armatures :

La section d'acier du profilé métallique est généralement suffisante pour résister, en tant qu'armature, au moment de flexion positif. Des armatures supplémentaires peuvent être présentes dans la dalle pour résister au retrait, aux mouvements dus à la température ou afin d'assurer une continuité aux appuis (moment négatifs). L'action mixte est obtenue grâce à la forme du profil ou à l'aide de moyens mécaniques tel que des indentations ou un bossage de la tôle profilée.

##### ◆ Vitesse et simplicité de construction :

Les tôles profilées combinant une rigidité élevée et un faible poids rendent aisé le transport et le stockage du matériel sur chantier. Un camion est souvent capable de transporter jusqu'à 1500m<sup>2</sup> de plancher. Une équipe de quatre hommes peut installer 400m<sup>2</sup> de plancher par jour. Les panneaux sont légers et sont des éléments préfabriqués qui peuvent être aisément transportés et installés par deux ou trois hommes.

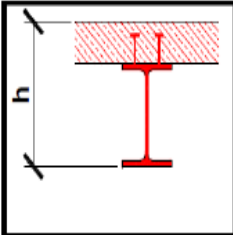
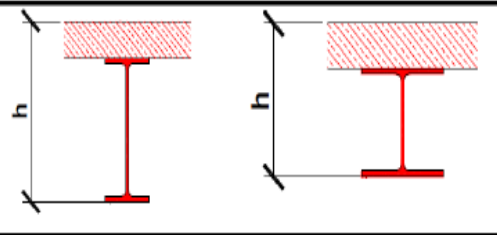
◆ Produits à la qualité contrôlée :

Les éléments métalliques des structures mixtes sont fabriqués et contrôlés en usine. Cela permet l'établissement de procédures de qualités strictes qui diminuent l'incertitude liée au travail sur chantier. Le résultat en est une précision de construction plus élevée.

◆ Comparaison des variantes :

Pour pouvoir user des effets de synergie et profiter des avantages disponibles possibles, il est nécessaire d'utiliser des éléments mixtes, ces derniers présentant une rigidité et une capacité de charge plus grandes qu'un élément métallique présentant les mêmes dimensions.

**Tableau 1: Comparaison entre poutre mixte et poutre métallique**


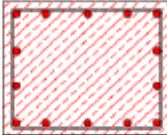
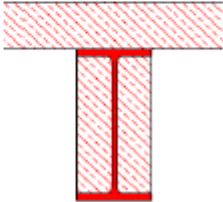
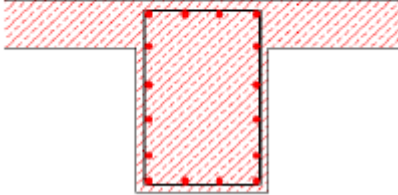
				
	Poutre mixte	IPE 400	Poutre métallique sans connexion au cisaillement	HE 360 B
Section métallique		IPE 400	IPE 550	HE 360 B
Hauteur [mm]		560	710	520
Charge		100%	100%	100%
Poids d'acier		100%	159%	214%
Hauteur totale		100%	127%	93%
Rigidité		100%	72%	46%

Le Tableau 1 compare une poutre mixte avec deux types de poutres métalliques sans connexion de cisaillement dans la dalle de béton. La capacité de charge est sensiblement identique mais les différences de rigidités et de hauteur totale sont clairement mises en évidence.

Généralement, les dimensions des sections d'éléments mixtes sont bien inférieures à celles des éléments correspondant en béton armé ou en acier seul.

Le Tableau 2, par exemple, compare les tailles de poteaux et poutres mixtes relativement importantes avec leur équivalent en béton armé pour des conditions de chargements identiques.

**Tableau 2: Comparaison entre variante béton armé et mixte**

	Mixte	Béton armé
Poteau		
Dimensions [cm]	70 / 70	80 / 120
Poutre		
Dimensions [cm]	160 / 40	160 / 120

Généralement deux méthodes opposées de construction sont utilisées, chacune présente ses avantages et ses inconvénients qu'il est utile de mentionner.

- La méthode de construction conventionnelle en béton permet une grande variété de style et de formes, elle est simple à mettre en œuvre sur chantier et offre une résistance thermique, une isolation phonique et une résistance contre les agents chimiques agressifs. Cependant, le poids propre est élevé en regard de la résistance, le coffrage et le durcissement du béton demandent un temps important. De plus, comme le béton est incapable de résister à la traction, la mise en place d'armatures est nécessaire, ce qui allonge encore le temps de construction.
- L'avantage principal de la Construction métallique est sa grande capacité portante pour un faible poids. La fabrication pouvant se dérouler indépendamment des conditions météorologiques, l'érection qui suit est très simple et se réalise avec des tolérances faibles. La résistance au feu des structures métalliques peut causer problème. Cette difficulté peut seulement être résolue en utilisant des sections plus importantes ou à



l'aide de mesures de prévention coûteuses. La nécessité de disposer de travailleurs mieux formés doit être également mentionnée à décharge de la construction métallique.

La comparaison de ces deux méthodes montre que leur combinaison est la voie la plus économique. En plus de présenter les avantages de chacune de ces méthodes, d'autres avantages peuvent apparaître. Ainsi par exemple, les éléments mixtes peuvent présenter des capacités de charge plus élevées que des éléments métalliques ou en béton armé. La rigidité et la redistribution plastique peuvent également être augmentées en combinant l'acier et le béton. D'une part, cela permet de tirer parti des réserves plastiques de la structure et de l'autre de réduire les facteurs de sécurité grâce à la ductilité inhérente aux modes de ruine des structures mixtes.

Parlant ici de construction mixte, il est important de signaler que dans beaucoup de cas, ce sont des technologies de construction mélangées qui constituent les solutions les efficaces. Le terme mixte décrit seulement l'interaction de deux matériaux dans un même élément constructif (par exemple un poteau tubulaire métallique rempli de béton) alors que les technologies de constructions mélangées se rapportent à la combinaison d'éléments constructifs réalisés selon différentes méthodes de construction (par exemple un poteau en béton utilisé conjointement avec une poutre mixte et une dalle préfabriquée).

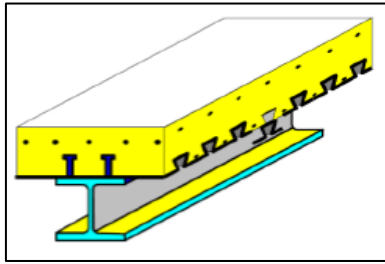
## II. Description de différents éléments de la structure :

### ❖ Planchers mixtes :

De manière classique, une sous-structure de plancher mixte est constituée par une poutraison métallique recouverte par une dalle en béton, connectée à la poutraison, le fonctionnement structural de l'ensemble répondant au schéma suivant :

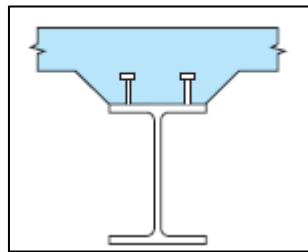
- La dalle, soumise directement aux charges (charges permanentes et charges d'exploitation), les transmet aux poutres du plancher par flexion locale.
- Les poutres, soumises aux efforts d'appui de la dalle, reportent ces efforts par flexion générale.

La figure 2 montre des sections différentes de poutres mixtes de plancher en présence d'une dalle pleine en béton armé. La forme en T est la plus classique (figure2), comme le résultat direct de l'association, par des connecteurs, de la dalle et d'un profilé en acier.

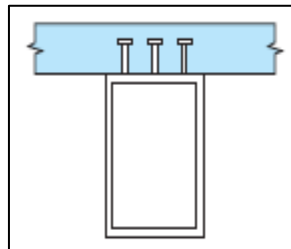


**Figure 2: Section mixte en T**

La présence d'un renformis (figure 3), On peut trouver des réalisations avec des poutres métalliques en caisson, éventuellement constituées d'un profilé creux laminé (de géométrie rectangulaire) (figure 4) ; cette solution peut offrir l'avantage d'une plus grande stabilité au déversement, y compris en phase de construction.

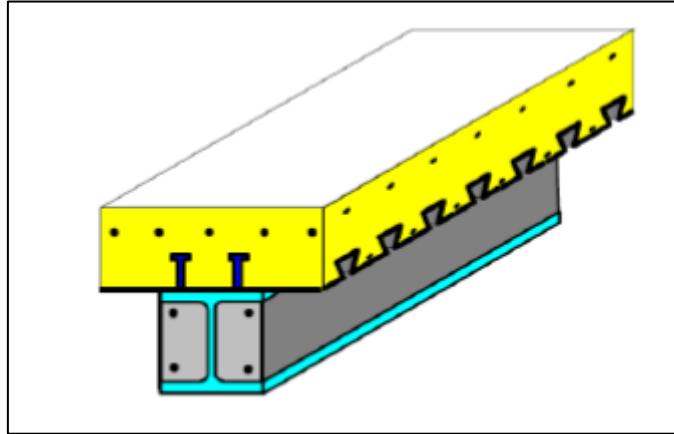


**Figure 3: Dalle avec renformis**



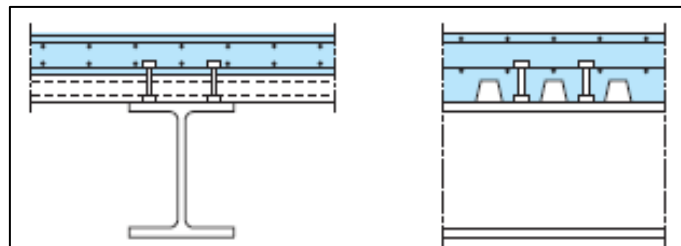
**Figure 4: Poutre métallique en caisson**

La solution de poutres mixtes partiellement enrobées, c'est-à-dire consistant à remplir de béton armé les deux chambres du profilé (figure 5).



**Figure 5: Poutre métallique partiellement enrobés de béton**

Un autre système de dalle consiste à utiliser un bac en tôle mince profilée à froid (figure 6) qui sert de coffrage pour couler la dalle, puis, après durcissement du béton, joue le rôle d'une armature.



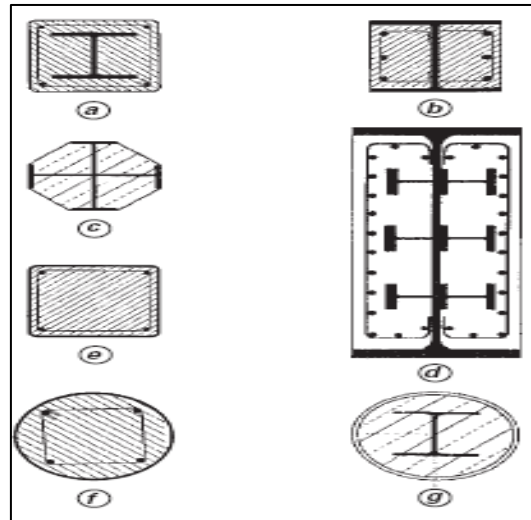
**Figure 6: Profilé connecté à une dalle mixte**

### ❖ Poteaux mixtes :

Il existe une grande variété de poteaux mixtes :

- Les plus courants présentent une section carrée ou rectangulaire, obtenue à partir d'un profilé en acier, de type I ou H, enrobé totalement de béton (figure a) ou partiellement enrobé dans les deux chambres comprises entre l'âme et les semelles (figure b).
- La section cruciforme (figure c) fait appel à deux profilés, identiques ou non, dont l'un est découpé en deux T qui sont ensuite ressoudés de part et d'autre de l'âme du second. Vu le caractère quasi isotrope de la résistance au flambement de ce type de poteau, il peut être intéressant de l'utiliser dans des zones de forte sismicité.

Si l'on revient au cas d'un poteau rectangulaire, totalement ou partiellement enrobé de béton, avec un profilé de grande hauteur, il peut être avantageux de renforcer le profilé dans chaque chambre par un ou plusieurs petits profilés en H ou en T à ailes épaisses, soudés sur l'âme (figure d) ; la résistance au flambement va s'en trouver améliorée, et en particulier de manière appréciable vis-à-vis de l'incendie.



**Figure 7: Types de poteaux Mixtes**

On rencontre également des poteaux mixtes constitués de profilés creux remplis de béton, de forme carrée, rectangulaire ou circulaire (figures e et f).

La présence de barres longitudinales d'armature (dont le pourcentage ne dépasse guère 5 à 6 %).

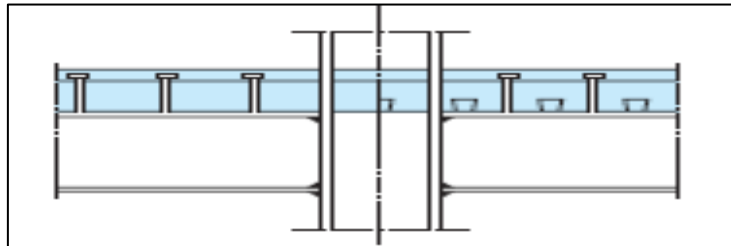
Dans certains cas, il arrive qu'un profilé en acier, de section I ou H, soit positionné à l'intérieur d'un profilé creux circulaire (figure g).

### ❖ Assemblages mixtes :

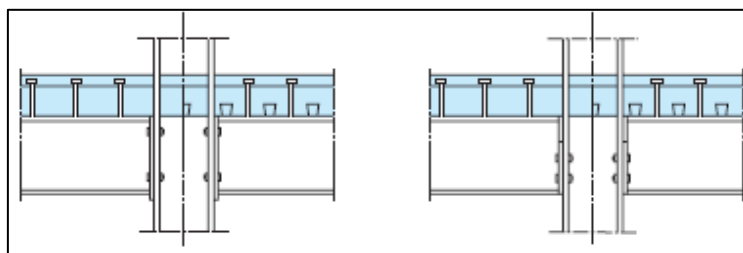
Vu la variété des éléments en acier ou mixtes de types poutre et poteau, il existe nécessairement une très grande variété d'assemblages avec des composants acier et béton, qui se trouve accrue du fait des différents moyens d'attache envisageables (par boulonnage ou soudage) et des différentes conceptions de fonctionnement que l'on peut adopter dans une structure en fonction de la rigidité et de la résistance des assemblages.



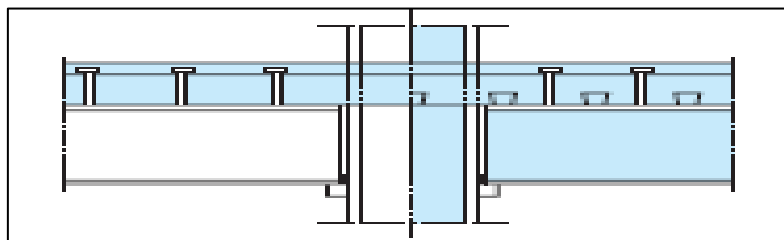
Quelques exemples classiques d'assemblage de type poutre-poteau sont représentés sur la figure 10, en présence d'une dalle mixte et d'une armature présentant une ductilité suffisante (un simple treillis soudé, placé dans la dalle pour limiter la fissuration due au retrait).



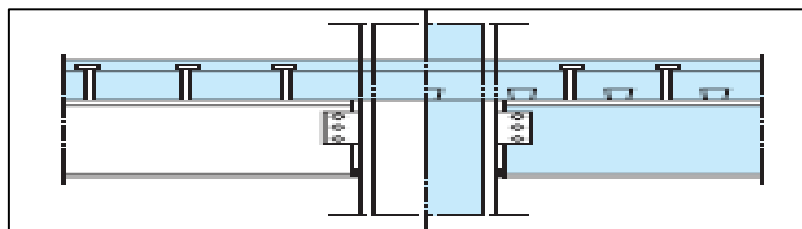
**Figure 8: Assemblage soudé**



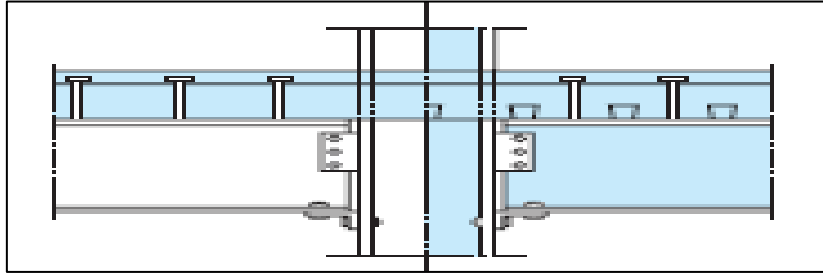
**Figure 9: Assemblages boulonnés par platines**



**Figure 10: Assemblage par tasseau et plaque de contact**

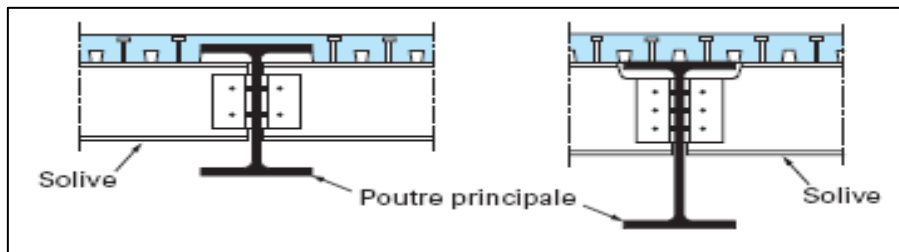


**Figure 11: Assemblage par gousset d'âme et plaque de contact**



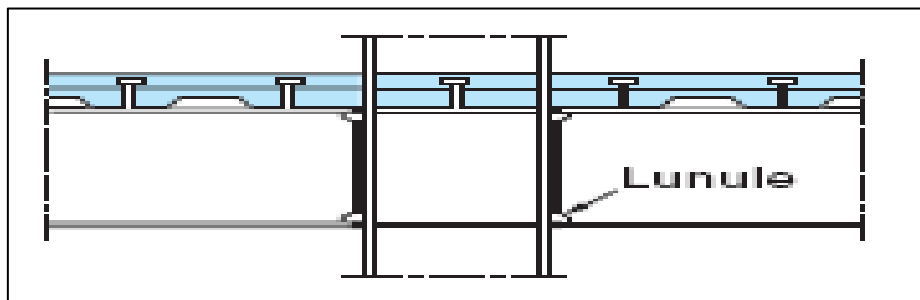
**Figure 12: Assemblage par gousset d'âme et cornières boulonnées**

Pour les assemblages de type poutre-poutre, au niveau d'un plancher, entre solives et poutre principale, de simples cornières d'âme boulonnées peuvent être utilisées, comme le montre la figure suivante.

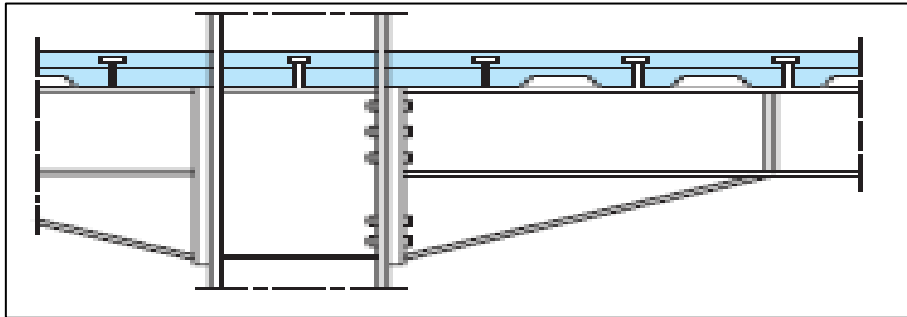


**Figure 13: Assemblage de type poutre-poutre de plancher mixte**

Des ossatures mixtes continues, fonctionnant en portiques sans la contribution d'un système de contreventement, peuvent être conçues pour certaines constructions industrielles (par exemple, en présence de ponts roulants) ou dans des zones exigeant un dimensionnement de type sismique (pour mémoire, le système d'ossature en portique constitue l'un des plus performants au plan dissipatif pour absorber l'énergie apportée à une structure par une action sismique).

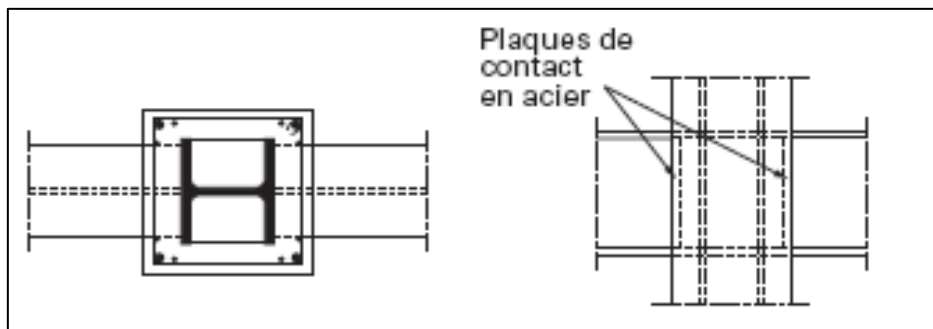


**Figure 14: Assemblages soudés pour zones sismique**



**Figure 15: Assemblages boulonnés pour zones sismique**

En zone sismique, il est conseillé de souder des plaques de contact entre les semelles de la poutre, si celle-ci n'est pas partiellement enrobée de béton, afin de mieux confiner le béton du poteau au niveau du nœud et de limiter sa dégradation sous sollicitations cycliques alternées.



**Figure 16: Assemblage d'un poteau mixte totalement enrobé et d'une poutre en acier**

### III. Conclusion :

Ce premier chapitre est un aperçu global sur les axes principaux de la construction mixte et les différentes composantes de la structure. La présentation du projet est le sujet de deuxième chapitre.



## *Chapitre 2 :*

### *Présentation du projet*

- I. Introduction**
- II. Description architecturale**
- III. Phase d'étude**
- IV. Conception de la superstructure**
- V. Références et hypothèses de calcul**
- VI. Conclusion**

## I. Introduction

Au cours de ce chapitre, on va présenter en premier lieu, le projet en donnant une idée sur la description architecturale. En second lieu, on va décrire les différentes spécificités du projet au niveau de la conception que les données et les hypothèses de calcul.

## II. Description architecturale du projet

Le projet étudié est un bâtiment de surface couverte d'environ 200 m<sup>2</sup> composé par un rez-de-chaussée et un étage pour usage bureautique dont les planchers et les poteaux sont mixtes .

Le bâtiment est situé à route Manzel Chaker à Sfax dont une vue satellitaire de l'emplacement est présentée ci-dessous.

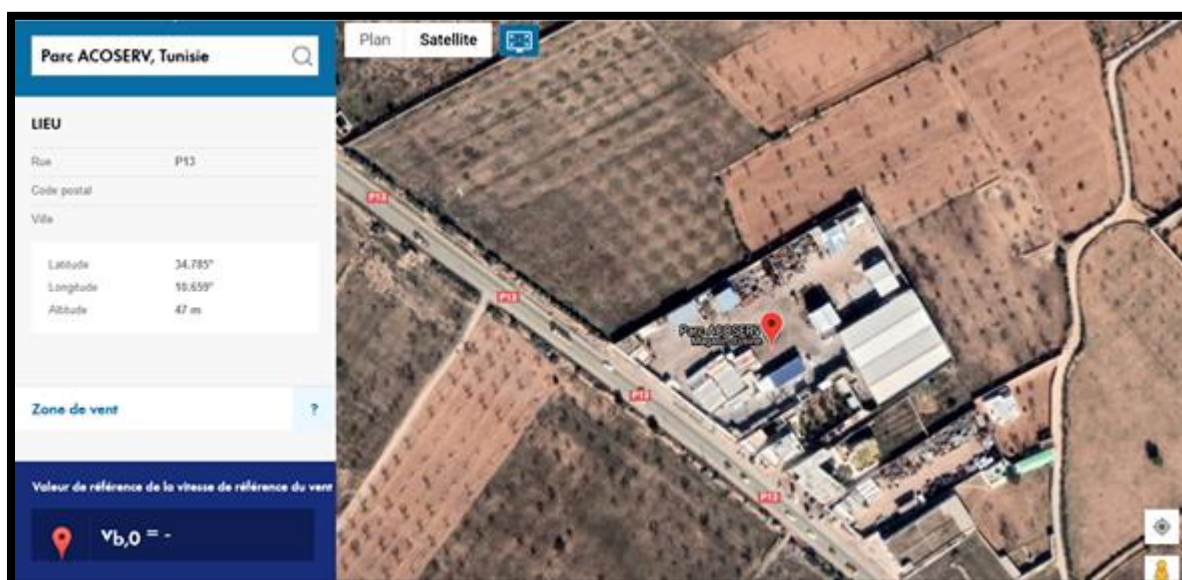


Figure 17: situation du projet

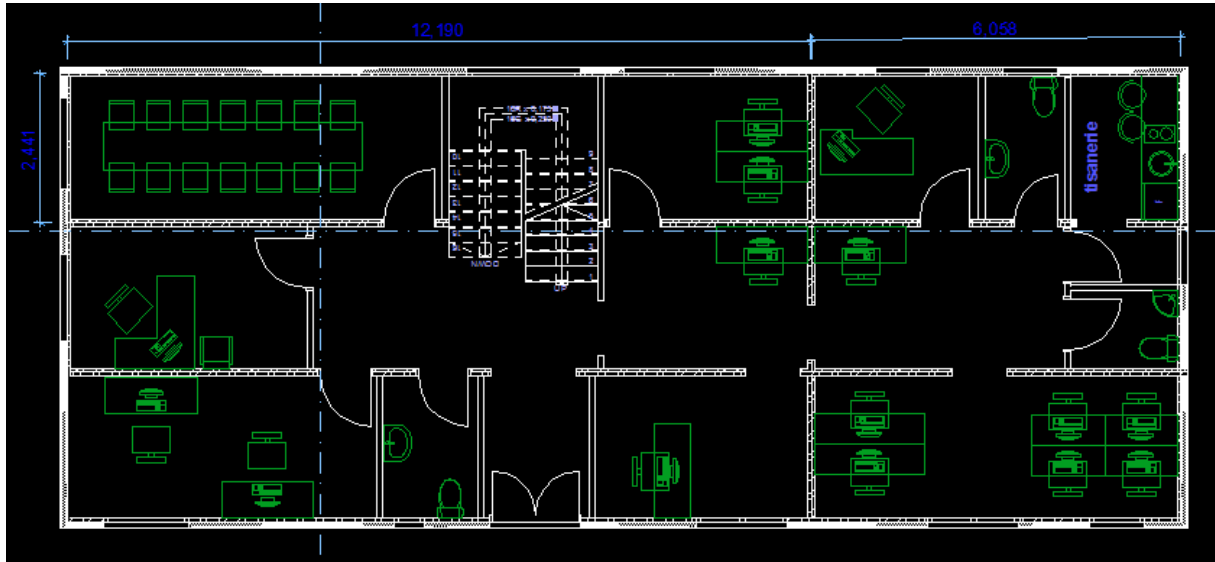
La conception d'un ouvrage est une tâche complexe exigeant un compromis entre de très plusieurs facteurs : technique, esthétique, économique, ...

La conception intervient principalement dans le choix du système de la structure porteuse et doit assurer :

- Le respect des plans architecturaux.
- La stabilité d'ensemble de la structure.

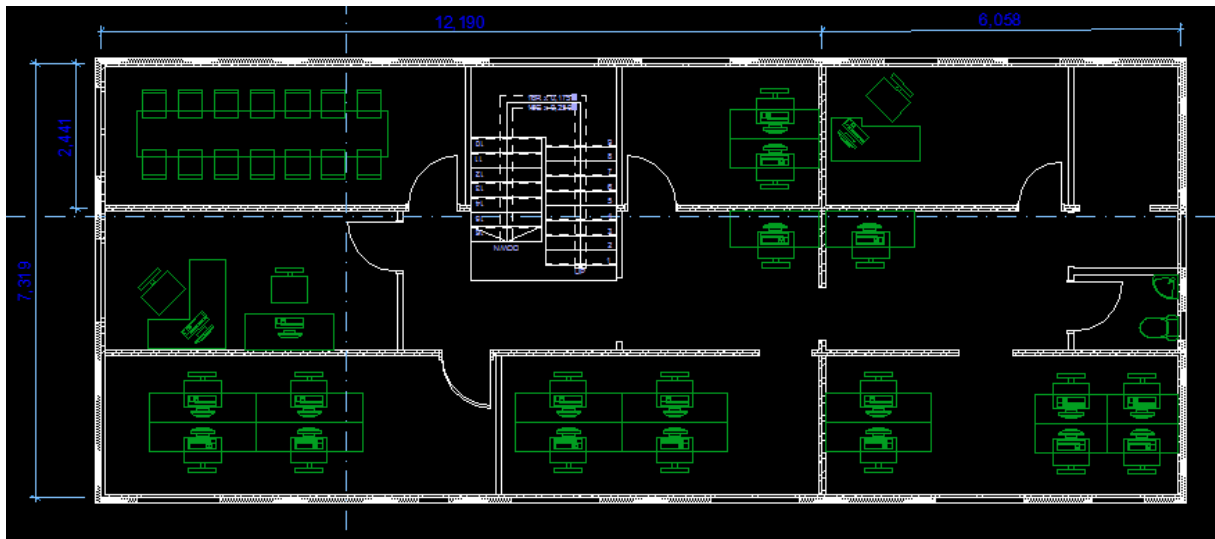
La zone d'activité commune de Sfax se caractérise par un terrain plat de faible sismicité où aucun indice d'instabilité ni de mouvement de terre n'a été observé.

Le niveau RDC est constitué par une salle de réunion, bureau du directeur, 5 bureaux, trois vestiaires et une tisanerie.



**Figure 18: Plan de RDC**

Le niveau étage est constitué par une salle de reunion, six bureaux, un vestiaire et une salle d'impression.



**Figure 19: Plan de l'étage**

- L'accès entre les niveaux de la superstructure se manifeste par la continuité d'un escalier.
- La hauteur sous plafonds pour les deux niveaux est de 3.20 m.

- Les planchers hauts du RDC et du premier étage de cette construction sont réalisés par des planchers collaborant.
- L'accès des ouvriers à la construction est assuré par la porte d'entrée au niveau du RDC.
- La totalité de la structure sont spécifique pour des bureaux open space.
- La vocation de cette espace au niveau architecturale impose l'ouverture du lieu, pour répondre à cette problématique on a opté, au niveau structure, à négliger tous les éléments porteurs vertical dans l'espace.
- Le RDC ainsi que le 1<sup>er</sup> étage sont destinés pour l'usage bureautique dont la répartition des locaux, qui n'est pas mentionnée dans les plans, sera réalisée avec des cloisons légères préfabriquées négligeables de point de vue charge apportée sur les planchers.

### III. Phases d'étude

On présente dans le graphe suivant un aperçu global sur les tâches faites dans ce projet :

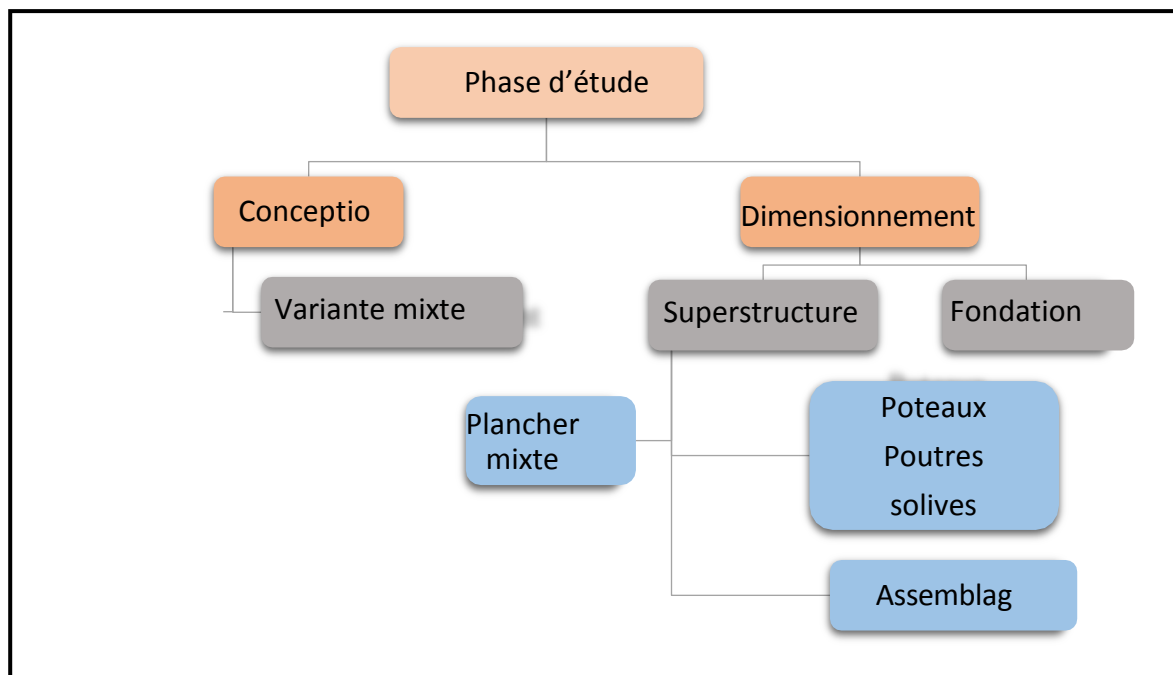


Figure 20: Organigramme explicative de la phase d'étude

### IV. Conception de la superstructure

-La conception est la démarche qui donne une cohérence et une efficacité optimale au projet. Son choix a été guidé par le souci de répondre aux exigences fonctionnelles, économiques et de résistance pour satisfaire aux conditions de chargement et d'utilisation susceptibles de garantir la sécurité des équipements et des usagers de la structure.



- Le choix d'une conception doit :
- Être réalisable
- Assurer la stabilité d'ensemble de la structure
- Capable de se déplacer dans les tolérances admissibles

-La première phase d'étude considère la conception générale des différents systèmes porteurs à adopter en tenant compte des différents facteurs (architecture, possibilité d'exécution...).

-Ensuite, le dimensionnement des éléments porteurs pour les différentes phases de projet conduit au choix des sections et des dimensions des composantes structurales.

❖ Géométrie du bâtiment :

Le bâtiment est une structure mixte dont les dimensions sont  $7.27m \times 18.2m \times 3.20m$ .

❖ Choix du système porteur :

Le choix du système porteur doit s'adapter au type de bâtiment, à sa configuration et à ses contraintes spécifiques.

Les termes « **articulation** » et « **encastrement** » définissent le fonctionnement d'un assemblage. De la nature de cet assemblage dépend le type et la valeur des efforts transmis par les barres.

**Tableau 3: Comparaison entre l'ossature articulée et l'ossature encadrée**

Type	Ossatures articulées (poteaux-poutres)	Ossatures encadrées (portiques)
<b>Description</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>◆ Tous les assemblages entre les poutres et poteaux sont articulés.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>◆ Tous les assemblages entre les poutres et poteaux sont encadrés.</li> <li>◆ La stabilité du bâtiment est assurée par ces encastresments.</li> </ul>





<b>Avantages</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Des nœuds de conception et d'exécution simples.</li> <li>- Un montage rapide de l'ossature.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- « Petites » dimensions des poutres.</li> <li>- Plus grande marge de sécurité en cas d'accident ou d'incendie.</li> </ul>
<b>Inconvénients</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- « Grandes » dimensions des poutres</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- La réalisation coûteuse et compliquée des nœuds</li> <li>- Les sollicitations des poteaux augmentées.</li> </ul>

➔ On a choisi alors, pour ce projet, le système portiques.

❖ **Planchers :**

Trois types de planchers peuvent être utiles dans ces types de construction, le tableau suivant donne une idée générale sur l'utilisation, les avantages, et les inconvénients de ces trois dernières.

**Tableau 4: Comparaison entre les trois types de planchers**

Types de plancher	Utilisations	Avantages	Inconvénients
<b>Dalles pleines coulées en place</b>	Tout type de bâtiment courant	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Possibilité de noyer les réseaux dans l'épaisseur de la dalle</li> <li>-Bon comportement au feu</li> <li>-Portées importantes</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Nécessité de coffrage et décoffrage</li> <li>-Poids élevé</li> <li>-Charges limitées aux emplois courants Coût élevé</li> </ul>

<b>Acier-béton armé (planchers collaborant)</b>	Tout type de bâtiments à ossature en béton ou en acier	-Facilité de mise en œuvre -Suppression du décoffrage -Incorporations faciles à réaliser -Etalement réduit isolation thermique et acoustique -Portées importantes	-Protection contre les risques d'incendie
<b>Planchers métalliques</b>	Tout type de bâtiment à structure métallique	-Construction rapide -Espacements des points d'appui -Réduction du poids de l'ouvrage	-Protection contre la corrosion et les risques d'incendie -Coût élevé

La comparaison des deux modes de construction (en béton armé, métallique) montre que leur combinaison est la voie la plus économique :

- Capacités des charges plus élevées
  - Rigidité plus importante
- Dans ce projet, on a utilisé le plancher collaborant :
- Les planchers mixtes considérés sont composés d'un bac acier collaborant et des solives mixtes (IPE) connectés par des goujons.
  - Les poutres principales mixtes des planchers sont des IPE.

- Le bac acier à utiliser est de marque **HI-BOND55**, les goujons sont de type **Nelson**

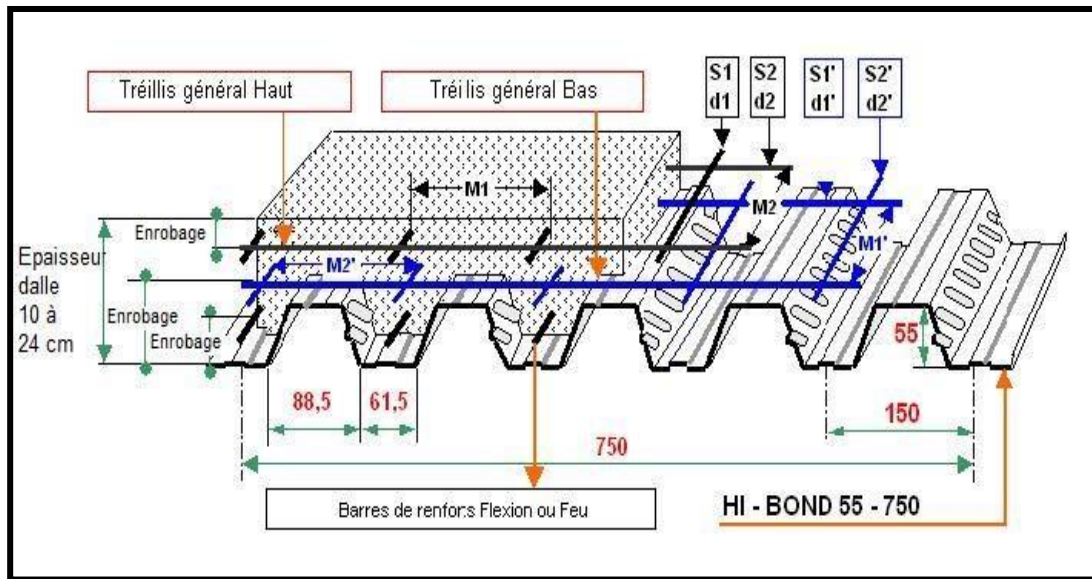


Figure 21: HI-BOND 55-750

#### ❖ Escaliers :

Les escaliers sont des structures accessoires qui permettent l'accès d'un niveau à un autre niveau de la structure. Dans ce projet, l'escalier est réalisé en béton armé.

## V. Conclusion

- Ce premier chapitre est un aperçu global sur les axes principaux du projet et du contenu de l'étude effectuée sur les différentes composantes de la structure.
- Notre travail consiste alors à faire l'étude complète et le dimensionnement des différents éléments de ce projet.
- Avec le logiciel CYPECAD, on analyse les différents éléments. Puis on vérifie ces résultats avec un calcul manuel. Et en se basant sur les résultats de l'estimation de cout, on choisit la variante la plus économique.



## *Chapitre 3 :*

# *Caractéristiques des Matériaux et Évaluations de Charges*

**I. Introduction**

**II. Références et hypothèses de calcul**

**III. Evaluation des charges**

**IV. Conclusion**



## I. Introduction

Avant de passer à la modélisation et le dimensionnement des éléments de la structure, on doit passer par une étape assez importante qui est l'évaluation des charges.

En effet la modélisation est une phase transitoire qui relie l'étape de la conception à celle du dimensionnement. Donc on doit commencer tout d'abord par l'évaluation de tous les types des charges et les caractéristiques des matériaux.

## II. Références et hypothèses de calcul

### ❖ Règlements et normes de calcul :

Les calculs et les justifications seront menés conformément aux prescriptions des documents suivants ;

- **Eurocode 4** : norme européenne qui traite les principes de conception et de calcul des structures mixte (acier-béton).
- **BAEL91** : béton armé aux états limites ", document qui traite les règles techniques françaises pour la conception et le calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limite.

### ❖ Hypothèses de calcul et caractéristiques des matériaux :

#### ◆ *Pour le plancher mixte :*

#### **Bac acier :**

- Limite d'élasticité :  $f_{yp,k} = 320 \text{ N/mm}^2$ ,
- Module d'élasticité :  $E_p = 210\,000 \text{ MPa}$ ,
- Coefficient de sécurité  $\gamma_a = 1,1$ .

#### **Goujons :**

Résistance limite à la traction :  $450 \text{ N/mm}^2$ .

#### ◆ **Caractéristiques de l'acier :**



La structure sera réalisée avec des profilés laminés HEB et IPE (Voir Annexe). L'acier est de type S275 qui possède les caractéristiques suivantes :

- Limite d'élasticité :  $f_y = 275 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité longitudinal :  $E = 2,1.105 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité transversal :  $G = 8,08.105 \text{ MPa}$
- Coefficient de Poisson :  $\nu = 0,3$
- Masse volumique :  $\rho = 7\,850 \text{ Kg/m}^3$

◆ **Béton :**

Pour la réalisation des fondations et des planchers, on utilise un béton dont les caractéristiques sont les suivants :

- Poids volumique :  $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$ .
- Résistance caractéristique à la compression  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .
- Résistance caractéristique à la traction  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ .
- Dosage en ciment :  $350 \text{ kg /m}^3$ .
- Le coefficient partiel de sécurité du béton  $\gamma_c = 1.5$ .
- La contrainte admissible en compression du béton à l'ELU :  
 $f_{bu} = 0.85 f_{c28} \cdot \gamma_b = 0.85 \times 25 \cdot 1.5 = 14.17 \text{ MPa}$
- La contrainte admissible en compression du béton à l'ELS :  
 $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

◆ **Acier :**

Pour le ferrailage des fondations et de la dalle mixte on a utilisé :

- Des aciers de haute adhérence (HA) ayant une limite d'élasticité  $f_e = 400 \text{ MPa}$
- Des aciers ronds lisses de limite d'élasticité de  $275 \text{ MPa}$ .

### III. Evaluation des charges

A la phase de conception, il est nécessaire de déterminer les différentes charges permanentes et d'exploitation agissant sur la structure. En effet, il y a lieu de déterminer les différents cas de charges correspondant aux divers types de planchers. Alors, nous avons présenté les différentes charges permanentes et d'exploitation sollicitant notre structure.

#### ❖ Les charges permanentes et d'exploitation :



◆ **Poids propre de la structure :**

À partir du poids volumique du matériau, le poids propre de la structure est calculé automatiquement par le logiciel.

**Tableau 5: Tableau de charges permanente et exploitation**

Niveau	Charge d'exploitation (kN/m <sup>2</sup> )	Charge permanente (kN/m <sup>2</sup> )
Plancher étage	2.5	1.6
Plancher RDC	2.5	1.6

## IV. Conclusion

Les valeurs des charges permanentes, d'exploitations estimées dans ce chapitre seront combinées par la suite pour dimensionner la structure dans le cas statique.



***Chapitre 4 :***  
***Modélisation Numérique avec le***  
***Logiciel CYPECAD***



- I. Introduction**
- II. Description générale de la modélisation 3D**
- III. Résultats de dimensionnement de la superstructure**
- IV. Conclusion**



## I. Introduction

Vu la diversité et la multitude des éléments composants de l'ossature du projet, l'analyse exacte du comportement réel tridimensionnel s'avère très difficile. L'utilisation du logiciel CYPECAD est alors indispensable vu ses différentes commandes permettant de modéliser, dimensionner et vérifier une structure mixte.

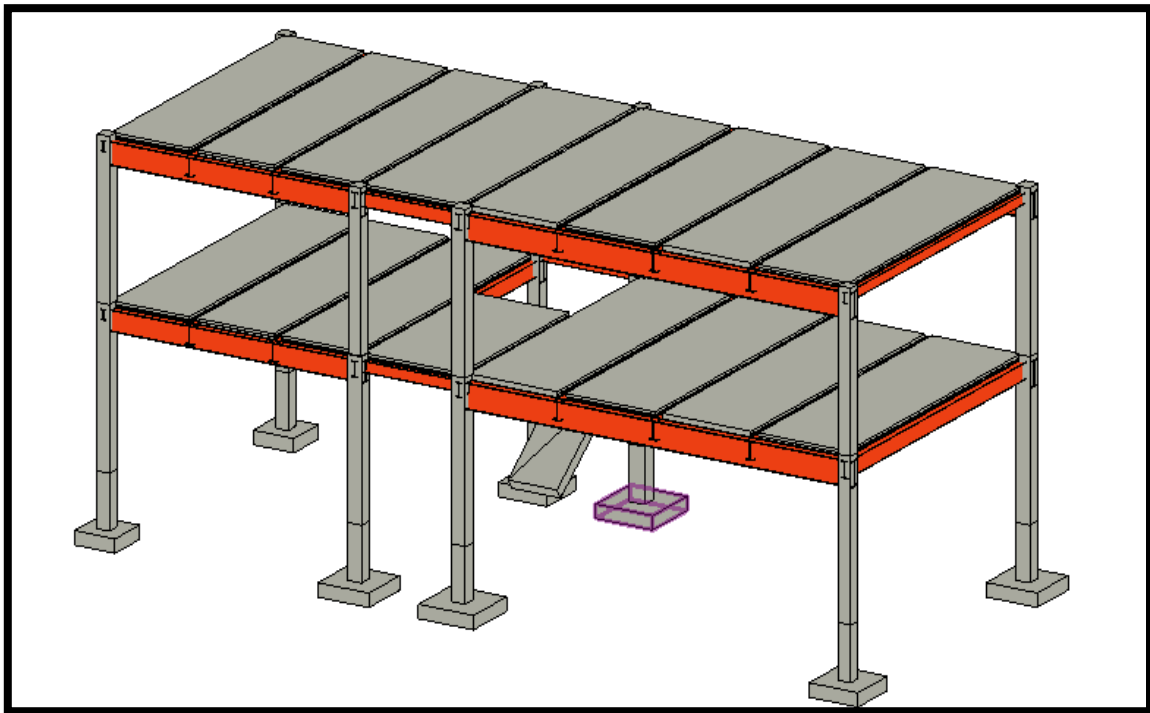


Figure 22: Vue 3D de la structure

## II. Description générale de la modélisation numérique :

Dans cette partie, on s'intéresse à modéliser la structure en 3D sur le logiciel CYPECAD dans le but de créer un modèle qui garantit le fonctionnement de différents éléments et qui répondre aux exigences du cahier de charge ainsi que l'aspect architectural de la structure. Pour ce faire on est amenée à suivre les étapes suivantes :

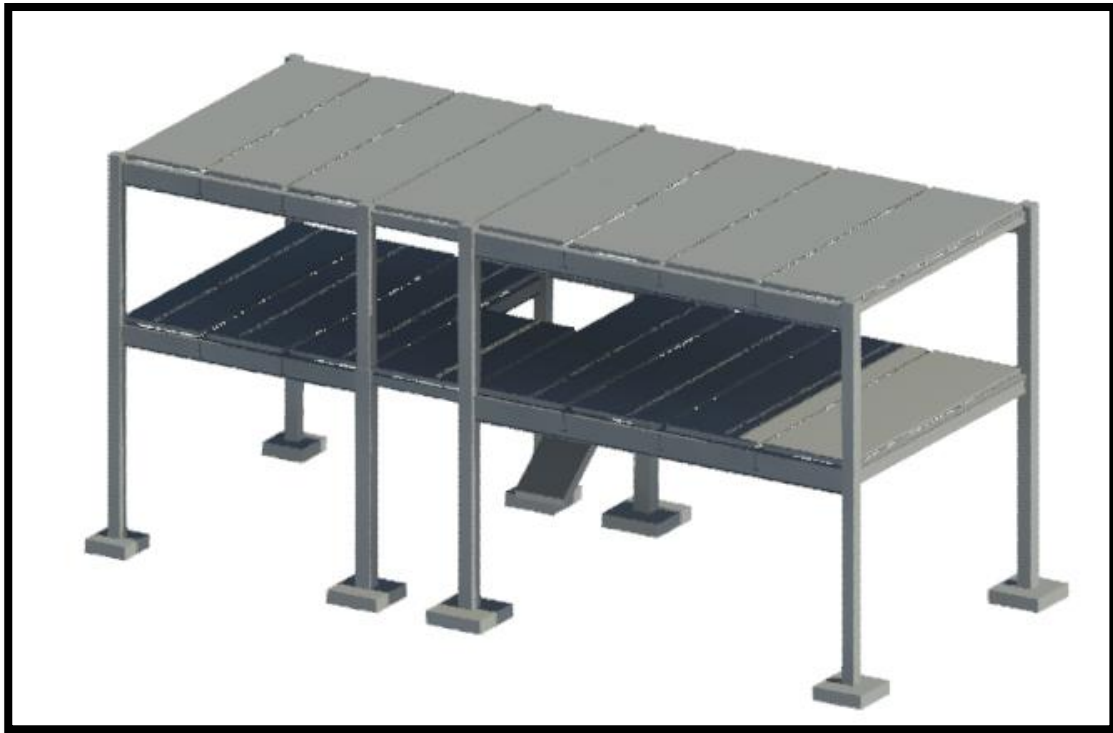


Figure 23: Vue réaliste du bâtiment

❖ Création du modèle 3D :

- Désignation des différents niveaux :

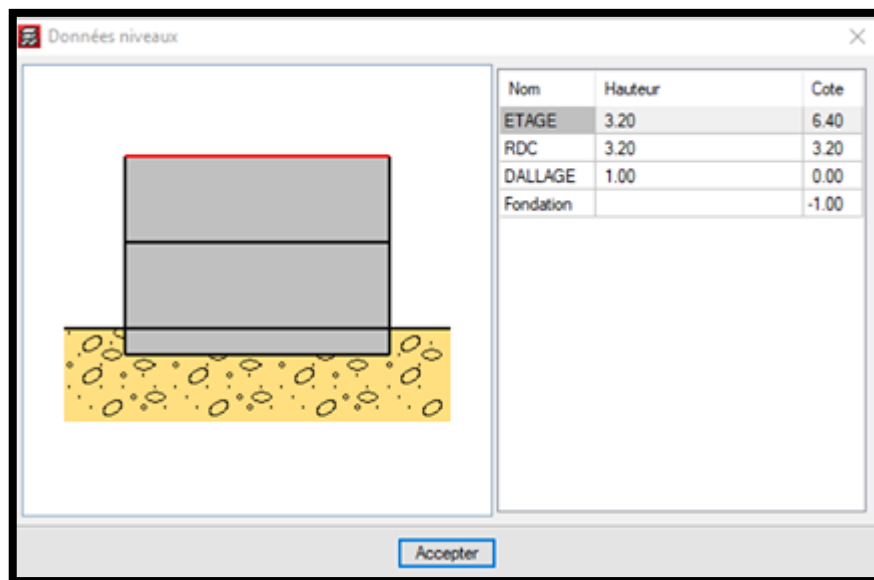


Figure 24: Différents niveaux du bâtiment

- Les hypothèses du projet :

