

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبوبكر بلقايد - تلمسان
Université Aboubakr Belkaïd– Tlemcen –
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



MEMOIRE

Présenté par :

Soufli Norhene

Zairi Mohammed Abdel Wahab

En vue de l'obtention du :

Diplôme de MASTER

Spécialité Génie Civil

Option Structures

Dans le cadre du Classique

Thème

**Etude Et Conception Sismique D'un Hangar Industriel En
Eléments Préfabriques Et Précontraints**

Soutenu publiquement, le / 06 /2026, devant le jury composé de :

Dr Benkelfat Naoual

Dr Benmansour Nassima

Dr Belbachir Ahmed

Mr Matallah Walid

Université de Tlemcen

Université de Tlemcen

Université de Tlemcen

INTERPREFA

Présidente

Examinatrice

Encadreur

Co-Encadreur

Année universitaire : 2025/2026

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Au terme de ce travail, nous tenons avant tout à remercier Allah le Tout-Puissant de nous avoir accordé la santé, la volonté et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce mémoire.

Nous adressons nos plus sincères remerciements à nos encadreurs,

Belbachir Ahmed et Maatallah Walid, pour leur accompagnement, leurs conseils avisés, leur disponibilité ainsi que leurs orientations scientifiques tout au long de la réalisation de ce travail. Leur expérience et leurs remarques pertinentes ont constitué un apport essentiel dans l'élaboration de ce mémoire.

Nous remercions également l'ensemble des enseignants du département de Génie Civil pour la qualité de la formation dispensée durant notre cursus universitaire, ainsi que les membres du jury qui nous font l'honneur d'examiner et d'évaluer ce travail.

Nous exprimons enfin notre profonde gratitude à nos familles et à nos proches pour leur soutien moral, leurs encouragements permanents et leur confiance tout au long de notre parcours universitaire.

À toutes les personnes ayant contribué, de près ou de loin, à l'aboutissement de ce mémoire, nous adressons nos remerciements les plus sincères.

RESUME

Ce mémoire porte sur l'étude et la conception sismique d'un hangar industriel en éléments préfabriqués et précontraints, implanté en zone à forte activité sismique algérienne. Face à la demande croissante en ouvrages de grande portée, la préfabrication s'impose comme une solution offrant rapidité d'exécution, qualité de fabrication et maîtrise des coûts. Le travail s'articule autour de trois axes : (I) un état de l'art sur la préfabrication (définition, systèmes constructifs, éléments, réglementation) ; (II) l'étude des assemblages — classés selon leur rigidité — avec dimensionnement des corbeaux selon quatre méthodes normatives comparées (Eurocode 2, fib Bulletin 43, PCI, Elliott & Jolly 2013) ; (III) le dimensionnement complet du hangar (escaliers, dalles alvéolaires, poutres, poteaux, fondations en alvéole) appuyé par une modélisation numérique sismique. Toutes les vérifications aux états limites (flexion, cisaillement, ductilité, déformations) ont été satisfaites, démontrant la faisabilité d'une conception sûre et réglementaire en zone sismique.

Mots-clés : Hangar industriel, Préfabrication en béton, Béton précontraint, Conception sismique, Assemblages préfabriqués, Dimensionnement structural

ABSTRACT

This thesis presents the seismic study and design of an industrial warehouse (hangar) built with precast and prestressed concrete elements, located in a high-seismicity zone in Algeria. Driven by growing demand for large-span structures, precast construction offers faster execution, enhanced quality control, and reduced costs. The work is organised around three parts: (I) a comprehensive literature review of precast construction (systems, elements, regulations); (II) analysis of connections — classified by rigidity — with corbel design compared across four methods (Eurocode 2, fib Bulletin 43, PCI, Elliott & Jolly 2013); (III) full structural design of the hangar (staircases, hollow-core slabs, beams, columns, socket foundations) supported by a numerical seismic model. All limit-state checks (bending, shear, ductility, deflections) are satisfied, confirming the feasibility of a safe, economical, and code-compliant design in a seismic zone.

Keywords: Industrial warehouse, Precast concrete, Prestressed concrete, Seismic design, Precast connections, Structural design.

المخلص

تتناول هذه المذكرة دراسة وتصميم مستودع صناعي من العناصر المسبقة الصنع والمسبقة الإجهاد، مقيم في منطقة ذات نشاط زلزالي مرتفع بالجزائر. استجابة للطلب المتزايد على المنشآت ذات الفتحات الكبيرة، يُشكّل الإنشاء مسبق الصنع حل "تقنياً" ناجعاً يجمع بين سرعة التنفيذ وجودة التصنيع والتحكم في التكاليف.

دراسة أدبية شاملة (I) : يتمحور العمل حول ثلاثة محاور

تحليل الوصلات الإنشائية المُصنّفة بحسب درجة جمودها، مع تصميم (II) للإنشاء مسبق الصنع (أنظمة، عناصر، إطار تنظيمي) (Elliott & Jolly 2013) و PCI وطريقتي fib 43 ونشرة Eurocode 2 : الكوابيل الخرسانية وفق أربعة مناهج معيارية مقارنة التصميم الكامل للمستودع (الدرج، الألواح المجوفة الجسور، الأعمدة، الأساسات بالتعشيق) (III) ؛ مدعوماً بنموذج رقمي لتحليل السلوك الزلزالي. استوفت جميع فحوصات حالات الحدود (الانحناء، القص، الطوعية التشوهات) المتطلبات التنظيمية المقررة، مما يُثبت جدوى تصميم آمن واقتصادي ومطابق للمعايير في المناطق الزلزالية.

المستودع الصناعي، الخرسانة مسبقة الصنع، الخرسانة سابقة الإجهاد، التصميم الزلزالي، الوصلات بين العناصر مسبقة الصنع، :الكلمات المفتاحية التصميم الإنشائي.