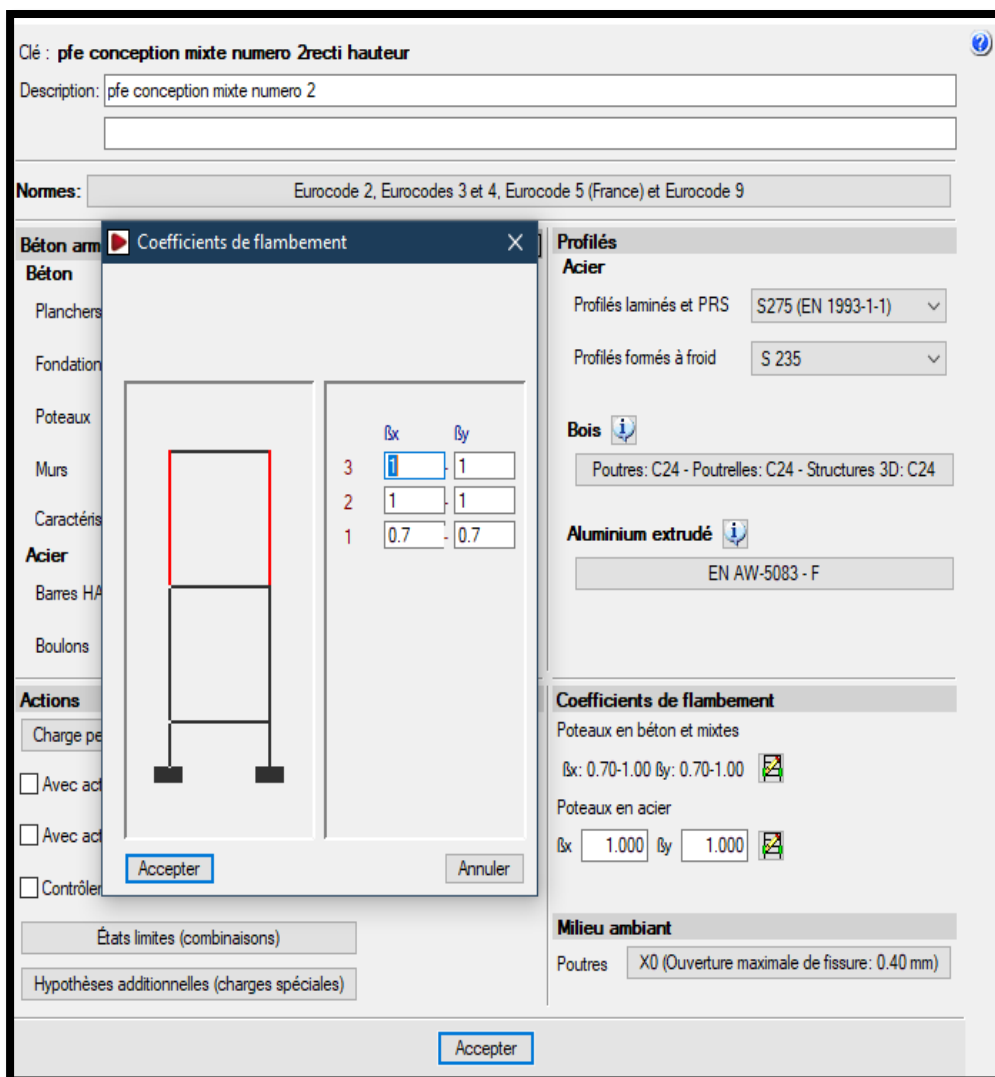


Figure25: les coefficients de flambement dans le poteau

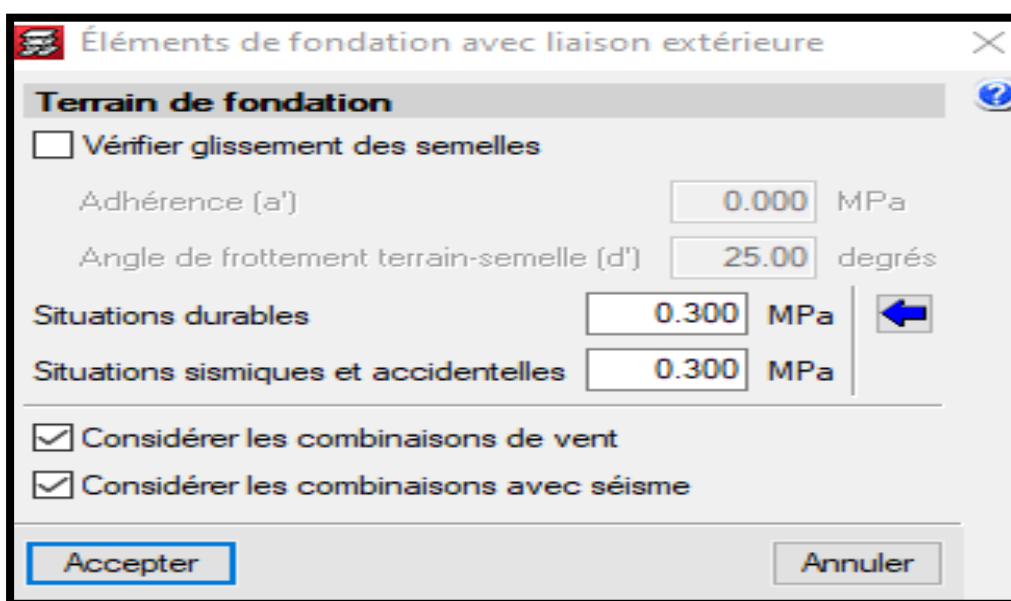


Figure 26: Données de fondation

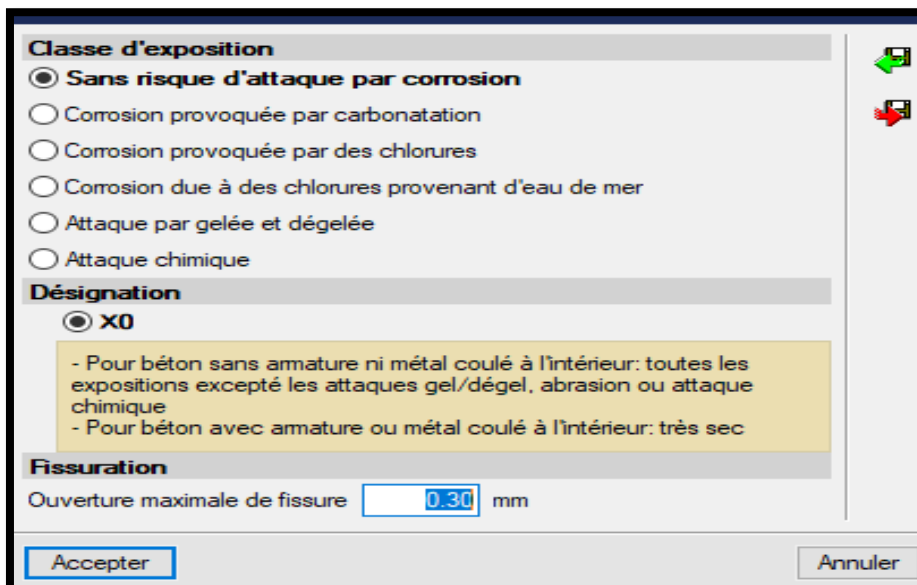


Figure 25: le coefficient de l'ouverture de fissure

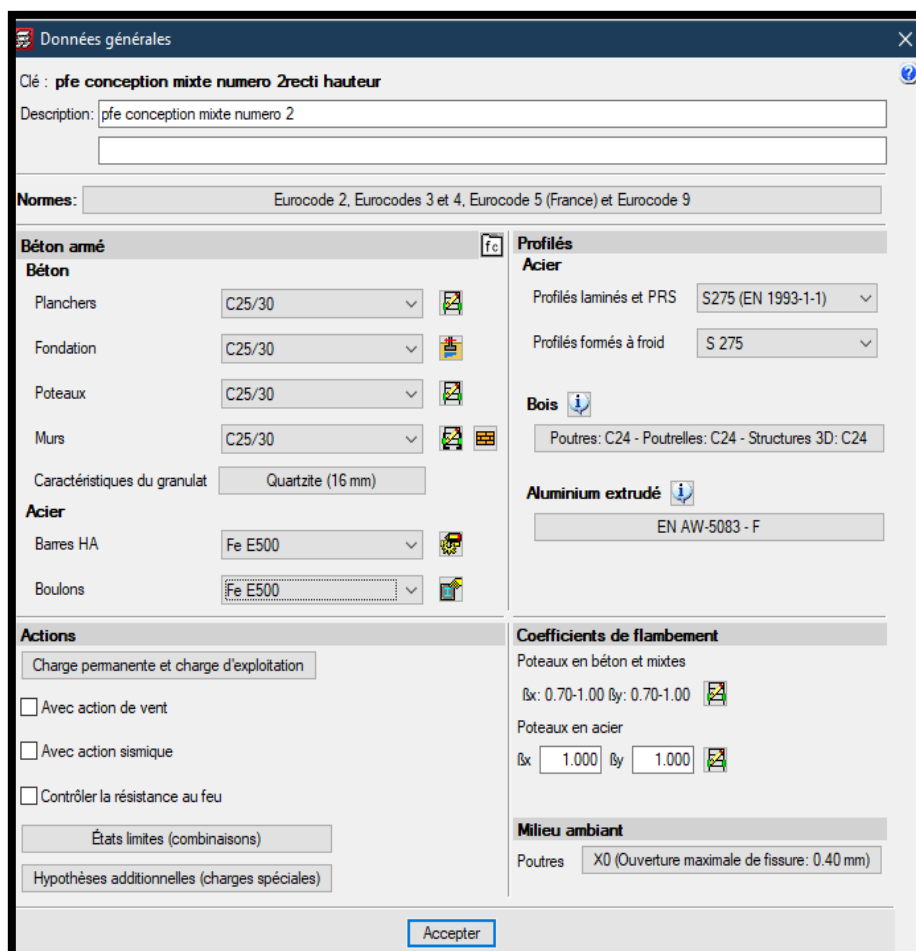


Figure 26: Hypothèses de calcul

- Implantation des poteaux :

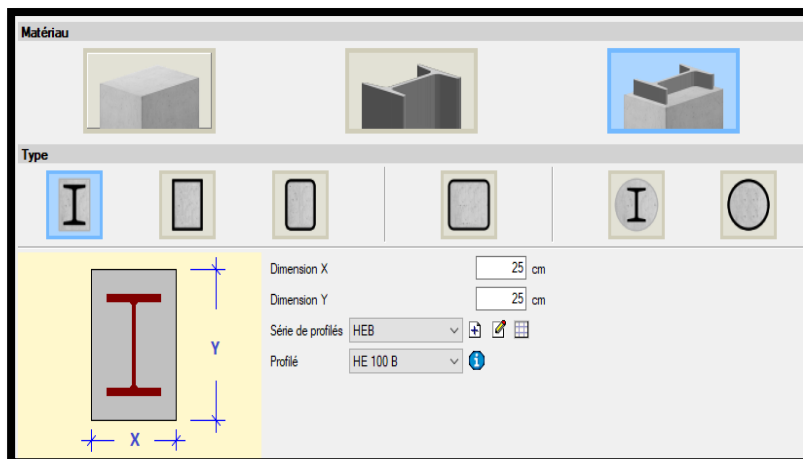


Figure 27: Paramètres des poteaux

- Création des poutres :

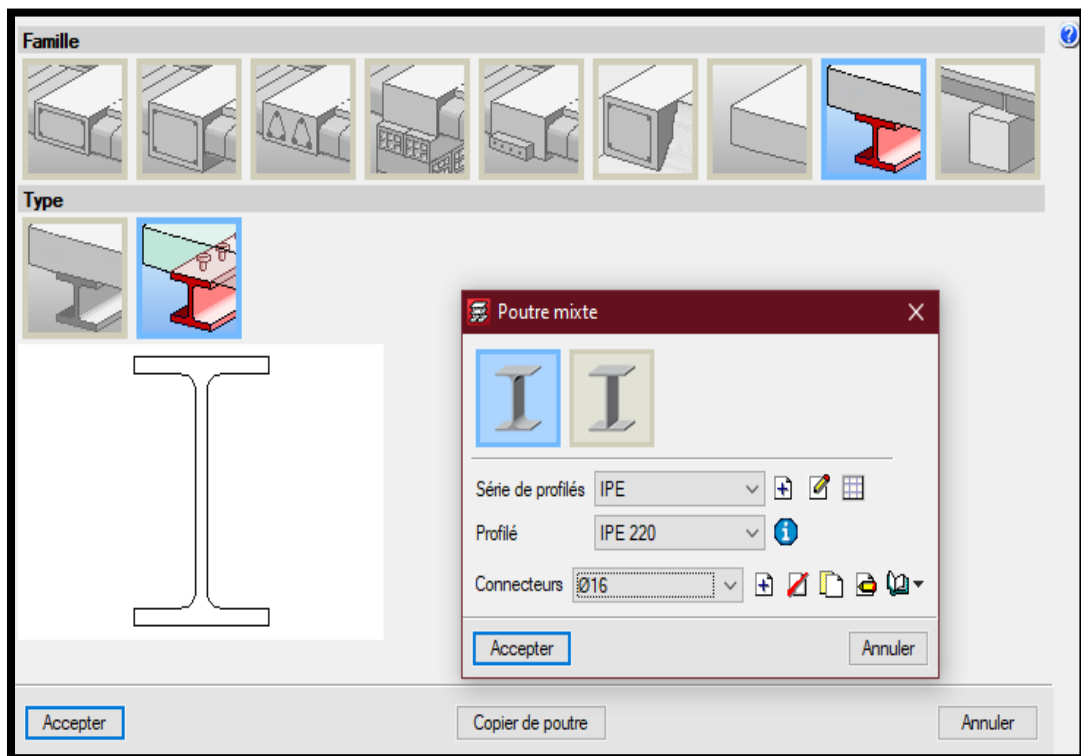


Figure 28: Données des poutres

- Choix des planchers collaborant :  
Les planchers de deux niveaux sont des planchers collaborant d'épaisseur 11 cm.

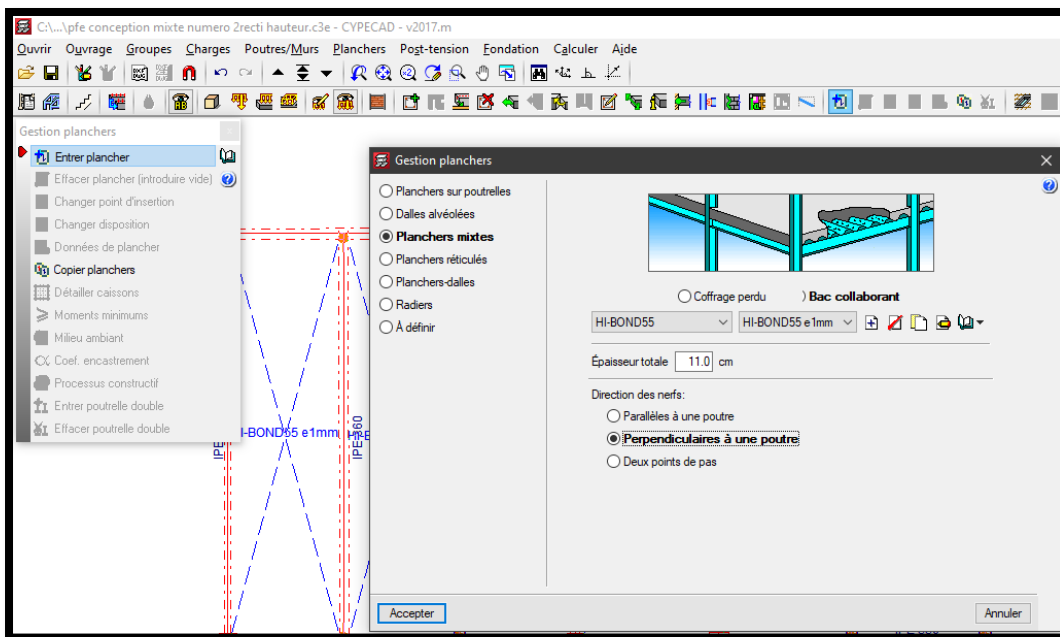


Figure 29: Caractéristiques du plancher

- Edition de l'escalier :

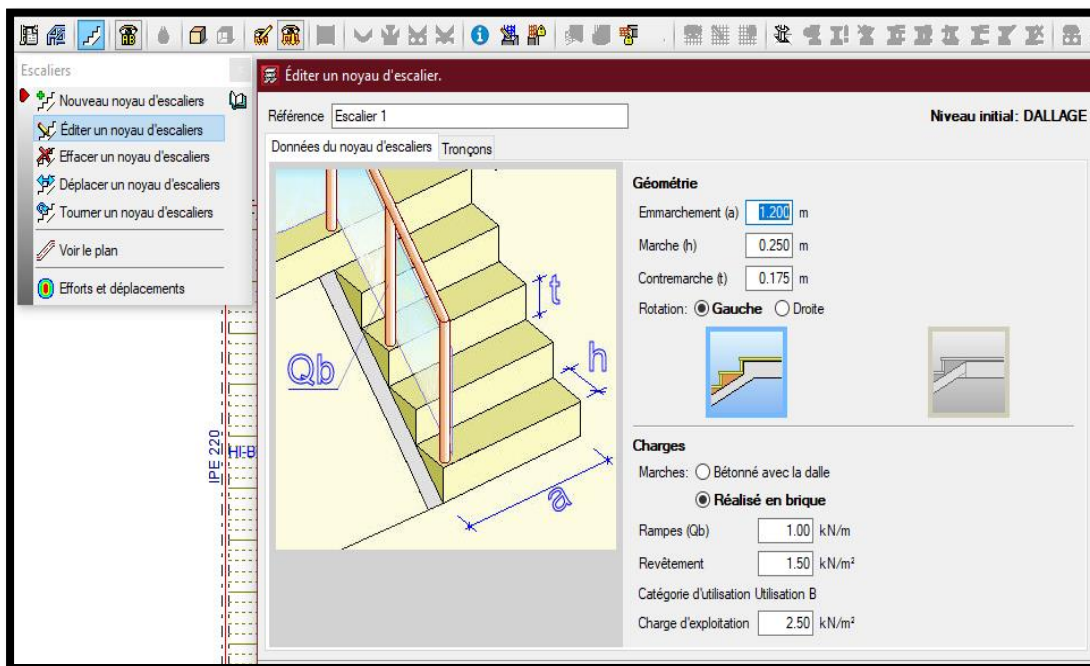


Figure 30: Données de l'escalier

- Lancement de calcul de la structure :

Cette étape consiste à effectuer le calcul et l'optimisation des éléments porteurs et à vérifier la stabilité globale de la structure.

### III. Résultats de dimensionnement de la structure

**Tableau 6: Résultats de dimensionnement des poteaux**

		P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8
ETAGE	6.4 m								
		30	30	30	30	30	30	30	30
		HE 140 B L:4HA10 T:1étHA6	HE 140 B L:4HA10 T:1étHA6	HE 180 B L:4HA10 T:1étHA6	HE 200 B L:4HA10 T:1étHA6	HE 180 B L:4HA10 T:1étHA6	HE 180 B L:4HA10 T:1étHA6	HE 140 B L:4HA10 T:1étHA6	HE 140 B L:4HA10 T:1étHA6
RDC	3.2 m								
		30	30	30	30	30	30	30	30
		HE 140 B L:4HA10 T:1étHA6	HE 140 B L:4HA10 T:1étHA6	HE 180 B L:4HA10 T:1étHA6	HE 200 B L:4HA10 T:1étHA6	HE 180 B L:4HA10 T:1étHA6	HE 180 B L:4HA10 T:1étHA6	HE 140 B L:4HA10 T:1étHA6	HE 140 B L:4HA10 T:1étHA6
DALLAGE	0 m								
		HE 140 B L:4HA10 T:1étHA6	HE 140 B L:4HA10 T:1étHA6	HE 180 B L:4HA10 T:1étHA6	HE 200 B L:4HA10 T:1étHA6	HE 180 B L:4HA10 T:1étHA6	HE 180 B L:4HA10 T:1étHA6	HE 140 B L:4HA10 T:1étHA6	HE 140 B L:4HA10 T:1étHA6

**Tableau 7: Résultats de dimensionnement des semelles**

Références	Géométrie	Armature
P1, P8	Semelle carrée Largeur: 110.0 cm Épaisseur: 30.0 cm	X: 4HA12e=25 Y: 4HA12e=25
P2	Semelle carrée Largeur: 120.0 cm Épaisseur: 30.0 cm	X: 5HA12e=22 Y: 5HA12e=22
P3, P6	Semelle carrée Largeur: 140.0 cm Épaisseur: 30.0 cm	X: 9HA12e=15 Y: 9HA12e=15
P4, P5	Semelle carrée Largeur: 130.0 cm Épaisseur: 30.0 cm	X: 7HA12e=17 Y: 7HA12e=17
P7	Semelle carrée Largeur: 120.0 cm Épaisseur: 30.0 cm	X: 5HA12e=23 Y: 5HA12e=23

### IV. Conclusion

Dans ce chapitre, on a présenté la démarche et les résultats de la modélisation de la structure à l'aide du logiciel CYPECAD. Le calcul analytique de quelques éléments structuraux sera présenté dans le chapitre suivant.

## *Chapitre 5 :*

# *Dimensionnement du Plancher Mixte*

- I. Introduction**
- II. Présentation générale**
- III. Conception du plancher et données de calcul**
- IV. Calcul de dalle mixte**
- V. Dimensionnement d'une solive mixte**
- VI. Dimensionnement d'une poutre principale mixte**



## I. Introduction

Le dimensionnement des éléments porteurs du plancher est basé sur l'application des réglementations de l'Eurocode et des avis techniques appropriés. Dans ce chapitre, on présente la démarche et l'application complète du dimensionnement du plancher mixte collaborant utilisé dans les deux niveaux du bâtiment.

Dans ce qui suit, la démarche de calcul est conforme aux prescriptions de l'euro-code 4 et des documents techniques d'application approuvés des éléments constitutifs.

## II. Présentation générale

La recherche approfondie sur l'exploitation de la complémentarité entre ces deux matériaux a conduit au système porteur mixte grâce à la combinaison entre les avantages des méthodes de construction en béton et métalliques.

Approuvées par des réglementations, les éléments mixtes garantissent des capacités de charge et de rigidité plus élevées que des éléments métalliques ou en béton armé. En plus, en termes de coût, la pratique européenne montre que la construction mixte est classée compétitive vis-à-vis des constructions en acier comme des constructions en béton. Une étude comparative de quelques éléments conduit aux avantages suivants :

- Rapidité d'exécution.
- Réduction du poids général de la structure.
- Réduction des flèches de service grâce à l'augmentation de la rigidité en flexion du plancher.
- Amélioration de la résistance au feu dans le cas où l'âme des poutres est enrobée de béton, ainsi que la résistance vis-à-vis du voilement local.
- Réduction de la hauteur du plancher. (Garantir les hauteurs sous plafond).

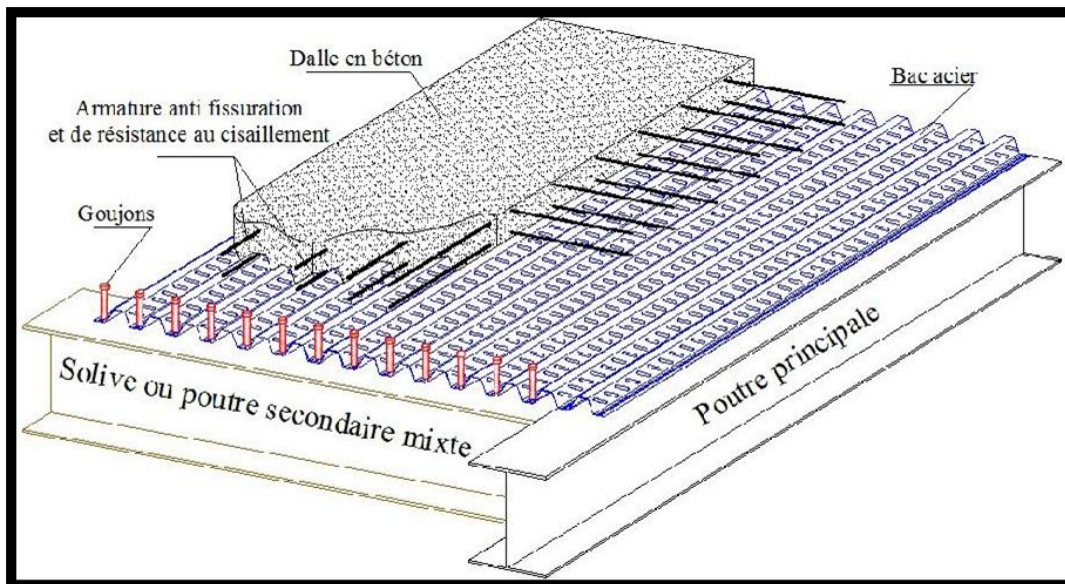
L'usage répandu de l'acier dans la construction de bâtiments multi-étages est dû en partie aux planchers mixtes acier-béton. Il y a deux types de planchers mixtes :

- ◆ **Un plancher mixte non collaborant** : composé d'une tôle profilée galvanisée servant à la fois d'armature rigide et de coffrage à la dalle de béton. Cette technique évite le ferrailage d'armature du béton. Cette conception peut toutefois se retrouver dans les planchers à faible surcharges. Elle consiste en une série de pré dalles en béton armé posées sur les solives et

sont rendues solidaires de ces dernières par des points de soudures.

- ◆ **Un plancher mixte collaborant** : comprend une tôle profilée, des armatures et du béton coulé sur chantier. Lorsque le béton a durci, la dalle se comporte comme un élément structural mixte acier-béton. Les tôles profilées actuelles sont conçues pour servir à la fois de coffrage perdu et d'armature de traction après que le béton ait durci. Après construction, une dalle mixte est constituée d'une tôle nervurée couverte d'une dalle de béton connecté de telle manière que les efforts horizontaux de cisaillement puissent être transférés à l'interface acier-béton.

➔ Dans notre projet, on va utiliser des planchers mixtes collaborant puisque c'est la solution la plus économique.



**Figure 31: Perspective sur plancher mixte collaborant**

Le principe de fonctionnement structural de ces planchers est assimilé au mode de répartition des charges des planchers des bâtiments composés par des poutres connectées à une dalle :

- La dalle mixte reçoit les charges en premier lieu et assure la transmission aux poutres par flexion locale,
- Les poutres, soumises aux réactions d'appuis de la dalle, transmettent les forces à leurs appuis par flexion générale.

L'adhérence acier-béton n'est pas suffisante pour créer l'action mixte dans la dalle. Une liaison efficace est créée par :

- Un ancrage mécanique réalisé par déformation locale,
- Une forme de profilage à nervures rentrantes,
- Un ancrage d’extrémité par soudage d’un goujon,
- Un ancrage d’extrémité par déformation de l’extrémité des nervures.


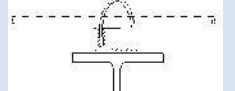
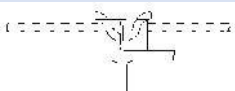

**Tableau 8: Modes d’adhérence dans le système mixte**

Liaison	Description	Schéma Typique		
<b>Frottement</b>	Liaison limitée entre la tôle et le béton, incapable de transférer des efforts de cisaillement importants			
<b>Mécanique</b>	Assurée par un bossage de la tôle profilée en plusieurs formes et profondeurs			
<b>Ancrage D’extrémité</b>	Utilisation des connecteurs de différentes formes afin de garantir le développement de la résistance du système mixte, ou par déformation des nervures à l’extrémité de la tôle.			

Pour empêcher le déplacement relatif qui peut se produire entre la dalle et le profilé, un élément constitutif du système mixte appelé connecteur est exigé pour reprendre les efforts générés aux endroits critiques de liaison. Ces derniers sont supposés être généralement au niveau de la soudure entre le profilé et le connecteur, sous cisaillement longitudinal de la poutre métallique.

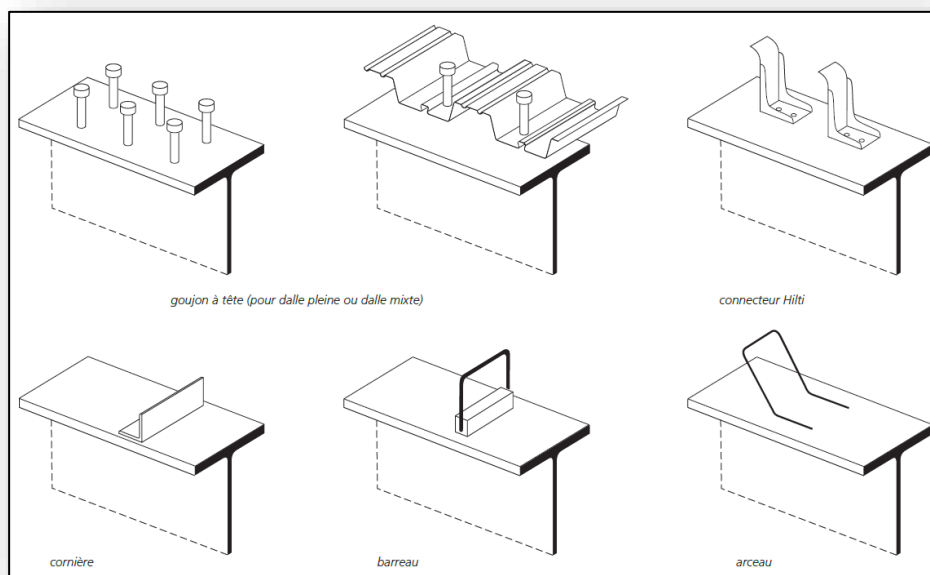
Selon le concept des produits et leurs mises en œuvre, on distingue les différents types suivants:

**Tableau 9: Types des connecteurs**

Type	Usinage et assemblage
<b>Goujon à tête</b> 	<b>Le plus utilisé pour la réalisation des poutres mixtes, il peut être soudé par fusion-forgeage à la poutre en une seule opération grâce à des nouvelles techniques et des appareillages avancés</b>  <b>A cause de leur forme complexe, ils nécessitent des opérations de formage et de soudage complexes.</b>
<b>Arceau</b> 	
<b>En T</b> 	
<b>En cornière</b> 	

Les goujons sont classés selon :

- Le dispositif utilisé et le mode constructif.
- Le comportement mécanique après développement de l'action mixte.



**Figure 32: Les types des connecteurs**

→ . Dans notre projet, on va utiliser des goujons à tête puisqu'ils sont les plus simples et utilisés pour le système mixte

Selon le comportement mécanique, les classes des connecteurs sont les suivantes :

**Tableau 10: Classes des connecteurs selon le comportement mécanique**

Classe	Description	Expérience		Exemple
Ductile	Possède une capacité de déformation suffisante en glissement justifiant un comportement plastique-parfait de la connexion en cisaillement.	Allure de type élastique plastique avec un plateau de plasticité correspondant à la résistance caractéristique $P_{Rk}$ du connecteur et une capacité ultime de glissement $s_u$ jugée importante.	<p style="text-align: center;"><b>Connecteur ductile</b></p>	Boulons HR, Cornières soudées à aile élancée, Cornières formées à froid cloués au pistolet.
Non ductile	La seule capacité de déformation résulte de la déformation du béton comprimé au contact immédiat.	Allure de type élastique	<p style="text-align: center;"><b>Connecteur non ductile</b></p>	Connecteurs de type butée

On présente dans le tableau suivant la description des composantes d'un plancher mixte qui sera considéré dans les calculs ultérieurs :

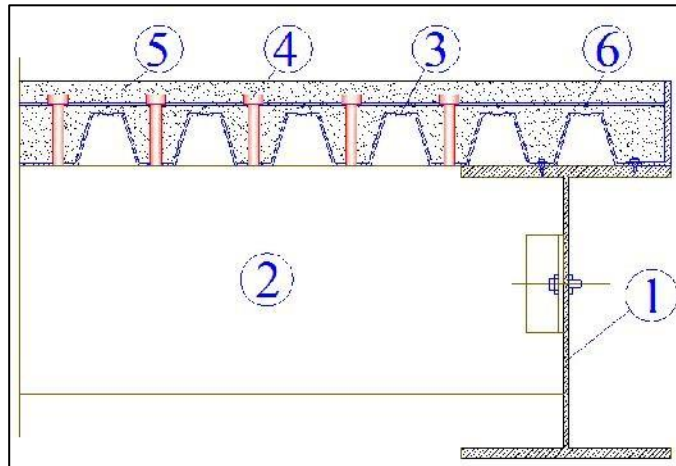


Figure 33: Les Coupe transversale sur plancher mixte

Tableau 11: Description des composantes d'un plancher mixte

Elément	Propriétés et mode d'assemblage	
1	<b>Poutre maîtresse</b>	Elément horizontal en profilé métallique permettant la transmission des charges vers les supports verticaux. Son assemblage est encasté formant des portiques avec les poteaux du bâtiment. Dans notre conception , les profilés des poutres principales sont des IPE .
2	<b>Solive</b>	Profilé métallique à âme pleine travaillant à la flexion simple assurant la transmission des charges vers la poutre maîtresse avec laquelle est liée par un assemblage articulé (cornière, platine d'extrémité). Dans ce projet , les profilés des poutres secondaires sont des IPE .
3	<b>Bac acier</b>	Tôle profilée en acier de conception spéciale assurant une meilleure répartition des charges via sa pose avec une direction d'ondes perpendiculaires aux solives. Dans notre projet , le bac d'acier utilisé est HI-BOND 55 d'épaisseur 1mm
4	<b>Connecteurs</b>	Améliore la liaison entre la tôle et la solive, mais ne concernent, sur le plan mécanique, que la connexion de la poutre mixte. Les goujons sont soudés sur la poutre mixte soit avant pose du bac, ce dernier doit être pré-percé, ou bien en utilisant les nouvelles techniques par soudage avec fusion- forgeage à travers les tôles. Le type des goujons utilisé dans ce projet est NELSON KB .
5	<b>Dalle</b>	Dalle de compression en béton, coulée avec vibrage modéré dont l'épaisseur garantit la résistance du système (tôle+béton) et l'enrobage minimal désiré des armatures et des goujons. A noter que le sens des ondes de la tôle a une influence sur la valeur de l'épaisseur de tôle considérée, lorsque les ondes sont perpendiculaires à l'axe de la poutre mixte calculée, seul le béton situé au dessus de la tôle participe à la résistance de la poutre mixte. Dans le cas contraire, on peut considérer que la totalité de béton est efficace.

6	<b>Armature</b>	<p>Dans le plancher mixte, on distingue plusieurs types d'armatures en fonction de leur rôle dans le système de dallage mixte, on considère :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Armatures anti-fissuration,</li> <li>• Armatures de résistance au cisaillement longitudinal,</li> <li>• Armature de renfort de la résistance à la flexion et au feu.</li> </ul>
---	-----------------	--

### III. Conception du plancher et données de calcul

La conception préliminaire choisie pour la vérification se caractérise par :

- Des poutres principales (ou poutres maîtresses) mixtes de longueur 6.18 et 9.47 m articulés et disposés dans le sens transversal du bâtiment.
- Des poutres secondaires (ou solives) mixte articulées avec les poutres principales suivant un espacement non constant.
- Une connexion choisie par des goujons à tête de type NELSON soudés sur la solive.
- Un bac acier pour coffrage collaborant considéré continu de 3 travées, dont les ondes sont perpendiculaires aux solives.
- Une dalle de compression à couler sur le bac acier, contenant les armatures à considérer (anti-fissuration et pour résister aux efforts de cisaillement).

La vue en plan suivante illustre la conception préliminaire du plancher pour un panneau type :

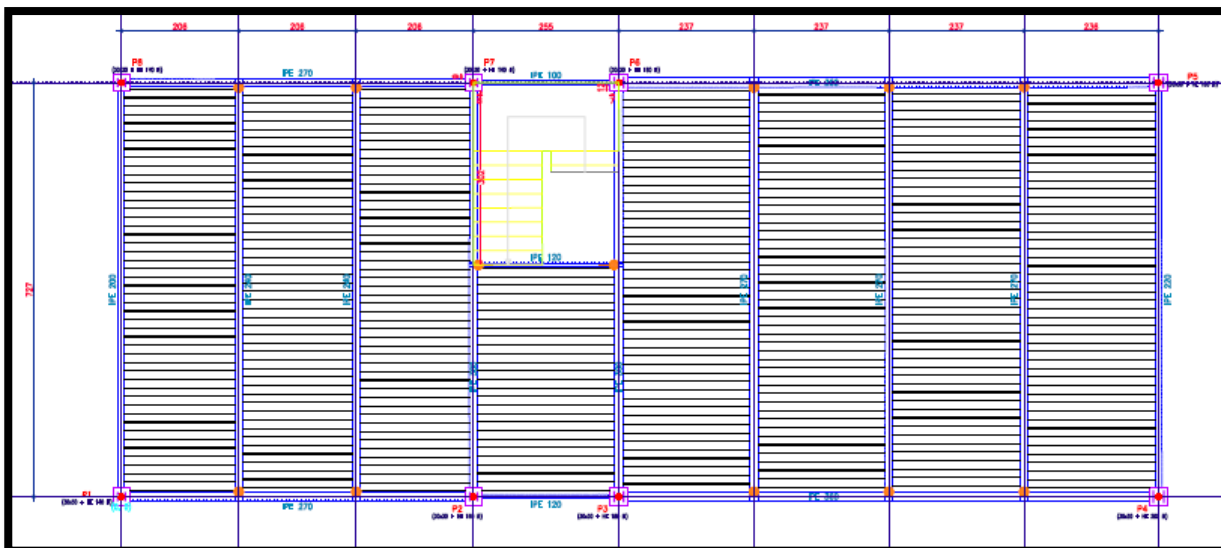


Figure 34: Vue en plan de la conception du plancher mixte

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans les calculs sont les suivantes :



### III.1. Données du bac d'acier

Les renseignements du cahier de charge exigent l'utilisation du bac de marque HI-BOND 55.750.

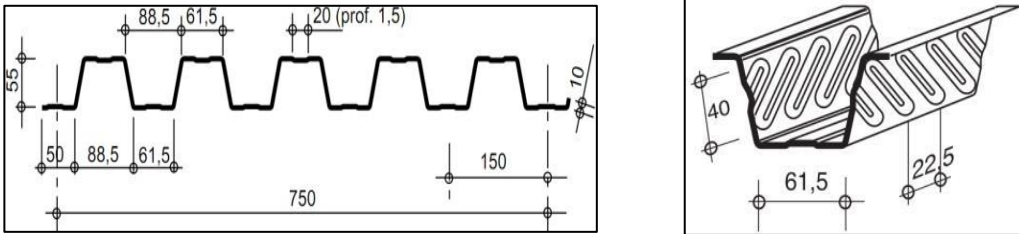


Figure 35: Coupe sur bac acier HI-BOND 55

→ Cet élément du plancher permet d'assurer une meilleure répartition des charges via sa pose avec une direction d'ondes perpendiculaires aux solives.

Le critère de dimensionnement qui fait la différence entre les variantes du bac HI-BOND 55 est l'épaisseur. Quatre épaisseurs sont disponibles sur le marché : 0,75 ; 0,88 ; 1 et 1,20 mm. Dans notre cas on choisit le bac d'acier d'épaisseur 1 mm dont les principales caractéristiques mécaniques sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau 12: Paramètres de la tôle HI- BOND 55-750 d'épaisseur 1 mm

Paramètre de HI-BOND 55 épaisseur 1mm		Valeur	Unité
Limite d'élasticité	$f_{yp,k}$	320	N/mm <sup>2</sup>
Epaisseur	$t_s$	1	mm
Poids	$P$	12,83	daN/m <sup>2</sup>
Section d'acier efficace	$A_p$	1512,1	mm <sup>2</sup>
Moment d'inertie de l'âme	$I_p$	7,78E+05	mm <sup>4</sup>
Moment d'inertie efficace $I_{eff}$	$I_{eff}$	8,6E+05	mm <sup>4</sup>
Résistance plastique totale à la flexion	$M_{pa,Rk}$	6,6	kN.m/m
Résistance à la flexion positive	$M_{a+,Rk}$	7	kN.m/m
Résistance à la flexion négative	$M_{a-,Rk}$	5,9	kN.m/m
Résistance de réaction d'appui	$R_{w,k}$	40,2	kN/m
Résistance au cisaillement horizontal	$\tau_{u,Rk}$	0,303	N/mm <sup>2</sup>
Module d'élasticité	$E_p$	210000	N/mm <sup>2</sup>
Coefficient de sécurité	$\gamma_{ap}$	1,1	-
	$m$	113,2	N/mm <sup>2</sup>



Valeurs de calcul des facteurs expérimentaux pour le cisaillement longitudinal des dalles	k	-0,041	N/mm <sup>2</sup>
---	---	--------	-------------------

### III.2. Acier de construction

Les aciers de construction considérés dans ce plancher pour les solives sont des profilés laminés à chaud dont les paramètres principaux utilisés sont les suivants :

- Module de Young : 210 000 MPa,
- Nuance d’acier : S 275,
- Limite d’élasticité :  $f_y = 275$  MPa,
- Résistance à la traction :  $f_u = 430$  MPa.

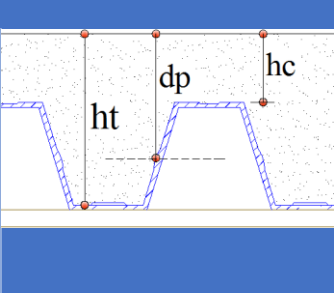
Les armatures utilisées dans le plancher possèdent les propriétés suivantes :

- Limite d’élasticité :  $f_{y,k} = 400$  MPa,
- Contrainte de calcul à l’ELU :  $f_{y,d} = 348$  MPa,

### III.3. Données de la dalle en béton

Les caractéristiques de la dalle mixte choisie pour la démarche de calcul sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau 13: Caractéristiques de la dalle**

	<b>Epaisseur de la dalle</b>		<b>ht [mm]</b>	<b>110</b>
	Poids volumique du béton		$\rho$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25
	Epaisseur dalle au-dessus des nervures de tôle		hc [mm]	55
	Epaisseur efficace (CG tôle : fibre sup)		dp [mm]	82.5
	Caractéristiques de béton	Résistance à 28 j	fck [N/mm <sup>2</sup> ]	25
		Module sécant	Ecm [N/mm <sup>2</sup> ]	31000

### III.4. Connecteurs

Les caractéristiques des goujons utilisées dans le dimensionnement du plancher sont les suivantes :

**Tableau 14: Paramètres du goujon**

Paramètres du goujon KBØ16-75		Valeur	Unité	
	Diamètre de fût	$d_1$	16	mm
	Diamètre de tête	$d_2$	31.7	mm
	Hauteur totale nominale	$h_{sc}$	75	mm
	Résistance ultime à la traction	$f_u$	450	N/mm <sup>2</sup>

### III.5. Coefficients partiels de sécurité en combinaisons fondamentales

**Tableau 15: Coefficients partiels de sécurité**

<b>Charge permanente</b>	$\gamma_G$	1,35
<b>Charges d'exploitation</b>	$\gamma_Q$	1,5
<b>Résistance des sections brutes (Classe 1, 2,3)</b>	$\gamma_{M0}$	1
<b>Instabilité élastique</b>	$\gamma_{M1}$	1.1
<b>Béton</b>	$\gamma_C$	1,5
<b>Connecteurs</b>	$\gamma_{vs}$	1,25
<b>Acier de construction ou tôle</b>	$\gamma_a$	1,1

## IV. Dimensionnement de la dalle mixte

### IV.1 Pré dimensionnement de la dalle :

D'après l'euro code 4 (partie 1.1- 7.2.1), la hauteur de la dalle mixte doit être supérieur à 8cm.

Pour une dalle simplement appuyée suivant l'euro code 2 on a :  $L/e \leq 25$

Avec  $e$  : épaisseur de la dalle

$L$  : portée de la dalle,  $L = 2.06m$

Degré Coupe Feu	$h = Ep. \text{ mini}$
CF 60 min	10 cm
CF 90 min	11 cm
CF 120 min	13 cm

$$\rightarrow e \geq L/25 = 206/25 = 8.24 \text{ cm} > 8 \text{ cm}$$

De plus, un degré de coupe-feu de 1Heure et 30 min (CF90 min) est exigé, donc l'épaisseur minimale du plancher sera de 11 cm.

→ Soit alors une épaisseur :  $e_p = 11 \text{ cm}$

## IV.2. Vérification de la tôle en phase de coffrage :

Dans les détails de calcul suivants, on présente la vérification du plancher mixte avec bac acier collaborant HI-BOND 55.750

### IV.2.1. Les charges appliquées :

La dalle est conçue et calculée pour résister aussi bien en phase de chantier qu'après le développement de l'action mixte. En phase de chantier, la tôle en acier fait office de coffrage et doit supporter son poids propre, le poids du béton frais et les charges de construction. Après le développement de l'action mixte, la dalle doit supporter son poids propre, le poids des revêtements de sol et les charges d'exploitation. On considérera les charges suivantes :

**Tableau 16: Chargement en phase de chantier**

Libellé	Désignation	Valeur	Unité
gp	Poids propre de la tôle	0.1283	KN/m <sup>2</sup>
gc	Poids propre du béton frais	2.06	KN/m <sup>2</sup>
q1	Charge répartie de construction	0.75	KN/m <sup>2</sup>
q2	Charge ponctuelle de construction	1.5	KN/m <sup>2</sup>

**Tableau 17: Chargement après développement de l'action mixte**

Libellé	Désignation	Valeur	Unité
<b>g1</b>	Poids propre de la dalle tôle + béton	2.19	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
<b>g2</b>	Revêtement	0.7	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
<b>q</b>	Charge d'exploitation	2.5	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
<b>g3</b>	Poids isolation	0.15	<b>KN/m<sup>2</sup></b>

### IV.2.2. Vérification de la résistance

En premier lieu on trace les schémas mécaniques des cas de charge à appliquer sur la dalle afin de déduire les sollicitations les plus défavorables.

Le schéma mécanique de la tôle considérée est le suivant :

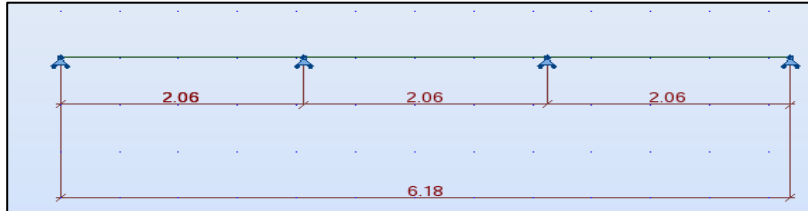


Figure 36: Schéma mécanique de la dalle

En respectant les prescriptions règlementaires et les règles de la mécanique des structures, on applique les cas de charges suivants :

Tableau 18: Les valeurs de charges à l'ELU

Libellé	Désignation	Valeur	Unité
G <sub>pu</sub>	Effort ultime sous tôle	0.173	KN/m <sup>2</sup>
G <sub>gc</sub>	Effort ultime sous béton frais	2.784	KN/m <sup>2</sup>
Q <sub>1</sub>	Effort ultime sous charge de construction q <sub>1</sub>	1.125	KN/m <sup>2</sup>
Q <sub>2</sub>	Effort ultime sous charge de construction q <sub>2</sub>	2.250	KN/m <sup>2</sup>

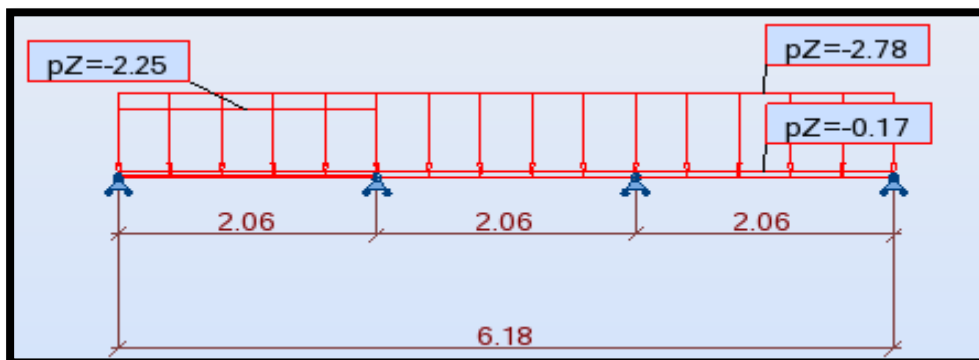


Figure 37: Chargement pour  $M_{ED}^+$  et  $F_{ED}^+$

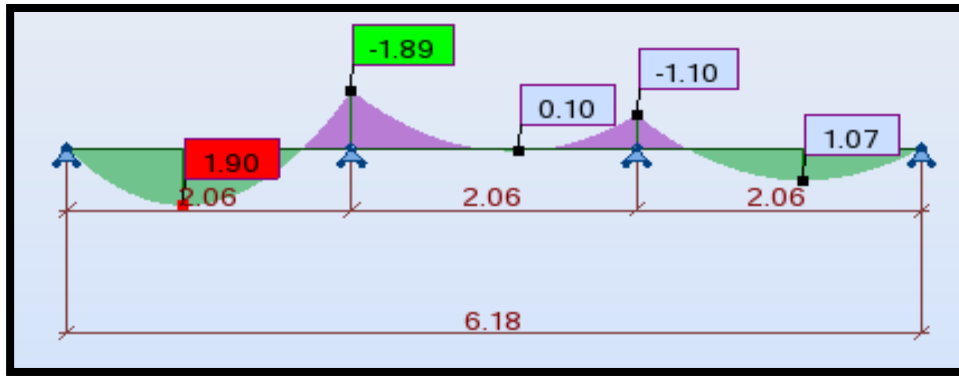


Figure 38: Diagramme du moment fléchissant  $M_{ED}^+$

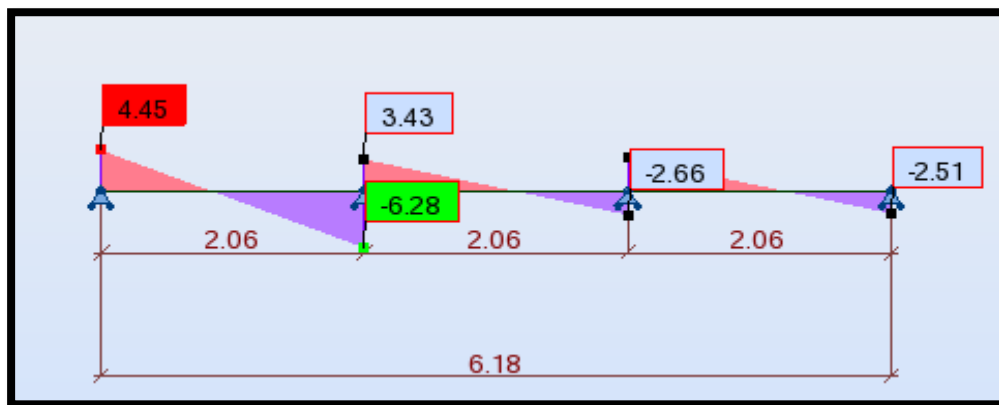


Figure 39: Diagramme de l'effort tranchant  $F_{ED}^+$

Tableau 19: Sollicitations maximales engendrées dans les portées de la tôle à mis travée

Libellé	Désignation	Valeur	Unité
$M_{ED}^+$	Moment fléchissant positif maximale	1.90	KN.m/m
$F_{ED}^+$	Effort tranchant positif maximale	4.45	KN/m

Le deuxième cas de charge ultime permet de déduire le moment de flexion négatif maximal  $M_{ED-}$  ainsi que l'effort tranchant  $F_{ED}$ .

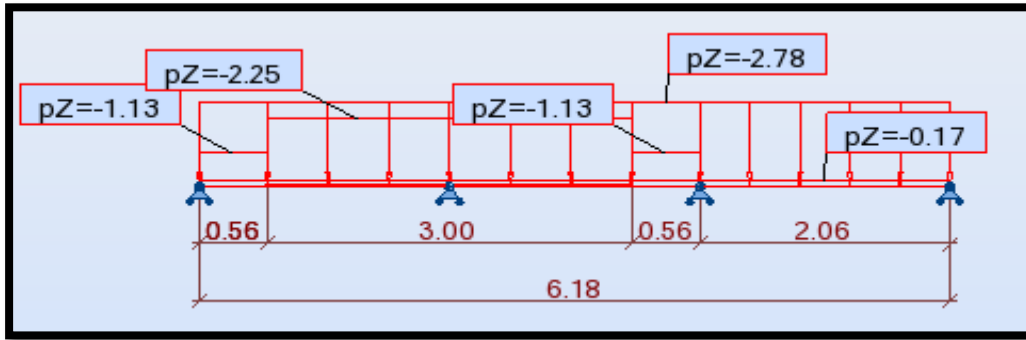


Figure 40: Chargement pour  $M_{ED}$  et  $F_{ED}$

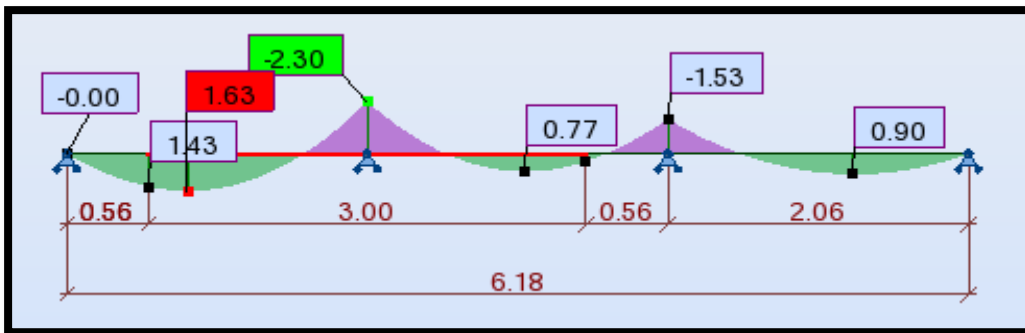


Figure 41: Diagramme du moment  $M_{ED}$

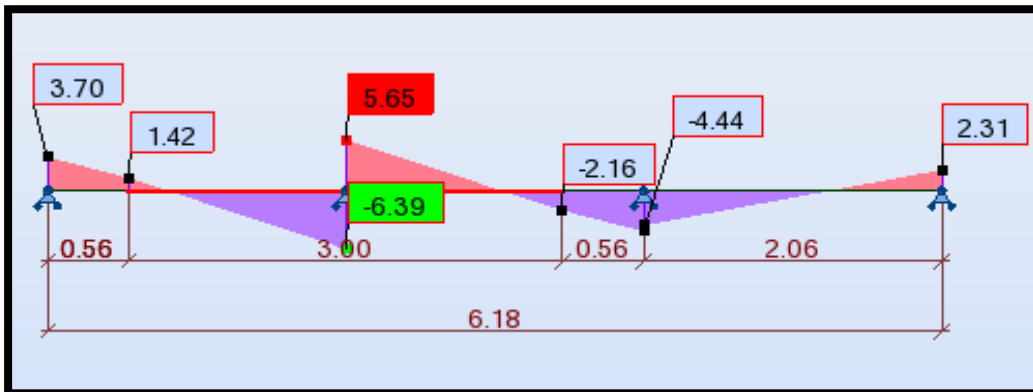


Figure 42: Diagramme du l'effort tranchant  $F_{ED}$

Tableau 20: Sollicitations maximales engendrées dans les portées de la tôle sur appuis

Libellé	Désignation	Valeur	Unité
$M_{ED}$	Moment fléchissant positif maximale	2.30	KN.m/m
$F_{ED}$	Effort tranchant positif maximale	6.39	KN/m

Les vérifications à l'état limite ultime permettent de vérifier la résistance de la tôle vis-à-vis les sollicitations engendrées dans la phase de construction. On note dans cette étape les paramètres suivants :

Libellé	Désignation	Valeur	Unité
$M_{RD}^+$	Moment de flexion positive résistant	$M_{RD}^+ = Ma^+, Rk/\gamma_a = 7/1.1 = 6.36$	KN.m/m
$M_{RD}^-$	Moment de flexion négative résistant	$M_{RD}^- = Ma^-, Rk/\gamma_a = 5.9/1.1 = 5.36$	KN.m/m
$R_{RD}$	Effort tranchant résistant	$R_{RD} = R_{wk}/\gamma_a = 40.2/1.1 = 36.55$	KN/m

**Tableau 21: Vérifications à L'ELU**

<b>Vérification du moment de flexion positif</b>	$M_{ed}^+ < M_{Rd}^+$	<i>Vérifié</i>
<b>Vérification du moment de flexion négatif</b>	$M_{ed}^- < M_{Rd}^-$	<i>Vérifié</i>
<b>Vérification de l'interaction moment-réaction d'appui</b>	$\frac{M_{ED}^-}{M_{RD}^-} + \frac{F_{ED}}{R_{w, RD}} \leq 1,25$ $= 0.6 < 1.25$	<i>Vérifié</i>
<b>Tous les calculs sont vérifiés à l'état limite ultime</b>		

#### IV.2.3 Vérification à L'ELS :

Dans cette partie, l'Eurocode 4 limite la vérification de la flèche du bac acier sous l'effet de son poids propre ajouté à celui du béton frais, à l'exclusion des charges de construction.

Avant d'entamer la vérification de la flèche, on vérifie tout d'abord l'efficacité de la section transversale de tôle, d'où on déduit l'obligation du calcul d'une inertie équivalente du fait du voilement local éventuel.

#### ❖ Vérification de l'efficacité de la tôle



Pour la vérification de l'efficacité de la tôle dont la largeur de semelle  $b$  et l'épaisseur  $t_s$ , on note les paramètres suivants :

- Hauteur utile de la tôle :  $z_p = 27,5 \text{ mm}$

- Coefficient de réduction élastique de l'acier :  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yp,k}}} = \sqrt{\frac{235}{320}} = 0.86$

- Coefficient de distribution de contrainte :  $\psi = \frac{\sigma_1}{\sigma_2} = 1$

- Coefficient de voilement :  $k\sigma = 4$

- Elancement de la semelle, avec  $b$  et  $t_s$  sont respectivement la largeur et l'épaisseur de la

semelle de tôle :  $\bar{\lambda}_p = \frac{\frac{b}{t_s}}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k\sigma}} = \frac{\frac{61.5}{1}}{28,4 \times 0.86 \times 2} = 1.25$

- Rendement de la section :

$$\rho = \frac{(\bar{\lambda}_p - 0,22)}{\bar{\lambda}_p^2} \text{ si } \bar{\lambda}_p \geq 0,673 \quad \longrightarrow \quad \rho = 0.66 < 0.673$$

Donc la section n'est pas efficace et l'inertie efficace de la tôle est égale  $I_{eff} = 86 \text{ cm}^4/\text{m}$

❖ **Vérification de la flèche**

Il est nécessaire de déterminer la flèche prise par la tôle en phase de construction sous son poids propre et sous le poids du béton frais, pour vérifier si l'effet de marre doit être pris en compte ou non.

**Tableau 22: Vérification de la flèche à L'ELS**

Libellé	Désignation	Valeur	Unité
$K_{tôle}$	Coefficient pour la tôle	0.52	-
$K_{béton}$	Coefficient pour le béton	0.76	-
$\delta_s$	Flèche agissant	$= \frac{5L^4}{384EI} (k_{béton} G_c + k_{tôle} G_p)$ $= \frac{5 \cdot 2060^4}{384 \times 210000 \times 8.6 \cdot 10^5} (0.76 \times 2.06 + 0.52 \times 0.13) = 2.12$	<b>mm</b>
$\delta_{s,max}$	Flèche admissible	$\frac{L}{180} = \frac{2060}{180} = 11.44$	<b>mm</b>
<b><math>\delta_s &lt; \delta_{s,max} \rightarrow</math> La flèche est vérifiée</b>			



### ❖ Vérification de l'effet de marre

La structure recevant la charge de béton frais se déforme dans certaines limites admissibles lors du bétonnage. Comme celui-ci se fait presque toujours avec une mise à niveau de la surface de béton à l'horizontale d'un repère défini, la flèche des supports engendre un accroissement local d'épaisseur et donc de poids.

L'amplitude de cet effet de marre résulte de l'addition de la flèche des tôles de coffrage, de la flèche des solives, et de celle des poutres principales éventuelles. En conséquence et pour tenir compte de cet effet, une augmentation de  $0,7\delta$  de l'épaisseur nominale de béton est exigée sur la totalité de la portée est exigé, selon le règlement Eurocode 4, lors de l'évaluation du poids de la dalle. **L'épaisseur théorique de la dalle ne sera toutefois pas majorée dans les calculs de résistance.**

$$\frac{h}{10} = \frac{110}{10} = 11\text{mm} > \delta_5 = 2.12\text{mm} \rightarrow \text{Pas d'effet de marre}$$

**Donc la résistance de la tôle à l'état limite de service est vérifiée.**

**On peut conclure que le bac acier HI-BON55 d'épaisseur 1mm peut faire office de coffrage pendant la phase de construction sans besoin d'étaie.**

## VI.3. Vérification de la dalle mixte :

### IV.3.1. Vérification des sections en comportement mixte à l'ELU :

Dans cette partie, on procède à vérifier le système mixte tôle -béton, l'EC4 autorise dans ce stade la considération de la dalle comme une série de tronçons simplement appuyés.