SOMMAIRE

Introduction Générale	14
Chapitre I : Généralités	
I.1 La préfabrication.....	17
I.1.1 Introduction	17
I.1.2 Définition.....	17
I.1.3 Historique	17
I.1.4 Les systèmes de préfabrication	18
I.1.5 Catégories de préfabrication	19
I.1.6 Types d'installations de préfabrication	19
I.1.7 Les avantages et les inconvénients du béton préfabriqué	21
I.1.8 Le béton comme matériau de structure.....	21
I.1.9 Les éléments utilisés dans les structures	23
I.1.10 Systèmes pour bâtiments à plusieurs étages	27
I.2 Les éléments préfabriqués.....	28
I.2.1 Introduction.....	28
I.2.2 Définition et caractéristiques générales	28
I.2.3 Domaines d'application	28
I.2.4 Types de préfabrication.....	29
I.2.5 Processus de fabrication en usine	30
I.2.6 Mise en œuvre sur le chantier	30
I.2.7 Avantages de la préfabrication.....	30
I.2.8 Limites et contraintes.....	31
I.2.9 Éléments Préfabriqués Courants	31
I.3 Structures préfabriquées.....	35
I.3.1 Définition et principes généraux.....	35
I.3.2 Principe statique et cheminement des charges.....	35
I.3.3 Typologies détaillées de structures préfabriquées.....	36
I.3.4 Éléments constitutifs et rôle structural.....	38
I.3.5 Liaisons et continuité structurelle	38
I.3.6 Mise en œuvre sur chantier.....	41
I.3.7 Avantages structuraux.....	42
I.3.8 Limites et contraintes.....	42
I.4 Règlements et codes applicables aux Béton préfabriquées.....	43
I.4.1 Introduction.....	43
I.4.2 Cadre réglementaire général	44
I.4.3 Cadre réglementaire national	44
I.4.4 Durabilité et protection contre la corrosion	46
I.4.5 Références internationales complémentaires	47
I.4.6 Références nord-américaines (à titre comparatif).....	47
I.5 Conclusion.....	49
Chapitre II : Assemblages entre les éléments préfabrique	
II.1 LES ASSEMBLAGES DANS LES STRUCTURES PRÉFABRIQUÉES	51

II.1.1	Définition et rôle des assemblages.....	51
II.1.2	Types d'assemblages spécifiques.....	56
II.1.3	Composants des assemblages	67
II.1.4	Critères de performance des assemblages.....	69
II.1.5	Pathologies courantes des assemblages	70
II.2	Assemblages dans les codes	71
II.2.1	Règles de conception des assemblages selon les recommandations internationales	71
II.2.2	Recommandations du PCI Design Hand book.....	71
II.2.3	Recommandations du fib Model Code	74
II.2.4	Connexions avec goujons	76
II.2.5	Comparaison entre les recommandations PCI et Fib pour les assemblages préfabriqués	79
II.2.6	Différence fondamentale de philosophie de sécurité	80
II.2.7	Conclusion.....	80
Chapitre III : Etude d'un Hangar		
III.1	Les escaliers.....	82
III.1.1	Définition générale	82
III.1.2	Composition d'un escalier	82
III.1.3	dimensionnement d'escalier	82
III.1.4	Evaluation des charges	83
III.1.5	Ferraillage d'escalier.....	84
III.2	Conception de la Dalle Alvéolaire	93
III.2.1	Objet	93
III.2.2	Documents de Référence	93
III.2.3	DONNÉES DU PROJET	93
III.2.4	Matériaux.....	95
III.2.5	Armatures de précontrainte.....	95
III.2.6	Excentricité de la Précontrainte	99
III.2.7	Sollicitations Internes	99
III.2.8	Vérifications aux États Limites de Service (ELS)	105
III.2.9	Vérification des Flèches	105
III.2.10	Vérification vis-à-vis des limites réglementaires	107
III.2.11	Diagrammes et Courbes.....	107
III.2.12	Vérifications Sismiques (RPA 2024)	110
III.2.13	Tableau de Synthèse des Vérifications.....	112
III.3	Descente de Charge	113
III.3.1	Charges pour l'étage courant	113
III.3.2	Charges pour la terrasse	113
III.3.3	Charges pour Mur extérieur	114
III.3.4	Calcul spectre.....	114
III.3.5	Prédimensionnement des Poutres Secondaires	119
III.3.6	Poutre Principale en I.....	119
III.3.7	Vérification de la stabilité poteau 40x70.....	120

III.4	Corbeau.....	122
III.4.1	Définition.....	122
III.4.2	Rôle du corbeau	122
III.4.3	Calcul d'un Corbeau.....	122
III.4.4	Choix de la surface de plaque.....	123
III.4.5	Choix de l'épaisseur	124
III.4.6	Vérification pratique	124
III.4.7	Vérification de la bielle de compression (EC2).....	125
III.4.8	Calcul des armatures (Tirant)	126
III.4.9	Distance horizontale	126
III.4.10	Effort tirant	126
III.4.11	Section d'acier	126
III.4.12	Vérification contrainte sous plaque	126
III.4.13	Contrainte dans l'acier	127
III.4.14	Résistance d'adhérence.....	127
III.4.15	Longueur d'ancrage requise	127
III.4.16	Dessin de ferrailage	128
III.5	Modélisation	129
III.5.1	Moment résistance	129
III.5.2	Calcul de moment résistance pour poutre secondaire.....	142
III.5.3	Étapes de modélisation du moment résistant de la connexion dans SAP2000	143
III.5.4	Typologie des connexions dans les structures préfabriquées — Elliott & Jolly [36]	144
III.5.5	Vérification Expérimentale des Connexions Semi-Rigides —FIB[34].....	158
III.6	La précontrainte d'une poutre principale en I (1100/390).....	161
III.6.1	Les caractéristiques de la poutre.....	161
III.6.2	Charge totale de calcul.....	161
III.6.3	Calcul de la section de précontrainte A_p	162
III.6.4	Nombre de torons	162
III.6.5	Calcul de C' , C , d'	162
III.6.6	Détermination du nombre de câbles	163
III.6.7	Vérification de la borne supérieure de la précontrainte	163
III.7	Poutre secondaire.....	165
III.7.1	Données générales	165
III.7.2	Charges linéiques.....	166
III.7.3	Sollicitations de calcul	166
III.7.4	Ferrailage longitudinal — travée.....	167
III.7.5	Ferrailage longitudinal — appui.....	167
III.7.6	Vérification au cisaillement (ec2 §6.2).....	168
III.7.7	Vérification ELS (en 1992-1-1 §7.2 & §7.3).....	168
III.7.8	Récapitulatif des résultats	169
III.8	Pocket Foundations (semelle).....	171
III.8.1	Elliott & Jolly (2013)[36]	171