Les charges appliquées sont :

- Le poids de la dalle mixte tôle+ béton :  $G_p+G_c= 2,19\text{kN/m}^2$
- Le revêtement du sol :  $G_{r\grave{e}v}= 0.7 \text{ kN/m}^2$ ,
- L'isolation phonique et thermique :  $G_{isol}=0,15 \text{ kN/m}^2$ ,
- La charge d'exploitation  $Q= 2.5\text{kN/m}^2$ .
- Cas de charge 1,  $35(G_{t+b} + G_{r\grave{e}v} + G_{isol}) + 1,5Q = 7.85 \text{ KN/m}^2$

Les valeurs du moment fléchissant et de l'effort tranchant sont les suivantes :

$$M_{ED}^+ = \frac{7.85 \times 2.06^2}{8} = 4.17 \text{ kN.m/m} \text{ et } V_{ED} = \frac{7.85 \times 2.06}{2} = 8.09 \text{ kN/m.}$$

La vérification de la dalle à l'état limite ultime nécessite essentiellement l'évaluation de trois types de ruine représentée par la figure suivante :

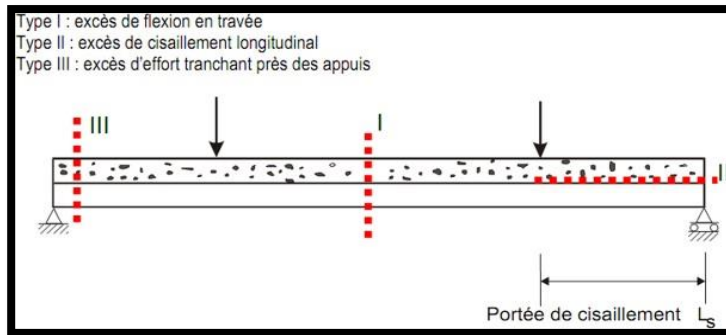


Figure 43: Les trois types de ruine

❖ **Vérification de la résistance de la dalle en flexion, ruine de type I :**

- Résistance sous moment positif – Axe neutre plastique dans le béton, plus faible résistance de la tôle :

La première vérification de la dalle mixte consiste à évaluer la résistance sous moment positif en passant par la recherche de la position de l'axe neutre plastique dans le béton. On note  $b$  la largeur de calcul qui vaut 1000mm.

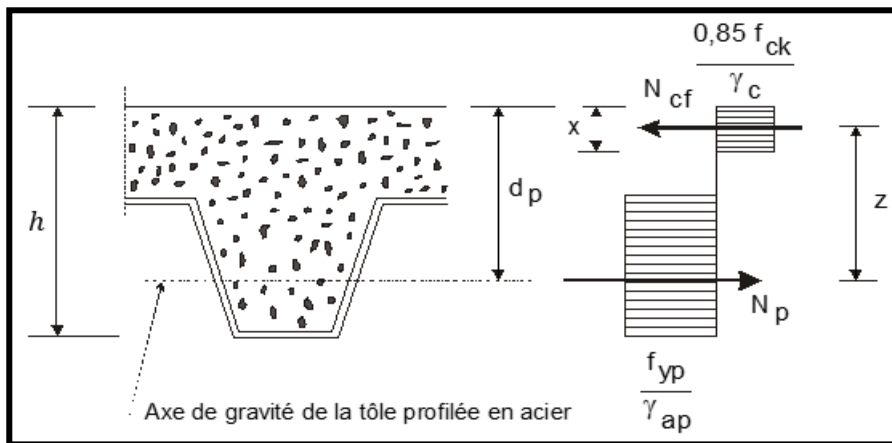


Figure 44: Rupture par plastification de l'acier

- ◆  $d_p$  : est la position de l'axe neutre du profil acier.
- ◆  $x$  : est la hauteur de béton comprimé à partir du sommet de la dalle.
- ◆  $b$  : est la largeur de la dalle.

On considère que la résistance en traction du béton tendu est nulle. On détermine  $N_p$ , l'effet horizontal dans la tôle en acier, à partir des caractéristiques de la section d'acier que l'on

équilibre par  $N_{cf}$ , l'effet horizontal dans le béton, suivant ses caractéristiques.  $N_p$  doit être identique à  $N_{cf}$  par équilibre horizontal. On détermine ensuite le bras de levier  $z$ . Le moment de résistance ultime est égal à :  $M_{pl,Rd} = N_p \cdot z$

On écrit :  $N_p = \frac{f_{yp,k}}{\gamma_{ap}} \cdot A_p$  et  $N_{cf} = x \cdot b \cdot \frac{0.85 f_{ck}}{\gamma_c}$

**Tableau 23: Vérification de la dalle à la ruine de type I**

Libellé	Désignation	Référence	Valeur	Unité
<b>X</b>	Position de l'axe neutre plastique de la dalle mixte	$x = \frac{A_{eff} \frac{f_{yp}}{\gamma_{ap}}}{0,85 \cdot b \frac{f_{ck}}{\gamma_c}}$	31.05	mm
<b><math>x = 31.05\text{mm} &gt; h - d_p = 27.5 \text{ mm} \rightarrow</math> l'axe neutre plastique est dans le béton</b>				
<b><math>M_{pl,Rd}</math></b>	Moment plastique résistant	$M_{pl,Rd} = N_p \cdot z = A_{eff} \cdot \frac{f_{yp}}{\gamma_{ap}} \left( d_p - \frac{x}{2} \right)$	29.46	KN. m
<b><math>M_{Ed} +</math></b>	Moment de flexion généré	$[\gamma_g(g_p + g_q) + \gamma_q q] \frac{L^2}{8}$	4.17	KN. m
<b><math>M_{Ed} + = 4.17\text{KN.m} &lt; M_{pl,Rd} = 29.46 \text{ KN.m} \rightarrow</math> Pas de ruine de type I</b>				

❖ **Vérification de l'adhérence de la dalle, ruine de type II :**

La ruine par cisaillement horizontal se produit lorsque l'effort de cisaillement à l'interface acier- béton est supérieur à l'adhérence entre deux composants. L'adhérence entre l'acier et béton est assurée essentiellement grâce aux bossages des parois de la tôle, la forme de la section contribue également à cette liaison.

Deux méthodes de vérification peuvent être réalisées :

♦ **La méthode m-k**

Dans cette méthode semi-empirique, il faut démontrer que l'effort tranchant de calcul maximal  $V_{Ed}$  pour une largeur de dalle  $b$  n'est pas supérieur à la résistance au cisaillement de calcul  $V_{L,Rd}$  déterminée au moyen de l'expression

$$V_{ED} \leq V_{L,Rd} = b \cdot d_p \left( m \frac{A_p}{bL_s} + k \right) \frac{1}{\gamma_{VS}}$$

**Avec :**

- $L_s$  : La Portée de cisaillement
- Pour les dimensionnements, il convient de prendre pour valeur de  $L_s$  :  $L/4$  pour une charge uniforme appliquée sur la totalité de la travée
- $m, k$  : Sont les valeurs de calcul en  $N/mm^2$  des facteurs expérimentaux issu des essais de dalle
- Pour une Tôle 55.750 :  $m=113.2 N/mm^2$  et  $k=-0.041 N/mm^2$

**Tableau 24: Vérification de la dalle à la ruine de type II par la méthode m-k**

Libellé	Désignation	Référence	Valeur	Unité
$L_s$	Portée de cisaillement	Dalle simplement appuyée de portée $L$ soumise à une charge uniforme sur la totalité de la travée → $L_s = L/4$	515	mm
$V_{L,Rd}$	Effort tranchant résistant au cisaillement longitudinal	$V_{L,Rd} = b \cdot d_p (m \frac{A_p}{b L_s} + k) \frac{1}{\gamma_{vs}}$	19.23	KN
$V_{ed}$	Effort tranchant généré	$V_{ed} = [\gamma_g (g_p + g_q) + \gamma_{q,q}] L/2$	8.09	KN
<b><math>V_{ed} = 8.09 KN &lt; V_{L,Rd} = 19.23 KN</math> Pas de ruine de type II selon la méthode m-k</b>				

❖ **La méthode de connexion partielle ou  $\tau_u$  :**

Méthode alternative pour la vérification au cisaillement longitudinal fondée sur la valeur de la contrainte ultime de cisaillement  $\tau_u$ ,  $d$  agissante à l'interface béton-acier. Cette méthode se base sur l'analyse graphique de la variation du moment résistant  $M_{Rd}$  en fonction de la distance depuis l'appui jusqu'à l'atténuation d'une valeur  $L_{sf}$  pour laquelle la connexion est dite complète.

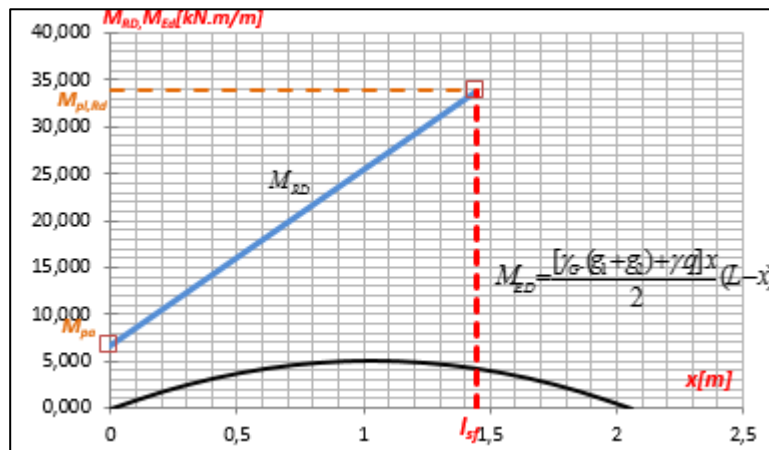
**Tableau 25: Vérification de la dalle à la ruine de type II par la méthode de connexion partielle**

Libellé	Désignation	Référence	Valeur	Unité
$N_{cf}$	Effort résistant de calcul	$N_{cf} = \min\left(\frac{0,85 f_{ck} b h_c}{\gamma_c}; \frac{A_p f_{yp}}{\gamma_{ap}}\right)$	439.88	KN
$L_{sf}$	Distance de connexion complète	$L_{sf} = \frac{N_{cf}}{b \cdot \tau_{u,Rd}}$	1.45	m

➔ **La connexion est donc complète sur une distance de 1.45 m de l'appuis**

Le graphe suivant illustre les deux variations suivantes :

- La droite  $M_{Rd}$  qui varie du moment plastique résistant de la section effective de la tôle nervurée  $M_{pl}$  sur l'appui au moment résistant plastique  $M_{pl}$ , pour  $Lsf$ .
- La courbe  $M_{Ed}$  du moment appliqué qui est fonction de l'abscisse  $x$ .



**Figure 45: Evaluation des moments par la méthode de connexion partielle**

L'analyse du graphe suivant permet de visualiser que le moment  $M_{Ed}$  est inférieur au moment  $M_{Rd}$  pour toutes les sections transversales, ainsi on déduit que :

**La dalle mixte est vérifiée vis-à-vis le cisaillement longitudinal selon la méthode de la connexion partielle**

- ➔ **La dalle mixte est vérifiée vis-à-vis le cisaillement longitudinal.**
- ❖ **Vérification de la résistance de la dalle à l'effort tranchant, ruine de type III :**

L'étude du troisième mode de ruine se base sur la vérification de l'effort tranchant  $V_{Ed}$  par rapport à la résistance  $V_{Rd,c}$ .

Libellé	Désignation	Référence	Valeur
<b>K1</b>	Coefficients de calcul	$k_1 = \max(1.6 - dp; 1)$ (dp en m)	1.51
<b>K2</b>		$k_2 = 1.2 + 40\rho$	2
<b><math>\rho</math></b>		$\text{Min} [(A_v/b \cdot dp); 0.02]$	0.02
<b><math>\tau_{rd}</math></b>		$0.25 \times 0.7 f_{tk} / \gamma_c$	0.245

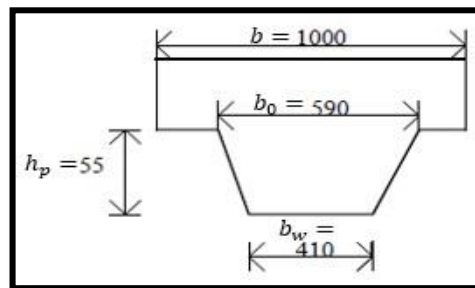


Figure 46: Forme de la nervure équivalente en béton (mm)

Tableau 26: Vérification de la dalle à la ruine de type III

Libellé	Désignation	Référence	Valeur	Unité
$V_{Rd,c}$	Effort tranchant résistant	$V_{v,Rd} = b_0 d_p k_1 k_2 \tau_{Rd}$	36.01	KN
$V_{Rd}$	Effort tranchant agissant	$[\gamma_g(g_p + g_q) + \gamma_q q] \times (L/2)$	8.09	KN
<b><math>V_{Rd} = 8.09 \text{ KN} &lt; V_{Rd,c} = 36.01 \text{ KN} \rightarrow</math> Pas de ruine de type III</b>				

#### IV.3.2. Vérification des sections en comportement mixte à l'ELS :

À l'état limite de service, on doit vérifier que les flèches, l'ouverture des fissures dans le béton et les glissements entre la tôle et le béton aux extrémités des portées se situent dans les limites admises.

##### ❖ Contrôle de la fissuration du béton :

Il convient de vérifier la largeur des fissures dans les régions de moment fléchissant négatif des dalles continues conformément à l'EN 1992-1-1 .

Puisque les dalles continues sont calculées comme simplement appuyées, il convient que l'aire de l'armature anti-fissuration située au-dessus des nervures ne soit pas inférieure à 0,2 % de l'aire du béton situé au-dessus des nervures de la plaque en acier pour une construction non étayée.

$$A_{s,min} = 0.2\% \times [55 \times 1000] = 110 \text{ mm}^2/\text{m}$$

→ Soit un quadrillage d'armatures  $\varnothing 6$  espacés de 30 cm donnant une section de 112 mm<sup>2</sup>/m

##### ❖ Vérification de la flèche :

Le règlement exige le calcul des flèches provoquées par les charges en tenant compte d'une analyse élastique qui considère les propriétés de la section à son état fissuré et non fissuré pour déterminer le moment d'inertie moyen  $I_b$  qui est la moyenne des inerties des deux sections.

$$\text{Coefficient d'équivalence : } n = \frac{E_p}{E'_{cm}} = \frac{E_p}{0.5(E_{cm} + \frac{E_{cm}}{3})} = \frac{210000}{0.5 \times (31000 + \frac{31000}{3})} = 10.2$$

◆ **Section fissurée :**

Libellé	Désignation	Référence	Valeur	Unité
<b>Xc</b>	Position de centre de gravité par rapport à la face supérieur de la dalle	$x_c = \frac{\sum A_i \cdot z_i}{\sum A_i} = \frac{n \cdot A_p}{b} \cdot \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d_p}{n \cdot A_p}} - 1 \right)$	37.28	mm
<b>Ibc</b>	Moment d'inertie de la section fissurée	$I_{bc} = \frac{b \cdot x_c^3}{3 \cdot n} + A_p \cdot (d_p - x_c)^2 + I_p$	565	cm <sup>4</sup>

◆ **Section non fissurée :**

Libellé	Désignation	Référence	Valeur	Unité
<b>Xu</b>	Position de centre de gravité par rapport à la face supérieur de la dalle	$x_u = \frac{b \cdot \frac{h_c^2}{2} + b_0 \cdot h_p \cdot \left( h_t - \frac{h_p}{2} \right) + n \cdot A_p \cdot d_p}{b \cdot h_c + b_0 \cdot h_p + n \cdot A_p}$	51.59	mm
<b>Ibu</b>	Moment d'inertie de la section fissurée	$I_{bu} = \frac{b h_c^3}{12 n} + \frac{b h_c}{n} \left( x_u - \frac{h_c}{2} \right)^2 + \frac{b_0 h_p^3}{12 n} + \frac{b_0 h_p}{n} \left( h_t - x_u - \frac{h_p}{2} \right)^2 + A_p (d_p - x_u)^2 + I_p$	1010	cm <sup>4</sup>

◆ **Moment d'inertie moyen :**

$$I_b = \frac{I_{bu} + I_{bc}}{2} = \frac{1010 + 565}{2} = 787.5 \text{ cm}^4$$

❖ **Evaluation de la flèche :**

**Tableau 27: Evaluation de la flèche**

Libellé	Désignation	Référence	Valeur	Unité
<b>Kg</b>	Coefficient de calcul		1	-
<b><math>\delta_{c,g}</math></b>	Flèche sous charge permanente (cas non étayé)	$= \frac{5 \times k_1 \times L^4}{384 \times E \times I_b} \times (g_{rev} + g_{iso} + g_c + g_p)$	0.43	mm
<b>Kq</b>	Coefficient de calcul		1	-
<b><math>\psi_1</math></b>	Coefficient de calcul	Catégorie du projet : B	0.5	-
<b><math>\delta_{c,q}</math></b>	Flèche sous charge d'exploitation	$= \frac{5 \times k \times Q \times \psi_1 \times L^4}{384 \times E \times I_b}$	0.18	mm
<b><math>\delta_c</math></b>	Flèche totale	$= \delta_{c,q} + \delta_{c,g}$	0.61	mm
<b><math>\delta_{c,max}</math></b>	Flèche admissible	$\delta_{c,max} = L/250$	8.24	mm
<b><math>\delta_c = 0.61 \text{ mm} &lt; \delta_{c,max} = 8.24 \text{ mm} \rightarrow</math> condition de la flèche est vérifiée</b>				

➔ La dalle mixte est vérifiée à l'état limite de service.

❖ **Récapitulatif des résultats :**

L'épaisseur de la dalle mixte est  $h_{tot} = 110 \text{ mm}$  avec un bac acier de type HI-BOND 55.750 avec un quadrillage d'armatures de diamètre 6mm espacées de 30cm.

## V. Dimensionnement d'une poutre secondaire mixte (solive)

Suite à une programmation sur le logiciel Excel d'une fiche de calcul selon la démarche expliquée ci-dessus, on a achevé le dimensionnement d'une solive mixte type pour le plancher collaborant utilisé dans ce bâtiment.



Dans les détails de calcul suivants, on présente la vérification d'une poutre secondaire mixte en IPE270.

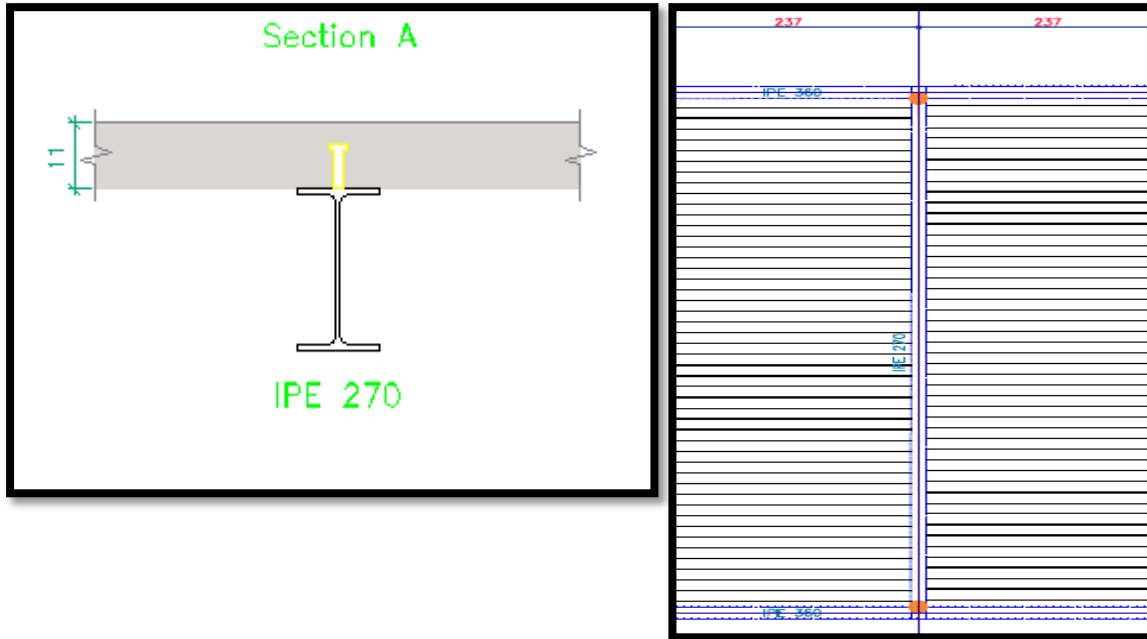


Figure 47: Perspective de la solive

## V.1. Chargement et calcul des sollicitations pour une solive

### V.1.1. Charges appliquées :

Tableau 28: Tableau de chargement sur une solive

Poids de la dalle	P <sub>béton nervuré</sub>	g <sub>b</sub> [kN/m]	5.6
Poids propre de la poutre	P <sub>solive IPE270</sub>	g <sub>solive</sub> [kN/m]	0.354
Charges permanentes		G [kN/m]	7.97
Charges variables		Q [kN/m]	5.93

Tableau 29: Tableau de combinaison d'action pour une solive

Effort à l'ELU	P <sub>u</sub> [kN/m]	19.64
Effort à l'ELS	P <sub>s</sub> [kN/m]	13.89

### V.1.2. Calcul des sollicitations

Les diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant illustrent les valeurs maximales suivantes :  $M_{ED} = 132.09 \text{ kN.m/m}$  et  $V_{ED} = 72.68 \text{ kN/m}$ .

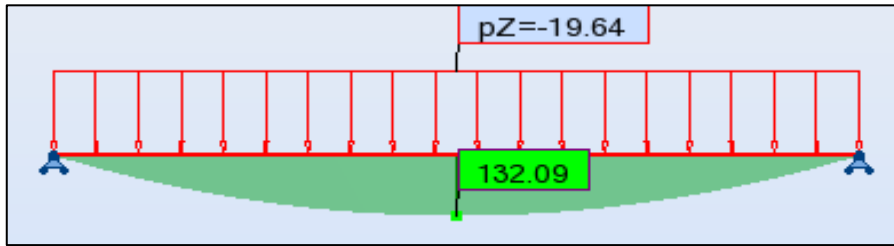


Figure 48: Diagramme de moment fléchissant en KN.m/m

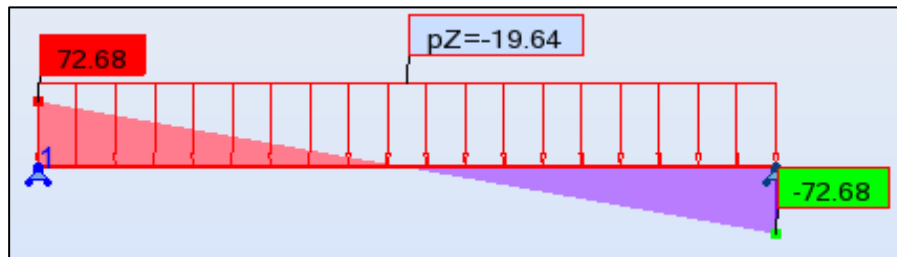


Figure 49: Diagramme de l'effort tranchant en KN/m

Le profilé de la solive est en IPE270 soumis à la flexion seule, la section transversale est de classe 1, les vérifications à l'ELU suivantes se reposent sur la résistance plastique de la section.

### V.2. Calcul de la largeur efficace

On admet un seul fil de connecteurs par solive, donc on a  $b_0=0$ .

Le schéma mécanique d'une solive est une poutre sur deux appuis, donc  $l_0=7.27m$ .

Tableau 30: Calcul de largeur efficace

Etape	Libellé	Désignation	Référence	Valeur	Unité
	Longueur efficace de la semelle de béton de chaque coté	$b_{ei}$	$\min(\frac{l_0}{8}; 1.185) = \min(0.91; 1.185)$	0.91	m
Largeur efficace à mi portée	Largeur efficace à chaque coté	$b_{eff1} = b_{eff2}$	$b_0 + \sum b_{ei}$	0.91	m
	Largeur efficace à mi portée	$b_{eff}$	$b_{eff1} + b_{eff2}$	1.82	m
Largeur efficace aux extrémités	Coefficient de réduction	$\beta_i$	$(0.55 + 0.025 L_e/b_{ei})$	0.75	-
	Largeur efficace à chaque coté	$b_{eff1} = b_{eff2}$	$b_0 + \sum \beta_i \times b_{ei}$	0.68	m
	Largeur efficace aux appuis	$b_{eff}$	$b_{eff1} + b_{eff2}$	1.36	m

### V.3. Vérification de la connexion de la solive :

#### V.3.1. Résistance de calcul d'un goujon à tête :

La résistance de calcul d'un goujon à tête soudé et présentant en pied de bourrelet de soudure normal est donnée par la plus petite valeur  $Prd^{(1)}$  et  $Prd^{(2)}$  correspondant à des ruines situées respectivement au niveau du goujon et du béton enrobant le goujon.

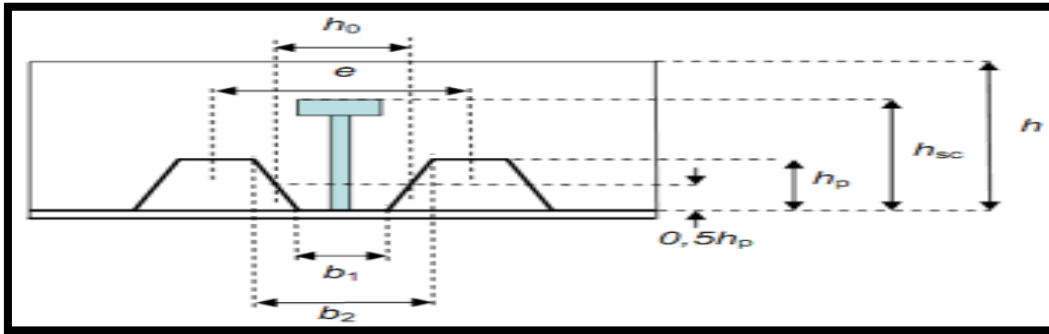


Figure 50: Goujon à tete

Dans cette partie, on présente la vérification des connecteurs de type Nelson KB-Ø16-75, soudés à travers la plaque nervurée en acier de nombre  $n=49$  espacés de 15 cm. Le nombre de goujons par onde est  $Nr=1$ . Les goujons Nelson sont approuvés comme des connecteurs ductiles.

Nombre de goujons par nervure	Épaisseur de la tôle (mm)	Goujons de diamètre maximal 20 mm soudés à travers la tôle	Goujons de diamètre 19 mm ou 22 mm avec tôle préperforée
$n_r = 1$	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,00	0,75
$n_r = 2$	$\leq 1,0$	0,70	0,60
	$> 1,0$	0,80	0,60

Figure 51: Caractéristiques des goujons

Le facteur de réduction de la résistance en tenant compte du sens des nervures dans le cas de nervure perpendiculaires à l'effort de cisaillement est :

$$K = \frac{0.7}{\sqrt{Nr}} \times \frac{b_o}{h_p} \times \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{75}{55} \times \left( \frac{75}{55} - 1 \right) = 0.34 < k_{max} = 0,85$$

Le facteur correctif est :  $\alpha = 1 : \frac{h_{sc}}{d} = \frac{75}{16} = 4.68 > 4$

Ainsi, l'effort de cisaillement du goujon est :

$$Prd^{(1)} = 0.8kfu \left( \frac{\pi d^{2/4}}{\gamma_v} \right) = 0.8 \times 0.34 \times 450 \times \left( \frac{\pi \times 16^2}{1.25} \right) = 20.10 \text{ KN}$$

Et l'effort d'écrasement du béton contre le goujon est :

$$Prd^{(2)} = 0.29k\alpha d^2 \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} = 0.29 \times 0.34 \times 1 \times 16^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 31000}}{1.25} = 18.15 \text{ KN}$$

Enfin, la résistance de calcul d'un goujon est :  $Prd = \min(Prd^{(1)}; Prd^{(2)}) = 18.15 \text{ KN}$

### V.3.2. Vérification de la connexion partielle :

L'effort normal de compression dans la semelle de béton après connexion complète est :

$$N_{cf} = 0.85 \times b_{eff} \times h_c \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \times 1817.5 \times 55 \times \frac{25}{1.5} = 1416.14 \text{ KN}$$

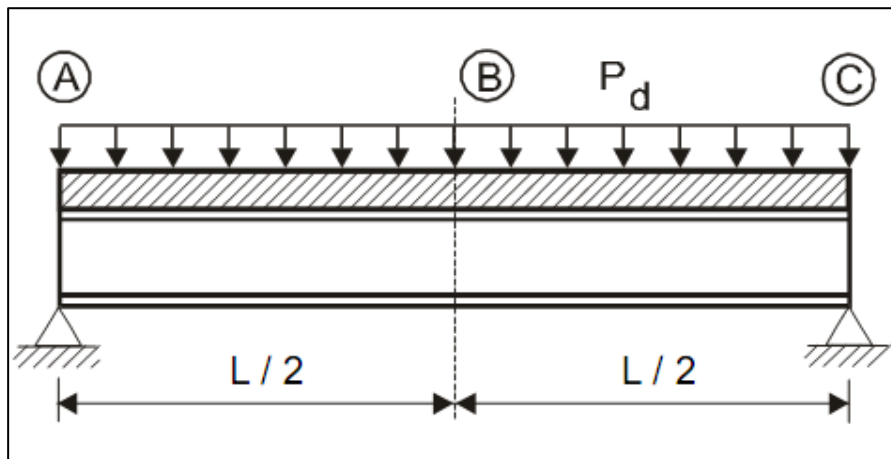


Figure 52: Longueur critique de poutre simplement appuyée

Le nombre de connecteurs adoptés pour [AB] ou [BC] (Voir Figure ci- dessus) est :

$$n = \frac{L_{trav}}{e} + 1 = \frac{7.27}{0.15} + 1 = 49.46 \text{ connecteurs}$$

L'effort de compression de calcul est :  $N_c = \frac{n \cdot Prd}{2} = \frac{49.46 \times 18.15}{2} = 448.87 \text{ KN}$ .

Le degré de connexion est :  $\eta = \frac{N_c}{N_{cf}} = \frac{448.87}{1416.14} = 0.32 < 1$  donc la connexion est partielle.

Le degré de connexion minimale est :

$$\eta_{\min} = 1 - \left(\frac{355}{f_y}\right) \times (0.75 - 0.03Le) = 1 - \left(\frac{355}{275}\right) \times (0.75 - 0.03 \times 7.27) = 0.31$$

Ainsi  $\eta > \eta_{\min}$ , donc la connexion minimale de la solive est garantie.

#### V.4 Vérification à l'ELU de la solive mixte :

Les vérifications à l'état limite ultime concernent :

- La résistance des sections critiques définies comme les sections de moment de flexion maximum (section I-I de la Figure au-dessous, ou les sections où sont appliquées des charges concentrées en plus de charge répartie), de cisaillement maximum (section II-II aux appuis extérieurs) ou là où les effets combinés de la flexion et du cisaillement sont vraisemblablement les plus élevés (sections III-III de la Figure). Les sections qui présentent un changement soudain de section et/ou de propriétés mécaniques, autre qu'un changement dû à la fissuration du béton doivent également être considérées.
- La résistance de la connexion au cisaillement longitudinal (ligne IV-IV).
- La résistance au cisaillement transversal de la dalle de béton armé (ligne V-V et VI-VI).
- La résistance au déversement sous moment négatif avec déplacement latéral de la semelle inférieure de la section métallique (position déversée VII). La résistance au cisaillement et au voilement sous cisaillement de l'âme (dans les zones de cisaillement élevé proches des sections critiques II-II et III-III) et l'écrasement possible de l'âme sous

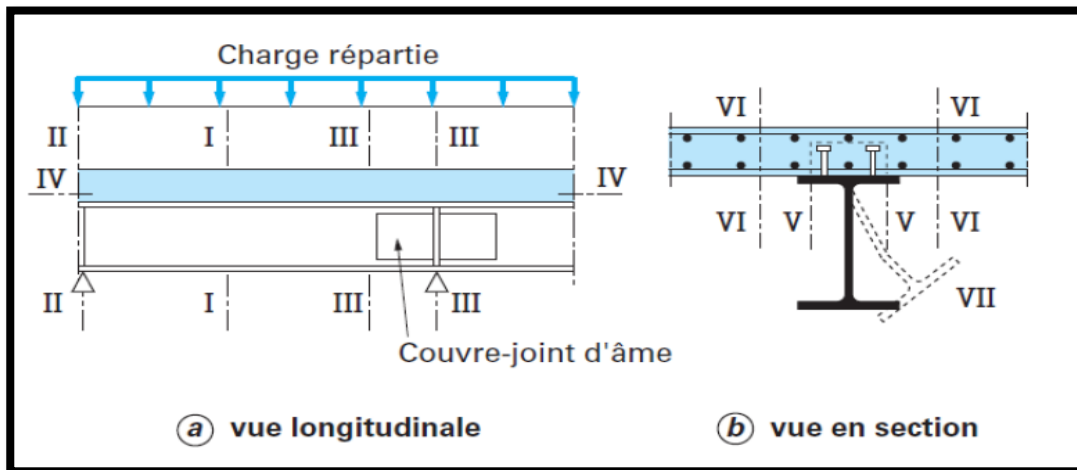


Figure 53: Vérification à l'état limite ultime

charges concentrées ou là où les réactions sont appliquées (par exemple, à un appui lorsque l'âme de la poutre métallique n'est pas raidie transversalement).

### V4.1. Vérification du moment de résistance plastique à mi-portée (SECTION I-I) :

#### ❖ Détermination de la position de l'axe neutre plastique :

- Avec les connecteurs ductiles et la section de la poutre en acier de Classe 1, le moment de résistance  $M_{Rd}$  de la section transversale critique de la poutre à mi-portée est calculé à l'aide de la théorie rigide-plastique, sauf qu'une valeur réduite de l'effort de compression  $N_c$  dans la semelle en béton est utilisée au lieu de l'effort  $N_{cf}$ .
- La résistance plastique de la dalle en compression est :

$$N_c = \eta \times N_{cf} = 448.87 \text{ KN}$$

La résistance plastique du profilé en traction est :

$$N_{pl,a} = A_a \frac{f_y}{\gamma_a} = 45.95 \times 10^2 \times \frac{275}{1.1} = 1148.75 \text{ KN}$$

Ainsi  $N_c < N_{pl,a}$ , donc l'axe neutre plastique est situé dans le profilé et  $N_{pl,a}$  se décompose en deux efforts  $N_{pl,a1}$  et  $N_{pl,a2}$  et dont la valeur est fonction de l'aire  $A_a$  considérée pour chaque effort.

La position de l'axe neutre plastique dans la solive est :

$$[N_{pl,a} - N_c = 699.88 \text{ KN}] > 2 \times b_f \times t_f \times \frac{f_y}{\gamma_a} = 2 \times 135 \times 10.2 \times \frac{275}{1.1} = 688.5 \text{ KN} .$$

Donc l'axe neutre plastique est dans la L'âme .

La cote  $z$  de l'axe neutre plastique définie par rapport à la face supérieure de la dalle est donnée par :

$$z = \frac{N_c}{2 \times t_w \times f_y} \times \gamma_a = \frac{448.87}{2 \times 6.6 \times 275} \times 1.1 = 136.02 \text{ mm}$$

#### ❖ Vérification de la résistance à la flexion :

$$M_{pl,rd} = M_{ap,rd} + N_c \times (0.5h_a + 0.5h_c + h_p) - 0.5(N_c \times z) = 133.1 + 448.87 \times (0.5 \times 270 + 0.5 \times 55 + 55) - 0.5 \times (448.87 \times 136.02) = 200.20 \text{ KN}$$

$$M_{ed} / M_{pl,rd} = 129.78 / 200.20 = 0.65 < 1 \longrightarrow \text{Vérifié}$$

#### V.4.2 Vérification de l'effort tranchant :

Dans cette vérification, on procède à tester le danger de voilement en évaluant la reprise de l'effort de cisaillement par l'âme de la solive.

#### V.4.3. Vérification du risque de voilement :

$\left[\frac{hw}{tw} = \frac{249.6}{0.66 \times 10} = 37.81\right] < [72\varepsilon = 72 \sqrt{\frac{235}{275}} = 66.55 \rightarrow$  Donc pas du risque de voilement par cisaillement

#### V.4.4. Vérification de la résistance en cisaillement :

La résistance plastique au cisaillement :  $V_{plz,rd} = \frac{A_{vz} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_a} = \frac{2214 \times \frac{275}{\sqrt{3}}}{1.1} = 319.56 \text{ KN}$

$V_{ed} = 71.41 \text{ KN/m} < V_{plz,rd} = 319.56 \text{ KN/m} : \text{Vérifié}$

#### V.4.5. Vérification du déversement :

En général, dans les poutres mixtes, la semelle supérieure du profilé métallique se trouve bien maintenue vis-à-vis du risque de déversement en raison de sa connexion avec la dalle et en raison de la stabilité de la dalle en flexion latérale, donc pas de danger de déversement à ce stade de calcul.

#### V.4.6. Vérification de la résistance au cisaillement longitudinal :

Cette étape permet d'évaluer l'importance de la contrainte de cisaillement longitudinale  $V_{ED}$  et de déterminer le ferrailage assurant l'association des bielles de béton comprimé d'angle

$\theta_f = 45^\circ$ .

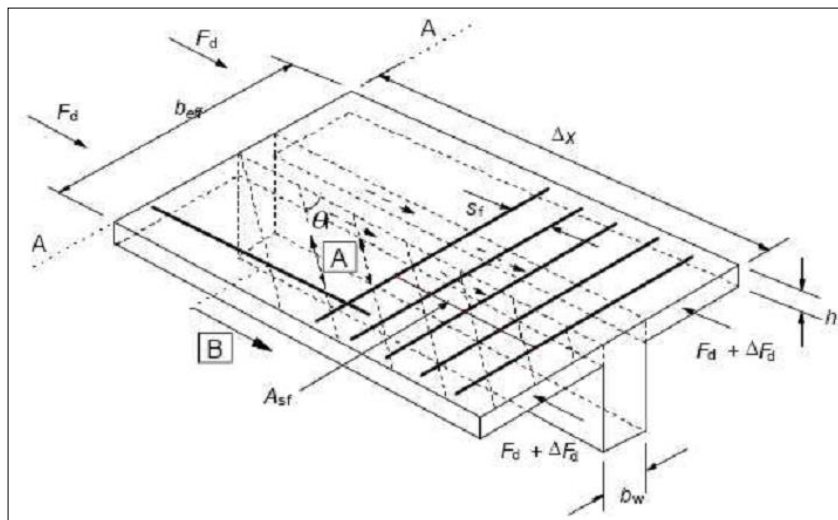


Figure 54: Schéma de vérification de cisaillement longitudinal

#### ❖ Calcul de la contrainte de cisaillement longitudinal :

Les contraintes plastiques de cisaillement longitudinal sont données par :

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \Delta x} \text{ ou } \Delta x = \frac{L_{solive}}{2} = \frac{7.27}{2} = 3.635 \text{ m}$$

La valeur de  $\Delta x$  est la moitié de la distance entre la section où le moment est nul et la section où le moment est maximal et nous avons deux aires pour la résistance au cisaillement.

La variation de l'effort normal dans la membrure  $\Delta F_d = N_c/2 = 448.87/2 = 224.43 \text{ KN}$

$$\text{Ainsi } v_{Ed} = \frac{224.43}{55 \times 3.635} = 1.12 \text{ N / mm}^2$$

❖ **Vérification contre l'écrasement des bielles de compression dans la membrure :**

Le coefficient de réduction de la résistance du béton fissuré à l'effort tranchant est

$$v = 0.6 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0.6 \left[ 1 - \frac{25}{250} \right] = 0.54$$

La Résistance de calcul du béton est :  $f_{cd} = 0,85(f_{ck}/\gamma_c) = 14.17 \text{ N / mm}^2$

La résistance limite de cisaillement :

$$v_{Ed, \text{lim}} = v f_{cd} \sin \theta_f \cos \theta_f = 0,54 \times 14,17 \times \sin 45^\circ \times \cos 45^\circ = 3,83 \text{ N / mm}^2 > v_{Ed} = 1.12 \text{ N / mm}^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

❖ **Détermination du ferrailage transversal perpendiculaire à la solive :**

Hypothèse : aucune contribution de la tôle dans la résistance à la composition

L'aire d'armature de cisaillement longitudinal, avec un espacement choisi  $S_f = 300 \text{ mm}$  est déterminée par la formule suivante :

$$A_{sf} \geq \frac{v_{Ed} \cdot \frac{h_f}{\cot \theta_f} \cdot S_f}{f_{yd}}$$

$$\text{AN : } A_{sf} = \frac{1.12 \times \frac{55}{\cot 45} \times 250}{348} = 53.25 \text{ mm}^2/\text{m}$$

**Choix** : Soit 4  $\emptyset 6/\text{m}$  espacés de 333 mm de longueur  $L = b_{\text{eff}} = 1.817 \text{ m} \rightarrow$

$$A_{sf} = 112 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

On passe ensuite à la vérification à l'état limite de service (ELS) .

**V.5 Vérification à l'ELS de la poutre mixte :**





Dans cette partie on détermine la justification de la section mixte de la solive vis-à-vis la flèche, cela s'effectue en passant par le calcul des moments d'inertie à court et à long terme en fonction des cas de chargement.

**Tableau 31: Vérification du solive à l'ELS**

Effort à l'ELS	Calculé précédemment : $G_{ELS} = 19.36 \text{ kN/m}$ .	Unités
<b>coefficient d'équivalence pour les effets à court terme ou primaires (pour Q)</b>	$n_0 = \frac{Ea}{E_{cm}} = \frac{210000}{31000} = 6.77$	-
<b>coefficient d'équivalence pour les effets à Long terme ou permanentes (pour G)</b>	$n = \frac{3 \times Ea}{E_{cm}} = \frac{3 \times 210000}{31000} = 20.32$	-
<b>Position de l'axe neutre pour les charges d'exploitation Q</b>	$x^Q = \frac{Aa \cdot ha + (beff + \frac{hc^2}{2n_0})}{Aa + (beff + \frac{hc}{n_0})} = \frac{4595 \times 270 + (\frac{1817.5 \times 55^2}{2 \times 6.77})}{4595 + (\frac{1817.5 \times 55}{6.77})} = 85.08$	mm
<b>Inertie de la section pour les charges d'exploitation Q</b>	$I_{1,aeq} = I_y + a + \frac{beff + hc^3}{12n_0} + Aa(ha - x^Q)^2 + \frac{beff + hc}{n_0} (x^Q - \frac{hc}{2})^2$ $= 5789.78 \times 10^4 + \frac{1817.5 \times 55^3}{12 \times 6.77} + 4595(55 - 85.08)^2 + \frac{1817.5 \times 55}{6.77} (85.08 - \frac{55}{2})^2 = 26766.96$	$cm^4$
<b>Position de l'axe neutre pour les charges d'exploitation G</b>	$x^G = \frac{Aa \cdot ha + (beff + \frac{hc^2}{2n})}{Aa + (beff + \frac{hc}{n})} = \frac{4595 \times 270 + (\frac{1817.5 \times 55^2}{2 \times 20.32})}{4595 + (\frac{1817.5 \times 55}{20.32})} = 144.62$	mm
<b>Inertie de la section pour les charges d'exploitation G</b>	$I_{2,aeq} = I_y + a + \frac{beff + hc^3}{12n} + Aa(ha - x^G)^2 + \frac{beff + hc}{n} (x^G - \frac{hc}{2})^2$ $= 5789.78 \times 10^4 + \frac{1817.5 \times 55^3}{12 \times 20.32} + 4595(55 - 144.62)^2 + \frac{1817.5 \times 55}{20.32} (144.62 - \frac{55}{2})^2 = 19884.33$	$cm^4$
<b>Calcul de la flèche</b>	$W = \frac{5L^4}{384E} (\frac{G}{I_{2,aeq}} + \frac{Q}{I_{1,aeq}}) = \frac{5 \times 7270^4}{384 \times 210000} (\frac{7.97}{26766.96 \times 10^4} + \frac{5.93}{19884.33 \times 10^4}) = 10.77$	mm
<b>Vérification</b>	$W = 10.77 \text{ mm} < w_{adm} = L/250 = 7270/250 = 29.08 \text{ mm}$ : <b>Flèche acceptée</b>	
<b>Résultat final :</b>		



<ul style="list-style-type: none"><li>• <b>La solive mixte en IPE 270,</b></li><li>• <b>connectée à la dalle collaborante avec des goujons NELSON-Ø16-75/150 mm</b></li><li>• <b>avec armature transversale dans la dalle de cisaillement longitudinal 4Ø6/m</b></li></ul>	<b>Vérifiée à l'ELU et à l'ELS selon l'EC4</b>
--	--

## VI. Dimensionnement d'une poutre maîtresse mixte :

Dans les détails de calcul suivants, on présente la vérification de la poutre maîtresse d'un plancher mixte en phase de chantier et en phase mixte selon les réglementations de l'EUROCODE 4.

En phase de chantier la poutre maîtresse nécessite un appui intermédiaire afin de supporter les charges provenant de la tôle de coffrage, des solives et principalement de béton frais. En effet, les vérifications dépendent notamment de la portée à couvrir, d'utilisation des poutres secondaires et d'étayer les tôles jusqu'au durcissement du béton.

Après le durcissement du béton, le plancher forme un ensemble monolithique au sein duquel le béton reprend les efforts de compression et les tôles font office d'armatures de traction extérieures. Durant cette phase, il importe de vérifier un certain nombre d'états limites, qui seront brièvement explicités ci-après.

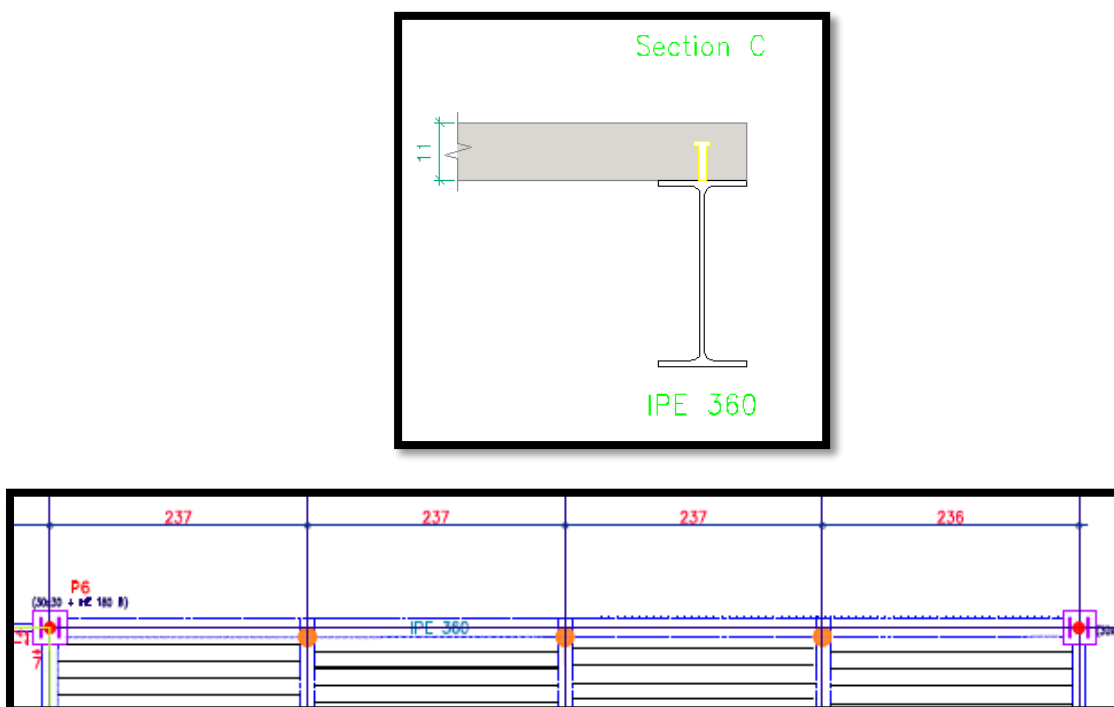


Figure 55: Perspective de la poutre principale



## VI.1. Chargement et calcul des sollicitations pour la poutre principale :

### VI.1.1. Charges appliquées :

Tableau 32: Tableau de chargement pour une poutre principale

Phase de chantier	charge concentré sur la poutre principale	FG [KN]	38.11
	charge variable	FQ [KN]	12.92
Phase mixte	charge concentré sur la poutre principale	FG <sub>m</sub> [KN]	51.03
	charge variable	FQ <sub>m</sub> [KN]	43.07

Tableau 33: Tableau de chargement à ELU et ELS pour une poutre principale

	concentré [KN]	répartie [KN/m]
<b>ELU phase de chantier</b>	70.83	0.756
<b>ELU phase mixte</b>	133.51	0.756
<b>Effort à l'ELS</b>	94.11	0.56

### VI.1.2. Calcul des sollicitations :

Les diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant illustrent les valeurs maximales suivantes à l'ELU :

❖ Phase de chantier :

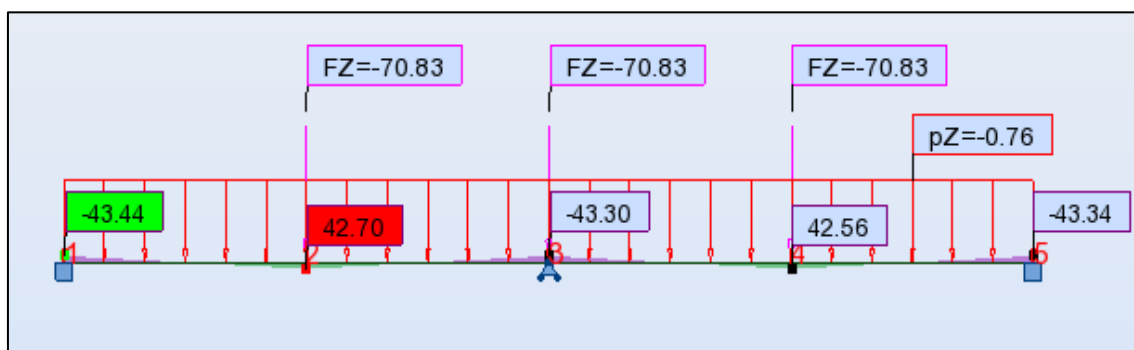


Figure : Diagramme de moment fléchissant en KN.m en phase de chantier à l'ELU

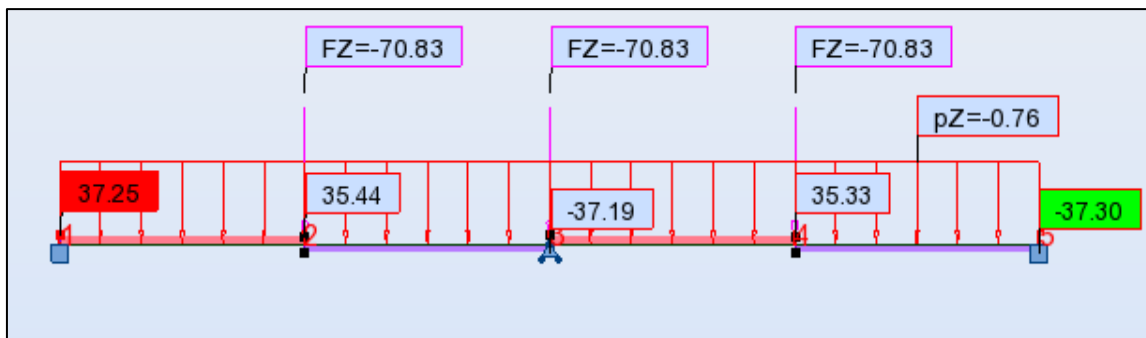


Figure : Diagramme de l'effort tranchant en KN en phase de chantier à l'ELU

❖ Phase finale :

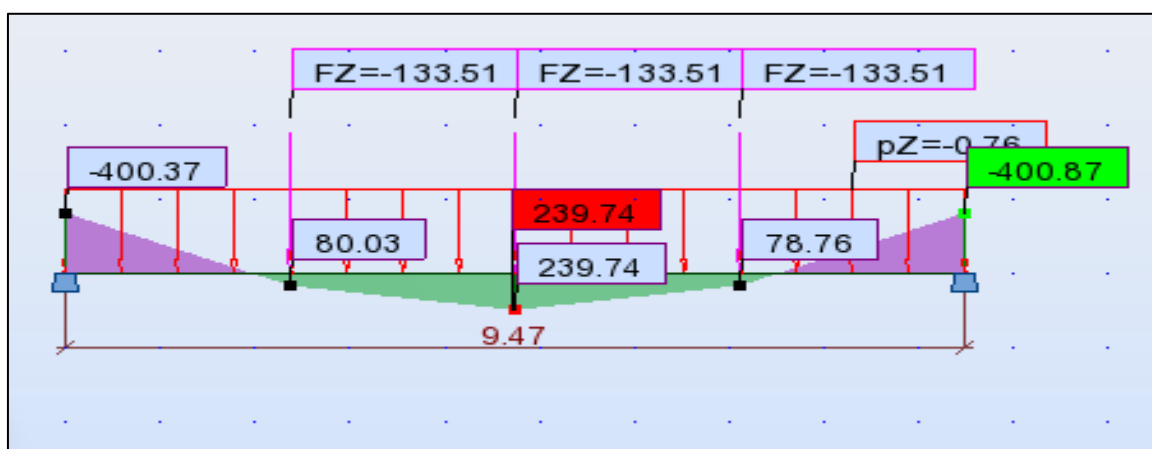


Figure : Diagramme de moment fléchissant en KN.m en phase mixte à l'ELU

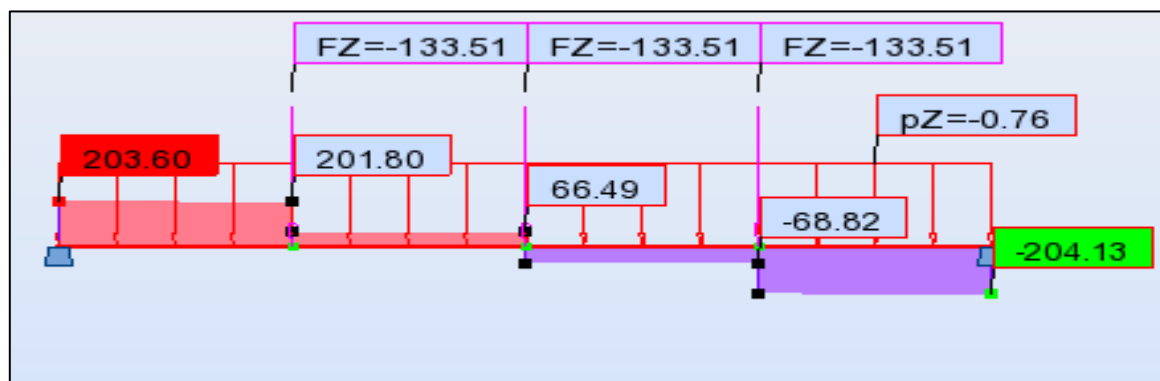


Figure: Diagramme de l'effort tranchanten KN en phase mixte à l'ELU

Tableau 34: Récapitulation des sollicitations en phase de chantier et en phase finale à l'ELU

	Moment fléchissant max [KN.m]	Effort tranchant max [KN]
ELU phase de chantier	43.44	37.30
ELU phase finale	400.87	204.13



--	--	--

## VI.2. Vérification à l'ELU de la poutre maîtresse (en phase de chantier) :

### VI.2.1. Vérification du moment de fléchissant :

La résistance de calcul en flexion s'obtient par :

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 1019.15 \times \frac{275}{1} = 280.26 \text{ KN.m} > M_{y,Ed} = 43.44 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Vérifié}$$

### VI.2.2. Vérification du déversement :

Pour calculer le moment résistant au déversement d'une poutre non maintenue latéralement, il faut déterminer le coefficient de réduction pour le déversement. Le maintien fourni par la tôle d'acier est dans ce cas minime et par conséquent négligé. Le calcul suivant détermine ce coefficient par une méthode simplifiée pour le déversement. Cette méthode évite de calculer le moment critique de déversement élastique.

- **Elancement réduit :**

$$\lambda_{LT} = (L / i_z) / (93,9 \times \varepsilon) = (2370 / 37.88) / (93.9 \times 0.92) = 0.72 > 0.4$$

- **Coefficient de réduction :**

$$\phi_{LT} = 0,5 (1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta \lambda_{LT}^2) = 0.5 (1 + 0.49 (0.72 - 0.4) + 0.75 \cdot 0.72^2)$$

$$\phi_{LT} = 0.77$$

$$\chi_{LT} = 0.81 \rightarrow \chi_{LT} \leq 1 \text{ et } \chi_{LT} < 1 / \lambda_{LT}^2 = 1.92 \rightarrow \text{OK}$$

- **Calcul du moment de résistance au déversement :**

$$M_{pl,Rd} = \chi_{LT} W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 0.81 \times 1019.15 \times 275 / 1 = 227.834 \text{ KN.m} > M_{y,Ed} = 43.44 \text{ KN.m} \rightarrow$$

Vérifiée

### VI.2.3. Vérification de la résistance au cisaillement :

$$V_{pl,Rd} = A_{vz} (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0} = 35.14 \times 100 \times \left( \frac{275}{\sqrt{3}} \right) / 1 = 557.92 \text{ KN} > V_{z,Ed} = 37.30 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Remarquant qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la résistance au voilement par cisaillement lorsque :

$$H_w / t_w < 72 \varepsilon / \eta$$

La valeur pertinente de  $\eta$  est 1,2.



$$H_w/t_w = (360 - 2 \times 12.7) / 8 = 41.82 < 72 \times 0.92 / 1.2 = 55.46$$

### VI.3. Calcul de la largeur efficace à mi- portée (en phase mixte) :

Le profilé de la poutre principale est en IPE360 , la section est de classe 1, les vérifications à l'ELU suivantes se reposent sur la résistance plastique de la section.

On a  $b_0=0$  et  $l_0=9.47\text{m}$

Tableau 35: Calcul de la largeur efficace

Etape	Libellé	Désignation	Référence	Valeur	Unité
	Longueur efficace de la semelle de béton de chaque coté	$b_{ei}$	$\min\left(\frac{l_0}{8}; 1.185\right) = \min(1.18; 3.635)$	1.18	<b>m</b>
<b>Largueur efficace à mi portée</b>	Largueur efficace chaque coté	$b_{eff1} = b_{eff2}$	$b_0 + \sum b_{ei}$	1.18	<b>m</b>
	Largueur efficace à mi portée	$b_{eff}$	$b_{eff1} + b_{eff2}$	2.36	<b>m</b>
<b>Largueur efficace aux extrémités</b>	Coefficient de réduction	$\beta_i$	$(0.55 + 0.025 L_0/b_{ei})$	0.75	-
	Largueur efficace à chaque coté	$b_{eff1} = b_{eff2}$	$b_0 + \sum \beta_i \times b_{ei}$	0.88	<i>m</i>
	Largueur efficace aux appuis	$b_{eff}$	$b_{eff1} + b_{eff2}$	1.77	<i>m</i>

### VI.4. Vérification de la connexion de la poutre principale (en phase mixte) :

#### VI.4.1. Résistance de calcul d'un goujon à tête :

Dans cette partie, on présente la vérification des connecteurs de type Nelson KB-Ø16-75 soudés à travers la plaque nervurée en acier de nombre  $n=64$  espacés de 15 cm. Le nombre de goujons par onde est  $N_r=1$ . Les goujons Nelson sont approuvés comme des connecteurs ductiles.

Le facteur de réduction de la résistance en tenant compte du sens des nervures dans le cas de nervure perpendiculaires à l'effort de cisaillement est :



$$K = \frac{0.7}{\sqrt{Nr}} \times \frac{bo}{hp} \times \left( \frac{hsc}{hp} - 1 \right) = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{75}{55} \times \left( \frac{75}{55} - 1 \right) = 0.57 < k_{\max} = 0.85$$

Le facteur correctif est :  $\alpha = 1 : \frac{hsc}{d} = 5.5 > 4$

Ainsi, l'effort de cisaillement du goujon est :

$$Prd^{(1)} = 0.8kfu \left( \frac{\pi d^{2/4}}{\gamma v} \right) = 0.8 \times 0.57 \times 450 \times \left( \frac{\pi \times 16^2}{1.25} \right) = 33.16 \text{ KN}$$

et l'effort d'écrasement du béton contre le goujon est :

$$Prd^{(2)} = 0.29k\alpha d^2 \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma v} = 0.29 \times 0.57 \times 1 \times 16^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 31000}}{1.25} = 29.95 \text{ KN} .$$

Enfin, la résistance de calcul d'un goujon est :  $Prd = \min(Prd^{(1)}; Prd^{(2)}) = 29.95 \text{ KN} .$

#### VI.4.2. Vérification de la connexion partielle pour utiliser la théorie rigide plastique :

L'effort normal de compression dans la semelle de béton après connexion complète est :

$$N_{cf} = 1844.68 \text{ kN}$$

Le nombre de connecteurs adoptés pour la moitié de la poutre :

$$n = \frac{L_{trav}}{e} + 1 = \frac{9.47}{0.15} + 1 = 64.13 \text{ connecteurs}$$

L'effort de compression de calcul est :  $N_c = \frac{n \cdot Prd}{2} = \frac{64.13 \times 29.95}{2} = 960.24 \text{ KN} .$

Le degré de connexion est :  $\eta = \frac{N_c}{N_{cf}} = \frac{960.24}{1844.68} = 0.52 < 1$  donc la connexion est partielle.

Le degré de connexion minimale est :

$$\eta_{\min} = 1 - \left( \frac{355}{f} \right) \times (0.75 - 0.03Le) = 1 - \left( \frac{355}{275} \right) \times (0.75 - 0.03 \times 9.47) = 0.4$$

Ainsi  $\eta > \eta_{\min}$ , donc la connexion minimale de la poutre principale est garantie.

### VI.5. Vérification à l'ELU de la poutre mixte (en phase mixte)

#### VI.5.1. Vérification du moment de résistance plastique à mi-portée

- **Détermination de la position de l'axe neutre plastique :**

La résistance plastique de la dalle en compression est :

$$N_c = \eta N_{c,f} = 960.24 \text{ KN}$$

La résistance plastique du profilé en traction est :

$$N_{pl,a} = A_a \frac{f_y}{\gamma_a} = 72.73 \times 10^2 \times \frac{275}{1.1} = 1818.25 \text{ KN}$$

Ainsi  $N_c < N_{pl,a}$ , donc l'axe neutre plastique est situé dans le profilé .

La position de l'axe neutre plastique dans la poutre principale est :





$$[N_{pl,a} - N_c = 1818.25 - 960.24 = 858.01 \text{ KN}] > 2 \times b_f \times t_f \times \frac{f_y}{\gamma_a} = 1079.5 \text{ KN}$$

→ L'axe neutre dans l'âme.

La cote  $z$  de l'axe neutre plastique définie par rapport à la face supérieure de la dalle est donnée par :

$$Z = \frac{N_c}{2 \times t_w \times \frac{f_y}{\gamma_a}} = \frac{960.24}{2 \times 8 \times \frac{275}{1.1}} = 136.02 \text{ mm}$$

### VI.5.2. Vérification de la résistance à la flexion :

Calculant le moment résistant par rapport au point d'application de la résultante de compression, on obtient le moment résistant de calcul :  $M_{pl,rd} = 445.34 \text{ KN.m}$

✓  $M_{ed}/M_{pl,rd} = 0.53 < 1$  **Vérifié.**

### VI.5.3. Vérification de l'effort tranchant :

Dans cette vérification, on procède à tester le danger de voilement en évaluant la reprise de l'effort de cisaillement par l'âme de la poutre principale.

### VI.5.4. Vérification du risque de voilement :

$[\frac{hw}{tw} = \frac{334.6}{8} = 41.82] < [72\varepsilon = 72 \sqrt{\frac{235}{275}} = 66.56] \rightarrow$  Donc pas du risque de voilement par cisaillement.

### V.5.5. Vérification de la résistance en cisaillement

La résistance plastique au cisaillement :

$$V_{plz,rd} = \frac{A_{vz} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_a} = \frac{3514 \times \frac{275}{\sqrt{3}}}{1.1} = 507.20 \text{ KN}$$

$V_{ed} = 204.13 \text{ KN/m} < V_{plz,rd} = 507.20 \text{ KN/m} \rightarrow$  Vérifié



### V.5.6. Vérification de la résistance au cisaillement longitudinal :

#### ❖ Calcul de la contrainte de cisaillement longitudinal :

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \Delta x} \text{ ou } \Delta x = \frac{L_{poutre}}{2} = \frac{9.47}{2} = 4.735 \text{ m}$$

La variation de l'effort normal dans la membrure  $\Delta F_d = N_c/2 = 960.24/2 = 480.12 \text{ KN}$

$$\text{Ainsi } v_{Ed} = \frac{480.12}{55 \times 4.735} = 1.84 \text{ N / mm}^2$$

#### ❖ Vérification contre l'écrasement des bielles de compression dans la membrure :

Le coefficient de réduction de la résistance du béton fissuré à l'effort tranchant est

$$v = 0.6 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0.6 \left[ 1 - \frac{25}{250} \right] = 0.54$$

La Résistance de calcul du béton est :  $f_{cd} = 0,85(f_{ck}/\gamma_c) = 14.17 \text{ N / mm}^2$

La résistance limite de cisaillement :

$$v_{Ed, \text{lim}} = v f_{cd} \sin \theta_f \cos \theta_f = 0,54 \times 14,17 \times \sin 45^\circ \times \cos 45^\circ = 3,83 \text{ N / mm}^2 > v_{Ed} = 1.84 \text{ N / mm}^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

#### ❖ Détermination du ferrailage transversal perpendiculaire à la poutre maitresse :

Hypothèse : aucune contribution de la tôle dans la résistance à la compression.

L'aire d'armature de cisaillement longitudinal, avec un espacement choisi  $S_f = 250 \text{ mm}$  est déterminée par la formule suivante :

$$A_{sf} \geq \frac{v_{Ed} \cdot \frac{h_f}{\cot \theta_f} S_f}{f_{yd}}$$

$$\text{AN : } A_{sf} = \frac{1.84 \times \frac{55}{\cot 45} \times 250}{348} = 72.88 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Soit 4  $\emptyset 6/\text{m}$  espacés de 250 mm de longueur  $L = b_{\text{eff}} = 2.36 \text{ m} \rightarrow A_{sf} = 112 \text{ mm}^2/\text{m}$

On passe ensuite à la vérification à l'état limite de service (ELS).



## VI.6. Vérification à l'ELS de la poutre mixte

### VI.6.1. Chargement à l'ELS :

Tableau 36: Tableau de chargement à l'ELS

Charges permanentes	G [kN/m]	51.03
Charges variables	Q [kN/m]	43.07
Effort à l'ELS	Ps [kN/m]	94.11

Tableau 37: Paramètre de calcul

Section de solive	Aa[mm <sup>2</sup> ]	7273
hauteur de solive	h[mm]	360
Inertie y-y de solive	I <sub>y,a</sub> [cm <sup>4</sup> ]	16265,60
Largeur efficace à mi-travée	b <sub>eff1</sub> [mm]	2360
hauteur de béton sur tôle	hc [mm]	55
Coef d'équivalence pour Q	n <sub>0</sub>	6,77
Coef d'équivalence pour G	n	20,32
Calcul d'inertie pour effets à court terme		
Position de l'axe neutre	x <sup>(1)</sup> [mm]	118,98
Inertie pour les calcul sous Q	I <sub>1a,eq</sub> [cm <sup>4</sup> ]	75032,95
Calcul d'inertie pour effets à long terme		
Position de l'axe neutre	x <sup>(2)</sup> [mm]	204,533
Inertie pour les calcul sous G	I <sub>2a,eq</sub> [cm <sup>4</sup> ]	54022,68

### VI.6.2. Calcul et vérification de la flèche :

Les formules de calcul de la flèche due à G et Q sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} * W_G = \frac{5 \times q_G \times L^4}{384 E I_y} + \frac{a \times (3L^2 - 4a^2)}{24 E I_y} F_G \\ * W_Q = \frac{a \times (3L^2 - 4a^2)}{24 E I_y} F_Q \end{array} \right\} \longrightarrow W = W_G + W_Q$$

Avec :

a : entraxe entre les solives = 2.37m

L : longueur de la poutre maîtresse = 9.47 m.

**Tableau 38: Calcul de la flèche en phase de chantier**

Phase de chantier		
$W_G$	9.018	mm
$W_Q$	1.996	mm
$W$	11.01	mm
$L/250$	31.56	mm
$W < L/250 \rightarrow$ Vérifié		

**Tableau 39: Calcul de la flèche en phase finale**

Phase finale		
$W_G$	11.79	mm
$W_Q$	6.65	mm
$W$	18.44	mm
$L/250$	31.56	mm
$W < L/250 \rightarrow$ Vérifié		

### Récapitulatif des résultats :

La poutre maîtresse mixte est en IPE360, connectée à la dalle avec des goujons NELSON- Ø16-75/150 mm avec des armatures transversales dans la dalle de cisaillement longitudinal 4Ø6/m.



# **Chapitre 6 :**

## **Dimensionnement d'un Poteau Mixte**

- I. Introduction**
- II. Présentation générale**
- III. Dimensionnement du poteau P6**
- IV. Conclusion**

## I. Introduction

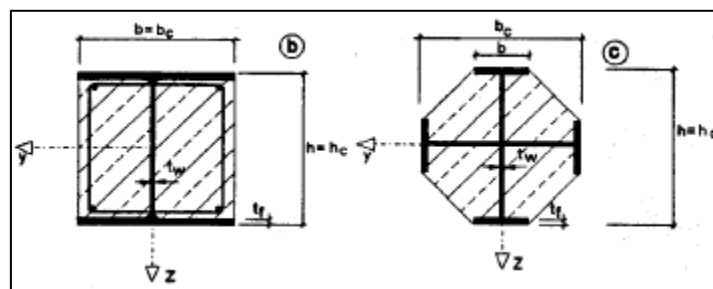
On présente dans ce chapitre les calculs et les vérifications réalisés pour le dimensionnement d'un poteau mixte.

Dans ce qui suit, on présente le calcul de vérification de la résistance et du flambement du poteau P3 de l'étage .

## II. Présentation générale

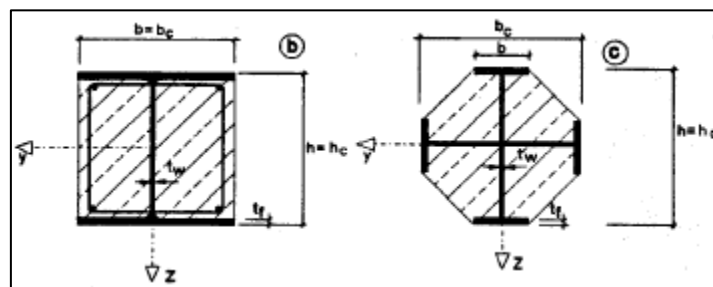
Les poteaux mixtes sont classés en trois types principaux, les poteaux partiellement ou totalement enrobés de béton et les profils creux remplis de béton.

Les poteaux partiellement enrobés de béton sont des profils en I ou H dont l'espace entre les semelles est rempli de béton



**Figure 56: Poteau partiellement enrobé**

Dans les poteaux totalement enrobés de béton, les semelles et les âmes sont enrobées d'une épaisseur minimale de béton.



**Figure 57: Poteau totalement enrobé**

Les profils creux remplis de béton peuvent être circulaires ou rectangulaires. Le béton confiné à l'intérieur du profil voit sa résistance en compression augmenter, la résistance en compression du poteau augmente également.

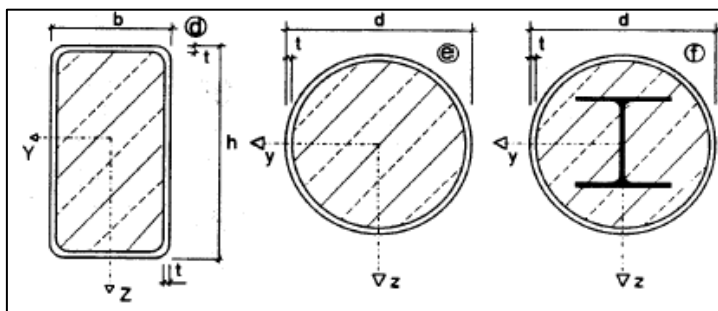
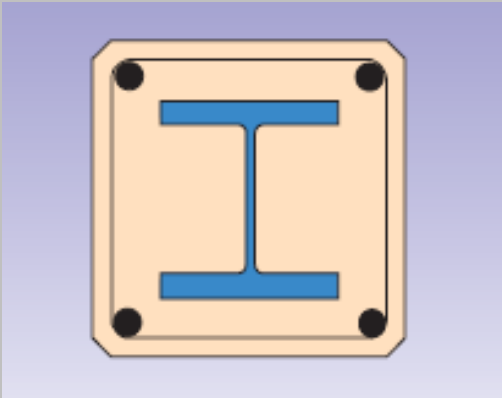
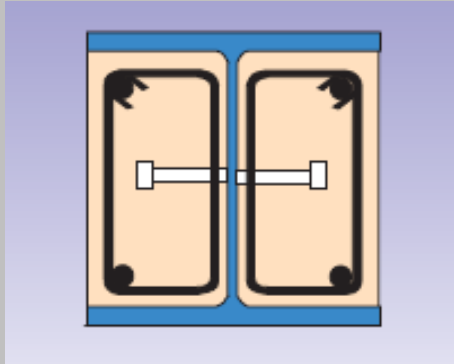


Figure 58: Profil creux

Par ailleurs, pour les trois types de poteaux, la résistance vis-à-vis de l'incendie peut être fortement augmentée par rapport à celle des seuls poteaux en acier.

Les variantes les plus utilisées sont les poteaux complètement enrobés et partiellement enrobés. Le Tableau suivant est une comparaison entre ces deux variantes :

Tableau 40: Comparaison entre deux types de poteau mixte

Poteau complètement enrobé	Poteau pré bétonné entre les ailes
	
<p>Nécessité de coffrer le périmètre.</p>	<p>Pas de coffrage, en principe (sauf difficultés de levage, ou nécessité d'obtenir une surface de béton très lisse ou structurée)</p>

Bétonnage le plus souvent après montage.	Bétonnage au sol, à plat, avant montage.
Pas de face métallique apparente.	Deux faces métalliques restent visibles.
Se conçoit de préférence avec des profilés à ailes épaisses.	Se conçoit de préférence avec des profilés à ailes minces, pour réduire la section d'acier directement exposée au feu.
Le ferrailage doit être placé autour de la pièce en position finale montée.	Les paniers d'armatures peuvent être pré assemblés, et sont posés rapidement.
Le taux de ferrailage est assez faible. On évite si possible les barres situées ailleurs qu'aux coins.	Pour des résistances au feu au-delà d'une heure, on a intérêt à ferrailer au taux maximum autorisé (6% à l'incendie, dont 4% seulement sont pris en compte en service normal).
Aucune peinture ne doit être appliquée sur le profilé	Une peinture, avec éventuellement une seule fonction esthétique, est généralement appliquée sur les ailes apparentes.
Un petit nombre de connecteurs mécaniques suffit le plus souvent. Ils sont surtout requis dans les zones d'introduction des charges.	Une connexion mécanique (goujons ou autre méthode) est à prévoir sur toute la hauteur du poteau, pour éviter une désolidarisation des constituants lors d'un incendie.
Résistance au feu structurelle automatiquement très élevée.	Résistance au feu structurelle avec surdimensionnement éventuel par rapport au service normal.
Au chantier, la capacité de résistance reste inférieure à sa valeur finale, jusqu'à achèvement de l'enrobage.	En raison du surdimensionnement pour l'incendie, on bénéficie en phase chantier d'une surcapacité appréciable.

L'Eurocode 4 présente deux méthodes de dimensionnement :

- Une méthode générale qui impose de prendre en compte les effets du second ordre au niveau local de l'élément et les imperfections. Cette méthode peut s'appliquer à des sections de poteaux qui ne sont pas symétriques et à des poteaux de section variable sur leur hauteur. Elle nécessite l'emploi de méthodes de calcul numérique et ne peut être appliquée qu'avec l'utilisation de programmes informatiques.
- Une méthode simplifiée utilisant les courbes de flambement européennes des poteaux en acier tenant compte implicitement des imperfections qui affectent ces poteaux. Cette



méthode est limitée au calcul des poteaux mixtes de section uniforme sur toute la hauteur et de sections doublement symétriques.

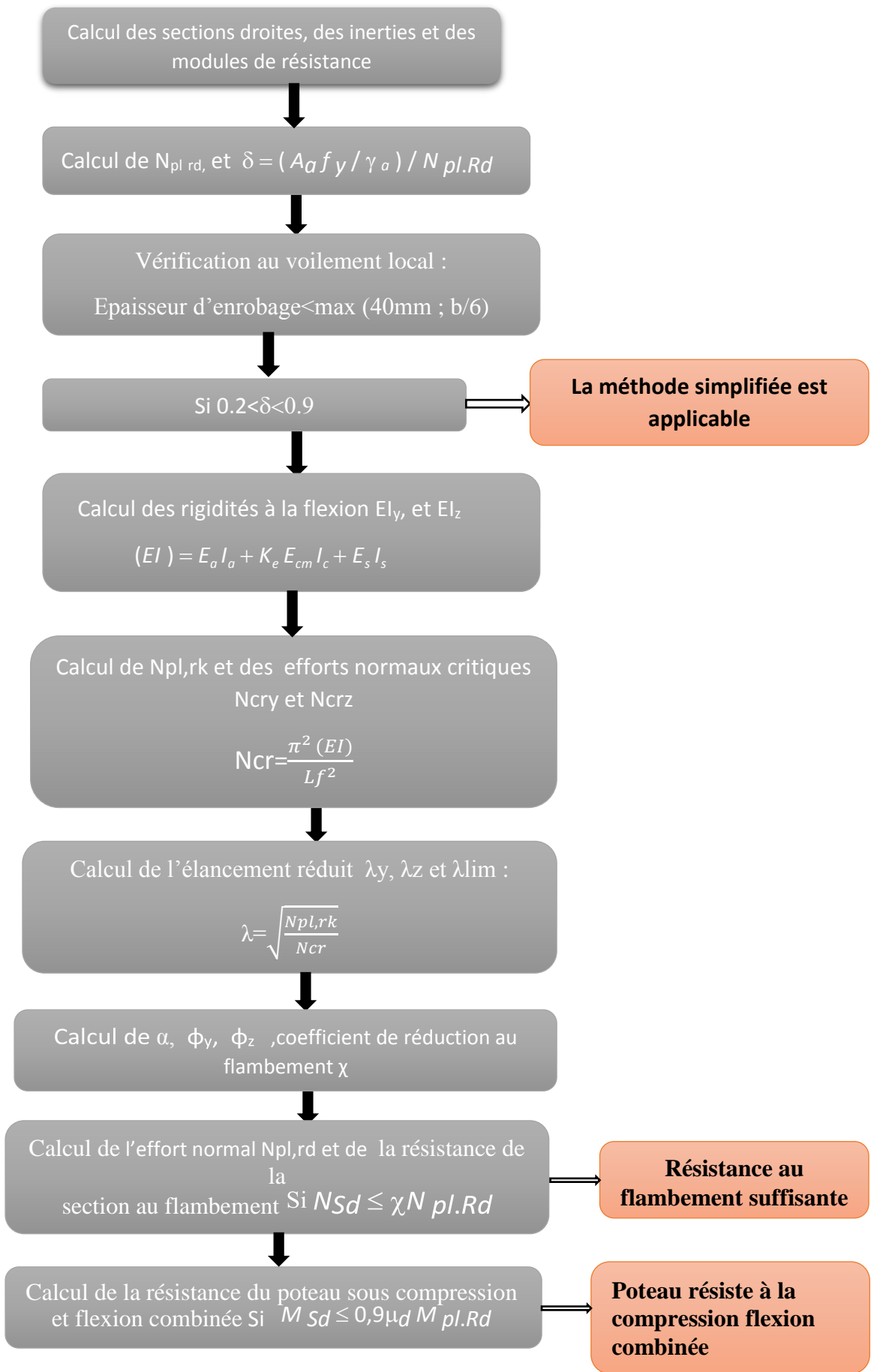
Chacune des deux méthodes est basée sur les hypothèses classiques suivantes :

- Il y a une interaction totale entre la section en acier et la section de béton jusqu'à la ruine.
- Les imperfections géométriques et structurales sont prises en compte dans le calcul.
- Les sections planes restent planes lors de la déformation du poteau.

On développera ici la méthode simplifiée de l'Eurocode 4 qui peut s'appliquer à la majorité des cas.

### **III. Dimensionnement du poteau P3**

#### **III.1. Organigramme du calcul**



### III.2. Données du poteau P3

Données du poteau			
<p>30 HE 180 B</p>	Géométrie		
	Dimensions	:	30x30 cm
	Profilé	:	HE 180 B
	Tronçon	:	3.200/6.400 m
	Hauteur libre	:	2.73 m
	Enrobage géométrique	:	3.0 cm
Diamètre du plus gros granulat	:	16 mm	
Matériaux		Longueur de flambement	
Béton	:	B25	Plan ZX : 3.20 m
Acier des barres	:	Fe E400	Plan ZY : 3.20 m
Acier laminé	:	S275 (EN 1993-1-1)	
Armature longitudinale		Armature transversale	
Coin	:	4HA10	Armatures transversales : 1étHA 6
Ratio	:	0.35 %	Espacement : 15 cm

### III.3. Vérification de la section

❖ Voilement local des éléments structuraux en acier :

La présence de béton correctement tenu en place dans les sections totalement enrobées prévient le voilement local des parois du profil en acier si l'épaisseur d'enrobage de béton est suffisante. Celle-ci ne peut dès lors être inférieure au maximum des deux valeurs suivantes :

- 40mm.
- 1/6 de la largeur b de la semelle du profil en acier.

Cet enrobage destiné à empêcher tout éclatement prématuré du béton doit être armé transversalement.

Or on a l'épaisseur d'enrobage est 30mm < max (40mm ; 180/6=30) = 40mm      Vérifié

Il convient que l'élançement réduit  $\bar{\lambda}$  satisfasse la condition suivante :

	<b>0.63 ≤ 2</b>	<input checked="" type="checkbox"/>
Où:		
$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl, rk}}{N_{cr}}}$	$\bar{\lambda}$	0.63

❖ Calcul de la section transversale à la charge axiale :	Libellé	Valeur	Unité
<b>N<sub>pl,Rd</sub></b> : est la valeur caractéristique de la résistance plastique à la compression donnée par la formule lorsque, au lieu des résistances de calcul, on considère les valeurs caractéristiques.	N <sub>pl,Rd</sub>	3611.92	kN
$N_{pl,Rd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_{ma}} + 0.85 A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$			
L'expression s'applique pour les profilés en acier enrobés de béton et partiellement enrobés de béton. Pour les profilés creux remplis de béton, le coefficient 0,85 peut être remplacé par 1,0.			
<b>A<sub>a</sub></b> : Aire de section de la section d'acier de construction.	A <sub>a</sub>	6530	mm <sup>2</sup>
<b>f<sub>y</sub></b> : Valeur nominale de la limite d'élasticité de l'acier de construction.	f <sub>y</sub>	275.00	N/mm <sup>2</sup>
<b>A<sub>c</sub></b> : Aire de section du béton.	A <sub>c</sub>	79556	mm <sup>2</sup>
Pour un profilé en acier totalement enrobé, les épaisseurs maximales d'enrobage de béton pouvant être utilisées dans le calcul sont limitées à (EN 1994-1-1:2004, 6.7.3.1(2)):			
	max C <sub>z</sub>	54	mm
	max C <sub>y</sub>	72	mm
<b>h</b> : Hauteur de la section en acier de construction.	h	180.0	mm

<b>b</b> : Largeur de la semelle d'une section en acier.	b	180.0	mm	
<b>f<sub>ck</sub></b> : Valeur caractéristique de la résistance à la compression du béton sur cylindre à 28 jours. (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Table 3.1).	f <sub>ck</sub>	25.00	N/mm <sup>2</sup>	
<b>A<sub>s</sub></b> : Aire de section de l'armature.	A <sub>s</sub>	314	mm <sup>2</sup>	
Il convient de ne pas prendre en compte dans le calcul une section d'armature longitudinale supérieure à 6% de l'aire du béton (EN 1994-1-1:2004, 6.7.3.1(3)).				
<b>f<sub>sk</sub></b> : Valeur caractéristique de la limite d'élasticité de l'acier d'armature.	f <sub>sk</sub>	400	N/mm <sup>2</sup>	
<b>❖ Calcul de l'effort normal critique élastique :</b>				
<b>N<sub>cr</sub></b> : est l'effort normal critique élastique pour le mode de flambement approprié, calculé avec la rigidité en flexion efficace (EI) <sub>eff</sub> .	N <sub>cr</sub>	9022.72	kN	
L'effort normal critique élastique N <sub>cr</sub> est la plus petite des valeurs obtenues dans a) et b):				
a) N <sub>cr</sub> selon l'axe y-y.				
b) N <sub>cr</sub> selon l'axe z-z.				
		N <sub>cr,y</sub>	13354.4	kN
		N <sub>cr,z</sub>	9022.72	kN
Où:				
<b>L<sub>cr</sub></b> : Longueur de flambement par flexion.	L <sub>cr,y</sub>	3200	mm	
	L <sub>cr,z</sub>	3200	mm	
Pour la détermination de l'élançement réduit $\bar{\lambda}$ et de l'effort critique élastique N <sub>cr</sub> , il convient de	(EI) <sub>ef</sub> f <sub>y</sub>	13855.59	kNm <sup>2</sup>	

calculer la valeur caractéristique de la rigidité efficace en flexion $(EI)_{\text{eff}}$ d'une section transversale de poteau mixte au moyen de l'expression:	$(EI)_{\text{eff}}$ $f,z$	9361.33	kNm <sup>2</sup>
$(EI)_e = E_a I_a + E_c I_c + E_s I_s$			
<b>E<sub>a</sub></b> : Module d'élasticité de l'acier de construction.	E <sub>a</sub>	210000	N/mm <sup>2</sup>
<b>E<sub>s</sub></b> : Valeur de calcul du module d'élasticité de l'acier d'armature.	E <sub>s</sub>	200000	N/mm <sup>2</sup>
I <sub>a</sub> , I <sub>c</sub> et I <sub>s</sub> sont les moments d'inertie de flexion de la section en acier de construction, de la section en béton non fissurée et de l'armature pour le plan de flexion considéré.	I <sub>a,y</sub>	3831·10 <sup>4</sup>	mm <sup>4</sup>
	I <sub>a,z</sub>	1363·10 <sup>4</sup>	mm <sup>4</sup>
	I <sub>c,y</sub>	55515·10 <sup>4</sup>	mm <sup>4</sup>
	I <sub>c,z</sub>	63064·10 <sup>4</sup>	mm <sup>4</sup>
	I <sub>s,y</sub>	3732535	mm <sup>4</sup>
	I <sub>s,z</sub>	3732535	mm <sup>4</sup>
<b>k<sub>e</sub></b> : est un facteur de correction qu'il convient de prendre égal à 0,6.	k <sub>e</sub>	0.60	
<b>E<sub>c,eff</sub></b> : Module d'élasticité efficace pour le béton.	E <sub>c,eff</sub>	15203	N/mm <sup>2</sup>
$E_{c,eff} = E_{cm} \cdot \frac{1}{1 + (N_{G,Ed}/N_{Ed}) \cdot \varphi_t}$			
<b>E<sub>cm</sub></b> : Module d'élasticité sécant du béton .	E <sub>cm</sub>	32164	N/mm <sup>2</sup>
<b>N<sub>G,Ed</sub></b> : Valeur de calcul de la partie permanente de l'effort normal de compression.	N <sub>G,Ed</sub>	102.76	kN
<b>N<sub>Ed</sub></b> : Valeur de calcul de l'effort normal de compression.	N <sub>Ed</sub>	230.27	kN
<b>φ<sub>t</sub></b> : Coefficient de fluage φ(t,t <sub>0</sub> ) selon l'EN 1992-1-1, 3.1.4 ou 11.3.3, en fonction de l'âge (t) du	φ <sub>t</sub>	2.50	



béton au moment considéré et de l'âge ( $t_0$ ) lors du chargement.			
---	--	--	--

Il convient d'avoir un rapport de contribution de l'acier  $\delta$  qui satisfasse la condition suivante :

$0.2 < \delta < 0.9$	<b>0.2 ≤ 0.59 ≤ 0.9</b>		✓
$\delta$ : Rapport de contribution de l'acier (EN 1994-1-1:2004, 6.7.3.3(1)).	$\delta$	0.59	
$\delta = (A_a f_y / \gamma_a) / N_{pl,Rd}$			
<b>A<sub>a</sub></b> : Aire de section de la section d'acier de construction.	A <sub>a</sub>	6530	mm <sup>2</sup>
<b>f<sub>yd</sub></b> : Valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier de construction.	f <sub>yd</sub>	275.00	N/mm <sup>2</sup>
<b>f<sub>y</sub></b> : Valeur nominale de la limite d'élasticité de l'acier de construction.	f <sub>y</sub>	275.00	N/mm <sup>2</sup>
<b>γ<sub>m0</sub></b> : Coefficient partiel pour résistance des sections transversales, quelle que soit la classe de section .	γ <sub>m0</sub>	1.00	
<b>N<sub>pl,Rd</sub></b> : est la résistance plastique à la compression .	N <sub>pl,Rd</sub>	3032.24	kN
Il convient de calculer la résistance plastique à la compression $N_{pl,Rd}$ d'une section mixte en additionnant les résistances plastiques de ses composants:			
<b>f<sub>cd</sub></b> : Valeur de calcul de la résistance à la compression du béton sur cylindre.	f <sub>cd</sub>	16.67	N/mm <sup>2</sup>



<b>f<sub>sd</sub></b> : Valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier d'armature.	f <sub>sd</sub>	347.83	N/mm <sup>2</sup>

N<sub>cr,eff</sub> est l'effort normal critique pour le plan de flexion approprié et correspondant à la rigidité en flexion efficace.

	N <sub>cr,e</sub> ff,y	11286.85	kN
	N <sub>cr,e</sub> ff,z	7288.78	kN
Pour la détermination des sollicitations, il convient de déterminer la valeur de calcul de la rigidité en flexion efficace EI <sub>eff,II</sub> au moyen de l'expression suivante :			
<b>(EI)<sub>eff,II</sub> = K<sub>o</sub> · (E<sub>a</sub> · I<sub>a</sub> + E<sub>s</sub> · I<sub>s</sub> + K<sub>e,II</sub> · E<sub>c,eff</sub> · I<sub>c</sub>)</b>	EI <sub>eff</sub> ,II,y	11710.4 3	kN.m <sup>2</sup>
	EI <sub>eff</sub> ,II,z	7562.32	kN.m <sup>2</sup>
Où:			
<b>K<sub>e,II</sub></b> : est un facteur de correction qu'il convient de prendre égal à 0,5.	K <sub>e,II</sub>	0.5	
<b>K<sub>o</sub></b> : est un facteur de calibration qu'il convient de prendre égal à 0,9.	K <sub>o</sub>	0.9	
Il convient de prendre en compte les effets à long terme conformément à 6.7.3.3 (4).			
<b>E<sub>c,eff</sub></b> : Module d'élasticité efficace pour le béton.	E <sub>c,ef</sub> f	15203	N/mm <sup>2</sup>
<b>E<sub>a</sub></b> : Module d'élasticité de l'acier de construction.	E <sub>a</sub>	210000	N/mm <sup>2</sup>





<b>E<sub>s</sub></b> : Valeur de calcul du module d'élasticité de l'acier d'armature.	E <sub>s</sub>	200000	N/mm <sup>2</sup>
---	----------------	--------	-------------------

❖ **Calcul de la résistance plastique au cisaillement de l'axe z :**

- La vérification de cisaillement de l'axe Y n'est pas réalisée étant donné qu'il n'y a pas d'effort de cisaillement.

Il convient que la valeur de calcul V<sub>Ed</sub> de l'effort tranchant dans chaque section satisfasse :

		<b>0.294 ≤ 1</b>	✓
Les efforts sollicitants de calcul les plus défavorables se produisent à 'Pied', pour la combinaison d'actions 1.35·PP+1.35·G+1.5·Qa.			
<b>V<sub>Ed</sub></b> : Valeur de calcul de l'effort tranchant.	V <sub>Ed</sub>	71.38	kN
Pour le calcul plastique, V <sub>c,Rd</sub> est la valeur de calcul V <sub>pl,Rd</sub> de la résistance plastique au cisaillement telle que donnée par l'expression:	V <sub>pl,Rd</sub>	242.92	kN
Où:			
<b>A<sub>v</sub></b> : Aire de cisaillement.	A <sub>v</sub>	1530	mm <sup>2</sup>
Où:			
<b>h</b> : Hauteur hors-tout.	h	180.00	mm
<b>t<sub>w</sub></b> : Épaisseur d'âme.	t <sub>w</sub>	8.50	mm
<b>f<sub>y</sub></b> : Valeur nominale de la limite d'élasticité de l'acier de construction.	f <sub>y</sub>	275.00	N/mm <sup>2</sup>
<b>γ<sub>MO</sub></b> : Coefficient partiel pour résistance des sections transversales, quelle que soit la classe de section .	γ <sub>MO</sub>	1.00	

### ❖ Calcul de la résistance du poteau soumis à une compression axiale :

Par simplification, pour les éléments soumis à une compression axiale, il convient que la valeur de calcul de la force normale  $N_{Ed}$  satisfasse la condition :

	<b><math>0.08 \leq 1</math></b>	✓
Les efforts sollicitants de calcul les plus défavorables se produisent à 'Pied', pour la combinaison d'actions $1.35 \cdot PP + 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Qa$ .		
<b><math>N_{Ed}</math></b> : Valeur de calcul de l'effort normal de compression.	<b><math>N_{Ed}</math></b>	230.27 kN
$\chi$ : Pour un élancement $\bar{\lambda} \leq 0,2$ ou pour $N_{Ed}/N_{cr} \leq 0,04$ , les effets du flambement peuvent être négligés et seules les vérifications de sections transversales s'appliquent.	<b><math>\chi</math></b>	1.000
<b><math>N_{pl,Rd}</math></b> : est la résistance plastique de la section mixte mais avec $f_{yd}$ déterminé en utilisant le coefficient partiel $\gamma_{M1}$ .	<b><math>N_{pl,Rd}</math></b>	3032.24 kN

### ❖ Calcul de la résistance à la compression et flexion mono-axiale combinées :

- En compression et flexion mono-axiale combinées, pour la vérification de la stabilité le long du poteau et pour la vérification à l'extrémité, il convient de satisfaire les conditions suivantes

-	<b><math>0.74 \leq 0.9</math></b>	✓
Les efforts sollicitants de calcul les plus défavorables se produisent à 'Pied', pour la combinaison d'actions $1.35 \cdot PP + 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Qa$ .		
Où:		
<b><math>M_{Ed}</math></b> : est la valeur la plus défavorable entre les moments d'extrémités et le moment fléchissant maximal le long du poteau, calculé en incluant		

les imperfections et les effets du second ordre si nécessaire.			
	<b><math>M_{y,Ed}</math></b>	128.14	kNm
	<b><math>k_y</math></b>	1.12	
$\beta$ : est un facteur de moment équivalent			
	<b><math>\beta_y</math></b>	1.10	
<b>r</b> : Rapport des moments d'extrémité			
	<b><math>r_y</math></b>	1.00	
<b><math>N_{Ed}</math></b> : Valeur de calcul de l'effort normal de compression.	<b><math>N_{Ed}</math></b>	230.27	kN
<b><math>N_{cr,eff}</math></b> : est l'effort normal critique pour le plan de flexion approprié et correspondant à la rigidité en flexion efficace .	<b><math>N_{cr,eff,y}</math></b>	11286.85	kN
	<b><math>N_{cr,eff,z}</math></b>	7288.78	kN



<b>M'Ed</b> : est la valeur la plus défavorable entre les moments d'extrémités et le moment fléchissant maximal le long du poteau, calculé conformément à 6.7.3.4.	<b>M'y,Ed</b>	111.06	kNm
	<b>M'z,Ed</b>	0.00	kNm
	<b>e0,y</b>	0.016	m
<b>L</b> : Longueur de flambement.	<b>Ly</b>	3.20	m
Pour les nuances d'acier de S235 à S355 inclus, il convient de prendre le coefficient $\alpha_M$ égal à 0,9 et, pour les nuances S420 et S460, égal à 0,8.			
	<b><math>\alpha_{M,y}</math></b>	0.9	
$\mu$ : Facteur lié au calcul pour la compression et la flexion uniaxiale.			
	<b><math>\mu_{dy}</math></b>	10.45	
<b>M<sub>pl,N,Rd</sub></b> : Valeur de calcul du moment résistant plastique de la section mixte en prenant en compte l'effort normal de compression $N_{Ed}$ .	<b>M<sub>pl,N,y,Rd</sub></b>	172.81	kN.m
<b>M<sub>pl,y,Rd</sub></b> : Valeur de calcul du moment résistant plastique selon l'axe y-y de la section mixte avec connexion complète.	<b>M<sub>pl,y,Rd</sub></b>	16.54	kN.m

	<b>71.38 kN ≤ 121.46 kN</b>		
<b>V<sub>Ed</sub></b> : Valeur de calcul de l'effort tranchant.			
	<b>V<sub>z,Ed</sub></b>	71.38	kN
<b>V<sub>pl,Rd</sub></b> : Valeur de calcul de la résistance plastique de la section mixte à l'effort tranchant			
	<b>V<sub>pl,z,Rd</sub></b>	242.92	kN

➡ Le poteau étudié est bien vérifié.

#### IV. Conclusion

On a présenté dans ce chapitre le dimensionnement du poteau mixte selon l'EC4, l'étude de l'escalier est le sujet du chapitre suivant

## *Chapitre 7 :*

### *Etude de l'escalier*

- I. Introduction**
- II. Paramètre de calcul**
- III. Calcul des sollicitations**
- IV. Détermination du ferrailage de l'escalier**
- V. Conclusion**

## I. Introduction

L'escalier est un ouvrage de circulation verticale composée d'une série de marches de même hauteur permettant de passer à pied d'un niveau à un autre. Il est défini par plusieurs éléments tels que :

- Paliers : plate-forme située au départ et à l'arrivée de chaque volée. On distingue les paliers de départ, intermédiaires (ou de repos) et les paliers d'arrivée.
- Volée : la portion comprise entre deux paliers successifs.
- Echappée : hauteur libre de passage sous une volée, un plancher.
- Marche : s'appelle aussi « giron 'g' », désigne la distance entre deux nez de marches consécutives.
- Contre marche : ou « hauteur de marche 'h' », c'est la distance verticale entre deux parties horizontales.
- Paillasse : c'est une dalle inclinée supportant les marches et les contremarches.
- Trémie : ouverture dans le plancher pour permettre le passage de l'escalier.
- Emmarchement : largeur des marches perpendiculaire à la pente.
- $\alpha$  : angle d'inclinaison de la volée.
- $n$  : le nombre des marches pour un niveau.
- $e$  : l'épaisseur de la dalle.

Il existe plusieurs types d'escaliers à savoir : escaliers balancés, escaliers droits (les plus utilisés), escaliers rayonnants, escaliers hélicoïdaux.

Dans cette partie, on va étudier un escalier droit qui assure l'accès du rez-de-chaussée au première étage, avec une hauteur sous plafond égale à 2.73 m.

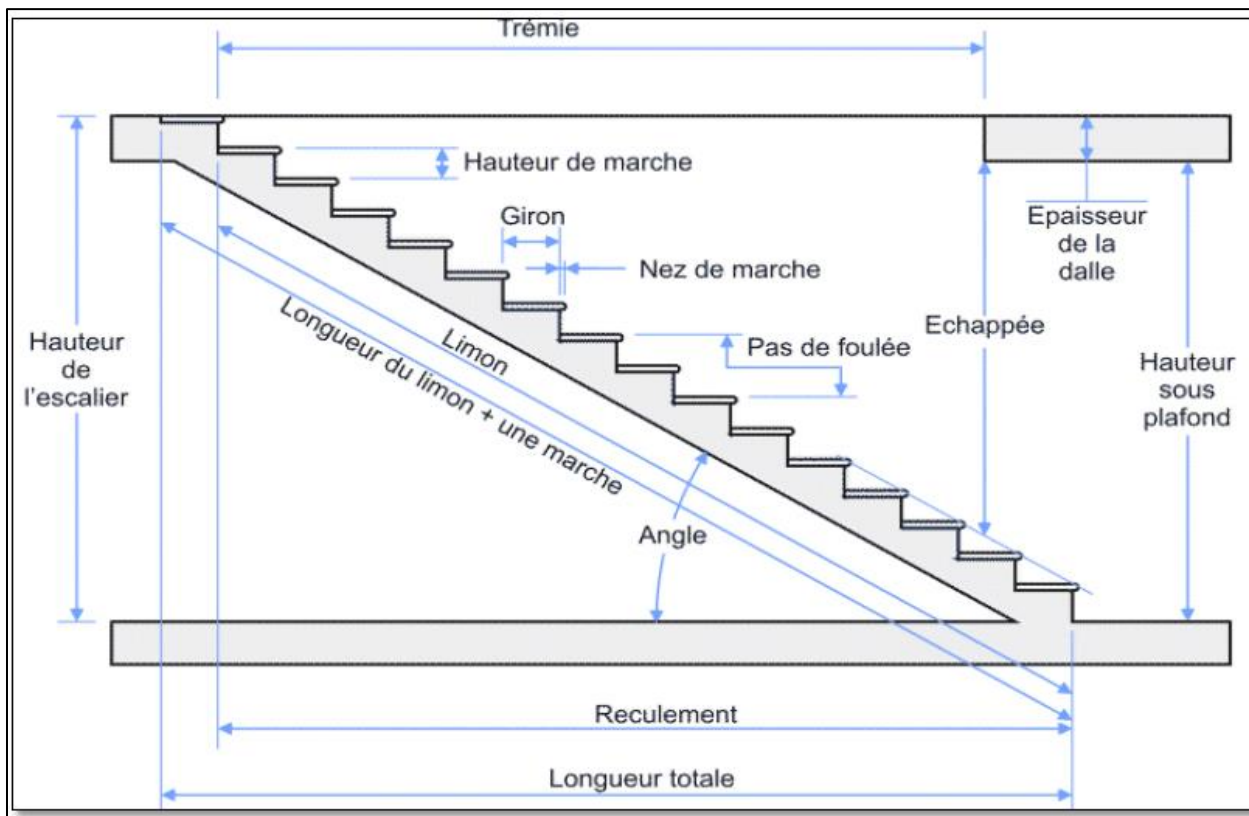


Figure 59: Les différents constituants d'un escalier

La conception d'un escalier nécessite le respect de certains facteurs :

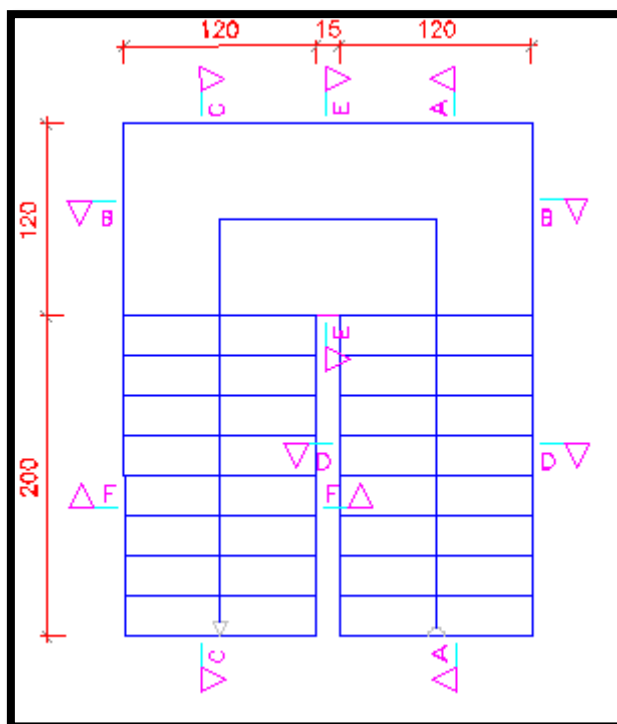
- Il doit être esthétique et fonctionnel.
- Il doit être facile à gravir sans présenter de fatigue surtout pour les âgés, ce qui implique une conservation de cadence du pas (giron et hauteur de marche). Cet équilibre est vérifié par la relation de BLONDEL :  $60 \text{ cm} \leq 2 \times h + g \leq 64 \text{ cm}$
- Largeur de giron :  $26 \text{ cm} < g < 36 \text{ cm}$
- Hauteur de contre marche :  $13 \text{ cm} < h < 20 \text{ cm}$

## II. Les paramètres de calcul

### ❖ Paramètres géométriques :

On présente dans la figure ci-dessous une vue en plan de l'escalier droit qu'on va étudier.





**Figure 60: Vue en plan de l'escalier à étudier**

On pose donc les différents paramètres de calcul qui nous intéressent dans le calcul du chargement :

- Hauteur de l'escalier :  $H = 3.15m$
- Largeur de marche :  $g = 0.25 m = 25cm$
- Nombre de contremarche :  $n = 18$
- Hauteur de contremarche :  $h = \frac{H}{n} = \frac{3.15}{18} = 0.175 m = 17.5 cm$

On a  $2 \times h + g = 2 \times 17.5 + 25 = 60cm$

Donc la condition du BLONDEL est vérifiée.

- L'inclinaison de la volée :  $\alpha = \arctg\left(\frac{h}{g}\right) = \arctg\left(\frac{17.5}{25}\right) = 35^\circ$
- Epaisseur du palier :  $e = 0.018 \times L \times \sqrt[3]{\rho \times e + q}$

Avec  $\rho$  : poids volumique du béton égale à  $25 \text{ KN/m}^3$

$q$  : charge d'exploitation de l'escalier égale à  $2.5 \text{ KN/m}^2$



**1<sup>ère</sup> volée :**

$$L : \text{longueur développée de l'escalier } L = \frac{2}{\cos\alpha} + 1.2 = 3.64m$$

$$\text{Donc, } e = 0.018 \times 3.94 \times \sqrt[3]{25 \times e + 2.5} \rightarrow e^3 - (0.065)^3(25 \times e + 2.5) = 0$$

$$e^3 - 0.0068 \times e - 0.00068 = 0 \rightarrow e = 0.11 m$$

L'épaisseur du paillasse doit vérifier la condition de la flèche :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{25} \rightarrow 0.10 m \leq 0.11m \leq 0.12m \rightarrow \text{vérifiée}$$

**❖ Evaluation des charges sur l'escalier :**

**◆ Charge d'exploitation**

Les charges d'exploitation de l'escalier recevant du public sont :  $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$

**◆ Charges permanentes**

Les charges permanentes sur le paillasse sont les suivantes :

**Tableau 41: Les charges permanentes sur la paillasse**

Désignations	$\rho(\text{KN/m}^3)$	Épaisseurs (cm)	Formules	Charges en KN/m
Charge de briques				1.13
Marbre de marche	28	3	$e \times \rho \times 1$	0.84
Mortier de pose pour marche	20	1.5	$e \times \rho \times 1$	0.3
Poids du paillasse	25	15	$\frac{e}{\cos\alpha} \times \rho \times 1$	4.57
Marbre de contremarche	28	1.5	$e_{mcm} \times \frac{h - e_{mm}}{g} \times \rho \times 1$	0.182
Mortier de pose pour contremarche	20	1.5	$e_{mortier} \times \frac{h - e_{mm}}{g} \times \rho \times 1$	0.145
Enduit sous le paillasse	22	1.5	$\frac{e}{\cos\alpha} \times \rho \times 1$	0.38
Poids du garde-corps	-	-	-	0.5
<b><math>G_{\text{paillasse}}</math></b>	-	-	$\sum G_i$	<b>8.04</b>

Les charges permanentes sur le palier sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau 42: Les charges permanentes sur le palier**

Désignations	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseurs (cm)	Formules	Charges en KN/m
Chape de béton	25	15	$\rho \times e \times 1$	3.75
Marbre de marche	28	3	$\rho \times e \times 1$	0.84
Mortier de pose	20	1.5	$\rho \times e \times 1$	0.3
Enduit sous le palier	22	1.5	$\rho \times e \times 1$	0.33
<b>G<sub>palier</sub></b>	-	-	$\sum G_i$	<b>5.22</b>

◆ **Combinaison des charges :**

- L'ELU :  $P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$
- L'ELS :  $P_s = G + Q$

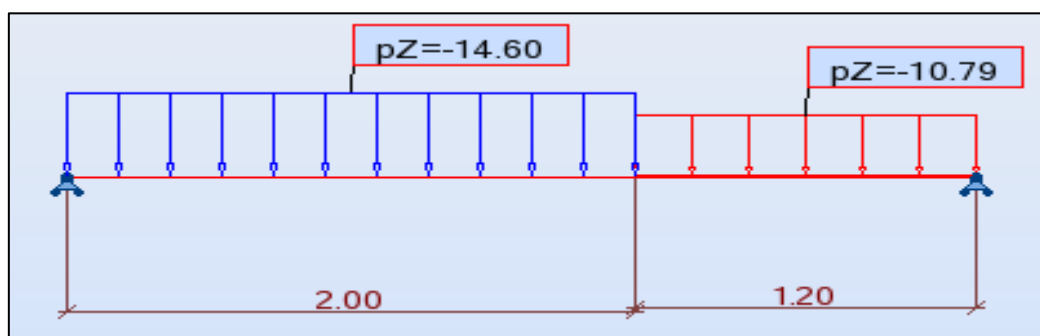
**Tableau 43: Récapitulation des charges appliquées sur l'escalier**

Désignations	G (KN/m)	Q (KN/m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	P <sub>s</sub> (KN/m)
Paillasse	8.04	2.5	14.60	10.54
Palier	5.22	2.5	10.79	7.72

### III. Calcul des sollicitations

Puisque les données de deux volets sont identiques donc on fait le calcul d'une seule volée.