III.8.2	fib Bulletin 43 (2008)[34].....	176
III.8.3	Tableau comparatif — Elliott vs fib Bulletin 43.....	180
Conclusion Générale.....		181

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 : Schéma explicatif du système ouvert en préfabrication.	18
Figure I-2 : Principe du système fermé en préfabrication.....	19
Figure I-3 : Évaluation technique du béton préfabriqué – avantages et inconvénients.	21
Figure I-4 : Semelle isolée préfabrique[1].....	23
Figure I-5 : Fondation préfabrique[2].....	23
Figure I-6 : Poteaux préfabriquée[3]	24
Figure I-7 : Poutres préfabriquée[4]	25
Figure I-8 : Dalle préfabriquée[5].....	26
Figure I-9 : Installation de la dalle[6].....	26
Figure I-10 : Différents types de dalles préfabriquées en béton[7]	27
Figure I-11 : Organigramme de Processus de fabrication en usine	30
Figure I-12 : Prédalle[9]	32
Figure I-13 : Prémur[10].....	32
Figure I-14 : Escalier[11].....	33
Figure I-15 : Murs de Soutènement[12].....	33
Figure I-16 : Élément structurale[13].	34
Figure I-17 : Élément sandwich[13]	34
Figure I-18 : Ouvrage d’art[13].	34
Figure I-19 : Ossature poteaux–poutres préfabriquée	36
Figure I-20 : Structure à murs porteurs préfabriqués.....	37
Figure I-21 : Liaison humide entre éléments préfabriqués.	39
Figure I-22 : Avantages et limites du Liaisons humides.....	39
Figure I-23 : Platine métallique	40
Figure I-24 : Tiges d’ancrages.	40
Figure I-25 : Avantages et inconvénients du Liaisons sèches.	40
Figure I-26 : Organigramme de séquence d’exécution typique.....	43
Figure II-1 : Schéma explicatif des caractéristiques et applications des assemblages articulés.	51
Figure II-2 : Schéma explicatif des caractéristiques et applications des assemblages rigides.	52
Figure II-3 : Schéma illustratif du comportement et des caractéristiques des assemblages semi-rigides.	52
Figure II-4 : Assemblage éléments métalliques[24].	53
Figure II-5 : Assemblages par béton coulé en place[25]	54
Figure II-6 : Assemblages mixtes.....	55
Figure II-7 : Différents types d’assemblages poteaux–fondations[26].....	56
Figure II-8 : Détails des assemblages poteaux–poutres[27]	57
Figure II-9 : Systèmes d’assemblages poutres–poutres en béton préfabriqué[28]	59
Figure II-10 : Détails des assemblages dalles-poutres[29]	62

Figure II-11 : Systèmes d'assemblages de voiles[30], [31].....	62
Figure II-12 : Mise en place et liaison d'un escalier préfabriqué en béton armé[32].....	64
Figure II-13 : Solutions techniques d'ancrage et de liaison des paliers en béton préfabriqué[33].	66
Figure II-14 : Types d'armatures en attente.	68
Figure II-15 : Ductilité des assemblages.	70
Figure II-16 : Mécanismes de transfert des efforts dans une connexion préfabriquée selon l'approche PCI.....	72
Figure II-17 : Modélisation bielle-tirant d'un assemblage poutre-poteau selon le fib Model Code.....	75
Figure II-18 : Principe de la connexion poutre-poteau par goujons dans les structures préfabriquées[35].	76
Figure II-19 : Différence conceptuelle entre l'approche PCI et fib.....	79
Figure III-1 : Géométrie de l'escalier.....	82
Figure III-2 : Vue en plan de l'escalier	84
Figure III-3 : Coupe longitudinale de l'escalier	84
Figure III-4 : Schéma statique de la poutre palière	88
Figure III-5 : Schéma de ferrailage de la poutre palière	92
Figure III-6 : Coupe transversale d'une dalle alvéolaire.....	93
Figure III-7 : Assemblages de dalles alvéolaires.....	93
Figure III-8 : Détail de clavetage et armatures de répartition en dalles.	104
Figure III-9 : Coupe longitudinale A-A clavetage des dalles alvéolaires.....	104
Figure III-10 : Cheminement des efforts dans un diaphragme de plancher, adapté de Bruggeling et Huyghe (1991).	104
Figure III-11 : Diagramme des moments fléchissant (ELU et ELS) — Dalle alvéolaire 15+5/120.....	108
Figure III-12 : Diagramme de l'effort tranchant (ELU) — Dalle alvéolaire 15+5/120.....	109
Figure III-13 : Courbe de flèche (ELS) — Dalle alvéolaire 15+5/120.	109
Figure III-14 : Loi contrainte-déformation du béton préfabriqué HP40 (Eurocode 2).....	110
Figure III-15 : Spectres de réponse élastique et dimensionnement.....	118
Figure III-16 : Coupe transversale (40×70).	121
Figure III-17 : Schéma géométrique du corbeau.....	125
Figure III-18 : Schéma de ferrailage du corbeau.	128
Figure III-19 : Coupe transversale A-A.....	128
Figure III-20 : Modélisation globale du hangar industriel sous SAP2000 et identification des éléments structuraux préfabriqués	129
Figure III-21 : Plan du 1 ^{er} Etage.....	139
Figure III-22 : Mécanisme structural d'une connexion sur corbeau en béton armé.	142
Figure III-23 : Modélisation 3D du hangar préfabriqué sous SAP2000.	143
Figure III-24 : Interface SAP2000 illustrant le détail de l'étape 2.....	144
Figure III-25 : Interface SAP2000 illustrant le détail de l'étape 3.....	144
Figure III-26 : Assemblages résistants aux moments selon John F. Stanton[36]	146