#### a. Calcul à l'ELU :



**Figure 61: Modèle de calcul pour la première volée à l'ELU**

❖ **Détermination du moment fléchissant :**

Le moment fléchissant est  $\rightarrow$  (Mg=18.48 KN.m)

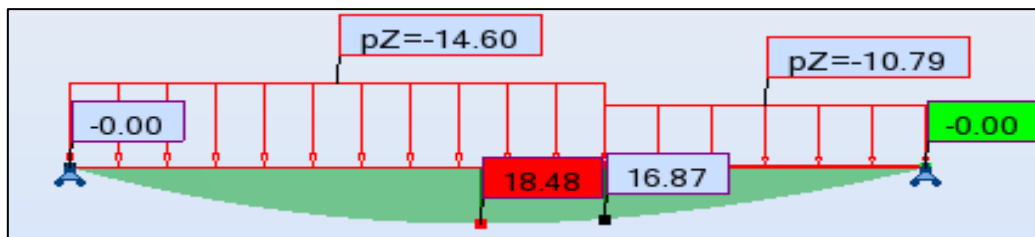


Figure 62: Courbe du moment fléchissant à l'ELU

❖ **Détermination de l'effort tranchant :**

Or, l'effort tranchant maximal est égal à la réaction d'appui maximal d'où  $V_u^{max}=23.93$  KN

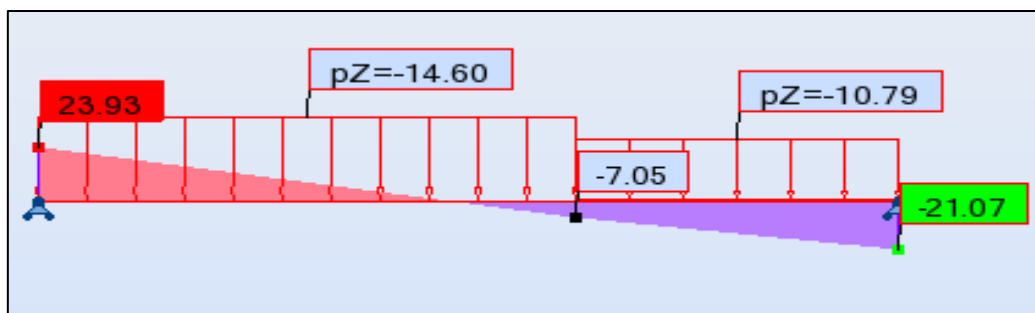


Figure 63: Courbe de l'effort tranchant à l'ELU

**b. Calcul à l'ELS :**

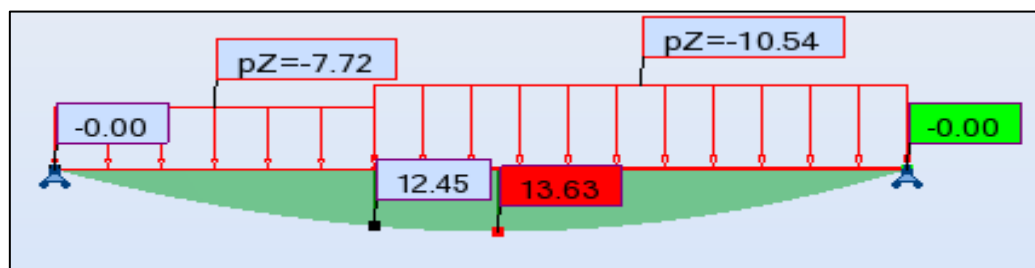


Figure 64: Modèle de calcul pour la première volée à l'ELS

On suit la même démarche de calcul on trouve que :

$$M_s^{max} = 13.63 \text{ KN.m Et } V_s^{max} = 17.65 \text{ KN.}$$

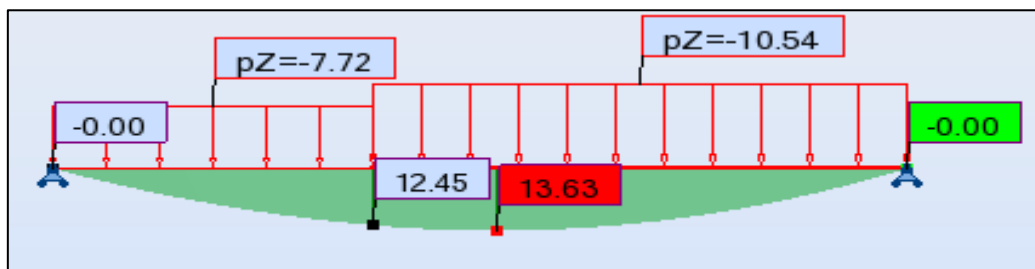


Figure 65: Courbe du moment fléchissant à l'ELS

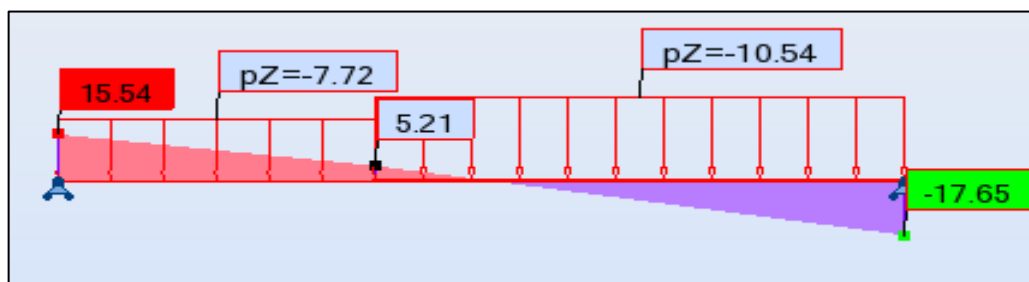


Figure 66: Courbe de l'effort tranchant à l'ELS

### c. Récapitulation :

Tableau 44: Récapitulation des moments fléchissants et des efforts tranchants

Volée 1	ELU	ELS
Moment fléchissant maximum (KN.m)	18.48	13.63
Effort tranchant maximum (KN)	23.93	17.65

## IV. Calcul du ferrailage

Le calcul des sections des armatures s'effectue comme pour une poutre à section rectangulaire travaillant en flexion simple de largeur unitaire ( $b=1\text{m}$ ) et de hauteur  $h$  égale à l'épaisseur de la paillasse  $0.15\text{ m}$ .

### Les hypothèses de calcul :

$$M_u = 18.48 \text{ KN.m} ; M_s = 13.55 \text{ KN.m} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{bu} = 14.16 \text{ MPa} ;$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} ; \text{Enrobage} : e = 3 \text{ cm} ; d = h - e = 0.145 \text{ m}.$$

### a. Les armatures principales

#### ❖ En travée

#### ◆ Quantité d'aciers :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{18.48 \times 10^{-3}}{1 \times 0.145^2 \times 14.16} = 0.062 < \mu_{lu} = 0.39$$

Donc,  $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$  : pas d'acier comprimé.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.062}) = 0.08$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.145 \times (1 - 0.4 \times 0.08) = 0.140 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times f_{su}} = \frac{18.48 \times 10}{0.140 \times \frac{400}{1.15}} = 3.79 \text{ cm}^2/\text{m}$$

◆ **Condition de fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.145 \times 2.1}{400} \times 10^4 = 1.75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

⇒  $A_{st} > A_{min} \rightarrow$  vérifiée.

◆ **Choix d'armatures :**

On choisit 4HA12 avec  $A_{st}^{réel} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{m}$  dans le sens de la longueur.

◆ **Vérification à ELS :**

➤ Calcul de  $y_1$  :

$y_1$  : La solution de l'équation suivante :

$$\frac{b}{2} \times y_1^2 + (15 \times A_{st} + 15 \times A_{sc}) \times y_1 - (15 \times A_{st} \times d + 15 \times A_{sc} \times d') = 0$$

$$0.5 \times y_1^2 + 15 \times 4.52 \times 10^{-4} \times y_1 - 15 \times 4.52 \times 10^{-4} \times 0.145 = 0$$

$$\Rightarrow 0.5 \times y_1^2 + 67.8 \times 10^{-4} \times y_1 - 9.831 \times 10^{-4} = 0$$

Donc  $y_1 = 0.038 \text{ m}$ .

➤ Calcul de  $I_{SRH}$  :

$$I_{SRH} = \frac{b}{3} \times y_1^3 + 15 \times A_{sc} \times (y_1 - d')^2 + 15 \times A_{st} (d - y_1)^2$$

$$\Rightarrow I_{SRH} = 0.33 \times 0.038^3 + 15 \times 4.52 \times 10^{-4} (0.145 - 0.038)^2 = 0.95 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

➤ Vérification :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_{SRH}} \times y_1 = \frac{13.63 \times 10^{-3}}{0.95 \times 10^{-4}} \times 0.038 = 5.45 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} > \sigma_{bc} \rightarrow \text{vérifiée}$$

Or la fissuration est peu préjudiciable donc, il n'y a pas de vérification pour l'acier.

❖ **Sur appui :**

On considère forfaitairement un moment de flexion de  $0.15 \times M_u^{max}$  qui est équilibré par :

$$0.15 \times A_{st} = 0.15 \times 4.52 = 0.67 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

On choisit donc comme armatures sur appui 2HA8 avec  $A_{st}^{réel} = 1.01 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

### b. Armature de répartition

La section des armatures de répartition dans le sens de largeur de l'escalier est prise égale au quart de la section des armatures principales :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Soit 4 HA8 donc  $A_r = 2.01 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

### ❖ Vérification du béton vis-à-vis l'effort tranchant :

$$V_u^{max} = 23.93 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \times d} = \frac{23.93 \times 10^{-3}}{1 \times 0.145} = 0.16 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{1.5} = 1.16 \text{ MPa}$$

Donc,  $\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$  vérifiée

### ❖ Schéma de ferrailage :

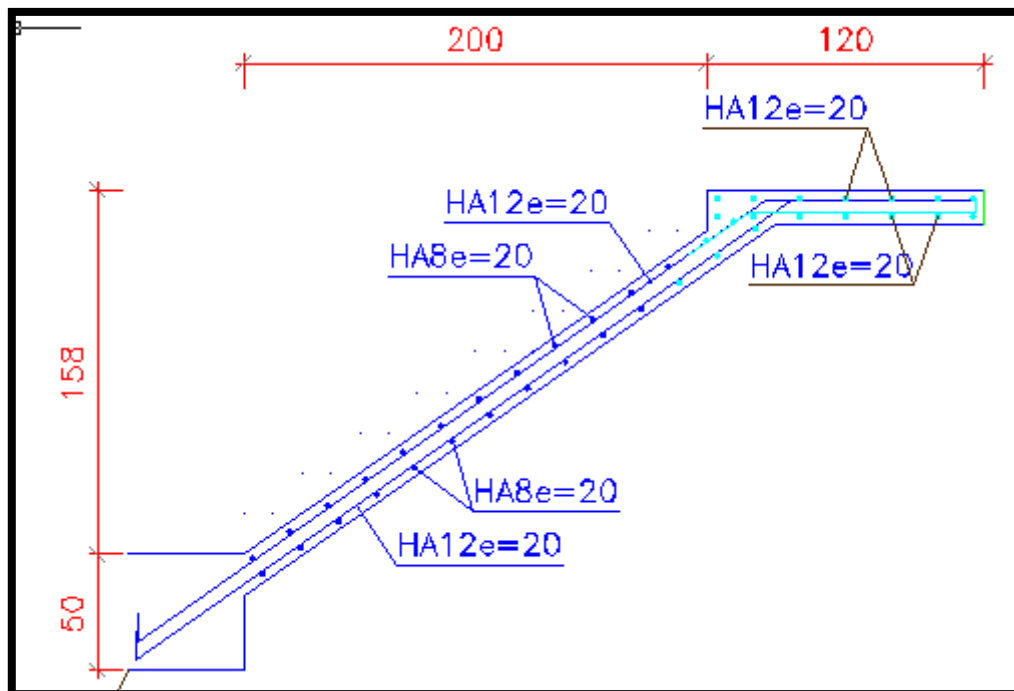


Figure 67: Plan de ferrailage de la volée 1

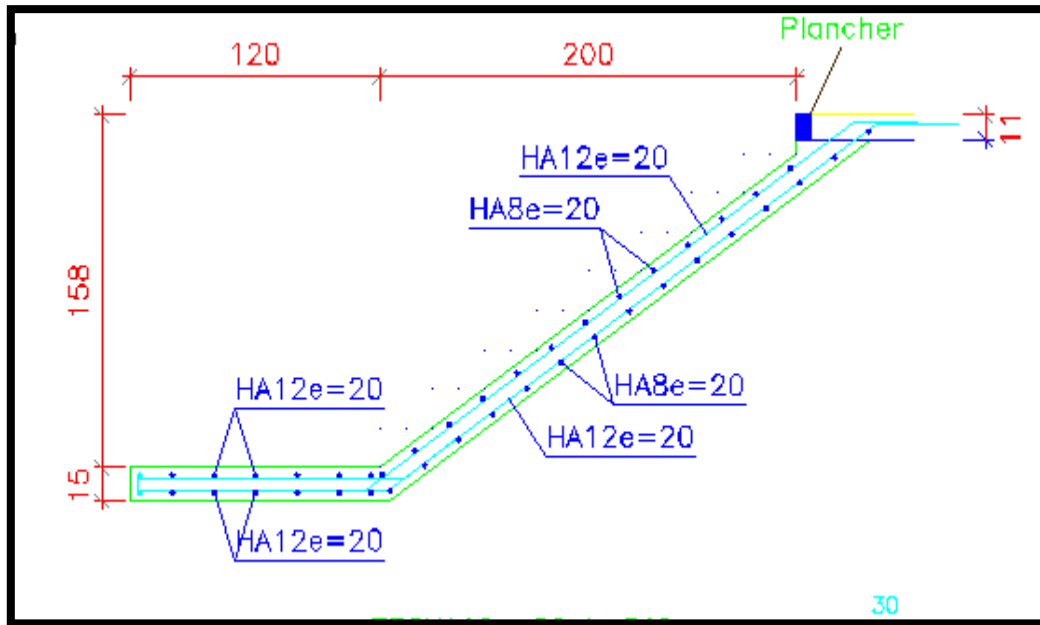


Figure 68: Plan de ferrailage de la volée 2

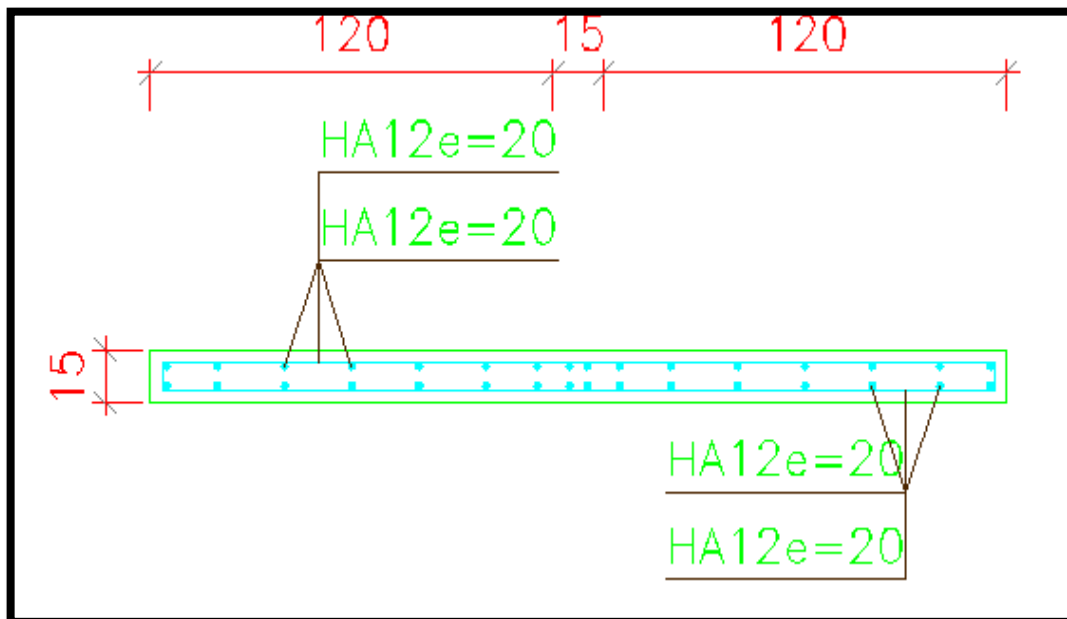


Figure 69: Plan de ferrailage de la poutre palière

## V. Conclusion:

On a finalisé l'étude de l'escalier, on détaille dans le chapitre suivant l'étude de fondations.



---

***Chapitre 8 :***  
***Étude de la Fondation***

- I. Introduction**
- II. Données et hypothèses de calcul**
- III. Etude d'une semelle isolée**
- IV. Calcul des armatures**
- V. Conclusion**



## I. Introduction

Les fondations sont des éléments de la construction en contact avec le sol auquel elles permettent la transmission des différents efforts de la superstructure. Le choix de type de fondation est basé sur la capacité portante du sol et la profondeur du bon sol capable de supporter la structure.

Dans cette partie, on s'intéresse à dimensionner la semelle isolée qui supporte le poteau P3.

## II. Données et hypothèses de calcul :

- La contrainte admissible du sol est de 3 bars.
- Le tassement différentiel reste dans le domaine admissible.

⇒ Un système de fondation de type superficiel sur des semelles isolées.

- Dimensions du poteau P :  $a = 30\text{ cm}$  et  $b = 30\text{ cm}$
- L'encastrement sera à partir de  $(-1\text{ m})$  par rapport au terrain naturel.
- Fissuration préjudiciable
- La contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol} = 0,3\text{ MPa}$
- L'enrobage des armatures pris égal à  $e = 5\text{ cm}$
- $f_{c28} = 25\text{ MPa}$  ,  $\gamma_b = 1.5$
- $f_e = 400\text{ MPa}$  ,  $\gamma_s = 1.15$

## III. Etude d'une semelle isolée :

Dans ce qui suit on désigne par :

- $a$  et  $b$  : les dimensions du poteau.
- $A$  et  $B$  : les dimensions de la semelle.
- $h$  : la hauteur de la semelle.
- $e$  : l'enrobage égale à 5 cm

### ❖ Sollicitations de calcul :

Les sollicitations enveloppes sont données dans le tableau ci-dessous selon leurs combinaisons

correspondantes au cas le plus défavorable.

**Tableau 45: Sollicitations de calcul à l'ELS**

<b>Moment fléchissant</b>	$M_s$	19.67	KN.m
<b>Effort normal</b>	$N_s$	322.5	KN

**Tableau 46: Sollicitations de calcul à l'ELU**

<b>Moment fléchissant</b>	$M_u$	27.70	KN.m
<b>Effort normal</b>	$N_u$	453.17	KN

### ❖ Pré-dimensionnement de la semelle :

Dans notre cas, la semelle est soumise, à l'ELS, à un effort normal  $N_s$  ainsi qu'un moment fléchissant  $M_s$ .

**Tableau 47: Les efforts dans la semelle**

Libellé	désignation	Référence	Valeur	Unité
<b>Ps</b>	Effort normal sollicité	$P_s = N_s$	322.5	KN
<b>Ms</b>	Moments sollicité	$M_s$	19.67	Kn. m
<b>e0</b>	Excentricité	$E_0 = M_s/P_s$	0.06	KN

### ❖ Condition d'homothétie :

On considère une semelle dont la section est homothétique à celle du poteau c'est-à-dire :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{0.3}{0.3} = 1$$

D'où  $A = B$

### ❖ Condition de rigidité :

on retient le cas où le diagramme est triangulaire, pour des raisons économiques, ( $B \geq 6e_0$ )

$$\sigma_{3/4} = \frac{2P_s}{3A(\frac{B}{2} - e)} \leq \sigma^*$$

Puisque dans notre cas, la semelle est carrée,

$$\rightarrow \frac{3}{2} A^2 - 3eA - 2 \frac{Ps}{\sigma^*}$$

la résolution de cette équation donne :  $A=B=1.26m$

♦ **Vérification du pré-dimensionnement :**

$$A \geq 6e_0 = 6 * 0.06 = 0.36m \rightarrow A = B = 1.4m$$

❖ **Vérification de la hauteur de la semelle :**

La hauteur utile d de la semelle est donnée par condition de rigidité :

$$(B-b)/4 \leq d \leq (B-b) ;$$

$$0.275 \leq d \leq 1.1 ;$$

Soit  $d = 0.3 \text{ cm}$  , enrobage =  $5 \text{ cm}$  .

$$\text{On a : } h = d + \text{enrobage} = 0,3 + 0,05 = 0,35 \rightarrow \text{Vérfié}$$

❖ **Contrainte admissible du sol :**

• A l'ELU :

$$\sigma_{adm} = 3 \text{ bar , soit } 0.3 \text{ MPa .}$$

• A l'ELS :

$$\sigma_{adm} = 2/3 \sigma_{adm}(ELU) = 0.2 \text{ MPa}$$

❖ **Vérification de la contrainte appliquée :**

$$e_u = 0.06 \text{ m , } < B/6 = 0.7 \text{ m .}$$

le diagramme de contrainte est de forme triangulaire La contrainte maximale est de terminée par la formule suivante :

$$\sigma_m = \frac{2Ps}{3A(\frac{B}{2} - e)} = 0.24 \text{ MPa} < 0.3 \text{ MPa}$$

❖ **Vérification de non glissement**

Il faut s'assurer que l'inclinaison de la résultante par rapport à la normale au plan de contact de la fondation avec le sol reste dans le cône de glissement de demi-angle au sommet tel que :

$$\text{Il faut que : } (\delta) = H/N \leq 0,5 .$$

Avec : H : effort horizontale

N : effort normale

**Tableau 48: Vérification de glissement**

Etat limite	H(KN) Effort horizontale le plus défavorable	N↔P(KN) Effort normal sollicité	H/N	Condition
ELU	19.69	453.17	0.043	<b>Vérifiée</b>
ELS	13.98	322.5	0.043	<b>Vérifiée</b>

→ La fondation est vérifiée vis à vis le non glissement

### ❖ Vérification du non poinçonnement :

Le phénomène de poinçonnement apparaît si la charge verticale transmise par la colonne sur la semelle est trop importante. La vérification de celui-ci consiste à calculer l'armature qu'il faut mettre dans le fond pour que la semelle ne brise pas. Pour résister au poinçonnement la hauteur de la semelle doit être de façon à vérifier :

Soit U le périmètre du feuillet moyen :

$$U = 2(a + b + 2h) = 2.6 \text{ m} .$$

$$N_u = 453.17 \text{ KN}$$

$$P_u = N_u \left(1 - \frac{(a+h)b+2h}{AB}\right) = 246.23 \text{ KN} = 0.24 \text{ MN}$$

$$\text{Comme } P_u = 0.24 \text{ MN} \leq 0.045 U h f_{c28} = 1.02 \text{ MN} ,$$

Donc pas de risque de poinçonnement sera engendré

### **Calcul des armatures de la semelle :**

Le calcul de ferrailage de la semelle est effectué à l'ELU.

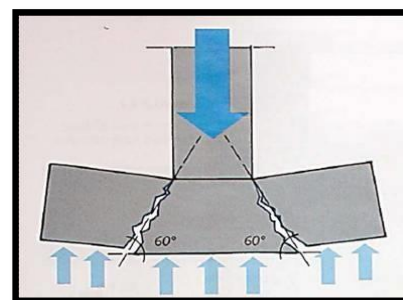
Les sollicitations sont :  $P_u$  (inclut poids de la semelle) = 453.17KN

### Armature selon A :

#### ❖ Section d'armatures :

La section d'armature selon le sens A est donnée par la formule suivante :

$$A_a = \frac{P_u' \times (A - a)}{8d \sigma_s}$$



La fissuration est préjudiciable, donc nous devons multiplier la charge appliquée sur la semelle par un coefficient de majoration qui est égale à 1.1.

$$\text{On a donc } Pu' = 1.1 \times Pu \times \left(1 + \frac{3e_0}{A}\right) = 562.57 \text{ KN}$$

$$\text{D'où } A_a = \frac{562.57 \times (1.4 - 0.3)}{8 \times 0.3 \times 348} = 7.41 \text{ cm}^2$$

→ Choix d'armatures : Soit 7HA12 ( $A = 7.92 \text{ cm}^2$ )

❖ **Espacement entre barres :**

$n$  : Nombre de barre utilisés

$$St = \frac{A - 2 \text{ enrobage}}{n - 1} = \frac{1.4 - 2 \times 0.05}{7 - 1} = 21.6 \text{ cm}$$

**Armature selon B :**

❖ **Section d'armatures :**

La section d'armature selon le sens B est donnée par la formule suivante :

$$A_b = \frac{Pu' \times (B - b)}{8d \sigma_s}$$

La fissuration est préjudiciable, donc nous devons multiplier la charge appliquée sur la semelle par un coefficient de majoration qui est égale à 1.1.

$$\text{On a donc } Pu' = 1.1 \times Pu \times \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) = 562.57 \text{ KN}$$

$$\text{D'où } A_a = \frac{562.57 \times (1.4 - 0.3)}{8 \times 0.3 \times 348} = 7.41 \text{ cm}^2$$

→ Choix d'armatures : Soit 7HA12 ( $A = 7.92 \text{ cm}^2$ )

❖ **Espacement entre barres :**

$n$  : Nombre de barre utilisés

$$St = \frac{B - 2 \text{ enrobage}}{n - 1} = \frac{1.4 - 2 \times 0.05}{7 - 1} = 21.6 \text{ cm}$$

**Type d'ancrage :**

La détermination de type d'ancrage nécessite la connaissance de la longueur de scellement.

Cette dernière se calcule de la manière suivante :

$$l_s = \frac{\Phi f_e}{4 \tau_s},$$

- La contrainte d'adhérence réglementaire  $\tau_s$  est donnée en fonction du coefficient de Scellement  $\Psi_s$  et de la résistance à la traction du béton  $f_{t28}$  comme suit :

$$\tau_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28}$$

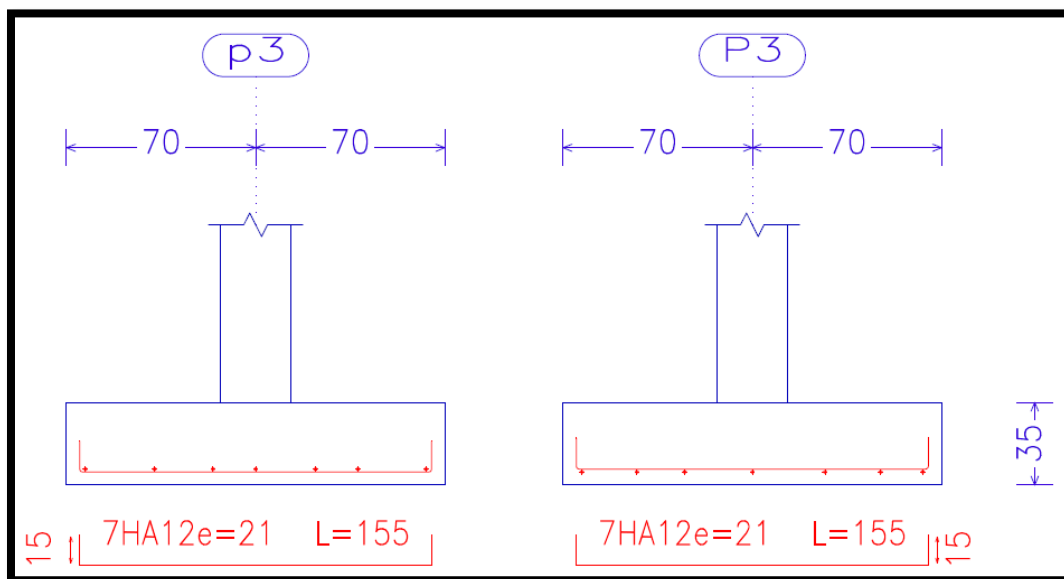
- Le coefficient de scellement  $\Psi_s$  prend la valeur **1** pour les barres type rond lisses et **1,5** pour les barres type haute adhérence. Ainsi :
- Si  $B/4 < l_s$  : toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comporter des ancrages courbes.
- Si  $B/8 < l_s \leq B/4$  : toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle, mais peuvent ne pas comporter des crochets.
- Si  $l_s \leq B/8$  : les barres ne comportent pas de crochet et on peut arrêter une barre sur deux à  $0,71B$  ou alterner des barres de  $0,86B$

Dans notre cas on a :

$$\tau_s = 0,6 \times \Psi_s \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa} \text{ et } l_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,29 \text{ cm} .$$

$l_s \geq B/4 = 35 \text{ cm}$  , donc les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comporte des ancrages courbes .

❖ Schéma de ferrailage de la semelle :



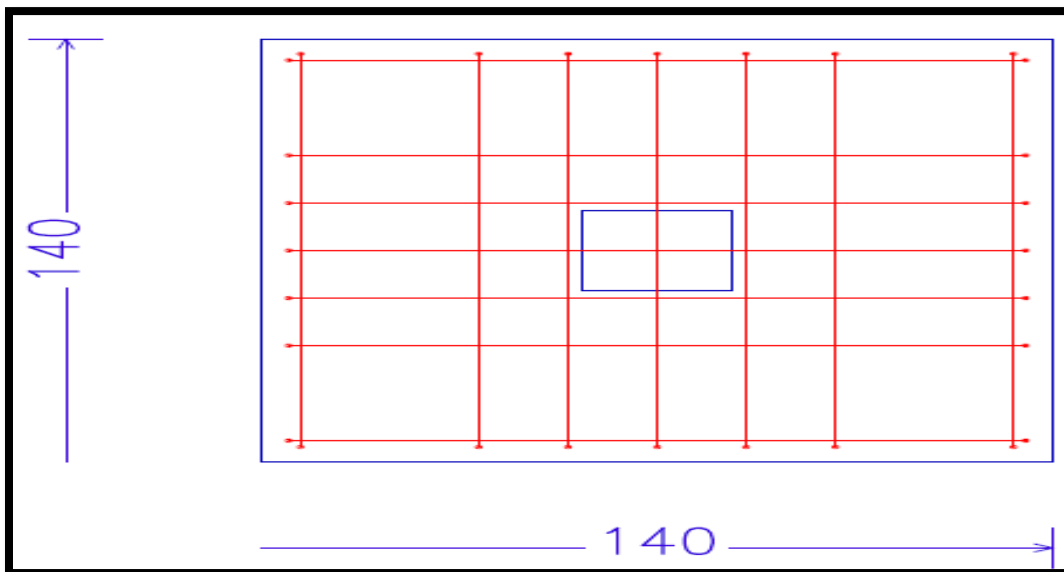


Figure 70: Schéma de ferrailage de la semelle S3

## VI. Conclusion :

Le chapitre de la fondation présente la dernière partie de l'étude structurale. Les différents résultats trouvés sont organisés dans un dossier comportant les dessins et les détails en complément du présent rapport.



## **Partie 2 : Variante Conteneur**

### *Chapitre 1 :*

### *Étude bibliographique*

- I. Introduction**
- II. Structure du conteneur**
- III. Les avantages de la construction en conteneur**
- IV. Technique de réalisation**
- V. Conclusion**

## I. Introduction :

Les constructions modulaires et les maisons préfabriquées à partir de conteneurs fleurissent un peu partout dans le monde. Et pour cause : les technologies modernes de fabrication ont sensiblement amélioré l'aspect esthétique et fonctionnel des bâtiments et habitations façonnés selon ce processus de construction, qui concurrence désormais sérieusement l'architecture traditionnelle.

Les conteneurs se sont des caisses de dimensions normalisées utilisées pour la manutention, le stockage ou le transport de matières ou de lots d'objets dont elle permet de simplifier l'emballage. Les conteneurs utilisés pour la réalisation de bâtiment sont des containers Dry. Il s'agit d'une boîte en acier conçue pour transporter des marchandises non polluantes et non liquides. Le conteneur maritime est normalement réalisé en acier Corten( Corrosion Résistance Tensile Strenght ) , très résistant aux écarts de températures et à la corrosion. Ainsi au contact de l'air une couche auto-protectrice d'oxydes se forme sur le métal, de couleur rouille. Cette dernière qui lui donne une très bonne résistance dans le temps.

## II. Structure du conteneur :

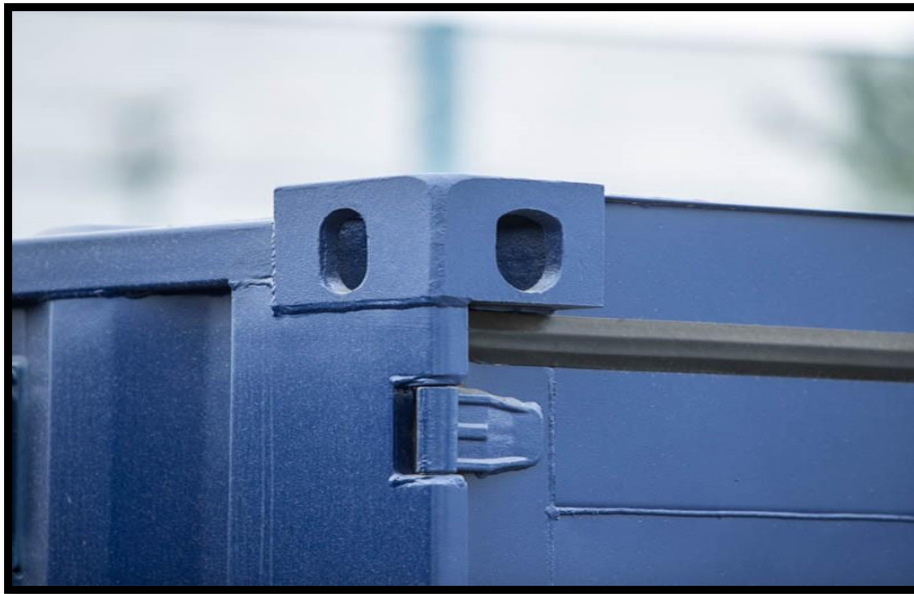
Le conteneur maritime ISO est donc composé des éléments suivants :

- La plate-forme : elle permet de supporter le poids du conteneur et de son contenu et participe à la rigidité globale du bloc. Elle est constituée d'un cadre parcouru de traverses d'acier et recouvert par le plancher en bois. Le cadre se doit d'être robuste afin de pouvoir supporter le poids de 5 conteneurs soit plus de 150 tonnes. Or la plate-forme repose uniquement sur 4 coins ISO.



**Figure 71: Plateforme du conteneur**

- Les coins ISO (ou ISO corner) : respectant la norme ISO 1161, c'est le système de pose et de fixation universelle dans le domaine de transport par conteneurs. Il s'agit de pièces de coin présentes sur les 8 angles de chaque conteneur. La pièce est un cube d'acier percé qui permet la fixation entre deux conteneurs via un « twist-lock » qui permet lorsqu'il est inséré dans les coins ISO de verrouiller l'empilement et d'assurer le bon maintien lors du transport.



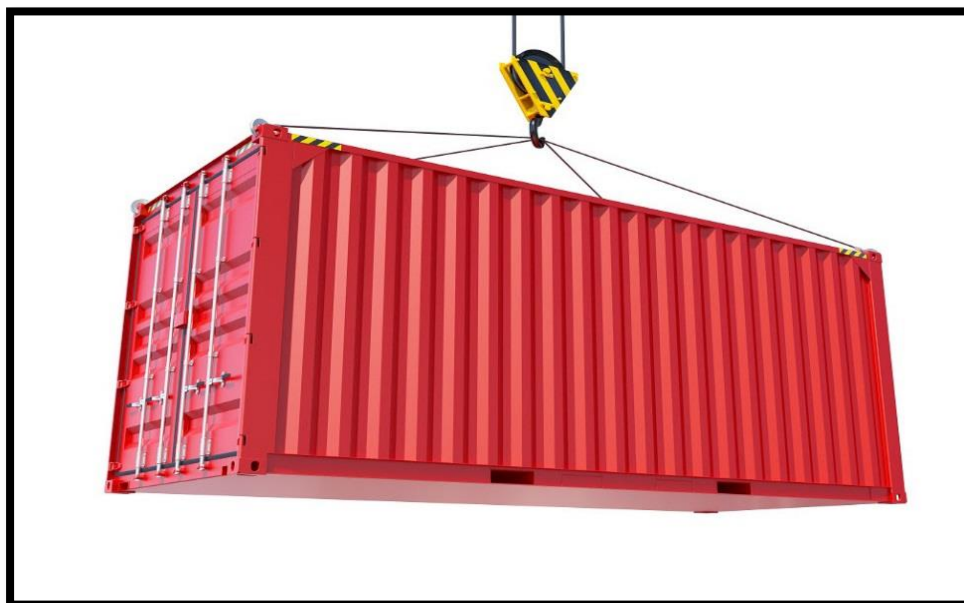
**Figure 72: Coin Iso**

- Le plancher de bois : ce sont généralement des essences tropicales qui sont utilisées car elles sont denses et s'adaptent à l'humidité. Pour autant, aujourd'hui leur utilisation tend à se réduire. Afin d'améliorer le bilan carbone d'un conteneur, des entreprises de transports maritimes telle que CMA-CGM24 ont décidé de développer des planchers en bambou. Cette plante présente des caractéristiques équivalentes mais a l'avantage de pousser en quatre ans lorsque les essences tropicales en prennent soixante. L'utilisation du bambou contribue à une baisse de la déforestation mondiale.



**Figure 73: Plancher aggloméré**

- Le cadre-avant : il est formé par une tôle ondulée et participe à rigidifier le bloc.



**Figure 74: Paroi du conteneur**

- Les portes : elles sont intégrées dans le cadre-arrière, il s'agit de deux battants s'ouvrant à 270° et équipés de joints en caoutchouc qui participent à l'étanchéité du conteneur à l'air et à l'eau, c'est pourquoi un conteneur qui tombe à l'eau flotte. Lorsque le conteneur est rempli et prêt à être expédié, une patte munie d'un sceau permet de sceller les portes et garantit au destinataire que son conteneur n'aura pas été ouvert pendant le voyage.



**Figure 75: Porte du conteneur**

- Le conteneur peut supporter 4 fois son poids puisqu'il est fait pour être empilé.



- Les conteneurs sont composés à 99% d'acier. La structure est en acier 5 mm (cadre avant et arrière) pouvant supporter cinq autres unités, pour un poids total pouvant dépasser 100 tonnes. Le toit et les parois sont en tôle de 1,5 à 2,2 mm d'épaisseur. Outre sa résistance, l'acier présente l'avantage de pouvoir être indéfiniment recyclé sans perdre ses propriétés, et ainsi réduire son impact écologique.

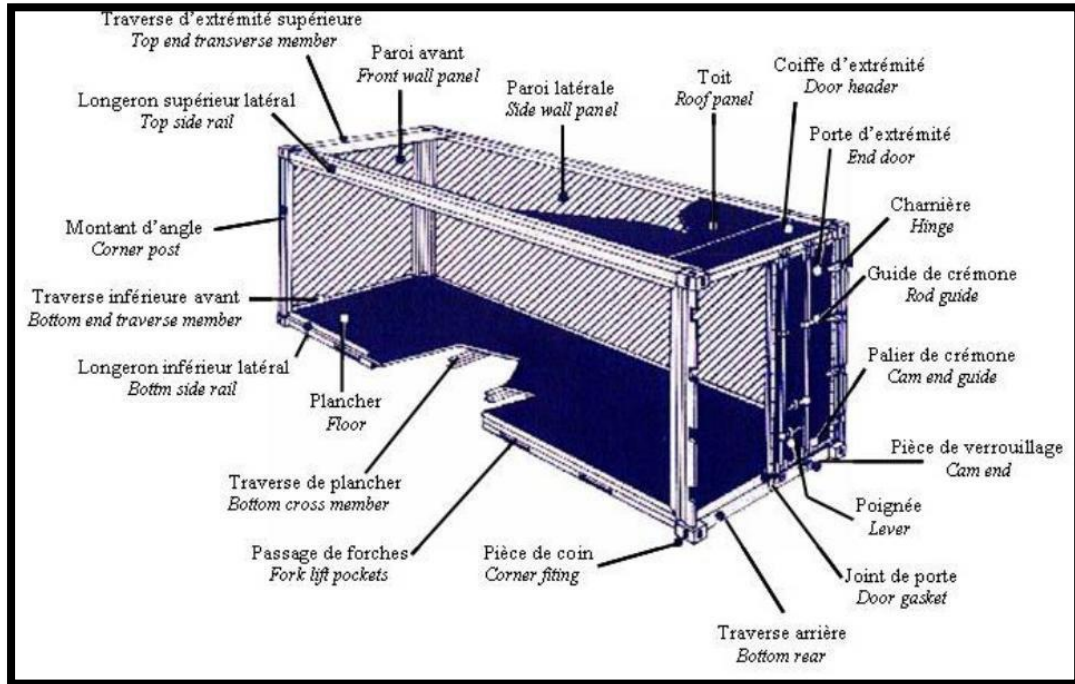
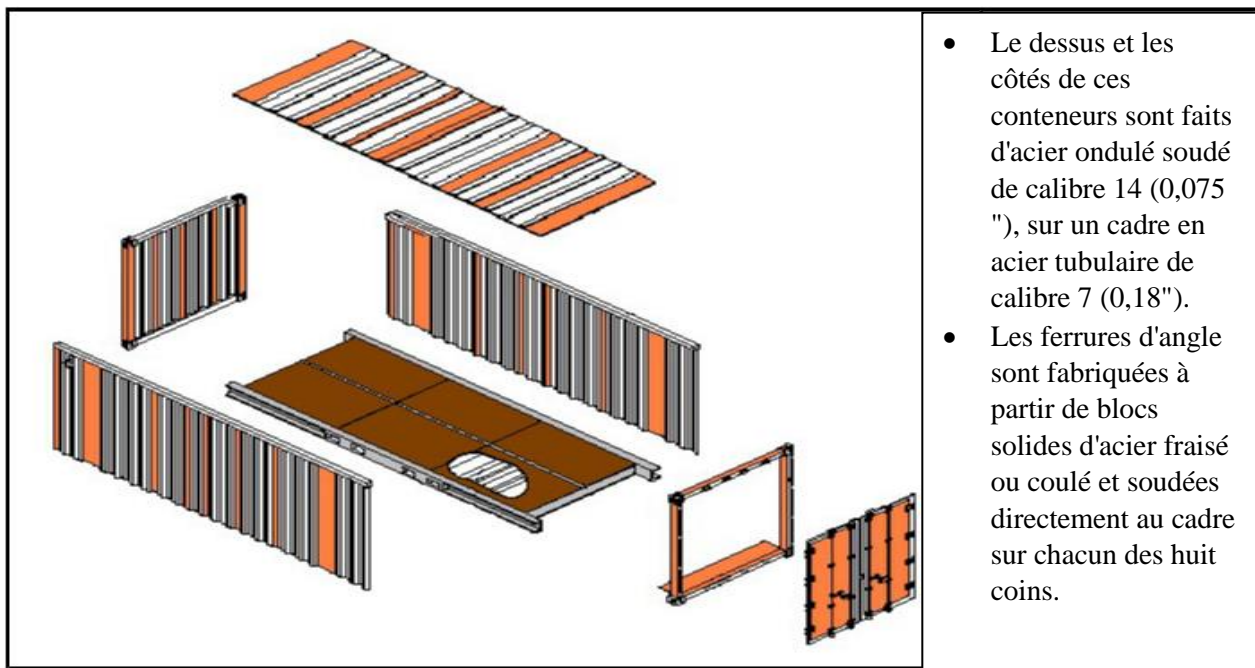


Figure 76: Les différents composants de conteneurs



- Le dessus et les côtés de ces conteneurs sont faits d'acier ondulé soudé de calibre 14 (0,075"), sur un cadre en acier tubulaire de calibre 7 (0,18").
- Les ferrures d'angle sont fabriquées à partir de blocs solides d'acier fraisé ou coulé et soudées directement au cadre sur chacun des huit coins.

Figure 77: Les différents éléments de conteneur

### ❖ Dimensions de containers :

L'immense majorité des conteneurs a des dimensions extérieures standards :

- Longueur de 10 pieds(2.99m) ;20 pieds (6,058 m) ou 40 pieds (12,192 m) ;
- Largeur de 8 pieds (2,438 m) ;
- Hauteur de 8,5 pieds (2,591 m).

Les dimensions intérieures sont les suivantes :

- Longueur de 10 pieds (2.82m) 20 pieds (5,905 m) ou 40 pieds (12,04 m) ;
- Largeur de 2,33 m ;
- Hauteur de 2,38 m ;
- Hauteur passage de porte 2,30 m.

On trouve de plus en plus fréquemment des conteneurs *high cube* de 9 pieds (2,743 m) ou 9,5 pieds (2,896 m) de haut.

La masse d'un conteneur varie entre 1,8 tonne (pour un 20 pieds) à 4,2 tonnes (pour un 40 pieds *high cube*)

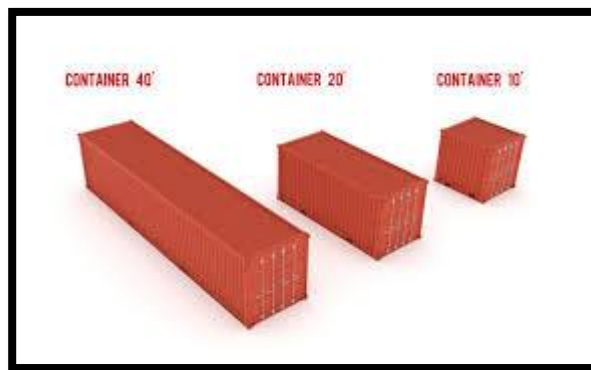


Figure 78: Les trois types de conteneurs Dry

### III. Les avantages de la construction container

- **Robuste :** Le conteneur est conçu pour résister à son propre poids. Il est également conçu pour :
  - ✓ Supporter jusqu'à 5 fois leur poids ;

- ✓ Résister au feu ;
- ✓ Résister à des conditions climatiques extrêmes ;

De plus, le conteneur est doté d'une bonne longévité. Sa durée de vie peut dépasser 50 ans lorsqu'il est bien entretenu.

- **Économique** : Réduction des coûts jusqu'à 40% moins cher que la construction traditionnelle.
- **Délais rapides de construction** : Avec un bâtiment en conteneur, vous avez déjà une structure préconstruite. La construction en conteneur ne nécessite généralement pas de fondation. Toutefois, on peut la réaliser avec des piliers en béton ou une simple dalle. Cela vous permet de gagner environ 70% de temps par rapport à la réalisation d'un projet classique.
- **Écologique** : l'utilisation du conteneur s'inscrit dans une démarche de construction écoresponsable. En effet, les projets en conteneurs sont conçus à partir de produits recyclés, donc moins de produit chimique, moins d'émission de CO<sub>2</sub> et moins de pollution causée par la fabrication de nouveaux matériaux et aux chantiers.

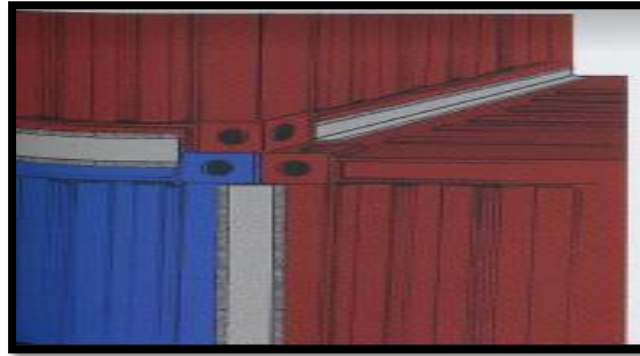
## V. Technique de réalisation

### ❖ L'assemblage des conteneurs :

L'alliage utilisé pour fabriquer un conteneur est l'acier Corten qui possède une très grande résistance à la corrosion. La meilleure façon de souder les conteneurs est la soudure à l'arc. En maniant ce type d'alliage, la température peut monter jusqu'à 3000° C. Les 2 métaux peuvent fusionner entre eux.



Le boulonnage est une autre alternative pour lier deux conteneurs entre eux. Cela consiste à percer les couches d'acier à l'aide d'une perceuse très puissante. Les trous étant faits à intervalles réguliers (environ 50 cm les uns des autres), on pourra alors y placer des écrous et des boulons de manière à solidariser les conteneurs.



**Figure 79: Assemblage de conteneurs**

◆ [Assembler un conteneur aux fondations](#)

Lorsque l'on souhaite sceller un conteneur aux fondations, il suffit de les souder à une plaque de métal qui sera, au préalable, raccordée aux plots (dans le cadre de fondations à plots en béton).

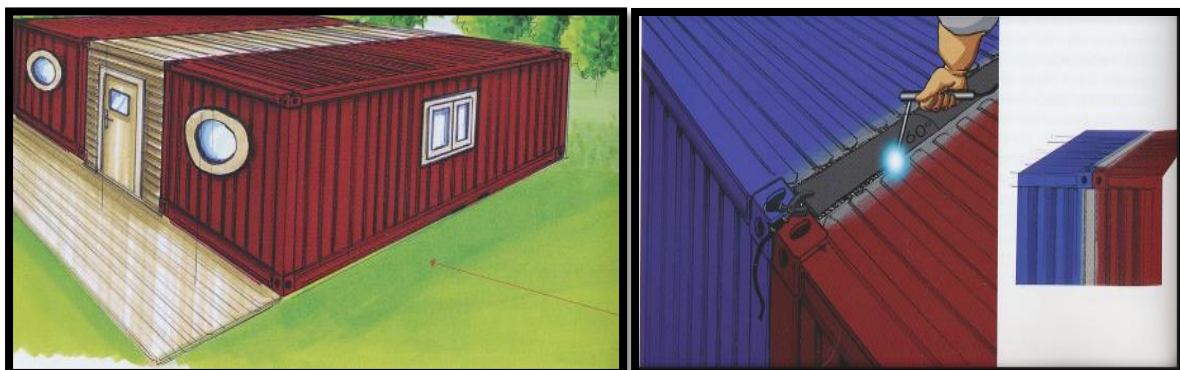
Pour réaliser une soudure efficace et solide, il faudra se tourner du côté de ce qu'on appelle les coins ISO, c'est-à-dire vers les quatre encoches situées à la base du conteneur. Dès que les quatre angles seront soudés à la plaque, vous devrez apposer une couche de peinture anti-rouille pour éviter tout risque de corrosion.

◆ [Fixer deux conteneurs l'un à l'autre](#)

Quand on désire sceller deux conteneurs l'un à côté de l'autre, il faut respecter 3 étapes pour la soudure. Commencer par la soudure du haut des conteneurs pour donner un point de repère à l'ensemble. Pour la soudure des parois, une plaque d'acier devra être placée sur la jointure entre les deux conteneurs. Assemblée de chaque côté, elle reliera les conteneurs entre eux et fera office de jointure bien étanche. Les chutes des découpes peuvent être utilisées pour souder, pour renforcer une fenêtre.



**Figure 81: Assemblage de deux conteneurs**



♦ Sceller des conteneurs empilés

**Figure 80: Soudure de deux conteneurs**

Même si au cours de leur première vie les conteneurs étaient empilés, un minimum de précautions doit être pris pour éviter toute mésaventure.

Il est vivement conseillé de souder les conteneurs entre eux pour stabiliser l'édifice. La soudure à la jointure (aux coins) est toujours la meilleure méthode.

Si l'on souhaite lier efficacement le conteneur du haut et celui du bas avec une plaque en acier qui fera le lien entre les deux.



Figure 82: assemblage des conteneurs empilés

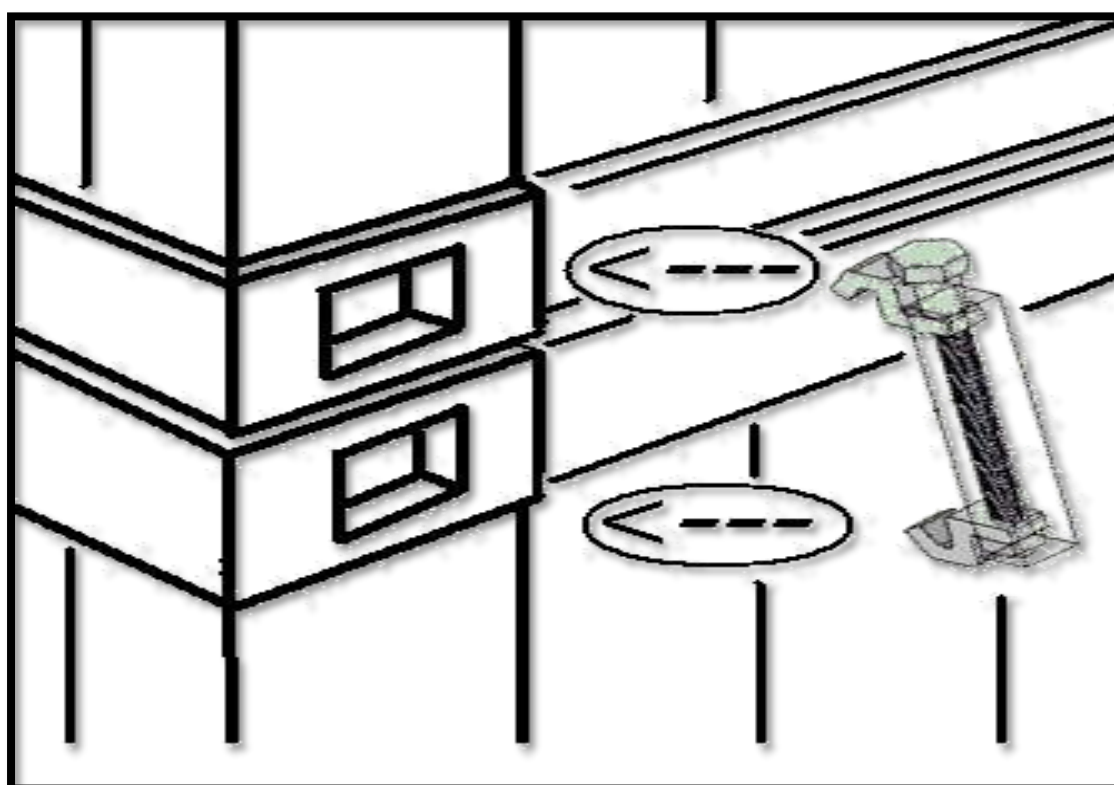
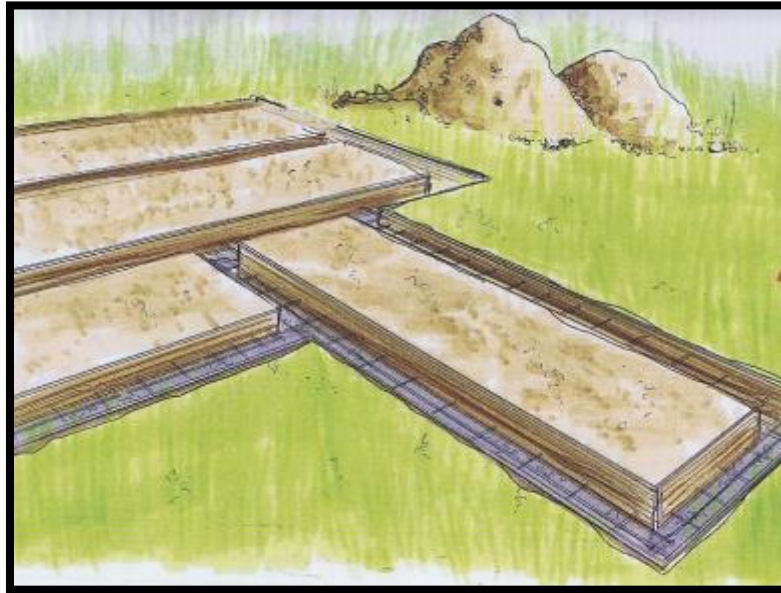


Figure 83: Assemblage par boulonnage

### ❖ Fondation :

- Il existe plusieurs méthodes *pour faire les fondations* de construction en conteneur :
  - **La semelle de béton :** est très souvent employé elle est très utile lorsque l'on n'a pas besoin de chape de béton comme c'est le cas pour une construction avec des conteneurs elle se place sous les containers à l'endroit de séparation.



**Figure 84: semelle en béton**

- **Les fondations à plots en béton :** la technique des plots en béton est beaucoup moins courante et plus compliquée que la semelle en béton mais cette méthode est particulièrement pratique dans les projets en conteneurs. Les plots en béton se présentent tout simplement sous la forme de petits piliers qui peuvent être de forme circulaire ou rectangulaire.

L'idée de cette méthode est de placer ces plots aux angles des conteneurs, autrement dit aux endroits où la structure a besoin d'être soutenue par les fondations. Etant donné que ces plots seront directement enfoncés et scellés dans la terre, ils n'auront pas besoin d'être placés sur une chape de béton, ce qui permet de gagner un temps considérable (travaux et temps de séchage confondus)

On peut également noter que ces fondations sont idéales pour les sols humides. Dans ce cas- là, il suffira juste de laisser un espace entre le sol et le conteneur pour éviter que ce dernier ne soit en contact avec le terrain.





Figure 85: Des plots en béton

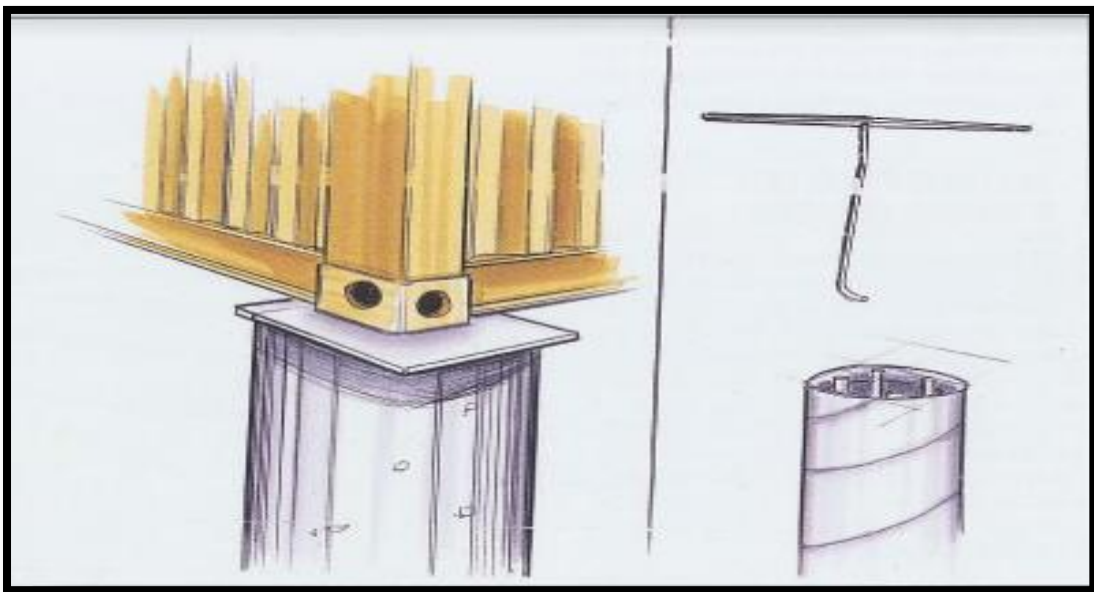


Figure 86: Plot circulaire

- **Fondations en Radier :** Les radiers sont des fondations constituées de plots à béton surmontés d'un cadre de bois ou d'un cadre métallique sur lequel on posera les conteneurs.