Figure III-27 : (a) Assemblage articulé discontinu poutre-poteau ; (b) vue rapprochée de détail[36].....	146
Figure III-28 : Conception d'une connexion poutre-poteau en béton préfabriqué avec éléments de poutre et de poteau discontinus[36]	147
Figure III-29 : Détails importants du ferrailage aux extrémités des poutres nécessaires pour assurer un comportement satisfaisant de l'assemblage poutre-poteau[36]	147
Figure III-30 : Données moment-rotation des connexions poutre-poteau cruciformes en béton préfabriqué[36]	148
Figure III-31 : Fissuration en flexion dans les connexions poutre-poteau cruciformes en béton préfabriqué[36]	148
Figure III-32 : Les barres de liaison coulées en place, à la fois dans le plan (parallèlement aux poutres) et hors du plan, génèrent un comportement semi-rigide avec une résistance à pleine capacité dans un portique de 10 étages[36]	150
Figure III-33 : Connecteurs semi-rigides et à pleine résistance dans des portiques préfabriqués de moyenne hauteur (avec l'aimable autorisation de T&A Prefabricados)[36].	150
Figure III-34 : Définition des paramètres moment-rotation pour les assemblages[36]	151
Figure III-35 : Courbes moment-rotation des assemblages à double poutre sur poteau continu utilisant une billette en acier et une plaque soudée[36]	152
Figure III-36 : Classification du Comportement des Connexions - Système à 5 Zones (Elliott & Jolly 2013, §7.7.2 – Classification de Ferreira).	153
Figure III-37 : Courbe Moment-Rotation et Méthode de la Poutre Droite (Elliott & Jolly 2013, §7.7.2 – Connexion Semi-Rigide).	154
Figure III-38 : Système de classification des assemblages poutre-poteau articulés, semi-rigides et entièrement rigides. Le texte précise les vérifications à effectuer pour chaque catégorie[36].	155
Figure III-39 : Longueur d'ancrage des armatures à travers les poteaux[36].	157
Figure III-40 : Longueurs de rotule plastique pour différents types d'assemblages préfabriqués[36].....	157
Figure III-41 : Essais des connexions poutre-poteau réalisés à l'University of Nottingham [Kim S. Elliott et al. (1998)], a) dispositif général d'essai , b) résultats du moment-rotation[34].	158
Figure III-42 : Résultats moment-rotation issus des essais sur les connexions poutre-poteau à corbeau, [Alain de Chefdebien, 1998][34].	160
Figure III-43 : Vue perspective de la poutre précontrainte	164
Figure III-44 : Coupe transversale de la poutre précontrainte.....	164
Figure III-45 : Dessin Ferrailage coupe transversale(P1).....	170
Figure III-46 : Vue d'élévation de la poutre(P1).....	170
Figure III-47 : Dessin Ferrailage coupe transversale(P2).....	170
Figure III-48 : Vue d'élévation de la poutre(P2).....	171
Figure III-49 : Fondation en alvéole préfabriquée : alternative aux alvéoles coulées en place[36].	171
Figure III-50 : (a) Modèle structurel de la fondation en alvéole ; (b) Modes de rupture[36].	172

Figure III-51 : Modèle BS EN 1992-1-1 : (i) interface avec clés, (ii) interface lisse[36].	173
Figure III-52 : Modèle de calcul pour la méthode BS EN 1992-1-1[36].	173
Figure III-53 : Modèle de calcul pour la méthode BS 8110[36].	174
Figure III-54 : Castellations sur les faces du poteau pour fondations en alvéole[36].	175
Figure III-55 : Fondation en alvéole entièrement préfabriquée[36].	175
Figure III-56 : Comportement mécanique de la fondation en alvéole[34].	176
Figure III-57 : Alvéole préfabriquée avec castellations pour ancrage renforcé[34].	177
Figure III-59 : Résultats des sollicitations nodales obtenues à l'ELU.	178
Figure III-58 : Résultats des sollicitations nodales obtenues à l'ELS.	178
Figure III-60 : Détail des armatures de confinement des poteaux et du logement de fondation dans les structures préfabriquées.	180

LISTE DES TABLEAU

Tableau I-1 : Classification et avantages des dalles préfabriquées.	26
Tableau I-2 : Éléments constitutifs et sollicitations principales.	38
Tableau I-3 : États limites ultimes et service.....	41
Tableau II-1 : Assemblages poteaux-fondations.	57
Tableau II-2 : Assemblages poteaux-poutres.	58
Tableau II-3 : Assemblages poutres-poutres (sur appui).....	59
Tableau II-4 : Assemblages poutres-poutres (en travée).	60
Tableau II-5 : Assemblages dalles-poutres.....	61
Tableau II-6 : Assemblages verticaux (entre panneaux adjacents).	63
Tableau II-7 : Assemblages horizontaux.	64
Tableau II-8 : Assemblages d'escaliers.	65
Tableau II-9 : Assemblages de paliers.....	66
Tableau II-10 : Éléments métalliques des assemblages.....	67
Tableau II-11 : Matériaux de remplissage et de scellement.	68
Tableau II-12 : Types d'appareils d'appui et leurs caractéristiques.	68
Tableau II-13 : Principaux défauts des assemblages préfabriqués.	70
Tableau II-14 : Comparaison entre les recommandations PCI et fib pour les assemblages préfabriqués.	79
Tableau III-1 : Charges permanentes et charges d'exploitation de palier.....	83
Tableau III-2 : Charges permanentes et charges d'exploitation de paillasse	84
Tableau III-3 : Dimensionnement des armatures longitudinales.....	85
Tableau III-4 : Ferrailage d'escalier longitudinale.....	86
Tableau III-5 : Ferrailage du palier	90
Tableau III-6 : Armature longitudinale.	92
Tableau III-7 : Armature transversale.	92
Tableau III-8 : Vérification des moments fléchissant de la dalle alvéolaire précontrainte	108
Tableau III-9 : Vérification des flèches sous combinaisons de service (ELS).....	109
Tableau III-10 : Paramètres sismiques de classification selon le RPA 2024(Coefficient de comportement).....	110
Tableau III-11 : Synthèse des vérifications sismiques de la dalle alvéolaire	112
Tableau III-12 : Synthèse des vérifications aux états limites ultimes et de service	112
Tableau III-13 : Évaluation des charges appliquées à l'étage courant.	113
Tableau III-14 : Évaluation des charges appliquées à la terrasse.	113
Tableau III-15 : Évaluation des charges permanentes dues au mur	114
Tableau III-16 : Paramètres sismiques de classification.	114
Tableau III-17 : Coefficient de comportement effectif.	115
Tableau III-18 : Paramètres du spectre Type 2 (Tableau 3.4 RPA 2024)	115
Tableau III-19 : Valeurs caractéristiques des spectres élastique et de dimensionnement.....	117
Tableau III-20 : Synthèse complète des paramètres sismiques.	118

Tableau III-21 : Résultats du prédimensionnement des poutres secondaires.....	119
Tableau III-22 : Résultats de l'application numérique.....	124
Tableau III-23 : Symboles et désignations des paramètres de calcul du corbeau.	130
Tableau III-24 : Vérification de la section selon les critères FIB.	131
Tableau III-25 : Tableau récapitulatif des paramètres recommandés par le PCI.	132
Tableau III-26 : Synthèse des principaux types de connexions poutre–poteau préfabriquées[36].	134
Tableau III-27 : Synthèse comparative des approches de dimensionnement des connexions.	135
Tableau III-28 : Données de l'application numérique.....	136
Tableau III-29 : Résultat méthode Elliott & Jolly §7.7.2.....	139
Tableau III-30 : Résultats comparatifs.	139
Tableau III-31 : Comparaison des résultats numériques avec les modèles analytiques de référence	139
Tableau III-32 : <i>Résultats des essais sur les connexions poutre–poteau cruciformes en béton préfabriqué[36]</i>	148
Tableau III-33 : Classification du comportement des connexions en fonction du coefficient de rigidité γ	149
Tableau III-34 : Évolution du comportement des connexions semi-rigides au cours des phases de construction et d'exploitation.....	149
Tableau III-35 : Paramètres $M-\theta$ selon les conditions d'appui.	151
Tableau III-36 : Limites de rigidité pour le dimensionnement semi-rigide (BS EN 1993) ...	151
Tableau III-37 : Zones de comportement des connexions selon le coefficient γ	154
Tableau III-38 : <i>Configuration des sous-assemblages testés (grandeur réelle)</i>	158
Tableau III-39 : Classification des assemblages poutre–poteau testés selon la position des armatures de continuité	159
Tableau III-40 : Représentation des variantes de tracé de la courbe moment–rotation dans la méthode de la Beam-Line	159
Tableau III-41 : Moments de résistance obtenus aux points d'intersection de la méthode Beam- Line selon le type de connexion.	159
Tableau III-42 : <i>Configuration et composants de l'essai sur corbeau en béton</i>	160
Tableau III-43 : Comparaison des résultats de prédimensionnement des poutres précontraintes.	164
Tableau III-44 : Données générales de la poutre secondaire.....	165
Tableau III-45 : Récapitulatif des résultats de calcul des poutres secondaires.	169
Tableau III-46 : <i>Vérification du type de fondation</i>	178
Tableau III-47 : Synthèse des paramètres de conception	181

INTRODUCTION GENERALE

Le développement du secteur industriel en Algérie a entraîné un besoin croissant en infrastructures capables de répondre aux exigences de production, de stockage et de logistique. Parmi ces infrastructures, les hangars industriels occupent une place importante en raison de leur capacité à couvrir de grandes surfaces tout en offrant une grande flexibilité d'utilisation. La conception de ce type d'ouvrage doit satisfaire des exigences de résistance, de stabilité, de durabilité et d'économie, tout en garantissant la sécurité des utilisateurs.

Compte tenu de la situation géographique de l'Algérie, caractérisée par une activité sismique notable, la prise en compte des actions sismiques constitue un aspect essentiel dans la conception des structures industrielles. Le séisme de Boumerdès de 2003 a notamment révélé la vulnérabilité de nombreux ouvrages face aux sollicitations sismiques et a conduit à un renforcement progressif des règles de conception parasismique, aujourd'hui regroupées dans le RPA 2024.

Dans ce contexte, les techniques de préfabrication et de précontrainte apparaissent comme des solutions particulièrement adaptées à la réalisation des hangars industriels. La préfabrication permet une production industrielle des éléments structuraux, assurant une meilleure qualité d'exécution, une réduction des délais de chantier et une optimisation des coûts. La précontrainte, quant à elle, permet de franchir des portées importantes avec des sections plus élancées tout en améliorant le comportement des éléments sous les charges de service et en limitant les phénomènes de fissuration. Cependant, le comportement des structures préfabriquées en zone sismique dépend fortement de la qualité de leurs assemblages. Les connexions entre les différents éléments préfabriqués représentent les zones les plus sensibles de l'ouvrage, puisqu'elles doivent assurer la transmission des efforts et garantir un comportement global satisfaisant sous l'effet des sollicitations statiques et dynamiques. Une conception inadéquate de ces assemblages peut compromettre la sécurité de l'ensemble de la structure.

Dans ce cadre, la problématique principale de ce mémoire peut être formulée comme suit :

Comment concevoir un hangar industriel en béton préfabriqué et précontraint capable de satisfaire les exigences de résistance, de stabilité et de sécurité sismique tout en garantissant la fiabilité des assemblages entre les éléments préfabriqués ?

Afin de répondre à cette problématique, ce travail poursuit plusieurs objectifs. Il vise d'abord à présenter les principes fondamentaux de la préfabrication et de la précontrainte appliqués aux bâtiments industriels. Il consiste ensuite à étudier et dimensionner les assemblages critiques selon les recommandations normatives disponibles. Le mémoire a également pour objectif de concevoir et de vérifier l'ensemble des éléments structuraux du hangar conformément aux règlements en vigueur, notamment le BAEL 91, les Eurocodes et le RPA 2024. Enfin, une modélisation numérique est réalisée afin d'évaluer le comportement global de la structure sous les différentes sollicitations, en particulier les actions sismiques. Pour atteindre ces objectifs, le mémoire est organisé en trois chapitres. Le premier chapitre présente les généralités relatives à la préfabrication en béton, ses avantages et ses principaux systèmes constructifs. Le deuxième chapitre est consacré à l'étude des assemblages entre éléments préfabriqués, avec un intérêt particulier porté aux corbeaux et aux fondations de type alvéole. Le troisième chapitre traite de la conception et du dimensionnement complet du hangar industriel, depuis les dalles alvéolaires jusqu'aux fondations, ainsi que de son analyse sismique à l'aide d'une modélisation numérique. Enfin, une conclusion générale synthétise les principaux résultats obtenus et propose des recommandations pour la conception des structures industrielles préfabriquées en zone sismique.