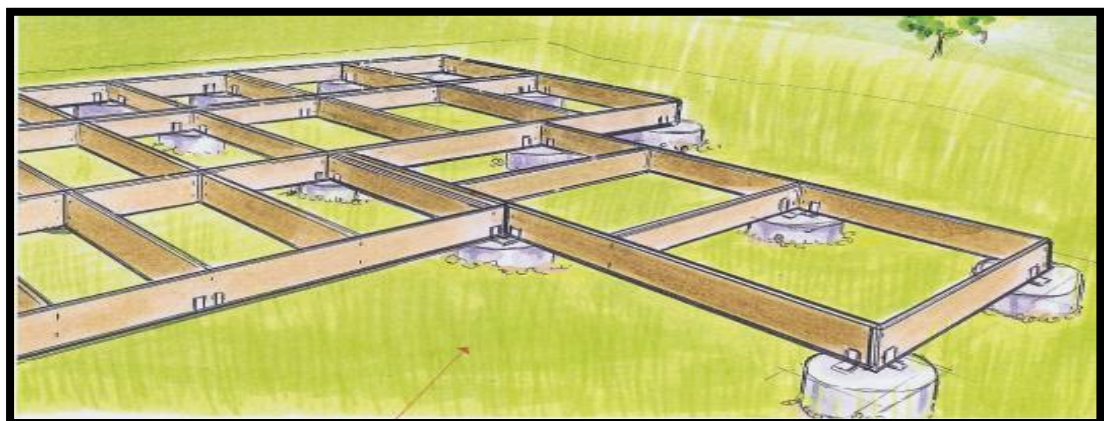


Figure 87: radier général

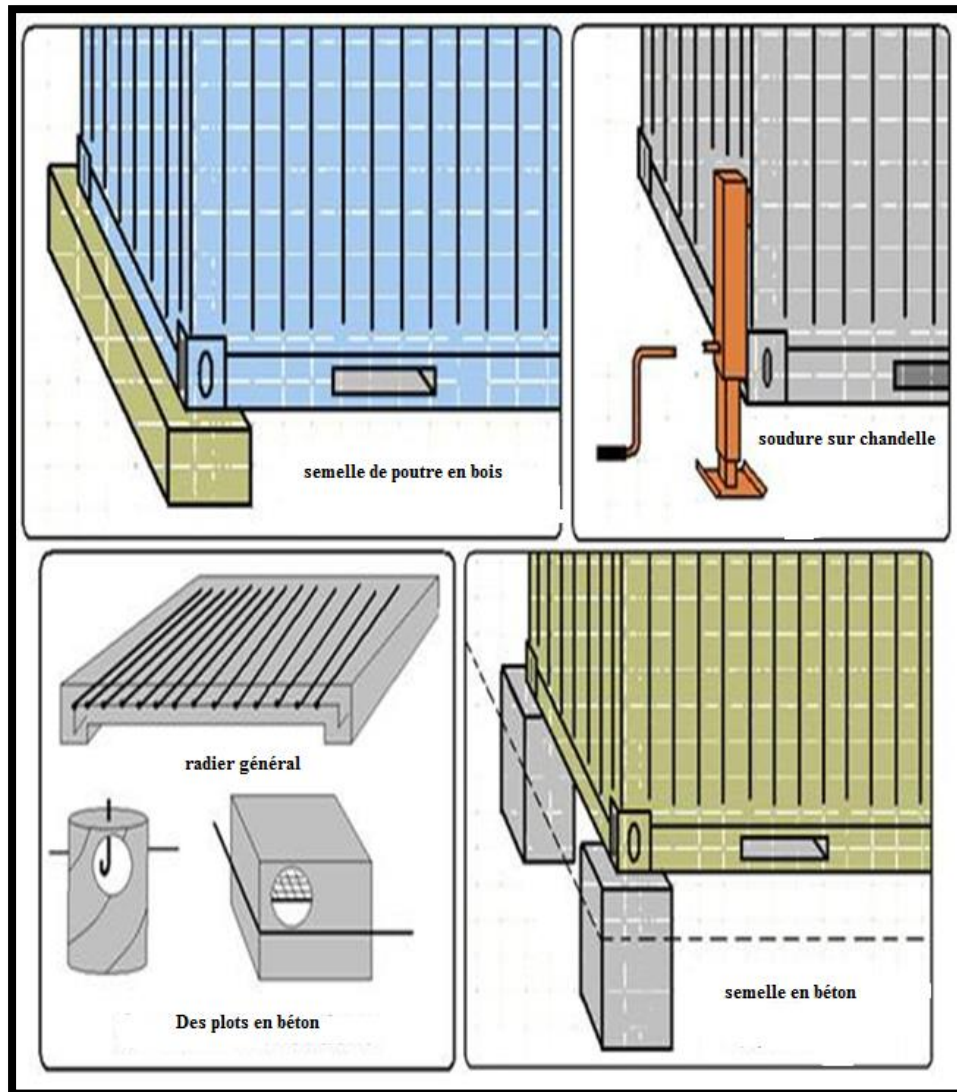


Figure 88: Les différents types de fondations

### ❖ Consolidation des ouvertures et finition des murs

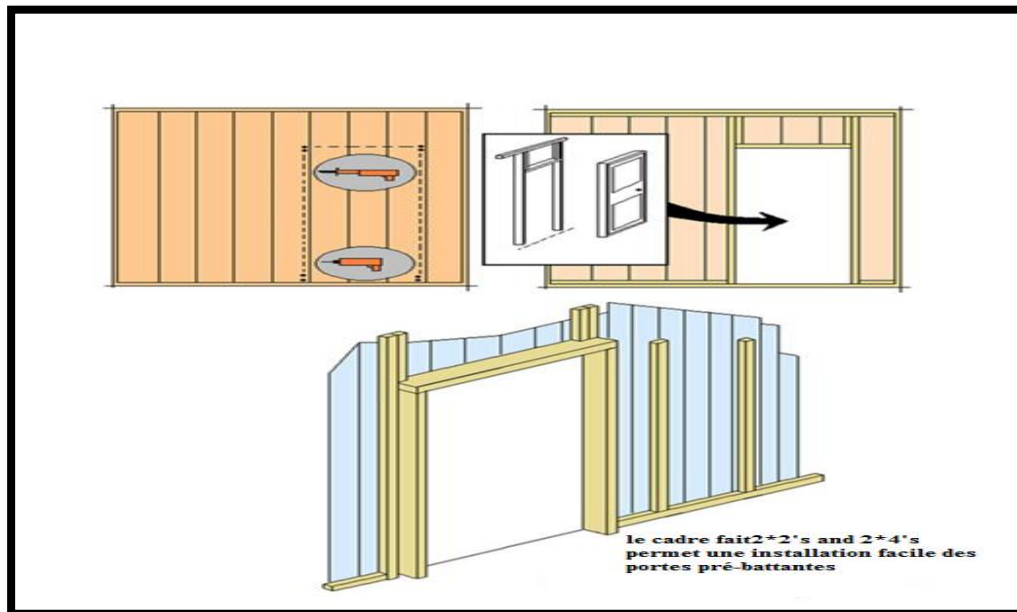
Le conteneur est une boîte en métal qui a pour particularité d'être autoportante. Pourtant, dès que des ouvertures y sont pratiquées, la structure du conteneur a tendance d'être fragilisée et aura besoin d'être consolidée pour être viable sur le long terme. Pour cela, on conseille d'apporter une attention particulière aux portes et aux fenêtres qui devront être consolidées. Pour cela, on peut utiliser des morceaux de découpes que l'on soudera de manière à renforcer les cadres.

De plus, un cadre en bois devra obligatoirement être posé tout le tour de la découpe. Il est également possible d'installer une armature faite de bois dans son conteneur. Ces

armatures se présentent sous forme de cadres qui sont eux-mêmes renforcés par des montants en bois. En dernier lieu, il est important de toujours penser aux marges. En conservant ces marges lors des découpes, on évite de fragiliser la structure du conteneur.



**Figure 89: Pose de porte et fenêtre**



**Figure 90: Consolidation d'une porte par un cadre**

Comme dans toute construction il y a deux principales méthodes pour monter une cloison :

- ✓ Des plaques de plâtre sur rails métallique
- ✓ Des carreaux de plâtre

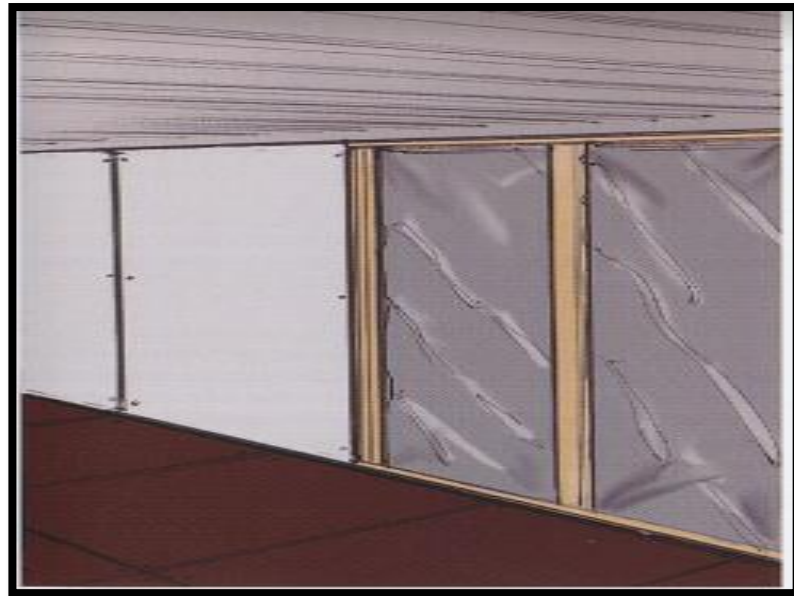


Figure 91: plaque de plâtre sur rail

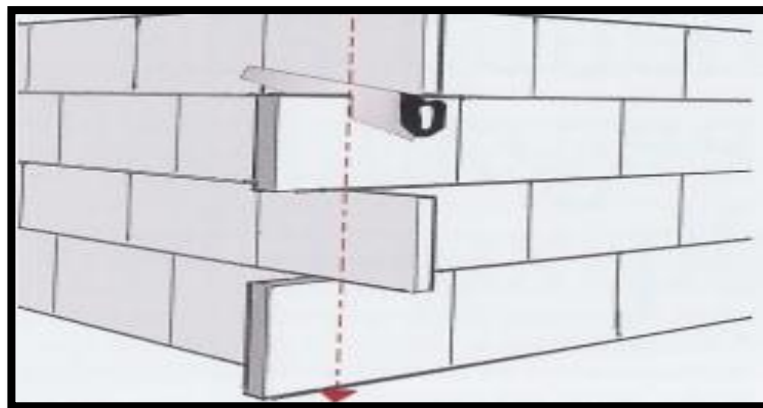


Figure 92: carreau de plâtre

❖ **Isolation d'un conteneur :**

La matière principale d'un projet en conteneur est le métal. Cette matière a pour particularité de présenter une grande conductivité thermique.



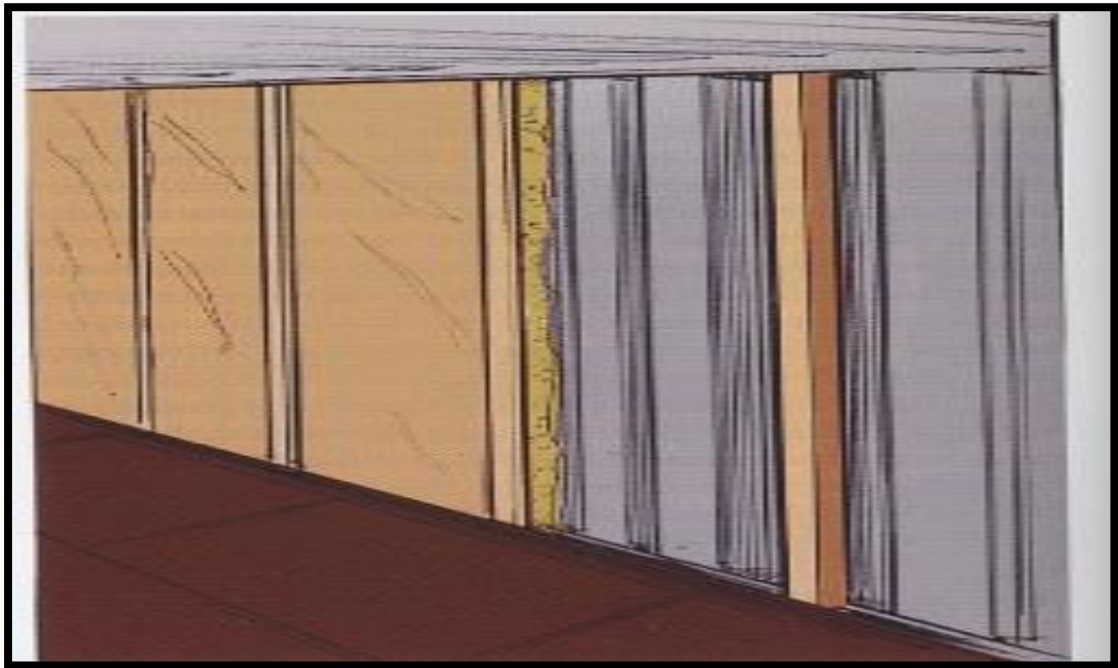
De ce fait, un bâtiment en conteneur non isolée aura du mal à être rafraîchie en été et sera très difficilement chauffée en hiver. Il est donc très important de calfeutrer tous les recoins d'un

Bâtiment en conteneur pour éviter le moindre échange thermique.

Dans l'idéal, on accordera un soin particulier aux fenêtres qui sont souvent responsables d'importantes déperditions de chaleur (triple vitrage au Nord, double ailleurs). Le moindre interstice pourra être comblé à l'aide d'un joint d'étanchéité.

Nous conseillons également de poser un pare-vapeur à l'intérieur du bâtiment. Ce film plastique permet d'éviter la formation d'humidité sur les parois.

- **L'isolation intérieure :** Il est possible d'isoler des habitations en conteneurs avec une couche de laine de roche de 6 à 10 cm pour conserver un maximum d'espace.



**Figure 93: Exemple d'isolation intérieure**

- **L'isolation extérieure :** Plus onéreuse que l'isolation intérieure, l'isolation extérieure permet d'envelopper le bâtiment de manière très sûre, ce qui permet d'éviter toutes les déperditions d'énergie.
- Il faut savoir qu'il est possible d'isoler sa construction grâce à de la mousse polyuréthane. Cet isolant n'est pas encore très utilisé en France mais il a déjà fait ses preuves aux Etats-Unis. La couche de mousse obtenue permet d'isoler très rapidement

le bâtiment. Ensuite, il suffit d'installer un bardage par-dessus, comme on aurait pu le faire avec n'importe quel autre isolant.

- Dans le cas de projet en conteneur à toit plat, il est impératif d'isoler également le toit. Voyez l'isolation comme une seconde peau de votre bâtiment. Elle doit l'envelopper entièrement.



Figure 94: Isolation extérieure

## VI. Conclusion

Ce chapitre présente les connaissances clés nécessaires à la compréhension du sujet. Dans la suite on va étudier les contraintes architecturales et la conception de notre bâtiment.



## *Chapitre 2 :*

# *Présentation du projet*

**I. Introduction**

**II. Description architecturale**

**III. Conception de la superstructure**

**IV. Evaluations des charges et hypothèse de calcul**

**V. Conclusion**

## I. Introduction

Le projet étudié est un bâtiment de surface couverte d'environ 200 m<sup>2</sup> composé par un rez-de-chaussée et un étage à usage bureautique dont les deux étages sont faits en conteneurs.

Le bâtiment est situé à route Manzel Chaker à Sfax dont une vue satellitaire de l'emplacement est présentée ci-dessous :



Figure 95: Situation du projet

## II. Description architecturale :

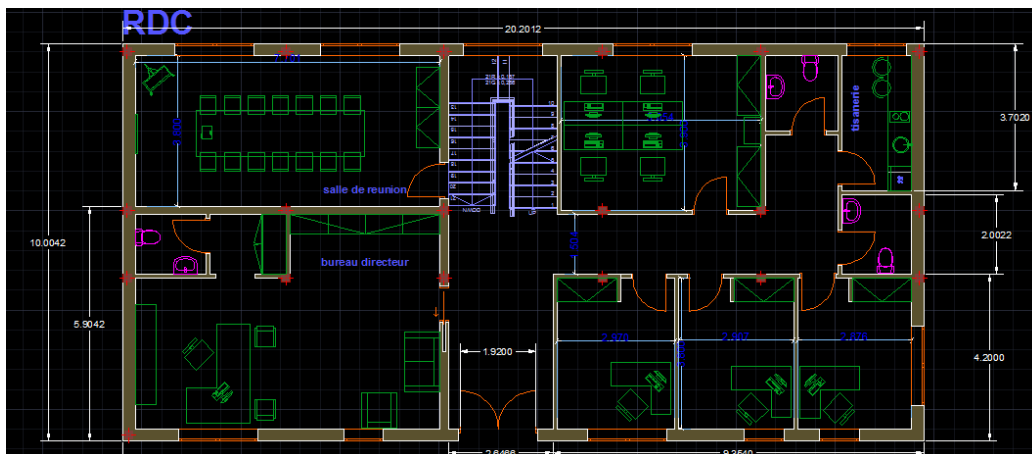
Ce bâtiment est composé par 14 conteneurs : 7 conteneurs de type 20 pieds ,4 de type 40 pieds et 3 de type 10 pieds.

- On place les conteneurs horizontalement car les charges sont réparties sur les quatre coins inférieurs du module, mais il est possible de créer des bâtiments avec des conteneurs verticaux.
- Le mode de combiner les conteneurs entre eux utilisé consiste à superposer les conteneurs de sorte à ce que les quatre coins inférieurs du premier conteneur se posent sur les quatre coins supérieurs du deuxième. Dans ce cas, la descente de charge suit les cadres des différents conteneurs jusqu'au sol et aucun renforcement n'est nécessaire.
- Ce projet a la particularité d'être une construction totalement transportable. Il est d'ailleurs destiné à être déplacé en fonction des besoins de la société.

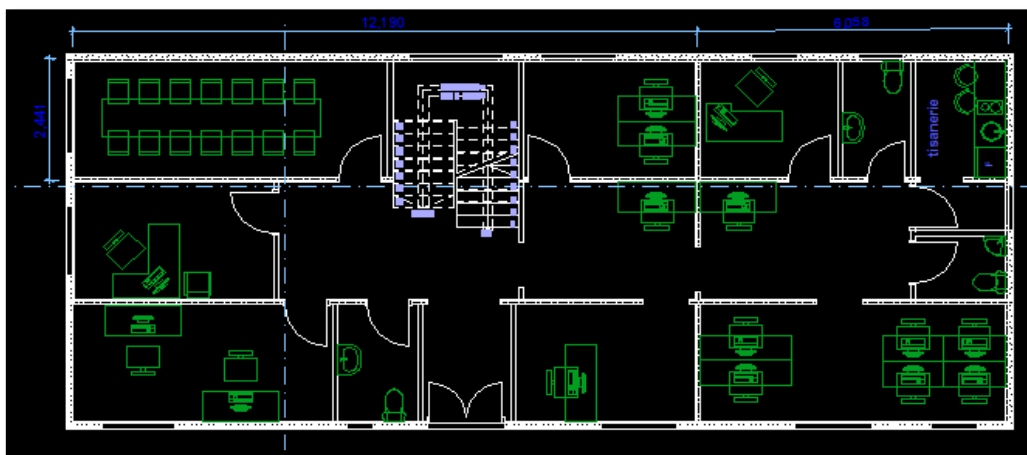
Les conteneurs ont une portance de 1500 kg au mètre carré donc on peut empiler 4 conteneurs les uns sur les autres sans renfort extérieurs.

❖ **Contraintes architecturales :**

- Au début de l'étude du projet nous avons rencontrés quelques contraintes au niveau de l'emplacement d'escalier et les conteneurs c'est pour cela nous avons contactés l'architecte pour modifier le plan d'une part pour éviter le cas où l'escalier peut traverser le cadre du conteneur et d'autre part pour mettre une décomposition convenable des bureaux d'une manière à négliger la solution de découpage de conteneurs.



**Figure 96: plan avant la modification**



**Figure 97: Plan modifié**

- Le choix d'emplacement des conteneurs d'une manière plus économique. D'autre part, on doit les placer d'une manière à être capable de supporter les charges c'est pour cela on met les coins du conteneur haut sur les coins du celle en bas.

**III. Conception de la superstructure :**



La conception des systèmes porteurs est une phase primordiale dans l'étude du projet. Pour faire une conception convenable il est nécessaire de choisir le type de disposition adéquat et le plus économique.

On ne peut pas faire une disposition perpendiculaire sans renforcement :



On ne peut pas mettre un conteneur de 40 pieds au-dessus de 20 pieds sans renforcement



On ne peut pas mettre un conteneur 20 pieds au-dessus de 40 pieds sans renforcement des traverses car on doit faire une disposition d'une manière à être capable de supporter les charges. .



Donc la disposition convenable est de mettre les coins des conteneurs au-dessus sur les coins des conteneurs en bas.



Généralement, pour aboutir au meilleur choix, on doit connaître l'éventail des solutions possibles, leurs avantages et leurs inconvénients. Il faut donc fixer l'ensemble des contraintes à respecter afin de les comparer et de dégager les variantes qui pourraient être adoptées tout en tenant compte des critères de résistance d'une part et des critères économiques et technologiques d'autre part.

Une fois ces variantes sont choisies, on procède à une analyse par élimination pour converger vers le choix le plus favorable pour la suite de la conception. Donc on a choisi cette conception :

- ◆ Pour le RDC :
  - 3 conteneurs de 10 pieds
  - 7 conteneurs de 20 pieds
  - 1 conteneur de 4 pieds

- ◆ Pour l'étage :
  - 3 conteneurs de 20 pieds
  - 3 conteneurs de 40 pieds
- Pour des raisons économiques, on prend les plots en béton comme fondation.

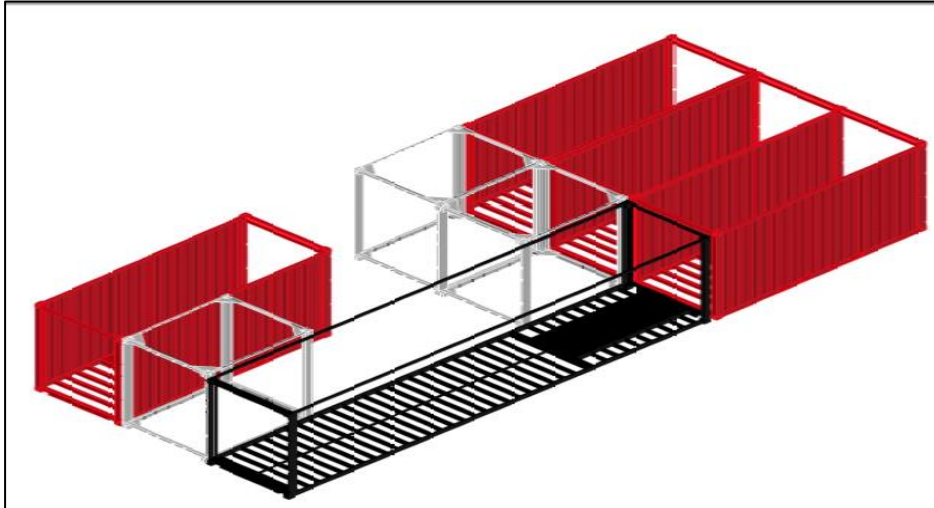


Figure 98: Structure du RDC

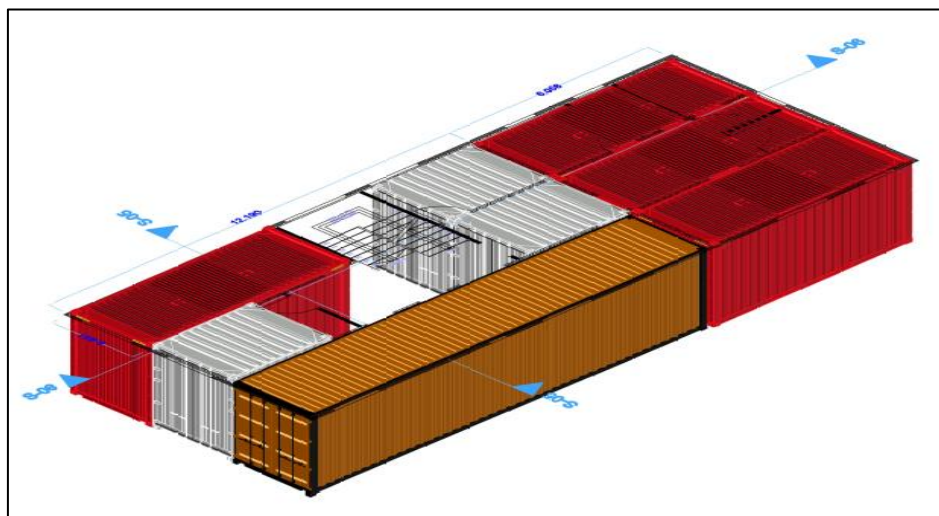


Figure 99: Disposition des conteneurs en RDC



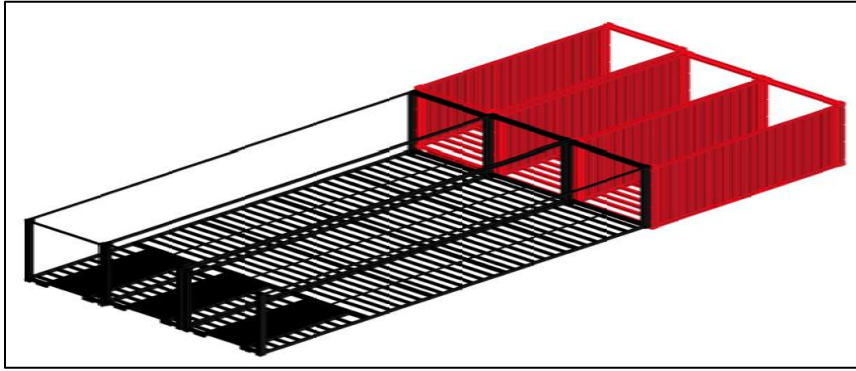


Figure 101: Structure de l'étage

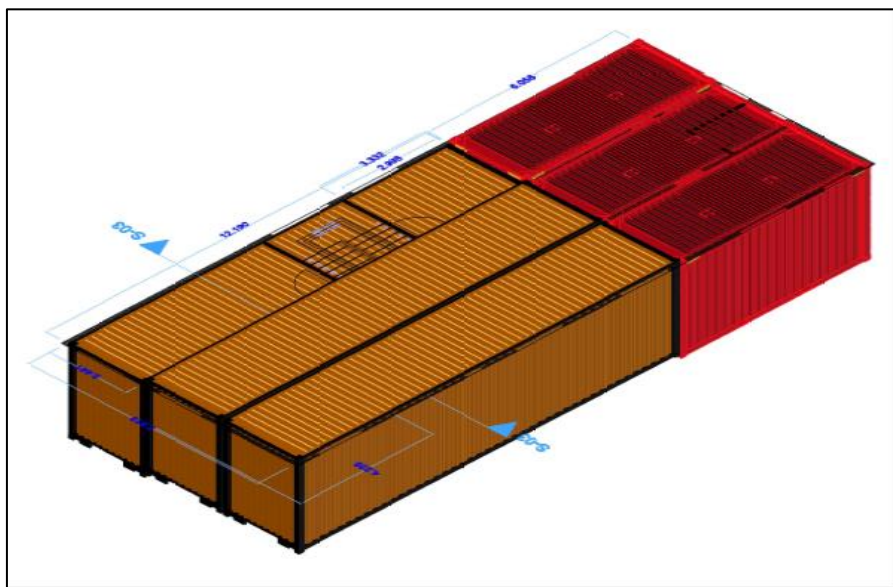


Figure 100: Disposition des conteneurs en 1 er étage

#### IV. Evaluations des charges et hypothèses de calcul :

##### ❖ Règlements et normes de calcul :

Les calculs et les justifications seront menés conformément aux prescriptions des documents suivants ;

- **Eurocode 1** : pour l'évaluation de l'action du vent sur les structures.
- **Eurocode 2** : norme européenne de dimensionnement et vérification des structures en béton armé.
- **Eurocode 3** : norme européenne de dimensionnement et justification des structures métalliques.

### ❖ Hypothèses de calcul et caractéristiques des matériaux :

#### ◆ Acier :

- L'acier de construction est le **Corten** de nuance d'acier **S355**.

### ❖ Evaluation des charges :

#### ◆ Poids propre de la structure :

- À partir du poids volumique du matériau, le poids propre de la structure est calculé automatiquement par le logiciel.

#### ◆ Les charges permanentes et d'exploitation :

**Tableau 49: Tableau de chargement**

Charge	Valeur	Unités
Charge d'exploitation	2.5	kN/m <sup>2</sup>
Charge terrasse	1	kN/m <sup>2</sup>
Charge de couverture	1	kN/m <sup>2</sup>
Charge de revêtement parquet flottant	0.34	KN/m
Charge de plancher aggloméré	0.11	KN/m

## V. Conclusion :

Ce chapitre est un aperçu global sur les axes principaux du projet et du contenu de l'étude effectuée sur les différentes composantes de la structure. Avec le logiciel RFEM, on analyse plusieurs vérifications des différents éléments.



***Chapitre 3 :***  
***Modélisation numérique avec le logiciel «  
RFEM »***

- I. Introduction**
- II. Description des logiciels utilisés**
- III. Modélisation numérique**
- IV. Résultats de dimensionnement de la superstructure**
- V. Conclusion**



## **I. Introduction**

Les logiciels de modélisation numérique constituent des outils efficaces qui permettent l'économie du temps et des efforts. Le rôle de l'ingénieur est de savoir manipuler les différentes fonctions du logiciel et ceci en respectant les hypothèses de départ. Par suite, il doit savoir interpréter et exploiter les résultats du calcul fourni.

Pour calculer la descente de charges, vérifier la distribution des charges sur les dalles ainsi que la stabilité de l'ossature, on a utilisé RFEM comme logiciel de modélisation et de vérification.

## **II. Description des logiciels utilisés :**

**Voir annexe**

## **III. Modélisation numérique du bâtiment en conteneurs :**

Dans cette partie, on s'intéresse à modéliser la structure en 3D sur le logiciel RFEM dans le but de créer un modèle qui garantit le fonctionnement de différents éléments et qui réponde aux exigences du cahier de charge ainsi que l'aspect architectural de la structure. Pour ce faire on est amenées à suivre les étapes suivantes :

- **Lecture du dossier technique du conteneur iso norme sur AutoCAD.**
- **Préciser les différentes pièces de container et ses caractéristiques.**

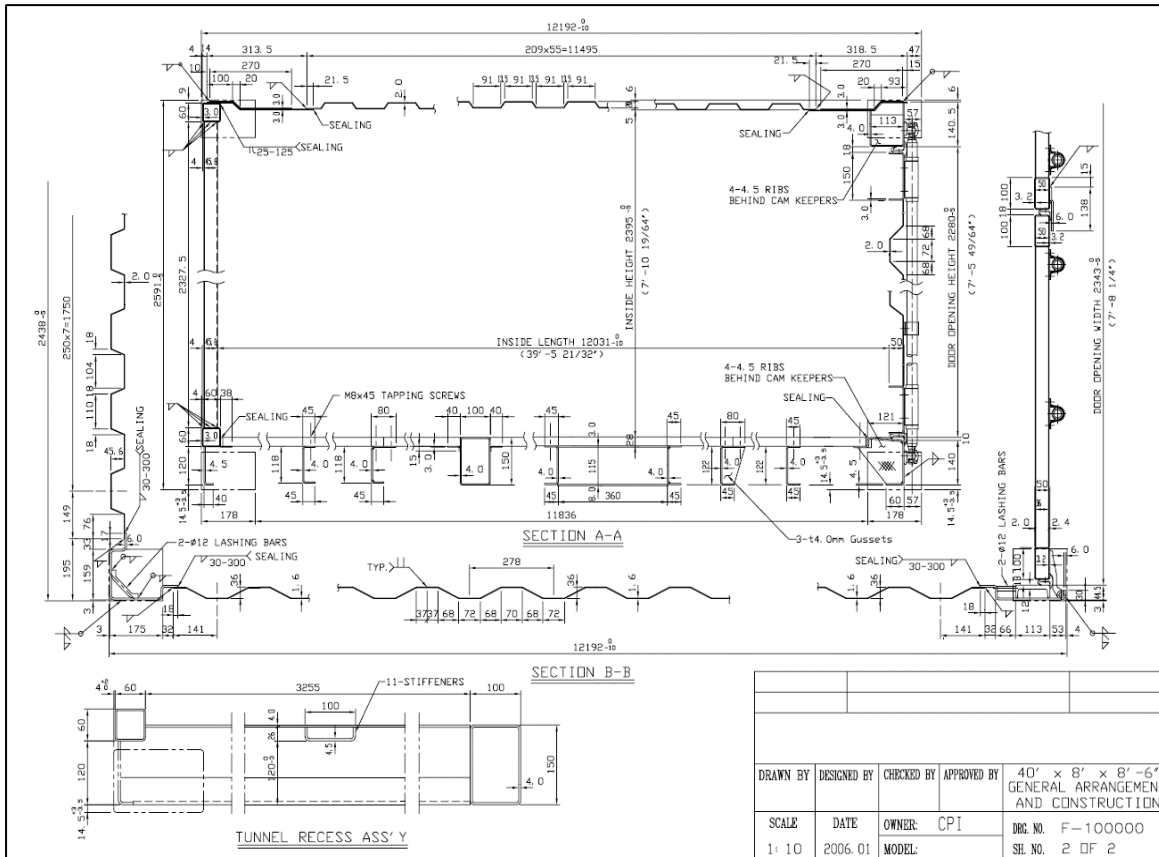


Figure 102: Dessin technique de conteneur

- Importation des pièces à réaliser en dxf sur le logiciel SHAPE THIN :

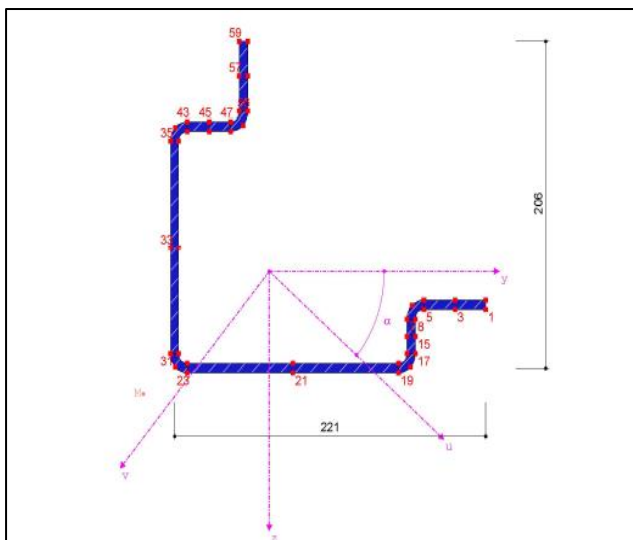


Figure 103: poteau du conteneur

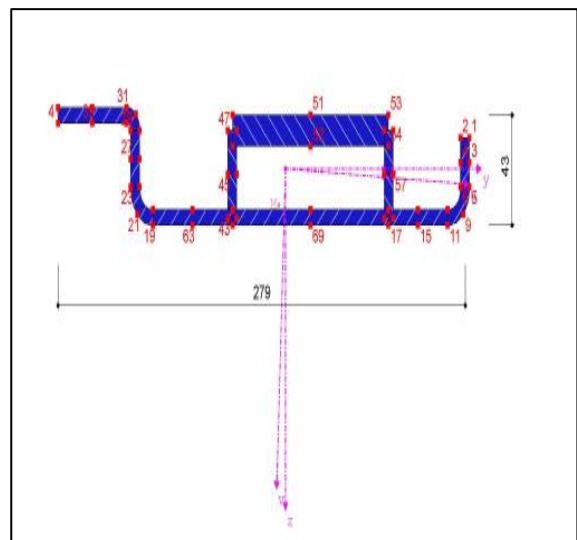


Figure 104: poteau de porte du conteneur

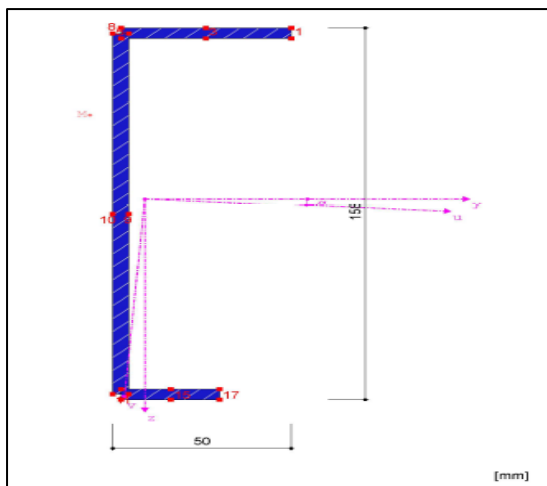


Figure 105: profilé de bordure inférieure

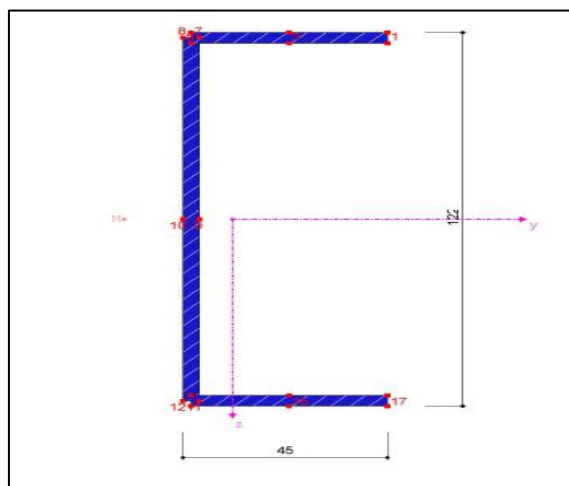


Figure 106: profilé de base en u

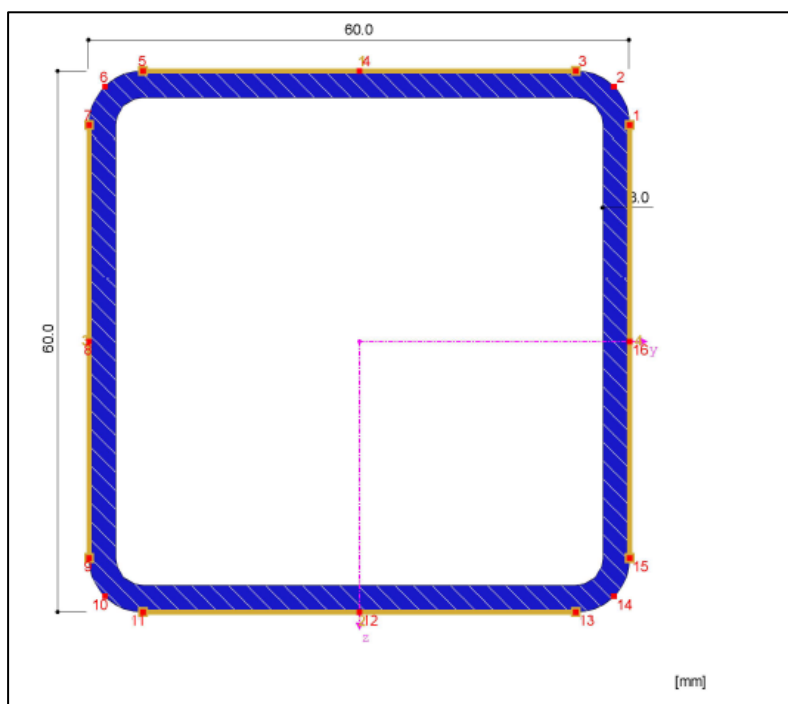
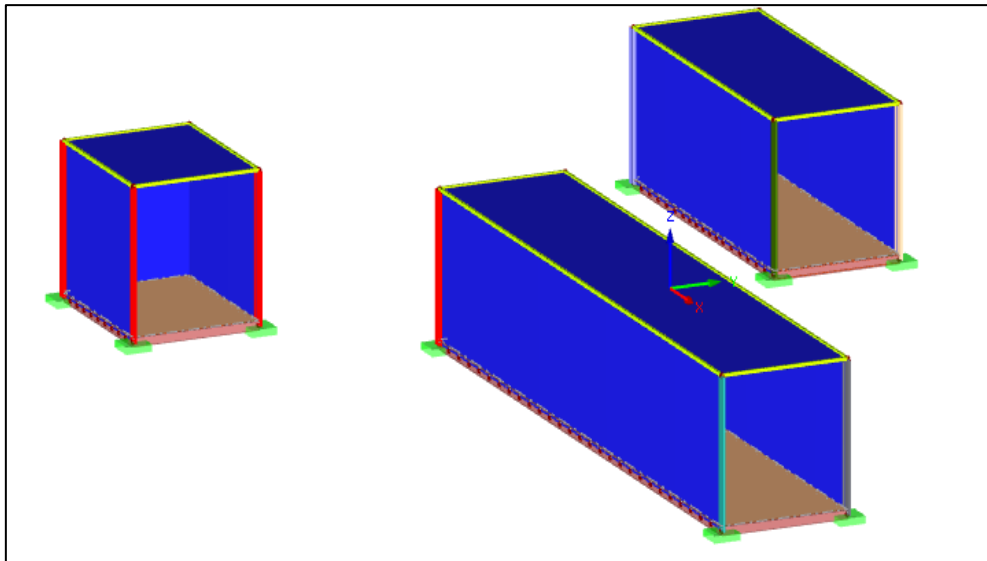


Figure 107: Profilé de traverse

- Les pièces réalisées sur SHAPE THIN sont automatiquement envoyées au logiciel RFEM.
- Création de 3 types de conteneurs (10, 20 ,40 pieds) sur RFEM.



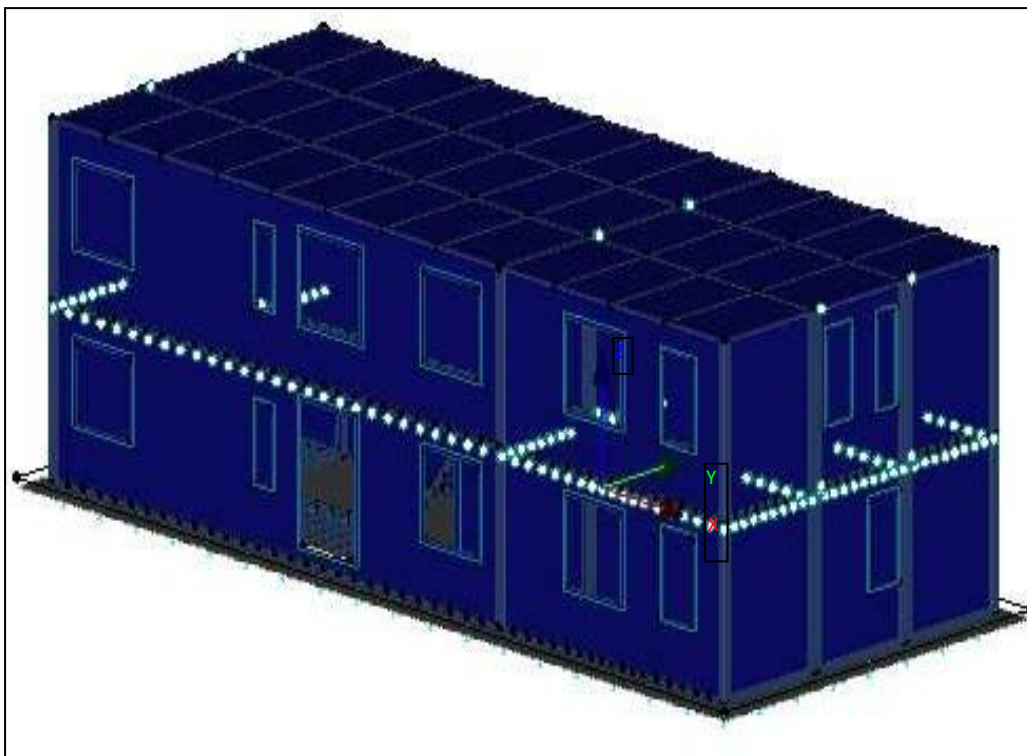
**Figure 108: les 3 types de conteneurs**

- **Modélisation de la structure et génération des charges :**

Notre bâtiment R+1 est composé par 14 conteneurs qui sont répartis comme suit :

Pour RDC : 3 conteneurs de 10 pieds, 4 de 20 pieds, 1 de 40 pieds

Pour étage : 3 conteneurs de 20 pieds et aussi 3 de 40 pieds.



**Figure 109: Structure de bâtiment**

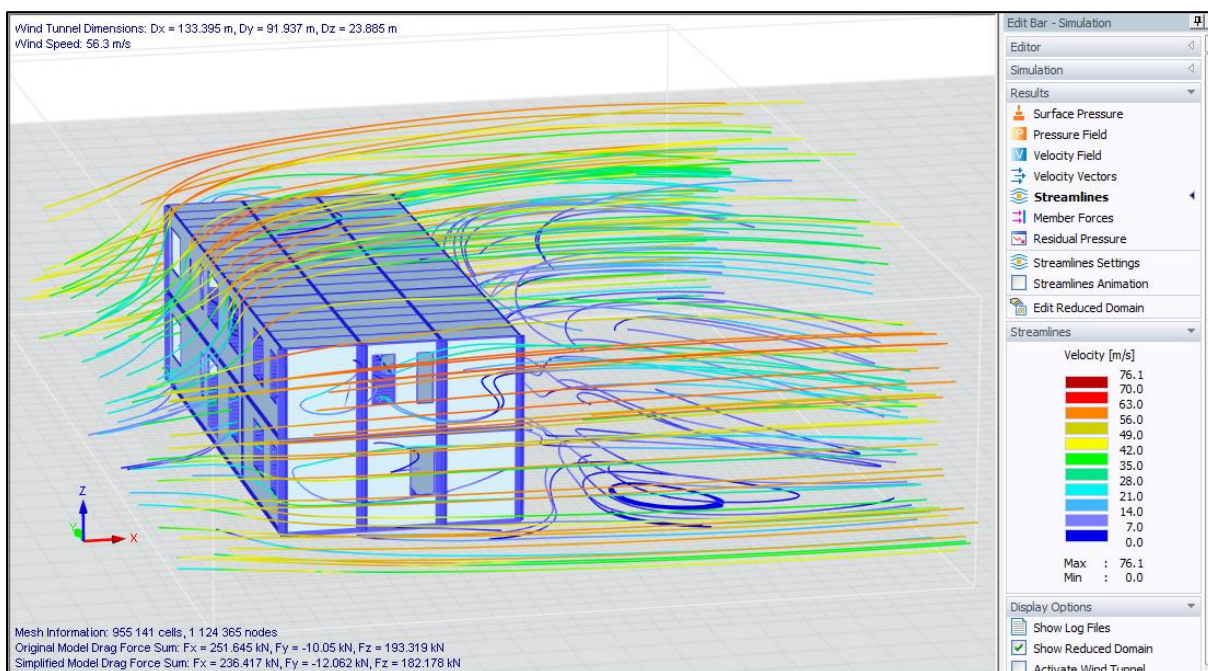


**- Simulation et génération de charges de vent sur le logiciel RWIND SIMULATION :**

Ces actions du vent sont calculées à partir des valeurs de référence de vitesse ou de la pression dynamique. Dans notre projet, on prend la valeur **33 m/s** comme vitesse de référence. On étudie le vent dans les quatre directions et on choisit le cas le plus défavorable.

Elles sont représentées par des pressions exercées normalement aux surfaces et dépendent de :

- La vitesse du vent.
- La catégorie de la construction et ses proportions d'ensemble.
- L'emplacement de l'élément considéré dans la construction et son orientation par rapport à la direction du vent.
- Les dimensions de l'élément considéré.
- La forme de la paroi (plan ou courbe) à laquelle appartient l'élément.



**Figure 110: Flux du vent dans le bâtiment**



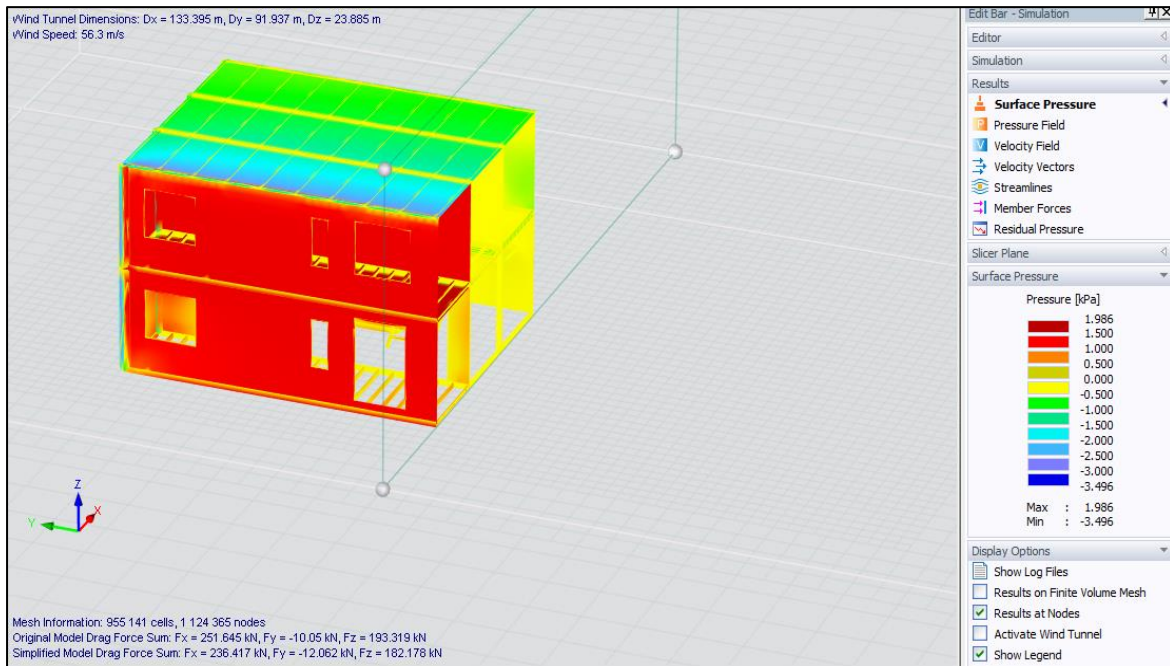


Figure 111: coupe de surface de pression dans le cas le plus défavorable

- **Interprétation des résultats**
- **Correction du modèle et renforcement des barres**

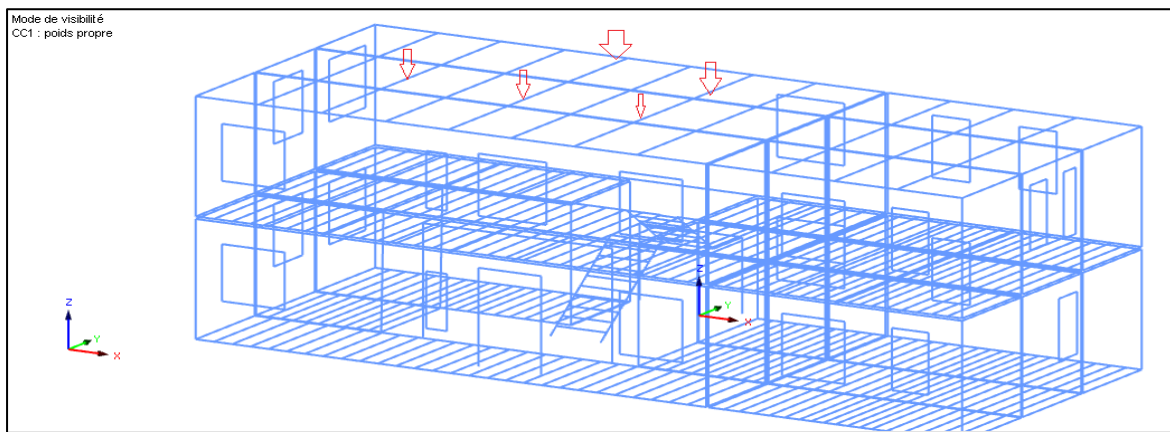


Figure 112: Renforcement des parois

## VI. Résultats

### ❖ Résultats du vent :



On étudie le calcul du vent dans les 4 directions mais on choisit juste les résultats du cas le plus défavorable.