Chapitre I : Généralités

I.1 La préfabrication

I.1.1 Introduction

La préfabrication en béton constitue aujourd'hui une technique largement utilisée dans le domaine de la construction, notamment pour les bâtiments industriels, commerciaux et les ouvrages de grande portée. Son développement est lié à la recherche de solutions permettant d'améliorer la qualité des réalisations, de réduire les délais d'exécution et d'optimiser les coûts de construction. Grâce à l'industrialisation du processus de fabrication, elle offre une meilleure maîtrise des conditions de production et limite les contraintes liées au chantier.

I.1.2 Définition

La préfabrication est un procédé constructif consistant à fabriquer tout ou partie des éléments d'un ouvrage dans une usine ou un atelier spécialisé avant leur transport et leur mise en place sur le chantier. Les éléments sont produits dans des conditions contrôlées, garantissant une qualité constante, une grande précision dimensionnelle et une meilleure maîtrise des caractéristiques mécaniques du béton. Cette technique peut concerner différents éléments structuraux ou non structuraux tels que les poteaux, poutres, dalles, panneaux de façade, escaliers et éléments de plancher. Elle constitue aujourd'hui une solution performante permettant de répondre aux exigences de productivité, de qualité et de durabilité dans le secteur de la construction.

I.1.3 Historique

Émergence et développement de la préfabrication en béton armé (1945–1968),

Au lendemain de la Seconde Guerre mondiale, le secteur du bâtiment est confronté à des besoins considérables en matière de reconstruction et de logement. Les techniques traditionnelles de béton coulé en place, largement utilisées à cette époque, se révèlent insuffisantes pour répondre à la rapidité d'exécution exigée. Face à la pénurie de main-d'œuvre qualifiée et à l'augmentation de la demande, les premières solutions de préfabrication en béton sont progressivement mises en œuvre. Dès les années 1950, la standardisation des éléments et leur fabrication en usine permettent d'accélérer les cadences de construction tout en améliorant la qualité et la maîtrise des coûts. Cette évolution marque le début de l'industrialisation du secteur de la construction et constitue une étape déterminante dans le développement des systèmes modernes de préfabrication.

I.1.4 Les systèmes de préfabrication

Les systèmes de préfabrication peuvent être classés selon le degré de compatibilité et d'interchangeabilité des éléments produits. On distingue principalement le système ouvert et le système fermé, qui correspondent à deux logiques industrielles et organisationnelles différentes.

I.1.4.1 Système ouvert

Dans un système ouvert, les éléments préfabriqués sont conçus selon des normes dimensionnelles et techniques permettant leur compatibilité avec des composants provenant d'autres fabricants ou systèmes constructifs. Ce principe repose sur la standardisation et l'interchangeabilité des éléments, favorisant la flexibilité architecturale et la liberté de choix des entreprises intervenantes. Le système ouvert permet l'intégration de solutions techniques variées et favorise la concurrence entre fournisseurs.

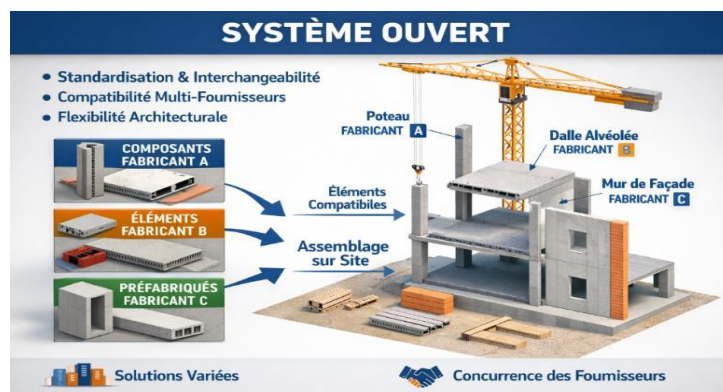


Figure I-1 : Schéma explicatif du système ouvert en préfabrication.

I.1.4.2 Système fermé

À l'inverse, dans un système fermé, l'ensemble des éléments préfabriqués est conçu pour fonctionner exclusivement au sein d'un système global développé par une même entreprise ou un même groupement industriel. Les composants sont spécifiquement dimensionnés pour s'assembler entre eux et ne sont pas nécessairement compatibles avec des éléments extérieurs au système. Ce type d'organisation permet une optimisation technique et une meilleure maîtrise du processus constructif, mais limite la flexibilité et l'interchangeabilité des composants.

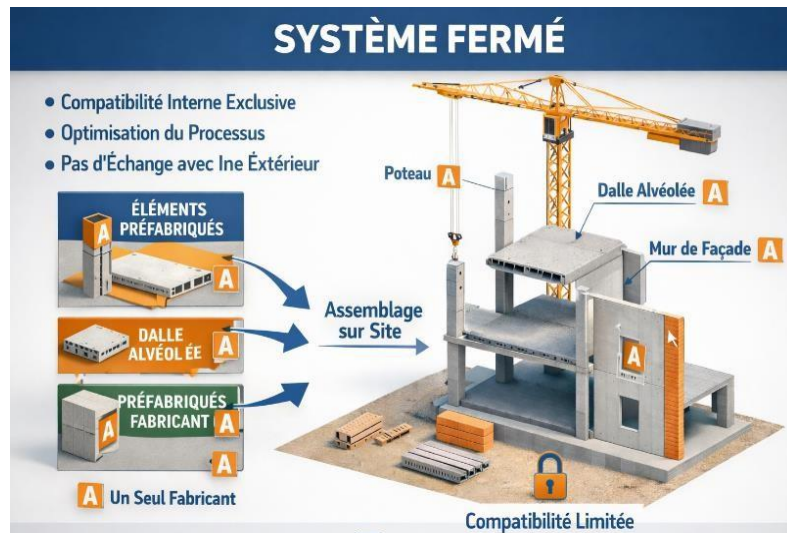


Figure I-2 : Principe du système fermé en préfabrication.

I.1.5 Catégories de préfabrication

Dans le domaine de la construction, la préfabrication peut être classée selon la dimension et le poids des éléments produits. On distingue principalement deux grandes catégories : la préfabrication légère et la préfabrication lourde.

I.1.5.1 Préfabrication légère

La préfabrication légère concerne des éléments de dimensions et de poids relativement limités, généralement inférieurs à une tonne, facilitant ainsi leur transport et leur mise en œuvre sur chantier. Elle inclut notamment des composants tels que les poutrelles, les panneaux de façade, les prédalles de petites dimensions, les cloisons préfabriquées ou certains éléments d'ossature secondaire. Ce type de préfabrication est particulièrement adapté aux projets nécessitant une grande flexibilité et une manutention simplifiée.

I.1.5.2 Préfabrication lourde

La préfabrication lourde concerne des éléments structuraux de grandes dimensions et de poids élevé, nécessitant des moyens de transport et de levage spécifiques. Elle comprend, par exemple, des planchers complets, des façades d'une hauteur d'étage, des poutres de grande portée ou des éléments de couverture industriels. Ce procédé est couramment utilisé dans les bâtiments industriels, les parkings, les centres commerciaux et les logements collectifs, où la répétitivité et la standardisation permettent une production en série efficace.

I.1.6 Types d'installations de préfabrication

La production des éléments préfabriqués peut être réalisée selon différentes configurations industrielles, en fonction de la nature et de l'ampleur du projet.

I.1.6.1 Atelier temporaire

L'atelier temporaire est une installation mise en place spécifiquement pour un projet donné. Généralement situé à proximité du chantier, il est destiné à être démantelé une fois les travaux achevés. Ce type d'installation permet de réduire les coûts de transport et d'adapter la production aux besoins spécifiques du projet.

I.1.6.2 Usine fixe

L'usine fixe est une unité industrielle permanente, conçue pour produire des éléments préfabriqués sur une longue période et approvisionner plusieurs chantiers simultanément. Elle dispose d'équipements spécialisés, d'un contrôle qualité rigoureux et d'une organisation industrielle optimisée, garantissant une production standardisée et continue.

I.1.6.3 Atelier mobile

L'atelier mobile correspond à une unité de préfabrication temporaire et déplaçable, installée à proximité du chantier pour la durée des travaux. Contrairement à l'usine fixe, ses équipements notamment les moules de fabrication sont conçus pour être démontés, transportés et réutilisés sur un autre site après l'achèvement du projet. Ce type d'installation présente l'avantage de réduire les coûts liés au transport des éléments préfabriqués tout en conservant une certaine flexibilité organisationnelle. Il constitue ainsi un compromis entre l'atelier temporaire spécifique à un seul projet et l'usine fixe à production permanente.

I.1.7 Les avantages et les inconvénients du béton préfabriqué

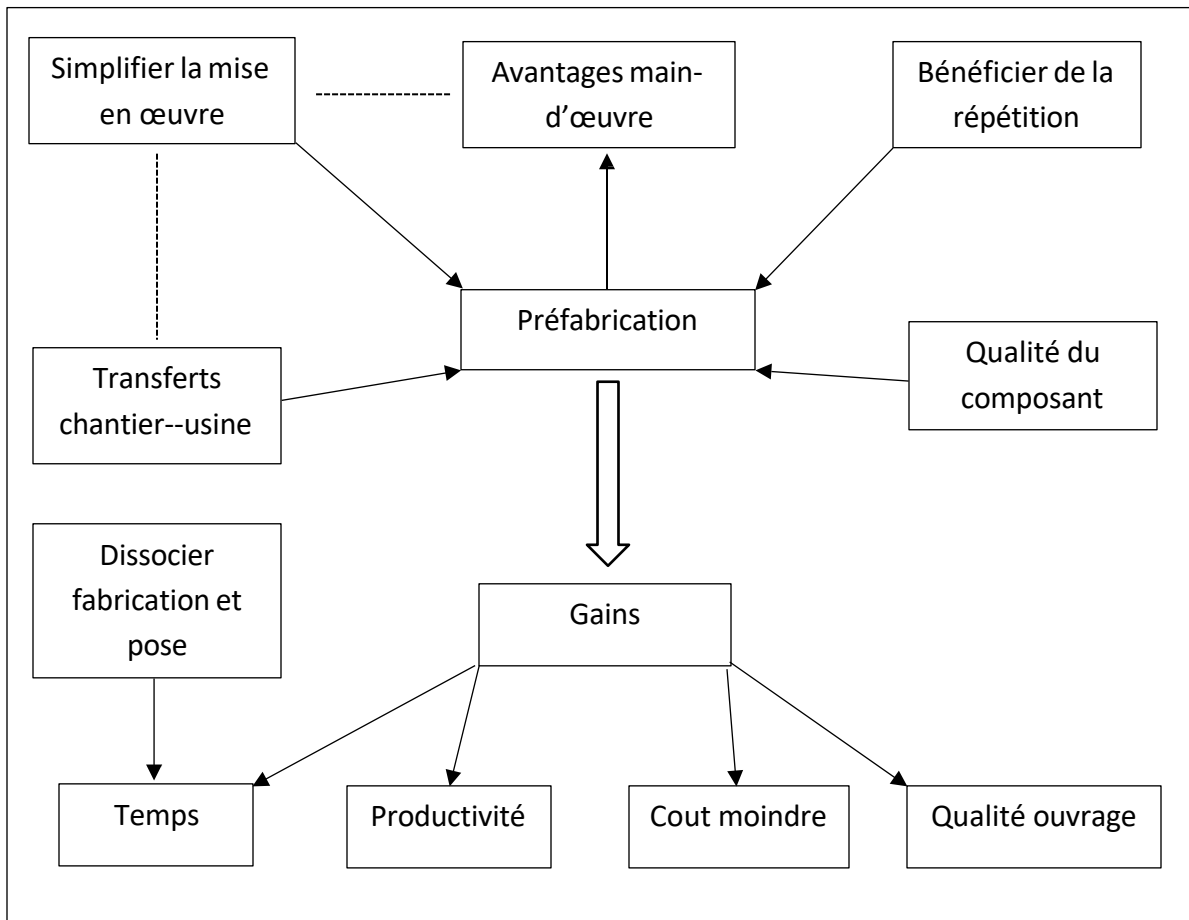


Figure I-3 : *Évaluation technique du béton préfabriqué – avantages et inconvénients.*

I.1.8 Le béton comme matériau de structure

I.1.8.1 Description et composition

Le béton est un matériau de construction composite obtenu par le mélange de granulats naturels (sable, gravillons) ou artificiels (granulats légers), liés par un liant hydraulique, généralement le ciment, et activés par l'ajout d'eau. Après sa mise en œuvre, le béton durcit par réaction d'hydratation du ciment, formant une matrice solide capable de résister efficacement aux efforts de compression. Lorsqu'il est associé à des armatures en acier destinées à reprendre les efforts de traction, on parle de béton armé. Dans certains cas, l'introduction d'efforts de compression préalable par câbles ou torons permet d'obtenir du béton précontraint, améliorant ainsi les performances mécaniques et la capacité de franchissement de grandes portées.