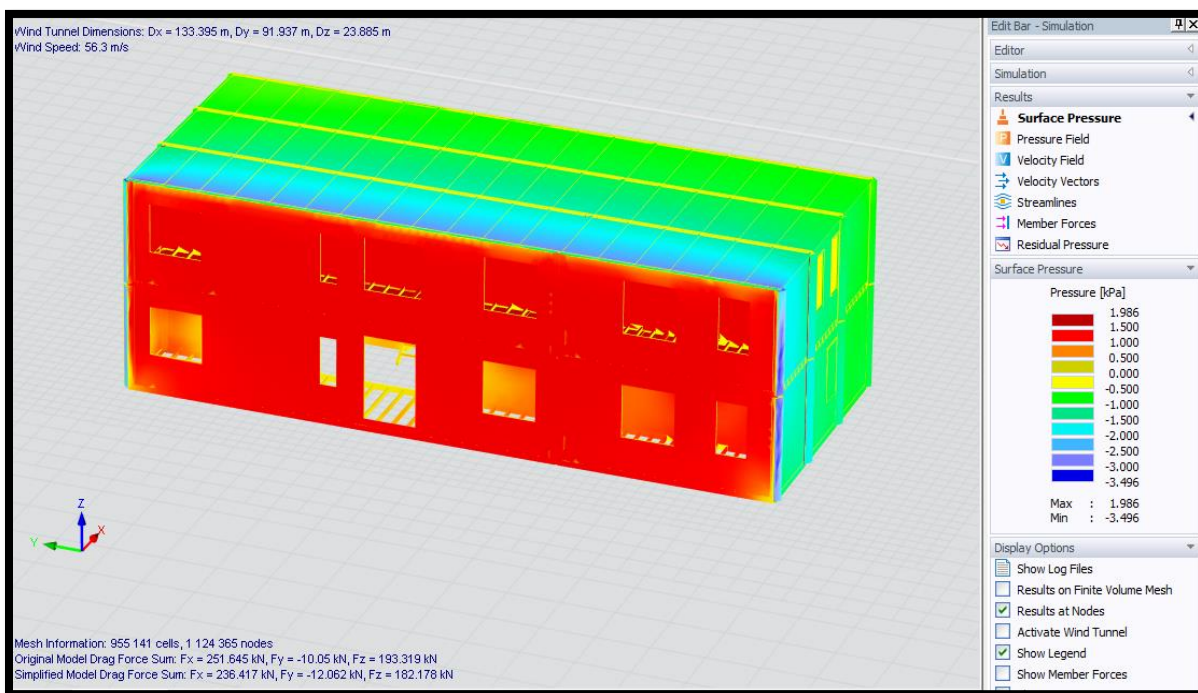


Figure 113: surface de pression

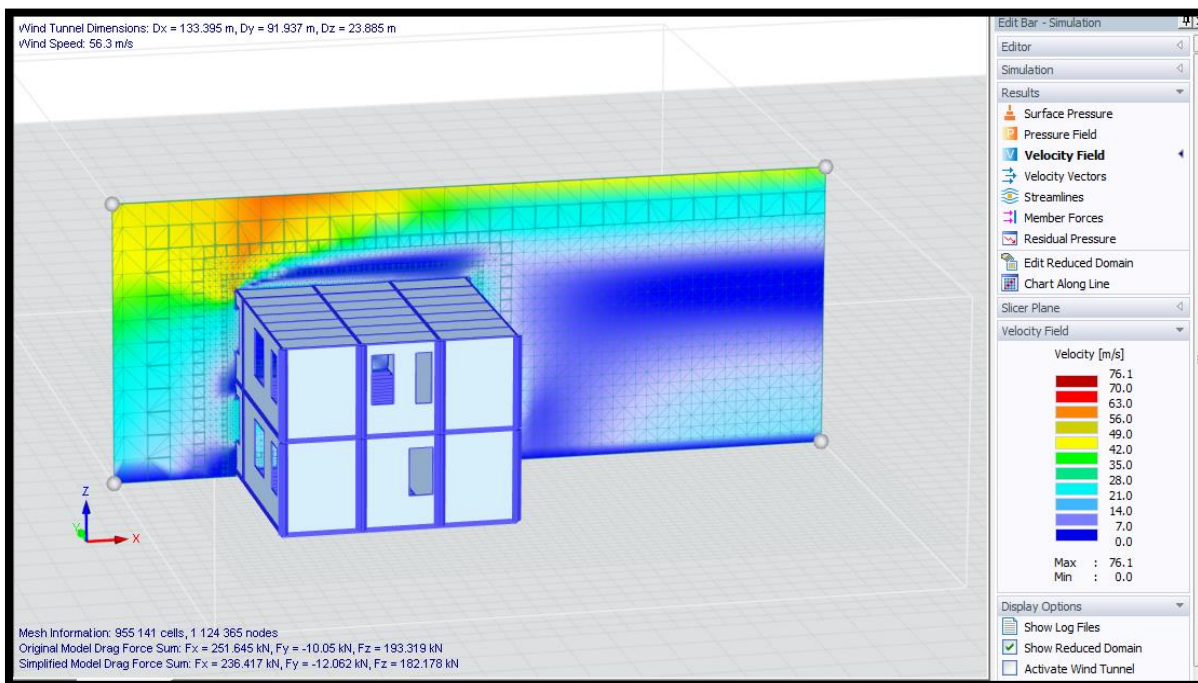


Figure 114: Vitesse du vent

❖ Déplacement dans le bâtiment :

- Le déplacement global du bâtiment à l'ELU est 4.8mm

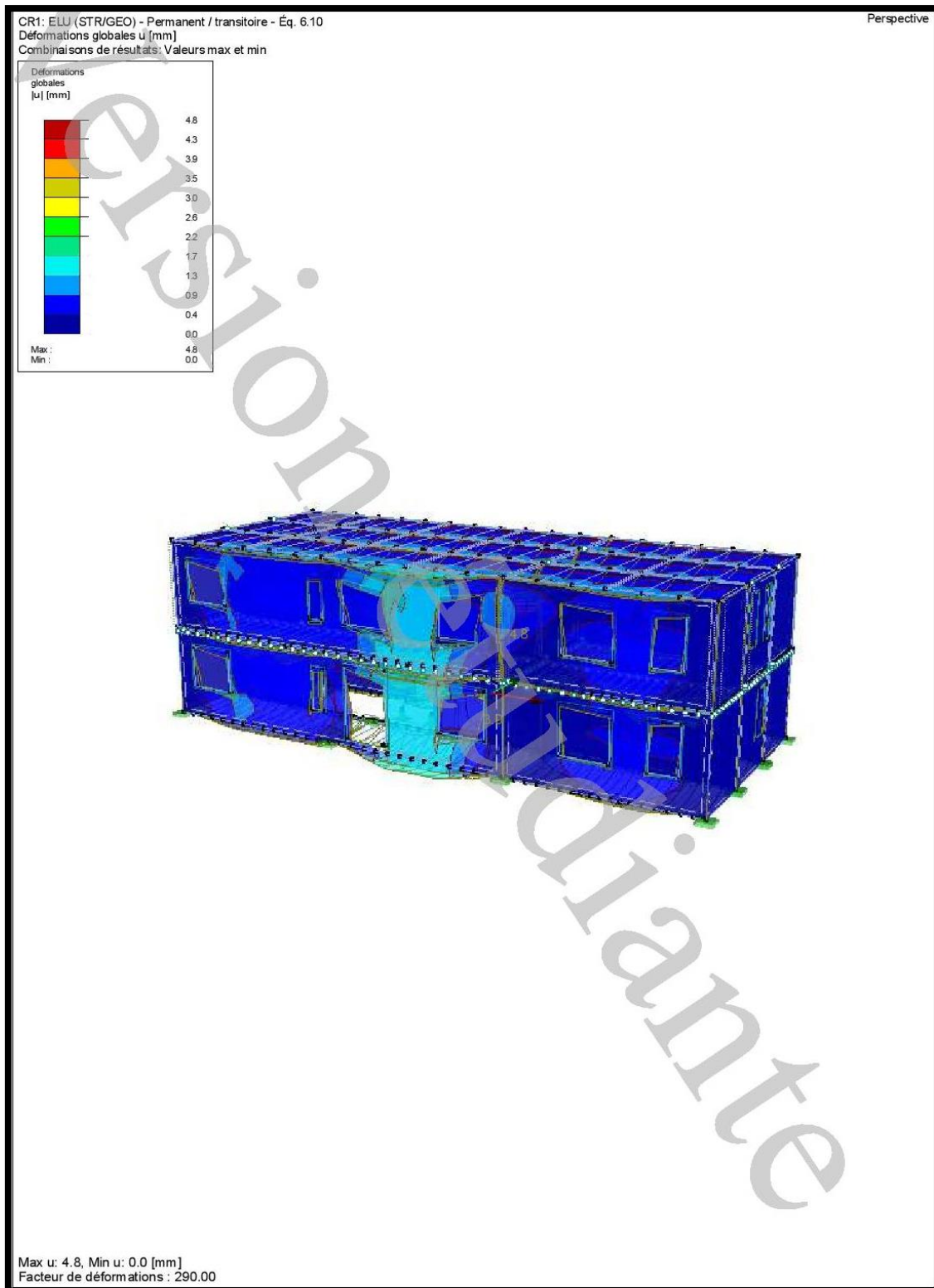


Figure 115: Déplacement du bâtiment à L'ELU



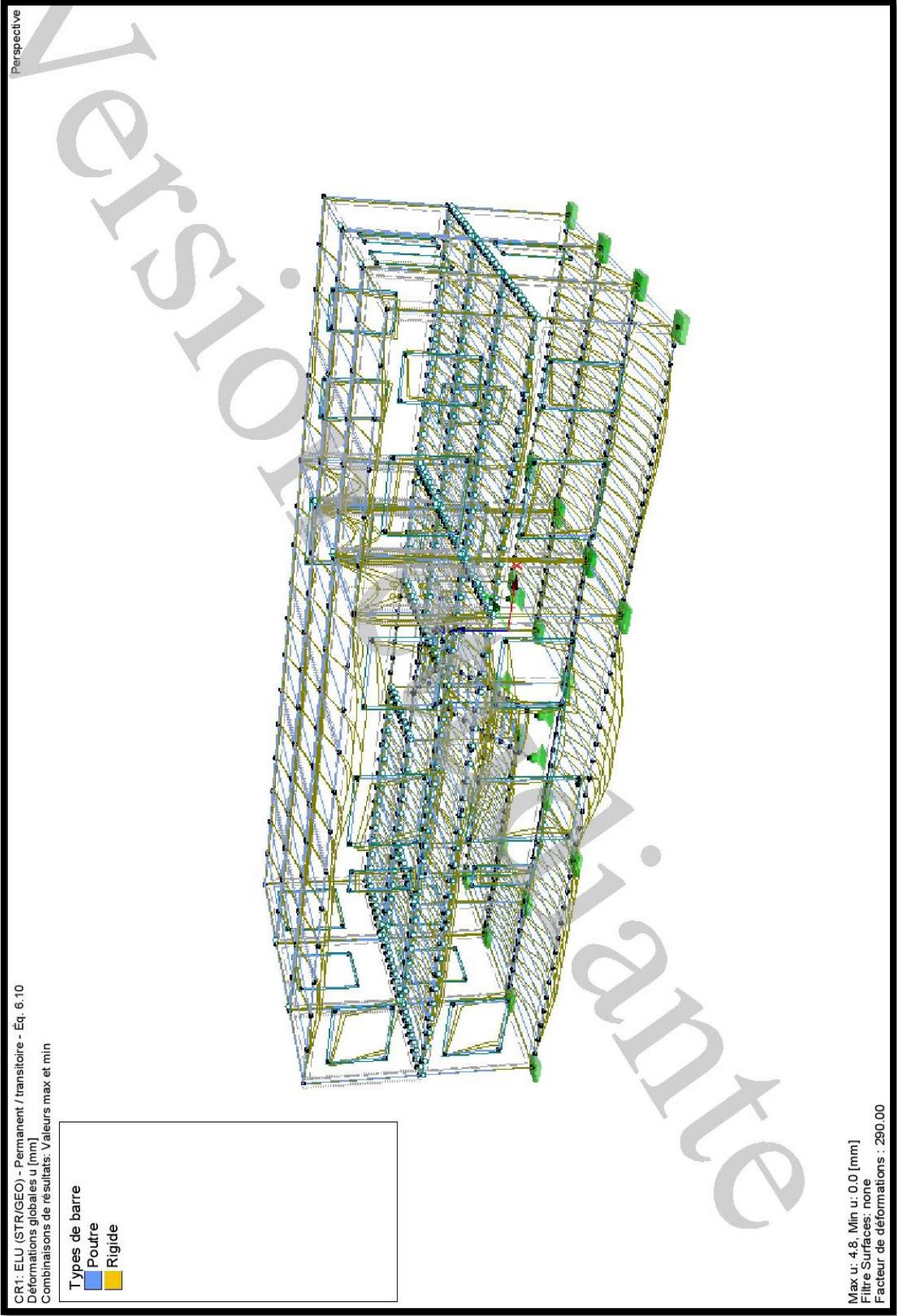


Figure 116: Déplacement global de la structure

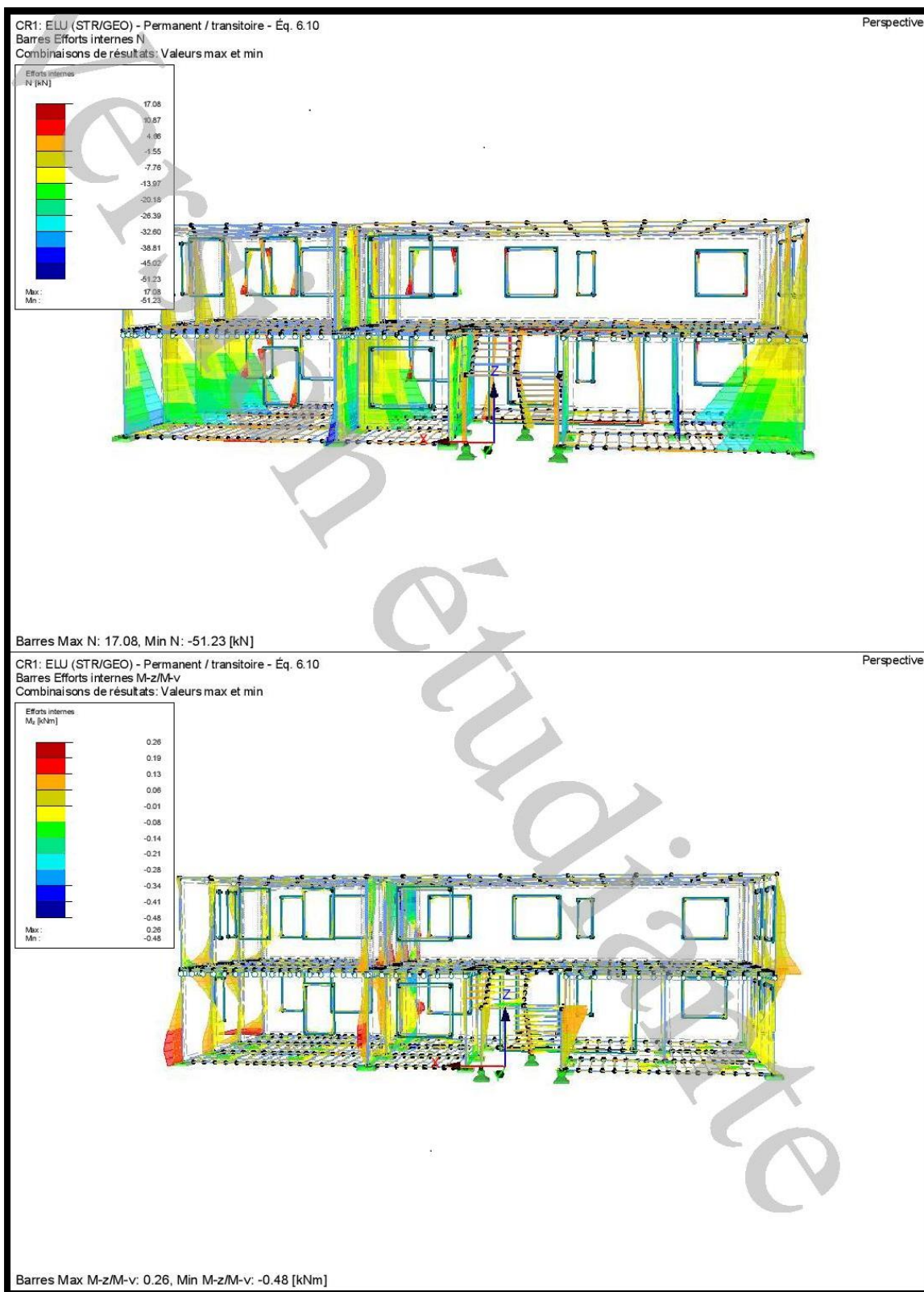


Figure 117: Diagramme de les efforts N et M dans le bâtiment à L'ELU

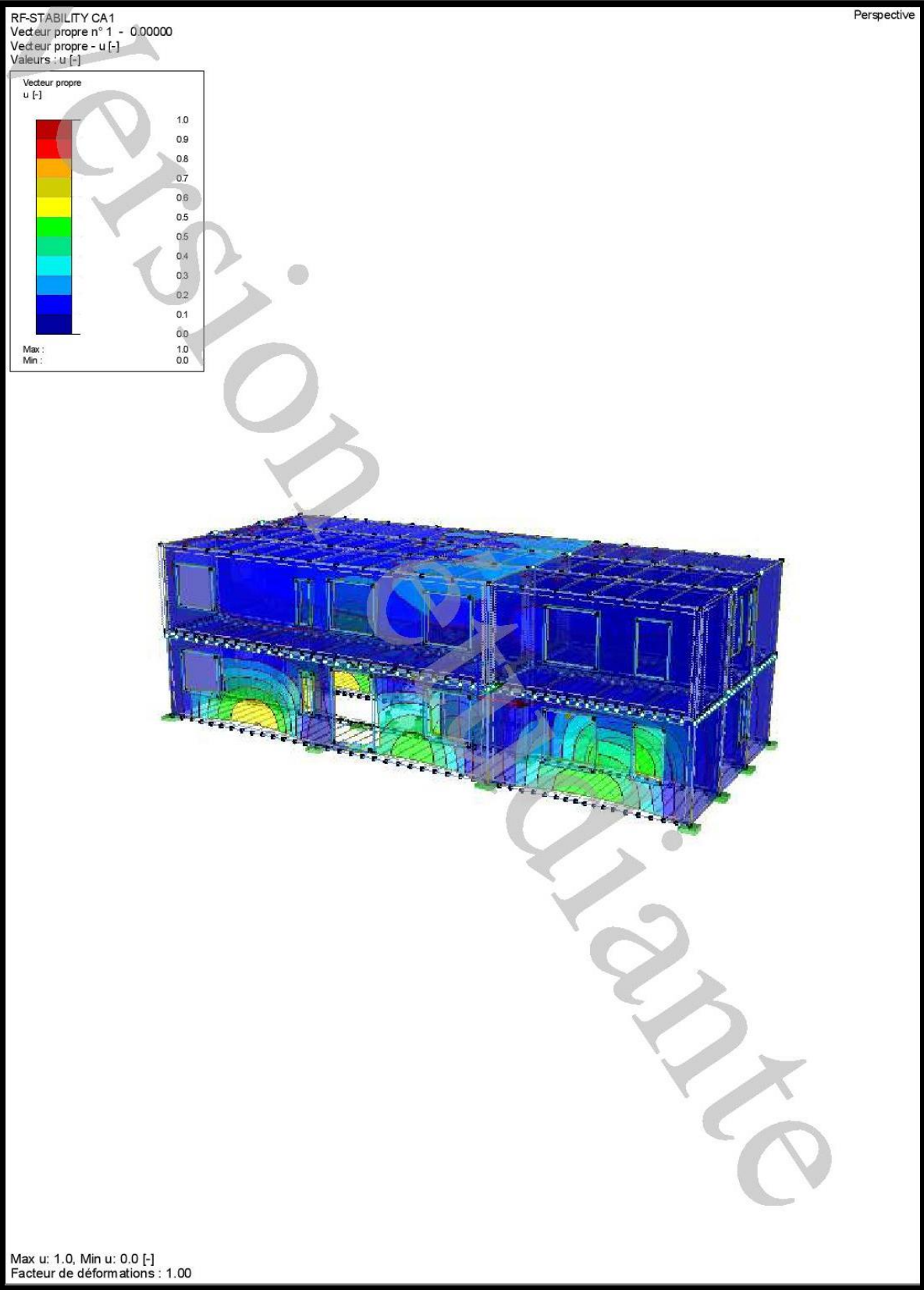




Figure 118: Stabilité du bâtiment

❖ Déplacement et efforts internes dans les parois :

On va étudier le déplacement et les efforts internes dans les parois latérales, frontales et de toitures.

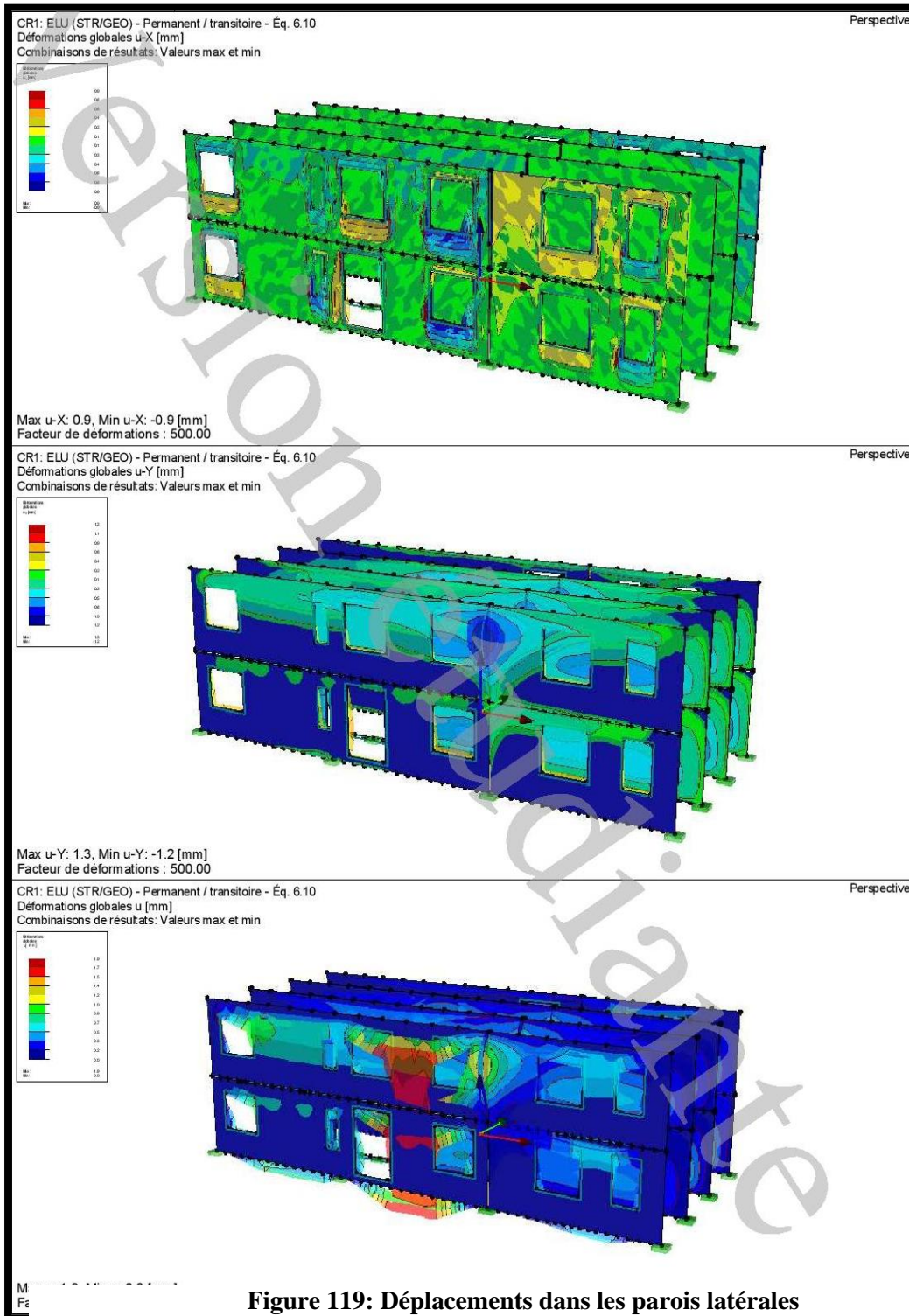


Figure 119: Déplacements dans les parois latérales

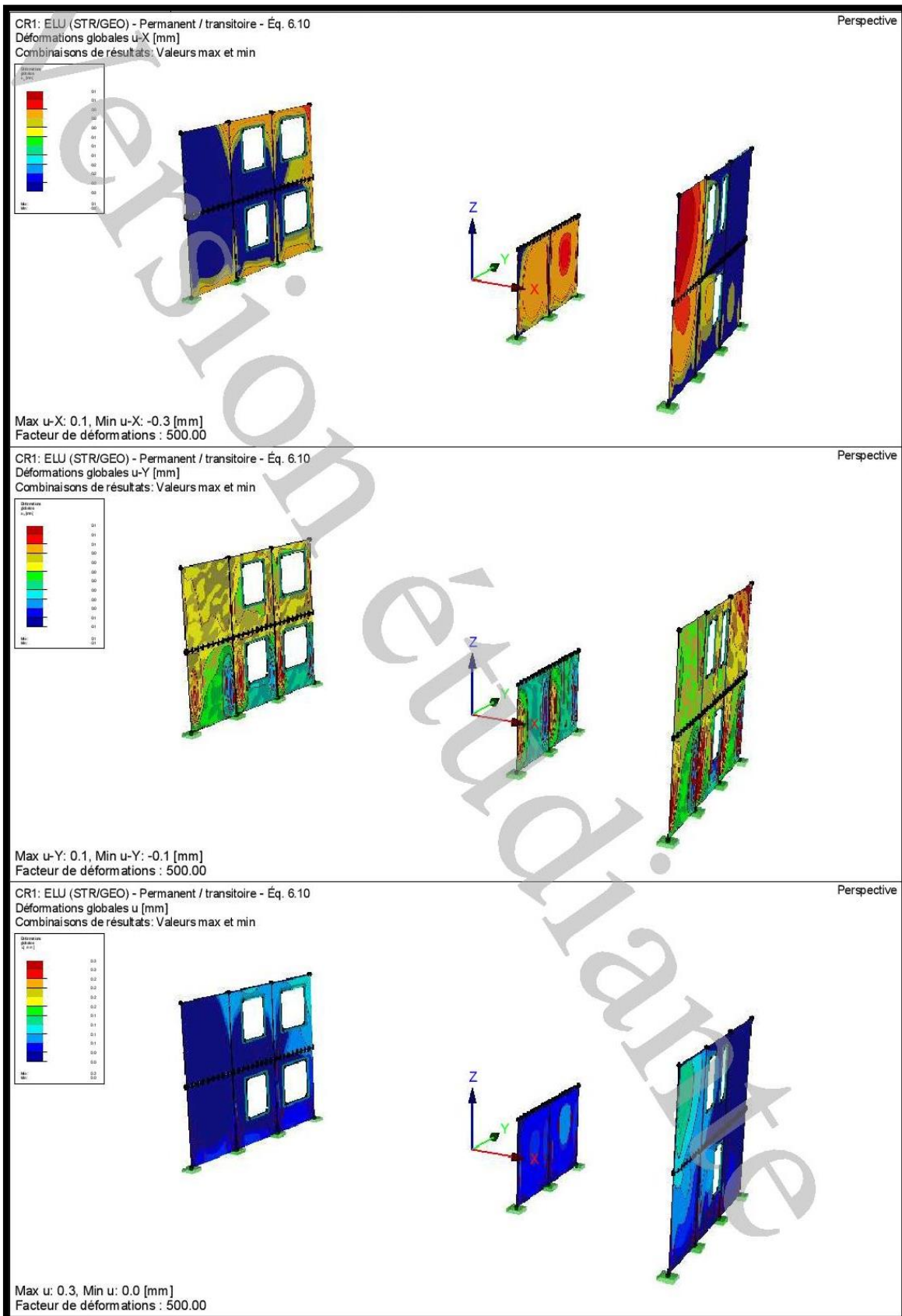


Figure 120: Déplacement dans les parois frontales d'épaisseur 2.5mm



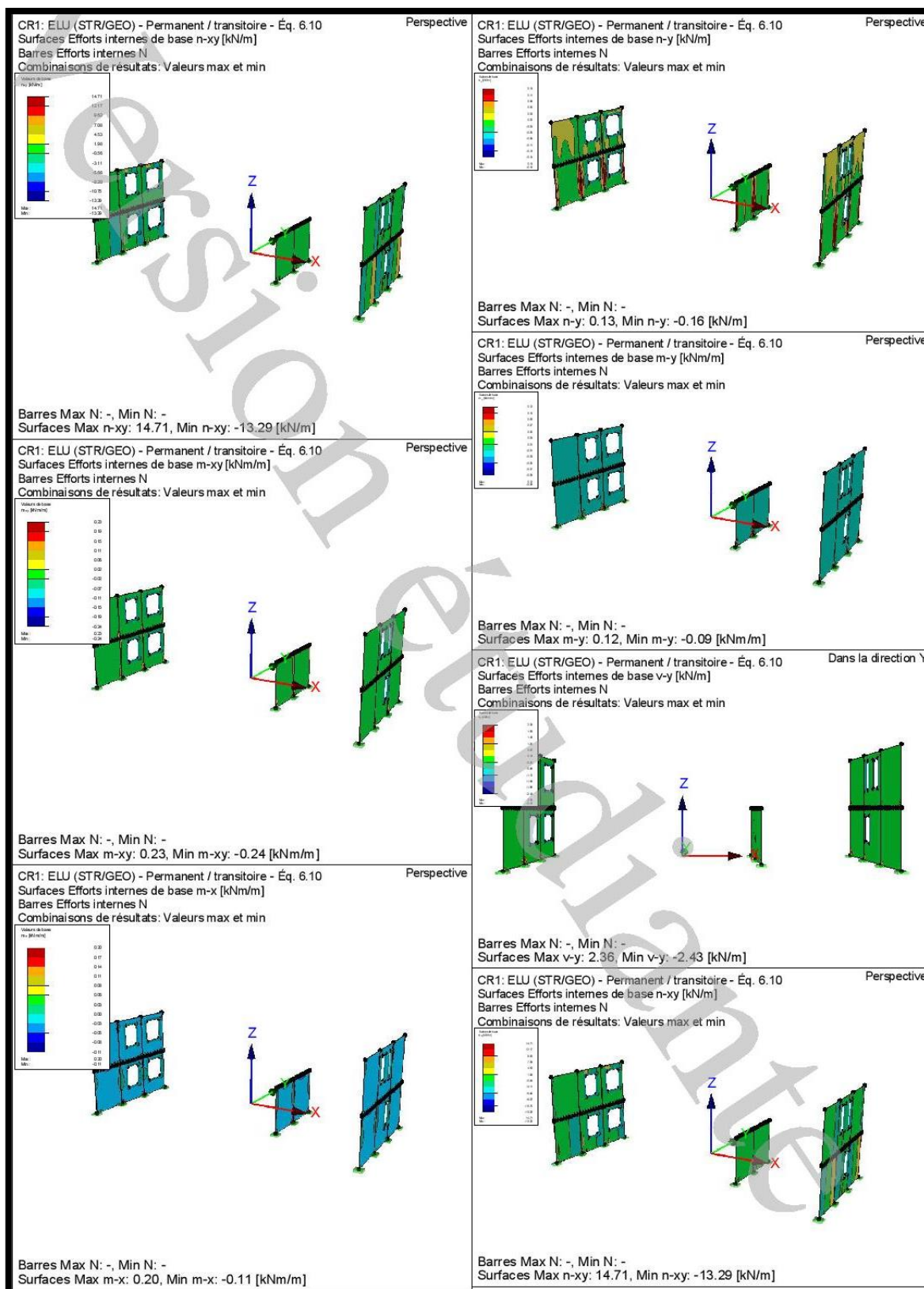


Figure 121: Diagramme des efforts internes dans les surfaces frontales

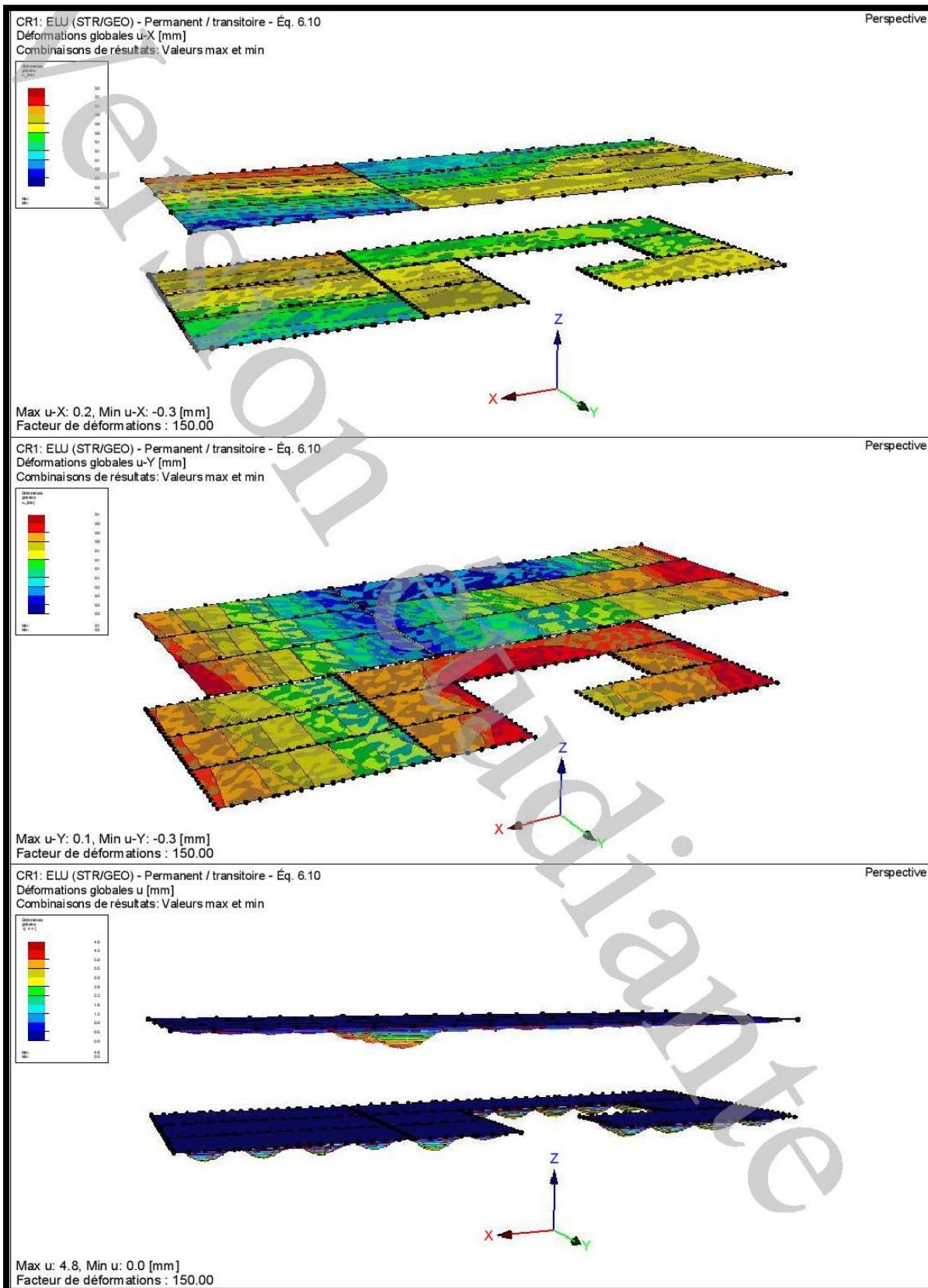


Figure 122: Déplacement dans les surfaces de toiture

Les parois du plancher haut ont des déplacements qui dépassent la flèche admissible c'est pour cela on utilise des barres de renforcement de section 60\*60\*3mm pour minimiser la flèche et rigidifier la structure.

Le déplacement dans la paroi du plancher de conteneur 40 pieds est  $12.13\text{cm} > f_{adm} = 12.19/150 = 8.12\text{cm}$ .

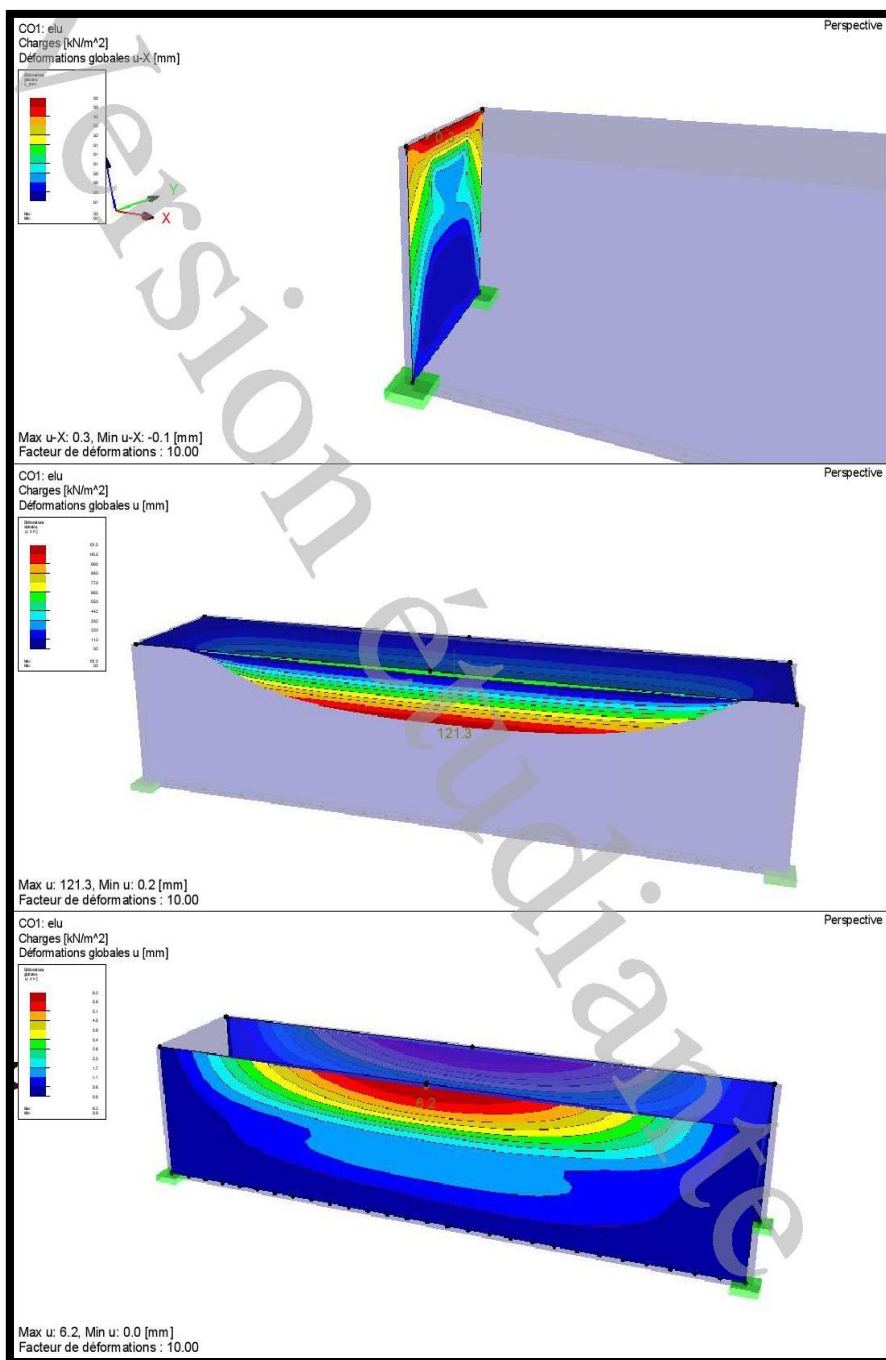


Figure 123: déplacement dans la paroi du plancher haut sans renforcement

En premier lieu, on admet un renforcement au milieu de conteneur, aussi pour chaque 3m et puis pour 1.5 m mais la flèche reste supérieur à la flèche admissible donc on adopte finalement un renforcement chaque 1m dont le diagramme de déplacement est illustré dans la figure suivante :

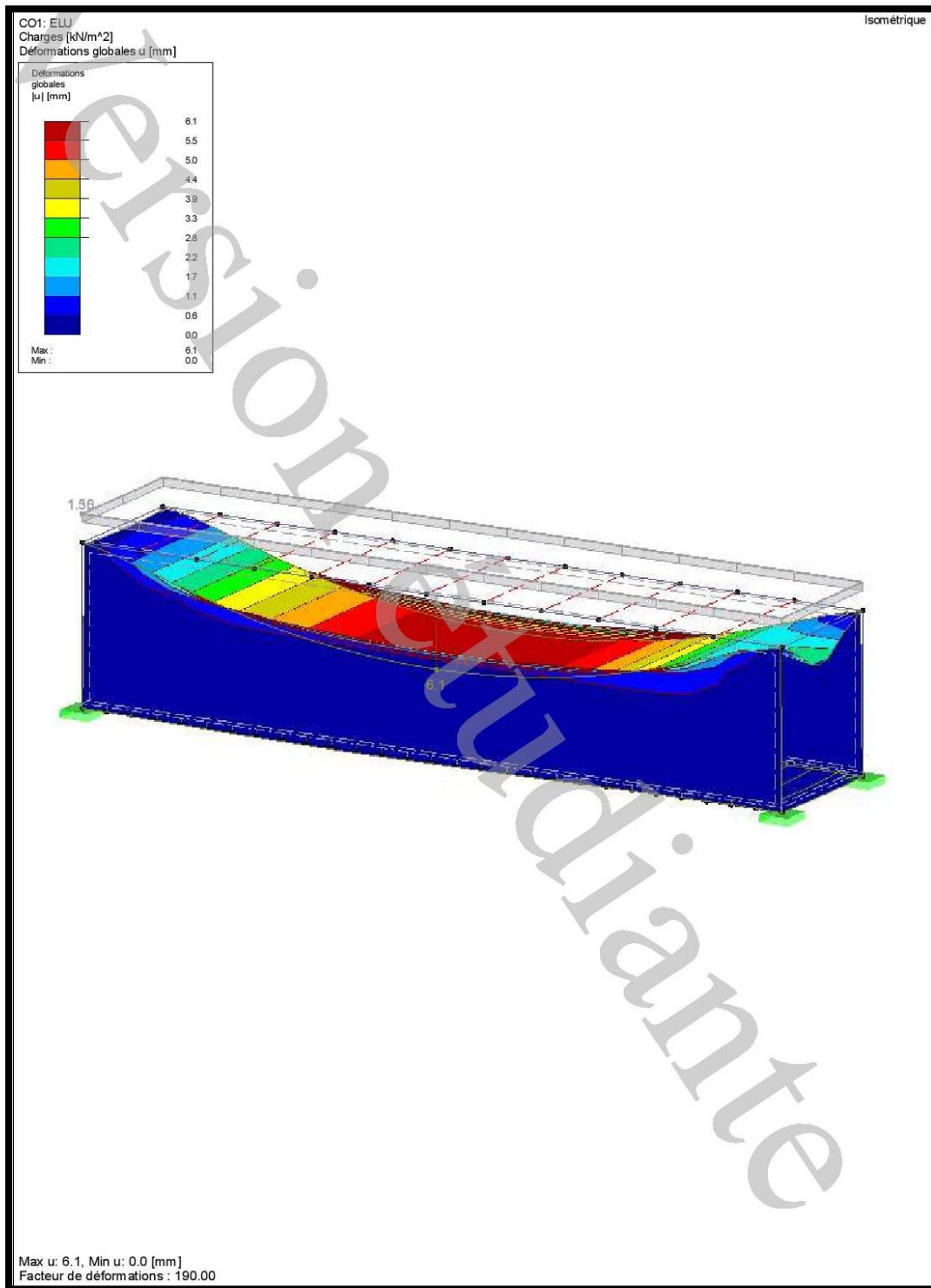


Figure 124: haut avec renforcement déplacement de la paroi du plancher



❖ Déplacements et efforts internes des portiques :

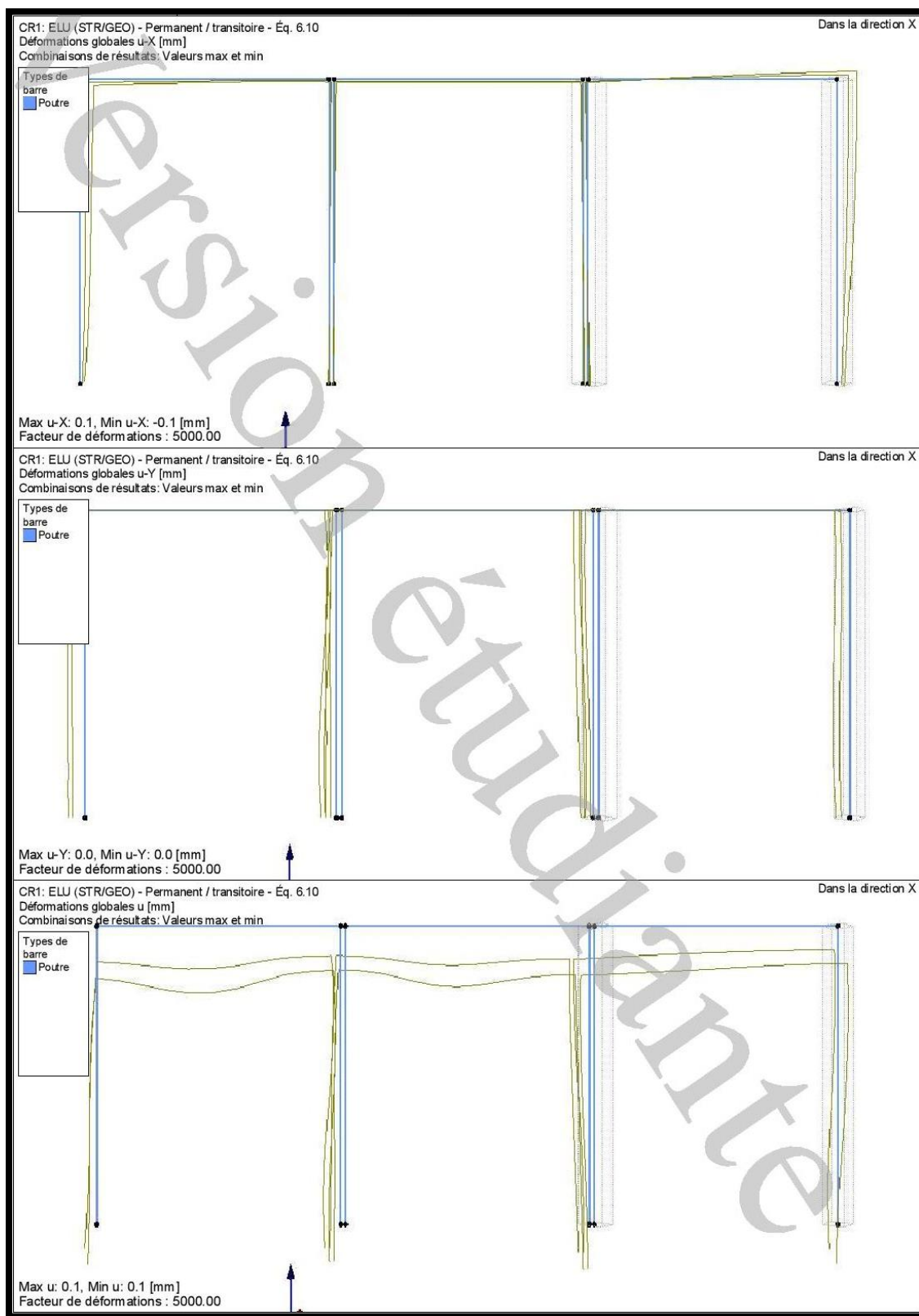


Figure 125: Déplacement de portique de conteneurs 20 pieds

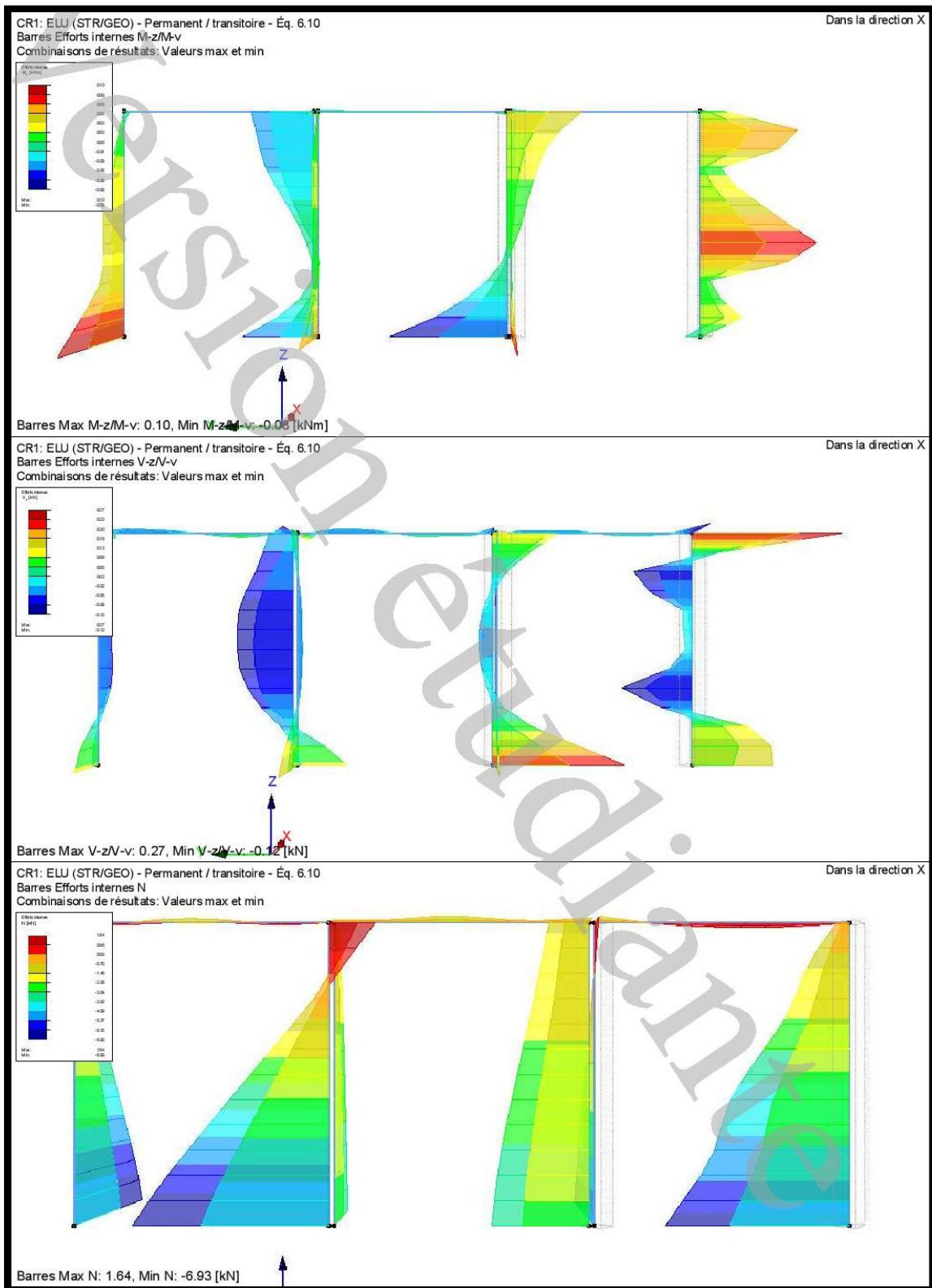


Figure 126: Efforts internes de portique de 3 conteneurs 20 pieds

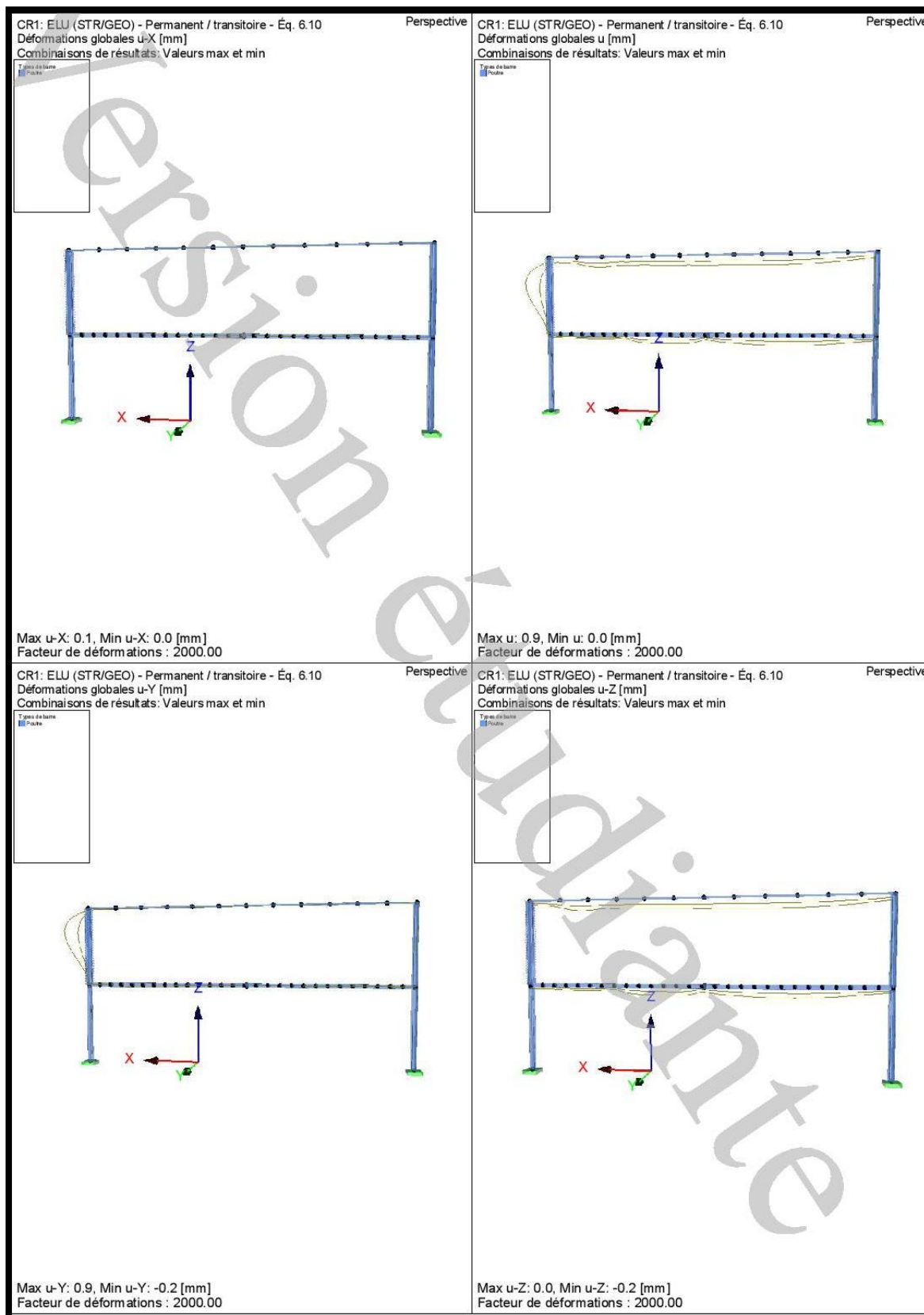


Figure 127: Déplacement de portique de conteneurs 40 pieds

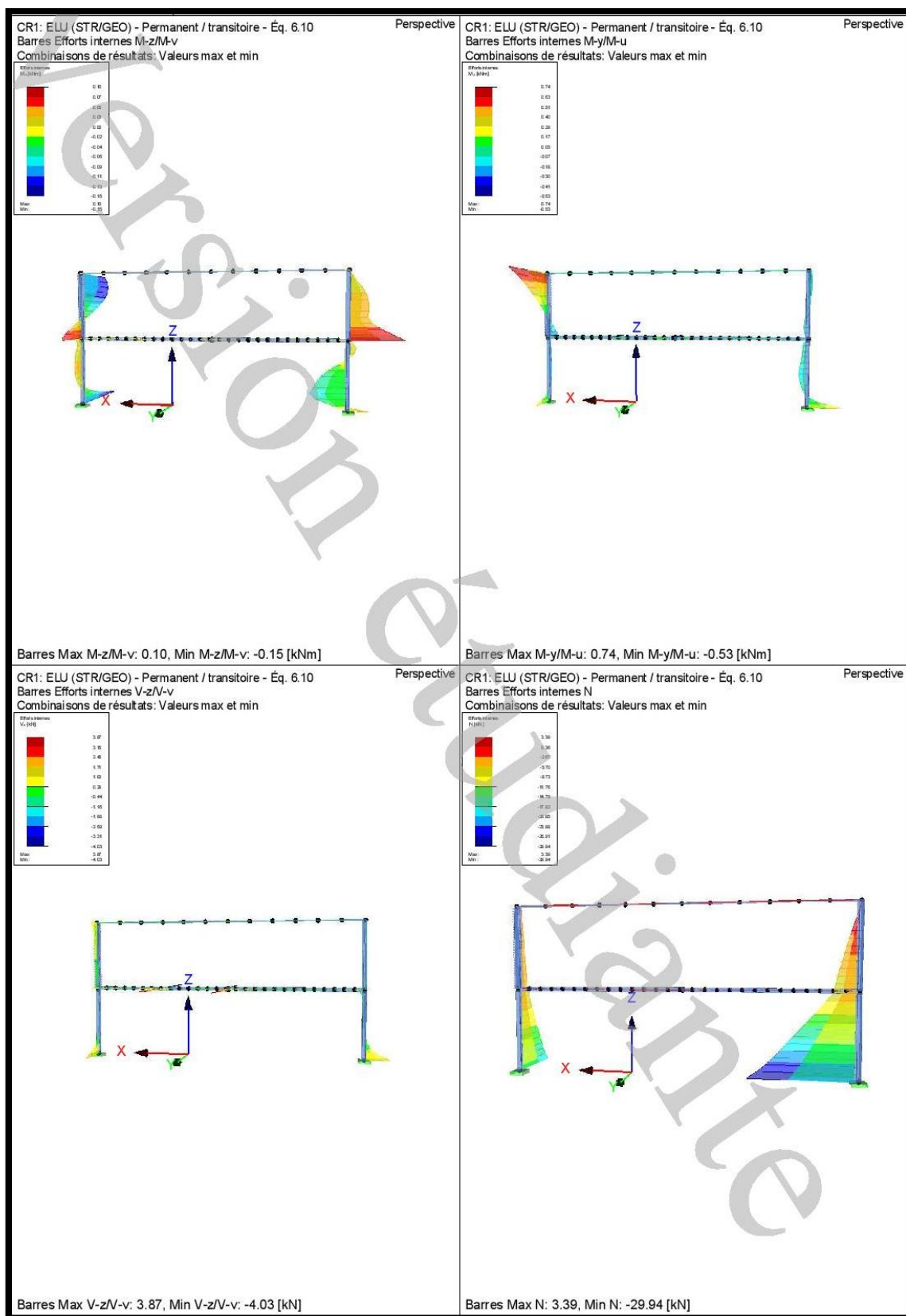


Figure 128: Diagramme des efforts internes de portique de conteneurs 40 pieds





❖ Vérification de la contrainte des éléments :

**Tableau 50: Vérification des contraintes des éléments**

2.1 CONTRAINTES PAR SECTION									
Sect. n°	Barre n°	Position x [m]	Point de contr. n°	Charge Cas	Type de contr.	Contrainte [kN/cm <sup>2</sup> ]		Contrainte Rapport	
						Existant	Limite		
1	SHAPE-THIN CONTAINER CORNER1								
	133	2.896	1	CR1	Sigma total	-0.29	35.50	0.01	
	58	2.896	21	CR1	Tau total	-0.02	20.50	0.00	
2	QRO 60x3   EN 10219-2:2006								
	39	0.000	14	CR1	Sigma total	-1.50	35.50	0.04	
	801	0.000	3	CR1	Tau total	1.00	20.50	0.05	
3	SHAPE-THIN PROFILET DE BORDURE INF								
	143	0.218	2	CR1	Sigma total	-1.83	35.50	0.05	
	99	0.000	3	CR1	Tau total	-0.32	20.50	0.02	
4	SHAPE-THIN PROFILET DE BASE EN U								
	126	2.440	6	CR1	Sigma total	-1.46	35.50	0.04	
	57	2.440	11	CR1	Tau total	0.28	20.50	0.01	
5	SHAPE-THIN CORNER PORTE								
	43	0.000	42	CR1	Sigma total	-0.82	35.50	0.02	
	43	0.000	71	CR1	Tau total	0.04	20.50	0.00	
	43	0.000	42	CR1	Sigma-équ	0.82	35.50	0.02	

❖ Vérification selon l' EC3 des barres et des poteaux :

Les éléments de structures en acier formées à froid et à parois minces soumises à des efforts de compression ou de flexion , peuvent avoir au moins trois modes d'instabilité élastiques appelés modes d'instabilités purs : le mode local, global et distorsionnel .

- **Le flambement local :**

L'instabilité locale est généralement caractérisé par le voilement des parois planes (éléments plaques) qui constituent la section. Elle se produit en développant dans le sens longitudinal des ondes ayant de longueurs de demie onde inférieure à la plus grande dimension caractéristique de la section.

- **Le flambement global :**

Le flambement global est un mode qui couvre toute la longueur de la barre .Il comprend le flambement par flexion, par torsion et par flexion-torsion.

- **Le flambement par distorsion :**

Le mode le moins maîtrisé parmi les trois instabilités pures est le mode distorsionnel. Il présente, comme le voilement, des ondulations harmoniques le long de la longueur de l'élément.



**Tableau 51: Vérification des poteaux selon l'EC3**

Section n° 1 - SHAPE-THIN CONTAINER CORNER1					
1.931	CR2	0.00	≤ 1	CS100)	Efforts internes négligeables
2.896	CR1	0.00	≤ 1	CS102)	Vérification de la section - Compression selon 6.2.4
Section n° 5 - SHAPE-THIN CORNER PORTE					
0.000	CR1	0.01	≤ 1	CS102)	Vérification de la section - Compression selon 6.2.4
2.655	CR1	0.02	≤ 1	CS183)	Vérification de la section - flexion, effort tranchant et effort normal selon 6.2.9.2 - Classe 3 - section générale
0.000	CR1	0.02	≤ 1	CS203)	Vérification de la section - flexion autour de l'axe v, effort tranchant et effort normal selon 6.2.9.2 - Classe 3 - section générale
2.897	CR1	0.02	≤ 1	CS223)	Vérification de la section - flexion biaxiale, effort tranchant et effort normal selon 6.2.10 et 6.2.9 - Classe 3 - section générale
0.000	CR1	0.09	≤ 1	ST302)	Analyse de stabilité - flambement par flexion autour de l'axe u selon 6.3.1.1 et 6.3.1.2
0.000	CR1	0.08	≤ 1	ST306)	Analyse de stabilité - flambement par flexion autour de l'axe u selon 6.3.1.1 et 6.3.1.2
0.000	CR1	0.02	≤ 1	ST311)	Analyse de stabilité - flambement par flexion autour de l'axe v selon 6.3.1.1 et 6.3.1.2(4)
0.000	CR1	0.02	≤ 1	ST315)	Analyse de stabilité - flambement par flexion autour de l'axe v selon 6.3.1.1 et 6.3.1.2(4)
0.000	CR1	0.09	≤ 1	ST326)	Analyse de stabilité - flambement par flexion-torsion selon 6.3.1.4 et 6.3.1.2

**Tableau 52: Vérification du profilé de base en u**

2.4 VÉRIFICATION PAR BARRE						
Barre N°	Position x [m]	CC/CO/CR	Vérification	Équation N°	Description	
1	Section n° 4 - SHAPE-THIN PROFILET DE BASE EN U					
	1.220	CR1	0.00	≤ 1	CS100)	Efforts internes négligeables
	1.464	CR1	0.00	≤ 1	CS301)	Vérification de la section - Traction selon EN 1993-1-3, 6.1.2
	0.000	CR1	0.01	≤ 1	CS308)	Vérification de la section - Compression selon EN 1993-1-3, 6.1.3
	0.000	CR1	0.01	≤ 1	CS351)	Vérification de la section - Calcul élastique selon EN 1993-1-3, 6.1.6

**Tableau 53: Vérification du profilé de bordure inférieur**

2.4 VÉRIFICATION PAR BARRE						
Barre N°	Position x [m]	CC/CO/CR	Vérification	Équation N°	Description	
16	Section n° 3 - SHAPE-THIN PROFILET DE BORDURE INF					
	0.299	CR2	0.00	≤ 1	CS100)	Efforts internes négligeables
	0.000	CR1	0.00	≤ 1	CS351)	Vérification de la section - Calcul élastique selon EN 1993-1-3, 6.1.6
17	Section n° 3 - SHAPE-THIN PROFILET DE BORDURE INF					
	0.000	CR2	0.00	≤ 1	CS100)	Efforts internes négligeables
	0.299	CR1	0.00	≤ 1	CS351)	Vérification de la section - Calcul élastique selon EN 1993-1-3, 6.1.6

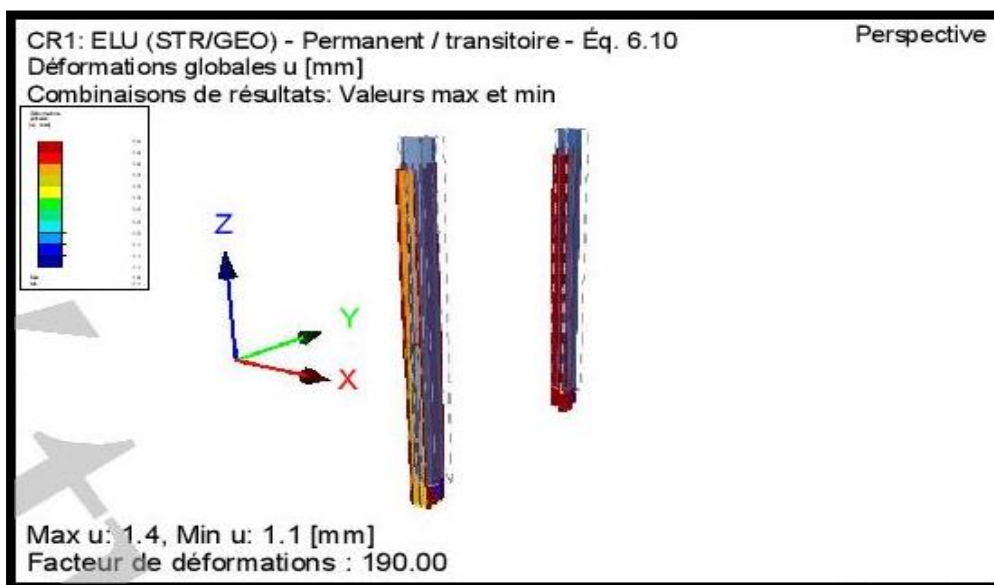
❖ **Analyse de la fatigue des éléments**

**Tableau 54: Vérification de la fatigue des éléments de la structure**

2.3 VÉRIFICATION PAR BARRE					
Barre N°	Position x [m]	P. contr. N°	Vérification	Formule	Selon
547	<b>Section n° 54 - SHAPE-THIN PROFILET DE BORDURE INF</b>				
	0.299	2	0.00 ≤ 1	101	Vérification de l'étendue de contrainte directe selon 8(1)
	0.000	9	0.00 ≤ 1	102	Vérification de l'étendue de contrainte de cisaillement selon 8(1)
	0.299	2	0.01 ≤ 1	103	Vérification de l'étendue de contrainte directe nominale selon 8(2)
	0.000	9	0.00 ≤ 1	104	Vérification de l'étendue de contrainte de cisaillement nominale selon 8(2)
	0.299	2	0.00 ≤ 1	105	Vérification des étendues de contrainte combinée selon 8(3)
<b>Section n° 52 - SHAPE-THIN CONTAINER CORNER1</b>					
2.896	39	0.01 ≤ 1	101	Vérification de l'étendue de contrainte directe selon 8(1)	
2.896	21	0.00 ≤ 1	102	Vérification de l'étendue de contrainte de cisaillement selon 8(1)	
2.896	39	0.02 ≤ 1	103	Vérification de l'étendue de contrainte directe nominale selon 8(2)	
2.896	21	0.00 ≤ 1	104	Vérification de l'étendue de contrainte de cisaillement nominale selon 8(2)	
	2.896	39	0.00 ≤ 1	105	Vérification des étendues de contrainte combinée selon 8(3)
<b>Section n° 56 - SHAPE-THIN CORNER PORTE</b>					
0.000	5	0.01 ≤ 1	101	Vérification de l'étendue de contrainte directe selon 8(1)	
2.896	61	0.00 ≤ 1	102	Vérification de l'étendue de contrainte de cisaillement selon 8(1)	
0.000	5	0.03 ≤ 1	103	Vérification de l'étendue de contrainte directe nominale selon 8(2)	
2.896	61	0.00 ≤ 1	104	Vérification de l'étendue de contrainte de cisaillement nominale selon 8(2)	
	0.000	5	0.00 ≤ 1	105	Vérification des étendues de contrainte combinée selon 8(3)
<b>Section n° 60 - SHAPE-THIN PROFILET DE BASE EN U</b>					
2.440	8	0.00 ≤ 1	101	Vérification de l'étendue de contrainte directe selon 8(1)	
2.440	11	0.00 ≤ 1	102	Vérification de l'étendue de contrainte de cisaillement selon 8(1)	
2.440	8	0.01 ≤ 1	103	Vérification de l'étendue de contrainte directe nominale selon 8(2)	
2.440	11	0.00 ≤ 1	104	Vérification de l'étendue de contrainte de cisaillement nominale selon 8(2)	
	2.440	8	0.00 ≤ 1	105	Vérification des étendues de contrainte combinée selon 8(3)

❖ **Déplacement et efforts internes des poteaux :**

◆ **Poteau principal :**



**Figure 129: Déplacement du poteau principal**

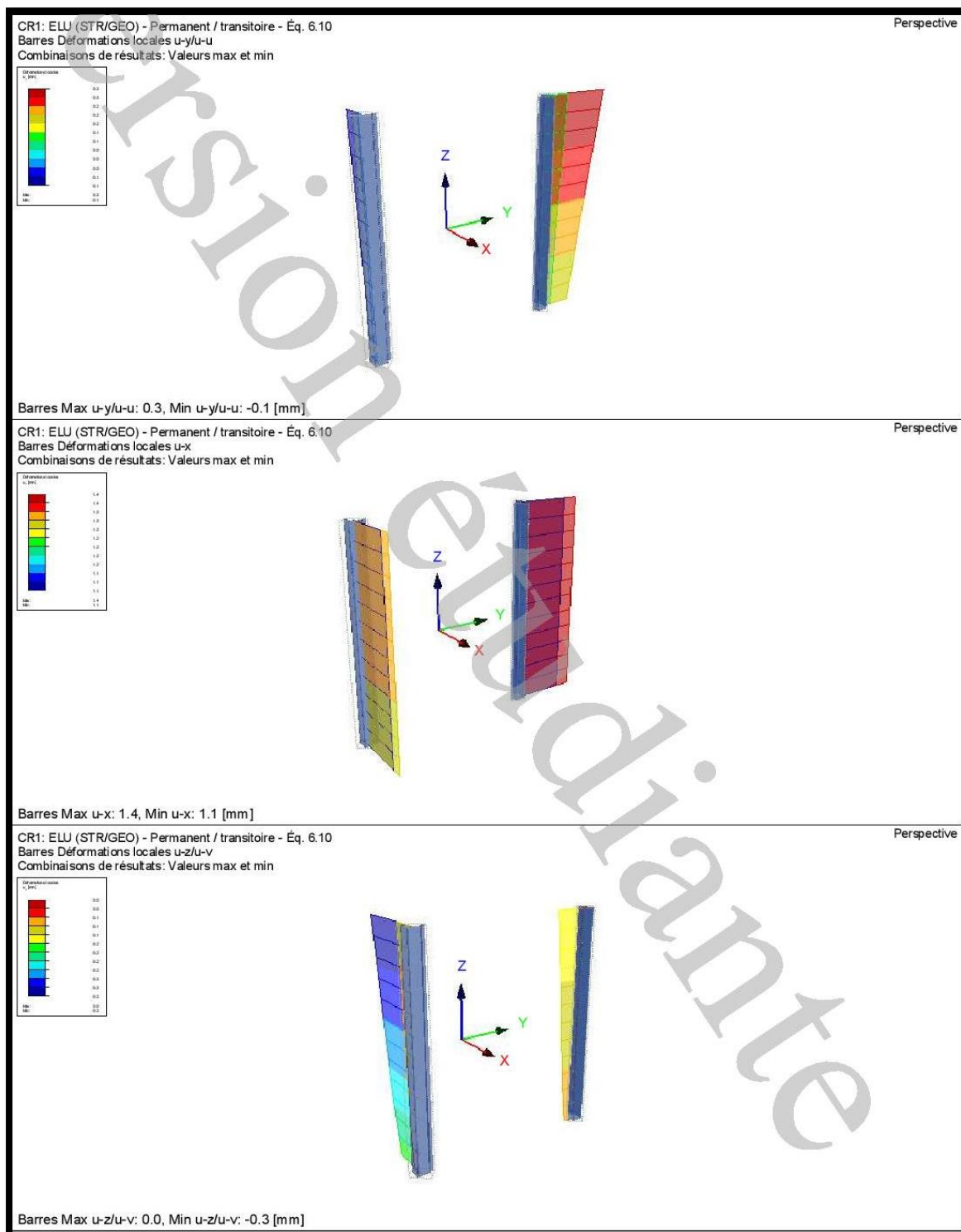


Figure 130: Efforts internes dans le poteau principal

◆ **Poteau de porte :**

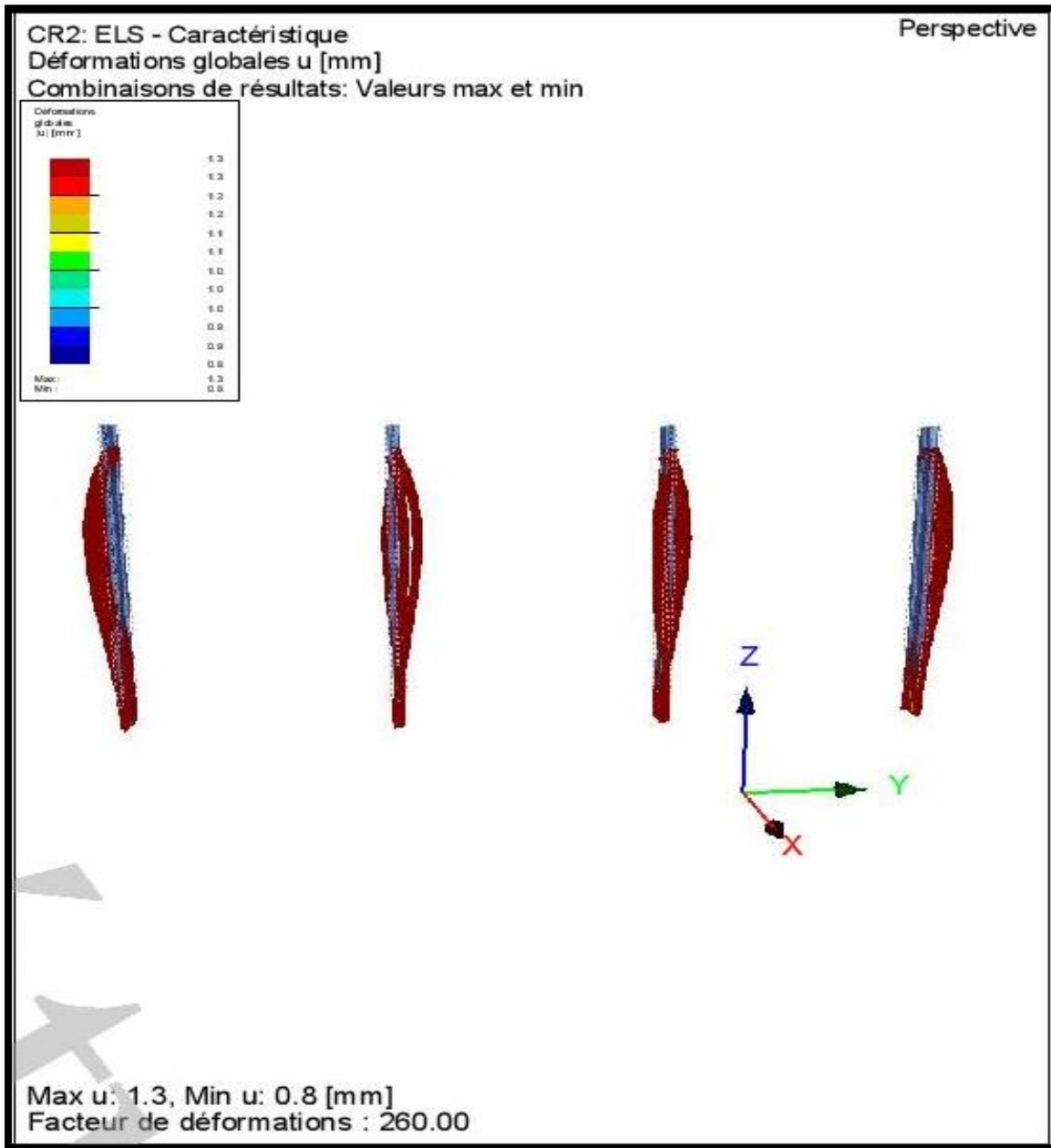


Figure 131: déplacement du poteau de porte

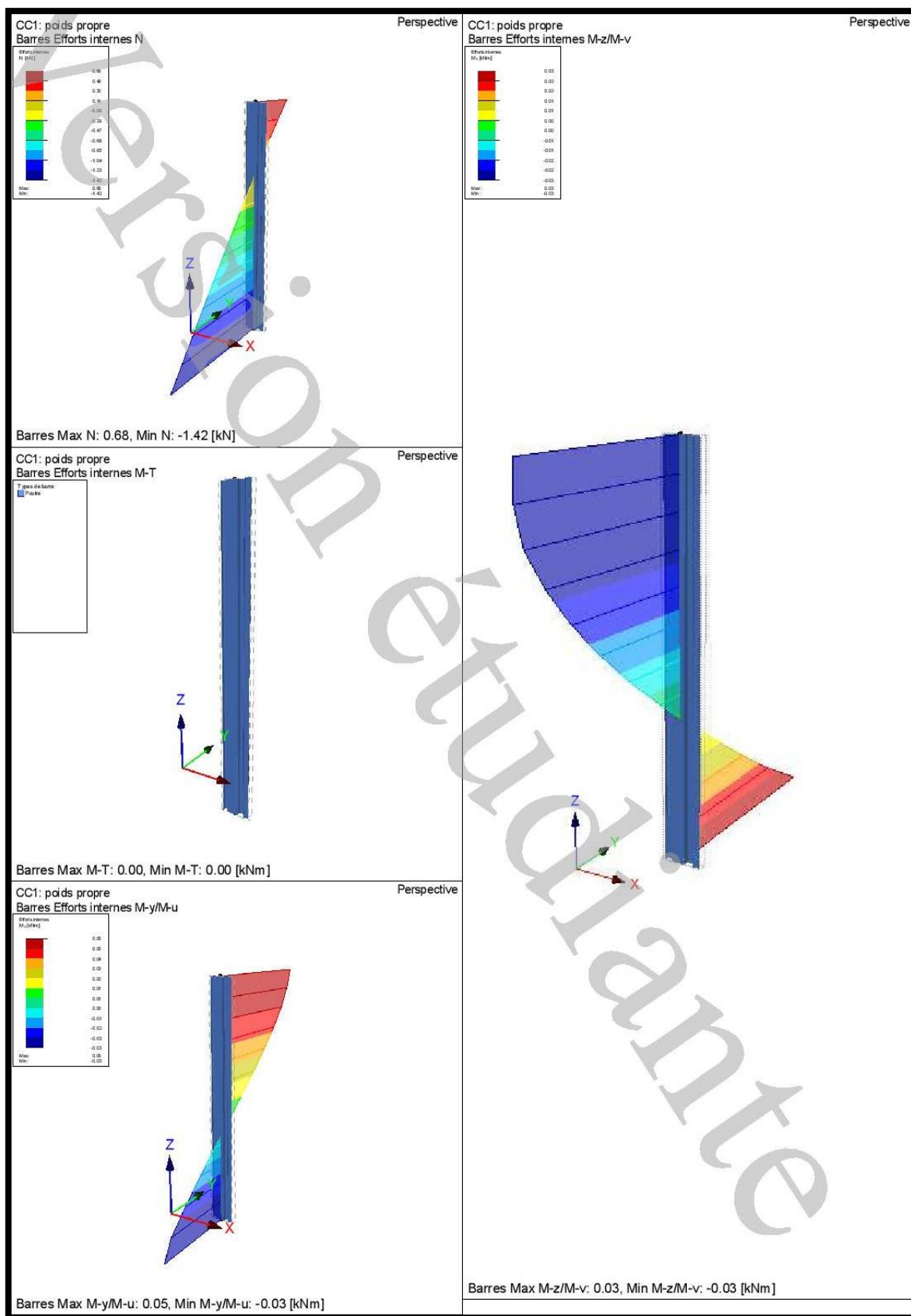


Figure 132: Diagramme des efforts N et M dans le poteau de porte



❖ **Déplacement et efforts internes dans les barres :**

On vérifie le déplacement et les efforts normales et les moments dans les barres de base de conteneur et les barres de bordures inférieures :

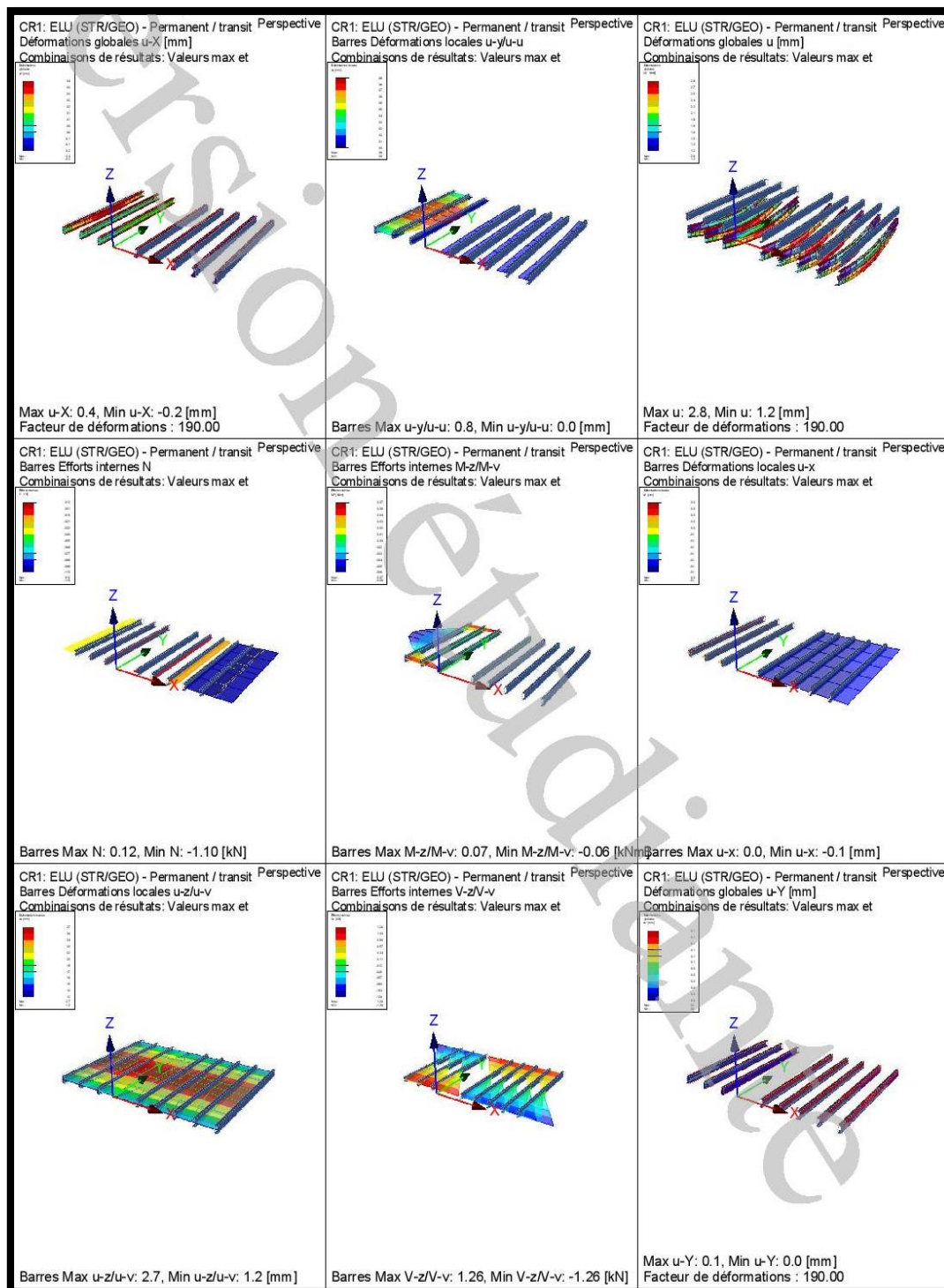


Figure 133: Déplacement et efforts internes des barres

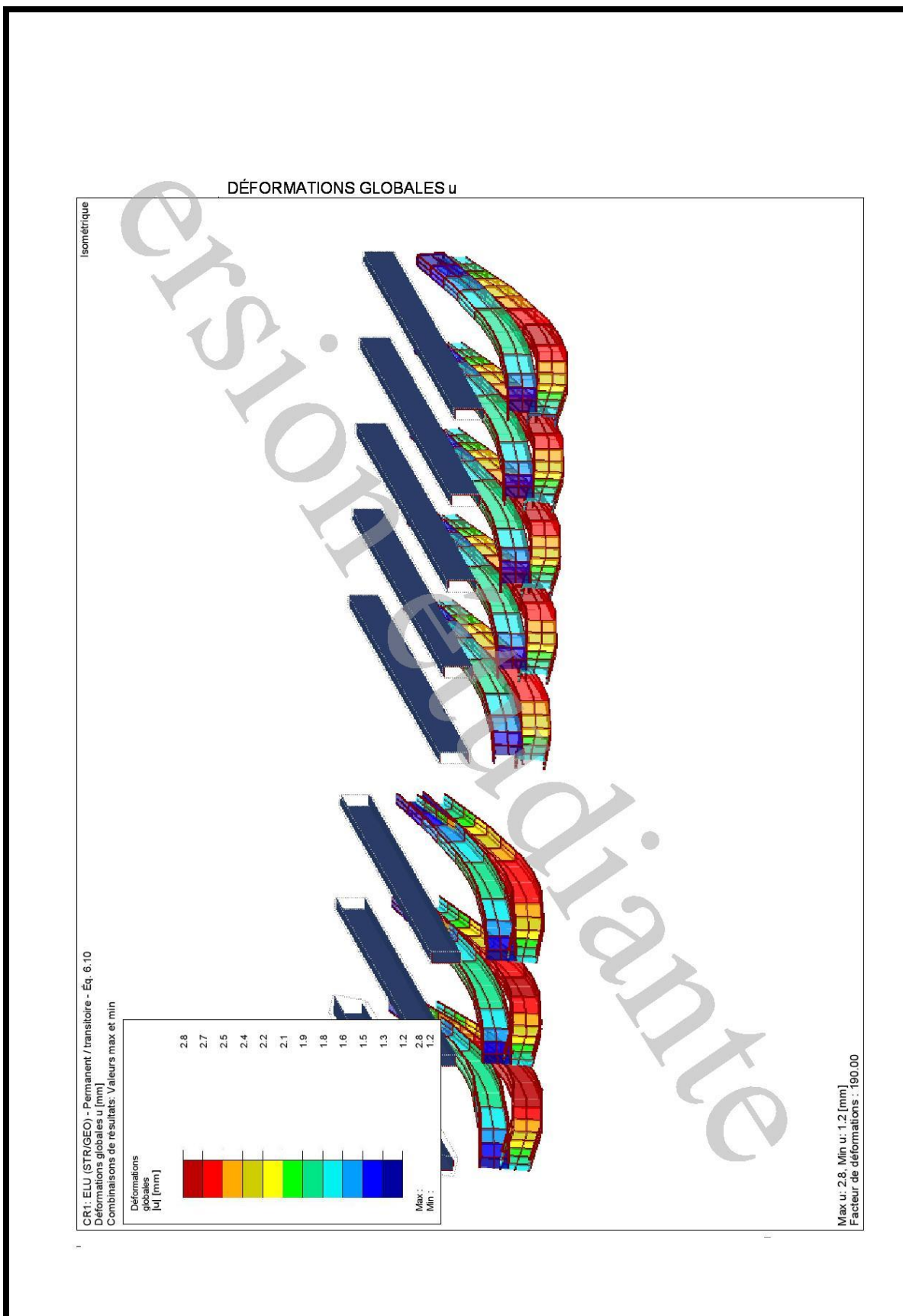


Figure 134: Déformation globale des barres à L'ELU



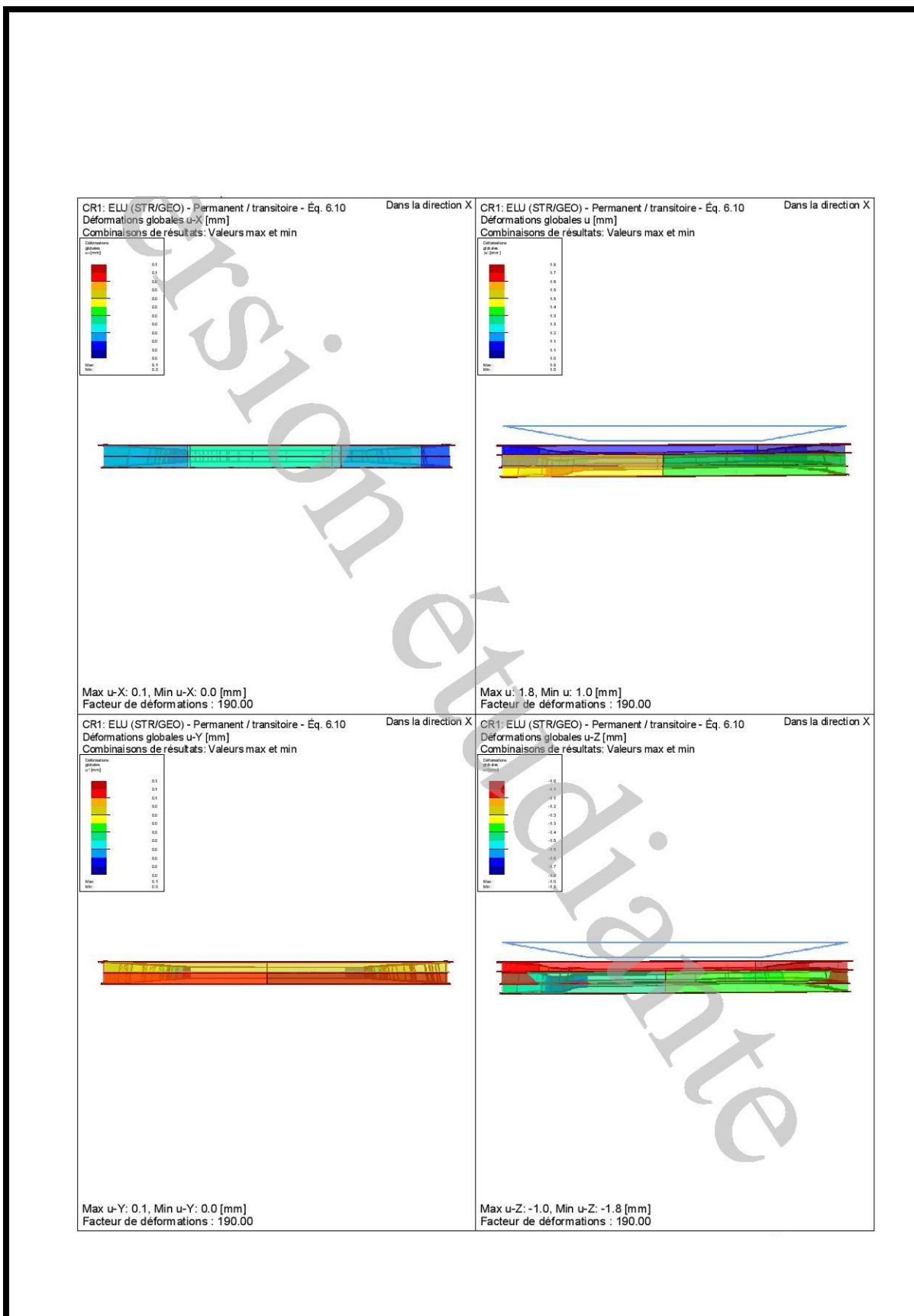


Figure 135: Déplacement de la bordure inférieure du conteneur

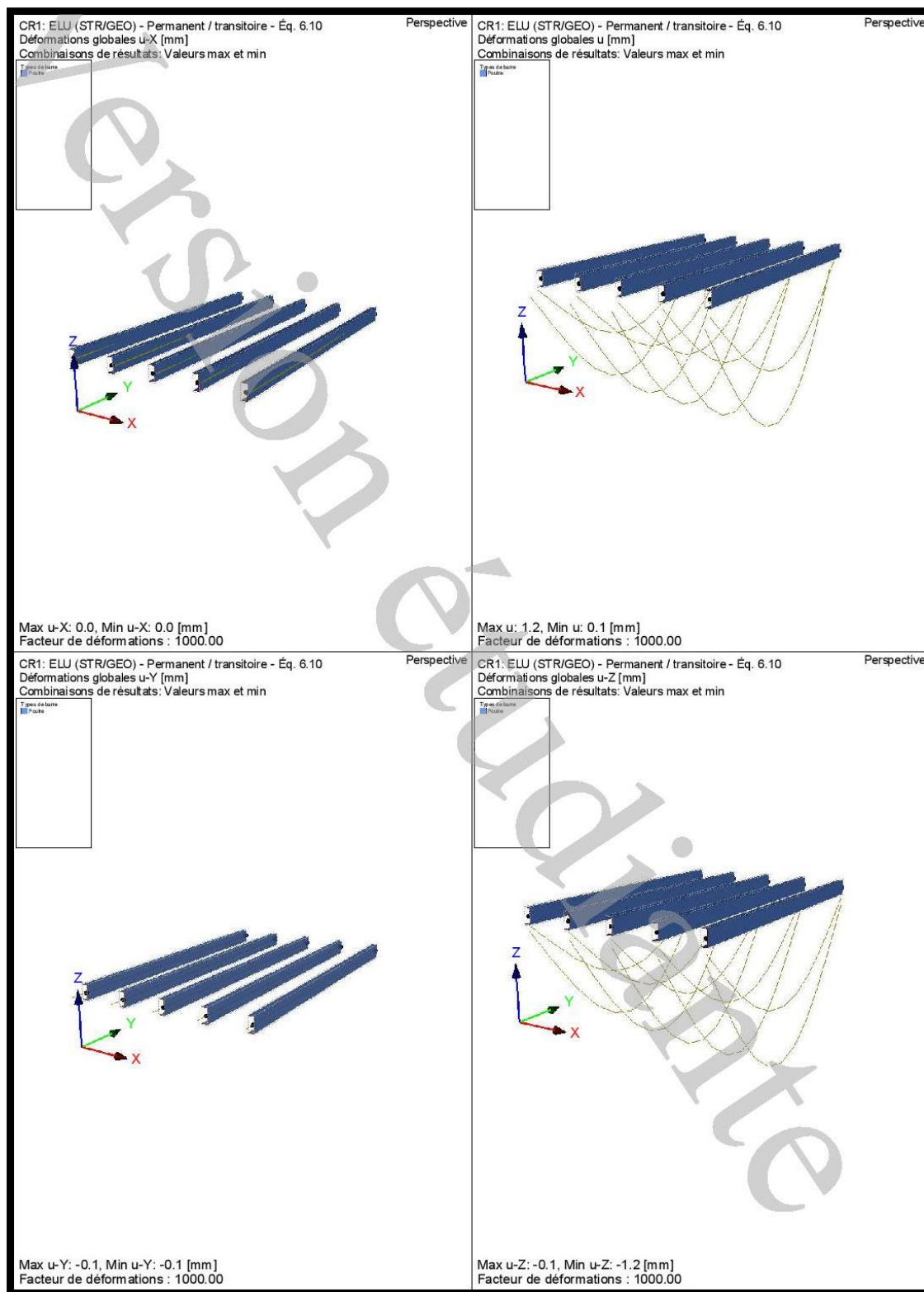


Figure 136: Déplacement des barres de base de conteneurs

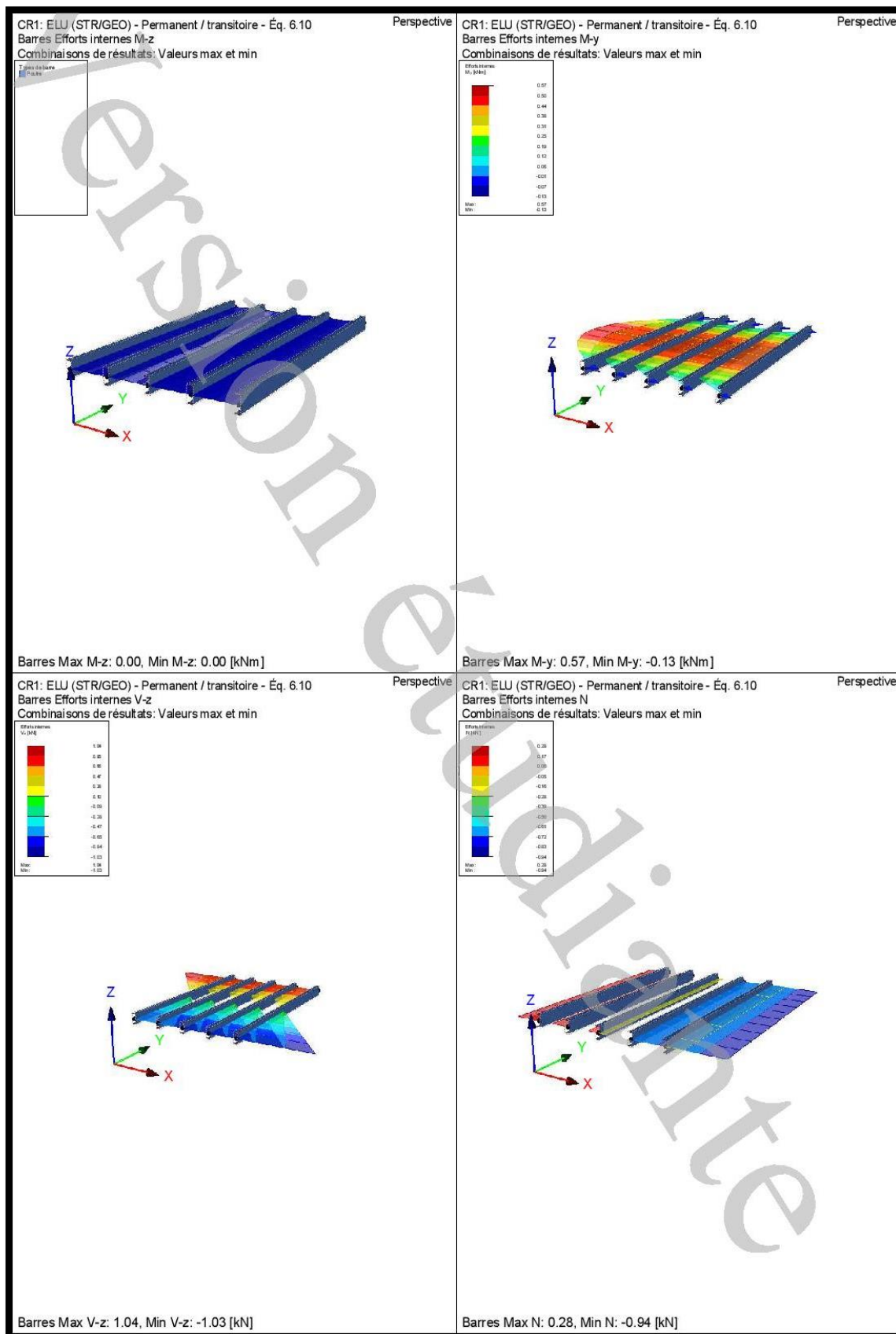


Figure 137: Efforts internes des barres de base

❖ Déformations et efforts internes de l'escalier :

Dans ce projet, l'escalier est métallique et repose sur des plots circulaires en béton.

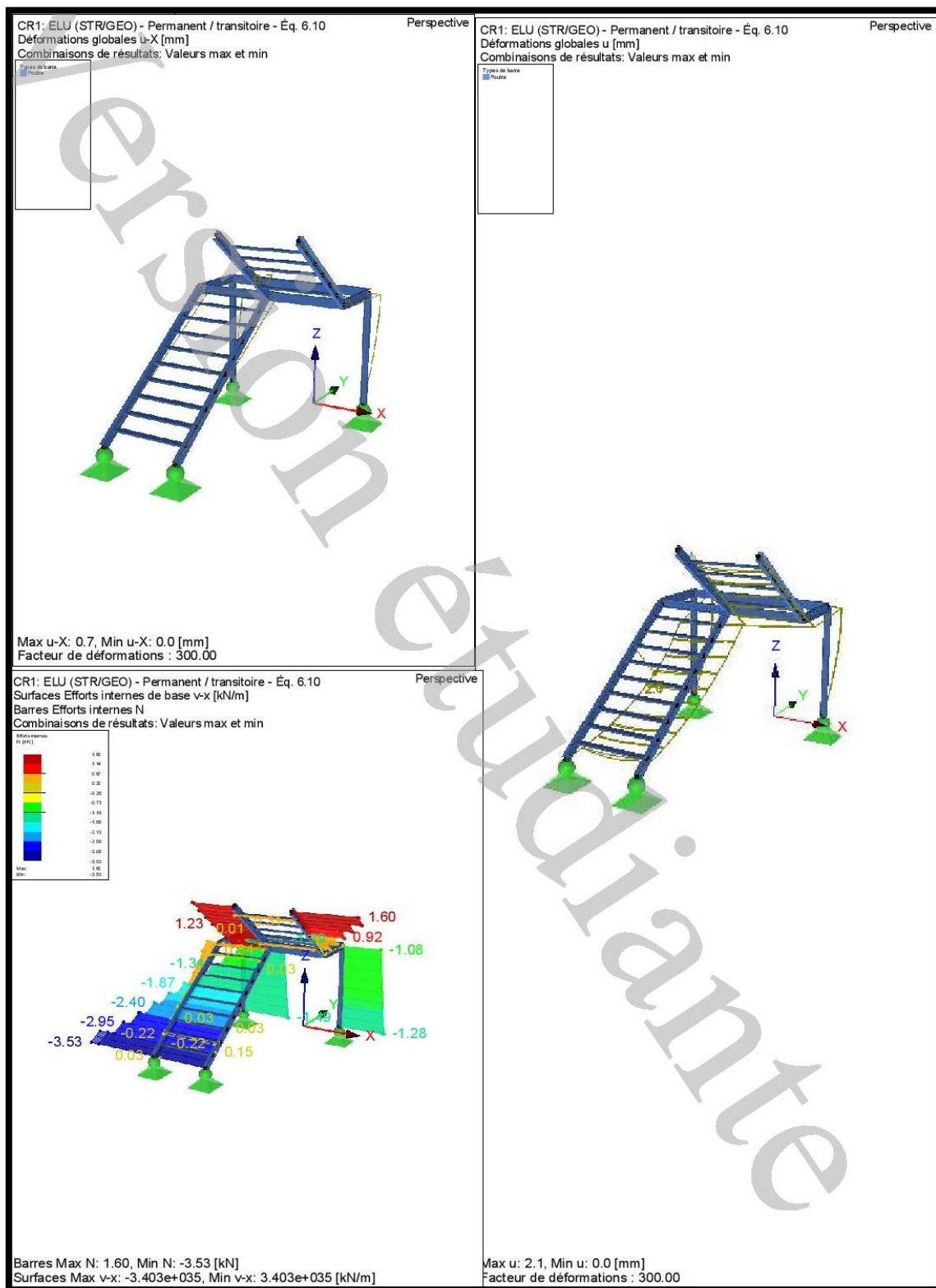


Figure 138: Déformation globale de l'escalier à L'ELU



## **V. Conclusion**

- Dans ce chapitre, on a présenté la démarche et les résultats de la modélisation de la structure à l'aide du logiciel RFEM.
- L'évaluation quantitative complète des articles des gros œuvres qui se finalise par une étude de prix, est le sujet du dernier chapitre de ce rapport



## ***Chapitre 4 :***

### ***Etude comparative de prix***

- I. Introduction**
- II. Description générale**
- III. Etude quantitative**
- IV. Etude des prix**
- V. Conclusion**

## I. Introduction :

Une estimation de la valeur des articles pour les gros œuvres du bâtiment étudié permet de clôturer l'étude structurale faite et de la réunir avec le côté exécutif et administratif fait par les intervenants attachés de cette phase de projet.

On présente dans ce chapitre, les résultats de la démarche élaborée pour la détermination des devis quantitatifs et estimatifs de prix pour les articles des gros œuvres.

## II. Description générale :

- L'étude de prix est basée sur :
- L'application des connaissances de base nécessaires au calcul des quantités d'ouvrage en se référant au dossier d'exécution établi après l'étude structurale.
- La connaissance des matériels et matériaux ainsi que les conditions de leur application en respectant les prescriptions du cahier de charge et les particularités d'exécution.
- La décomposition de la masse des travaux à exécuter en des corps d'état est basée sur une conjecture hiérarchique qui est fonction de la logique d'exécution ainsi des conditions décrites dans le cahier des clauses techniques particulières C.C.T.P et le bordereau des prix.
- A noter que les prix unitaires des articles utilisés dans ce chapitre sont assimilés à celles établies pour des projets similaires de point de vue quantités d'articles (ratio de ferrailage dans les éléments béton armé, ratio d'assemblages pour la structure métallique), méthodes utilisées et conditions d'exécution.

## III. Etude quantitative

- On présente dans cette partie des tableaux récapitulatifs des résultats fait pour le métré des différents articles des gros œuvres:

❖ [Pour la variante conteneur :](#)

Tableau 55: Devis quantitatif de la variante conteneur

Articles	Unité	Quantité
<b>CONTENEUR</b>		
DRY 10 PIEDS	-	3
DRY20 PIEDS	-	7
DRY 40PIEDS	-	4
<b>FONDATION</b>		
Plots de fondation	-	22
<b>ISOLATION</b>		
Intérieur laine de ,,,	(m <sup>2</sup> )	590,1
Extérieur bardage bois	(m <sup>2</sup> )	259,5
<b>MUR</b>		
Plaque de plâtre	(m <sup>2</sup> )	590,1
Plaque de plâtre pour faux plafond	(m <sup>2</sup> )	253,4
<b>RENFORCEMENT</b>		
Barres de renforcement de la toiture	m	79,9
Barres de renforcement pour les ouvertures	m	97,4
<b>REVETEMENT</b>		
Parquet flottant	(m <sup>2</sup> )	253,4
<b>ESCALIER</b>		
IPE100	m	3,7
UPE140	m	16
barre plate	(m <sup>2</sup> )	4,125
<b>PEINTURE</b>		
Mur et plafond	-	



<b>Soudure</b>	-	
<b>Découpage des parois</b>	-	

❖ Pour la variante mixte :

**Tableau 56: Devis quantitatif de la variante mixte**

<b>Niveau : RDC</b>							
Élément	Coffrage	Surface	Volum e	Barres	Laminé	Connecteurs	Bacs
	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)
Planchers mixtes	-	124.49	10.340	51	-	-	1523
Poutres	6.01	3.00	-	-	3422	112	-
Poteaux	38.46		2.880	226	1565	-	-
Escaliers	-	11.15	1.338	204	-	-	-
<b>Total</b>	-	138.64	11.678	255	3422	112	1523
Indices (par m <sup>2</sup> )	-	-	0.091	1.99	26.67	0.87	11.87
<b>Surface totale: 128.30 m<sup>2</sup></b>							
<b>Niveau : 1 er étage</b>							
Élément	Coffrage	Surface	Volum e	Barres	Laminé	Connecteurs	Bacs
	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)
Planchers mixtes	-	132.70	11.000	50	-	-	1623
Poutres	5.33	2.48	-	-	3577	112	-
Poteaux	28.26	-	2.120	47	1149	-	-
<b>Total</b>	-	135.18	13.120	97	4726	112	1623
Indices (par m <sup>2</sup> )	-	-	0.096	0.71	34.75	0.82	11.93
<b>Total</b>							
Élément	Coffrage	Surface	Volum e	Barres	Laminé	Connecteurs	Bacs
	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)
Planchers mixtes	-	257.19	21.340	101	-	-	3146
Poutres	11.34	5.48	-	-	6999	224	-
Poteaux	66.72	-	5.000	273	2714	-	-
Escaliers	-	11.15	1.340	204	-	-	-
<b>Total</b>	-	273.82	27.680	578	9713	224	3146
Indices (par m <sup>2</sup> )	-	-	0.104	2.18	36.64	0.84	11.87
<b>Surface totale: 265.11 m<sup>2</sup></b>							

<b>Devis quantitatif des armatures</b>								
armature	Référence	Longueur (m)	Poids (kg)	fondation	Fe E400 (kg)	Béton (m <sup>3</sup> )		Coffrage (m <sup>2</sup> )
Planchers mixtes	HA6	416.30	101					
	Total + 10%		101	Élément	HA12	B25	Propreté	
Poteaux en béton	HA6	448.84	110	Références: P1 et P8	2x9.77	2x0.36	2x0.12	2x1.32
	HA10	240.00	163	Référence: P2	16.98	0.51	0.17	1.56
	Total + 10%		273	Références: P3 et P6	2x28.12	2x0.63	2x0.21	2x1.74
Escaliers	HA8	72.24	31	Références: P4 et P5	2x20.50	2x0.55	2x0.18	2x1.62
	HA12	176.88	173	Référence: P7	13.18	0.43	0.14	1.44
	Total + 10%		204	Total	146.94	4.02	1.34	12.36

#### IV. Etude des prix :

- Le coût total des gros œuvres est calculé selon le devis estimatif ci-dessous en dinars :

❖ Pour la variante conteneur :

**Tableau 57: Devis estimatif de la variante conteneur**

Articles	Unité	Quantité	Prix unitaire	TOTAL (DT)
<b>CONTENEUR</b>				
DRY 10 PIEDS	-	3	1000	3000
DRY20 PIEDS	-	7	2500	17500
DRY 40PIEDS	-	4	5000	20000
<b>FONDATION</b>				
Plots de fondation	-	22	180	3960
<b>ISOLATION</b>				
Intérieur : laine de roche	(m <sup>2</sup> )	590,1	6,676	3939,5076
Extérieur :bardage bois	(m <sup>2</sup> )	259,5	38	11677,5
<b>MUR</b>				
Plaque de plâtre	(m <sup>2</sup> )	590,1	16	9441,6
Plaque de plâtre pour faux plafond	(m <sup>2</sup> )	253,4	16	4054,4
<b>RENFORCEMENT</b>				
Barres de renforcement de la toiture	m	79,9	8,716	696,4084
Barres de renforcement pour les ouvertures	m	97,4	5,05	491,87
<b>REVETEMENT</b>				
Parquet flottant	(m <sup>2</sup> )	253,4	20	5068
<b>ESCALIER</b>				
IPE100	m	3,7	15	55,5
UPE140	m	16	22,5	360
barre plate	(m <sup>2</sup> )	4,125	790	790
<b>PEINTURE</b>				
Mur et plafond	-		4000	4000
Soudure	-		0	0
Découpage des parois	-		0	0
			<b>Somme</b>	<b>85034.7856</b>

- Pour la variante mixte :

**Tableau 58: Devis estimatif de la variante conteneur**

Articles	Unité	Quantités	Prix unitaire	TOTAL(DT)
Coffrage	(m <sup>2</sup> )	78,06	5,000	390,3
Coffrage FONDATION	(m <sup>2</sup> )	12,36	5,000	61,8
Volume	(m <sup>3</sup> )	27,68	700,000	19376
Barres	Longueur (m)	578	2,068	1195,304
Laminé	(kg)	9713	4,000	38852,000
Mur brique 10	(m <sup>2</sup> )	372,1	35,000	13023,500
Enduit mur	(m <sup>2</sup> )	590,1	30,000	17703,000
Revêtements parterre	(m <sup>2</sup> )	253,4	65,000	16471,000
Connecteurs	(kg)	224	2,000	448,000
Bacs	(m)	257,19	35,000	9001,65
Béton propreté	(m <sup>3</sup> )	1,34	185,000	247,900
B25	(m <sup>3</sup> )	4,02	700,000	2814,000
HA fondation	(kg)	146,94	2,068	303,87192
			<b>total</b>	<b>119888,33</b>

## V. Conclusion :

L'étude de marché a conduit à déduire une estimation sur le coût total des deux variantes du projet. On déduit que la variante conteneur est plus économique que la variante mixte. Avec cette étude, on achève la dernière partie du présent rapport.

## Conclusion générale

En conclusion, nous devons avouer que nous sommes satisfaits d'avoir effectué ce stage puisque nous avons atteint de nouveaux objectifs.

D'un point de vue personnel, ce stage nous a permis de s'intégrer dans la vie professionnelle et de s'habituer au travail collectif.

D'un point de vue formatif, il nous a permis de développer un esprit cohérent qui vise à atteindre une bonne conception susceptible d'être modélisée et calculée.

Les échanges avec des personnes telles que les ingénieurs et les projeteurs ont également apporté un enseignement très profitable et fructueux. Il est à signaler que l'étude des différents éléments du projet nous a permis de maîtriser et d'appliquer les connaissances théoriques acquises au cours de nos études et de manipuler des logiciels de calcul et de conception indispensables à savoir, CYPECAD, SHAPE THIN, RFEM, RWIND SIMULATION et AUTOCAD.

Enfin nous ne prétendons pas avoir résolu le problème posé dans son intégralité mais on a pu converger vers une conception adéquate qui répond aux exigences structurales et architecturales.

Nous sommes par ailleurs convaincus que le travail élaboré n'est qu'une étape primaire aussi bien pour une carrière professionnelle que pour des études plus approfondies. Ce que nous espérons c'est que ce travail soit à la hauteur des ambitions de tous ceux qui nous ont donné confiance et qui attendent de nous un projet de valeur.

## Références bibliographiques

[1] **Euro-code 1** : « Bases de calcul et actions sur les structures » et Document d'Application Nationale- Partie 1.4 : Actions générales - Actions du vent (Novembre 2005, P06-114-1, 120 pages ; Annexe Nationale Mars 2008, P06-114-1NA, 42 pages).

[2] **Euro-code 3** : « Calcul des structures en acier » et document d'application Nationale - partie 1-3 : Règles supplémentaires pour les profilés et plaques à parois mince formés à froid.

[3] **Euro-code 4** : « Calcul des structures mixtes acier-béton et document d'application nationale ».

[4] **CSTB, HIBOND-55** : document technique d'application, conception et dimensionnement des planchers en dalle collaborant avec bac acier de marque HIBond55.

[5] **BAEL91** : " béton armé aux états limites ", document qui traite les règles techniques françaises pour la conception et le calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limite.

[6] **Maison container**