I.1.8.2 Domaines d'utilisation

Grâce à ses propriétés mécaniques et à sa grande adaptabilité géométrique, le béton est largement utilisé dans la réalisation des éléments structuraux, notamment :

- Les voiles et murs porteurs

- Les poutres
- Les dalles et planchers
- Les poteaux ou colonnes
- Les voûtes
- Les coques minces (notamment en béton projeté)

Son emploi s'étend aussi bien aux bâtiments résidentiels qu'aux ouvrages industriels et aux infrastructures.

I.1.8.3 Avantages du béton comme matériau structural

Le béton présente de nombreux avantages techniques et économiques qui expliquent son utilisation très répandue dans le domaine de la construction. Il se distingue notamment par sa résistance élevée à la compression, ce qui en fait un matériau particulièrement adapté pour les éléments porteurs. Lorsqu'il est associé à des armatures en acier, le béton armé acquiert également une bonne capacité à reprendre les efforts de traction. Par ailleurs, le béton offre une bonne résistance au feu ainsi qu'une durabilité importante lorsqu'il est correctement conçu, mis en œuvre et protégé contre les agressions extérieures. Sa grande mouillabilité permet également une grande liberté architecturale, autorisant la réalisation de formes variées et adaptées aux exigences des projets. De plus, il est possible de concevoir des éléments de grande portée, notamment grâce à l'utilisation du béton précontraint. Enfin, dans le cadre de la préfabrication, la production en milieu industriel permet une meilleure gestion et valorisation des déchets, contribuant ainsi à une optimisation des ressources. L'ensemble de ces caractéristiques fait du béton un matériau particulièrement adapté aux structures préfabriquées.

I.1.8.4 Inconvénients

Malgré ses performances structurelles, ce système présente également certaines limites. En effet, la production des matériaux, notamment le béton et l'acier, entraîne une consommation importante d'énergie grise, ce qui peut avoir un impact environnemental non négligeable. Par ailleurs, la mise en œuvre de ce type de structure reste fortement limitée dans le cadre de l'auto-construction, en raison des exigences techniques et des moyens matériels nécessaires. Dans le cas du béton coulé sur place, les opérations de réalisation peuvent être relativement longues, puisqu'elles nécessitent plusieurs étapes successives telles que le coffrage, le coulage, la vibration ainsi que le temps de prise et de séchage du béton. De plus, ce type de structure est généralement non démontable, ce qui implique souvent une démolition complète de l'ouvrage en fin de vie.

I.1.9 Les éléments utilisés dans les structures

I.1.9.1 Les éléments de structure

Les éléments tels que les fondations, les poutres, les poteaux, les dalles, les planchers et les couvertures, en béton armé ou précontraint.

A) Les fondations

Les constructions par éléments préfabriqués utilisent les mêmes types de fondations que les structures coulées en place :

- Semelles continues
- Semelles isolées
- Massifs de fondation
- Pieux de fondation

Elles sont définies en fonction de la nature du sol et de la rigidité de la structure supportée.

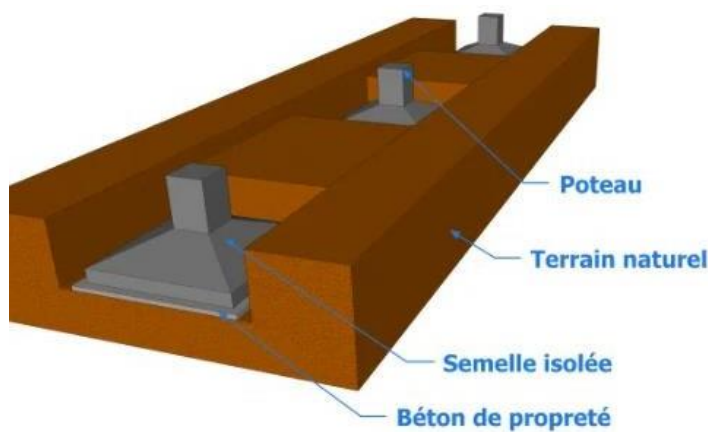


Figure I-4 : Semelle isolée préfabrique[1].



Figure I-5 : Fondation préfabrique[2].

❖ Vide sanitaire :

Le vide sanitaire, espace d'air sous le plancher bas du rez-de-chaussée, est une première étape pour l'isolation de l'habitation.

Le vide sanitaire est constitué :

- D'un soubassement (longrines précontraintes sur plots ou blocs sur fondations).
- D'un plancher à poutrelles et entrevous (généralement isolant) associé à une dalle de compression.
- Elle isole en protégeant la construction des remontées d'humidité.
- Elle évite les déformations et les fissures de carrelages.

❖ Avantages :

- Mise en œuvre rapide

- Diminution de 50 % du poids mort par rapport à un plancher coulé en place
- Facilité d'adaptation en rive Passage des gaines techniques simplifié par l'espace important dans le plénum.

B) Poteaux

Les poteaux transmettent les charges verticales et horizontales aux fondations. Leur section est généralement carrée ou rectangulaire, mais d'autres sections (circulaires ou en forme de I) sont possibles. Le dimensionnement des poteaux dépend des paramètres suivants :

- La hauteur du poteau
- Les charges verticales transmises par les poutres
- Action du vent
- Les actions sismiques
- Le nombre de poteaux concernés

Les poteaux sont préfabriqués et encastrés dans des fondations par encuvement ou brochage. Ils peuvent être équipés de corbeaux pour les planchers intermédiaires et peuvent intégrer une descente d'eaux pluviales avec une sortie en pied. Leur mise en œuvre simple et rapide réduit les délais d'exécution.

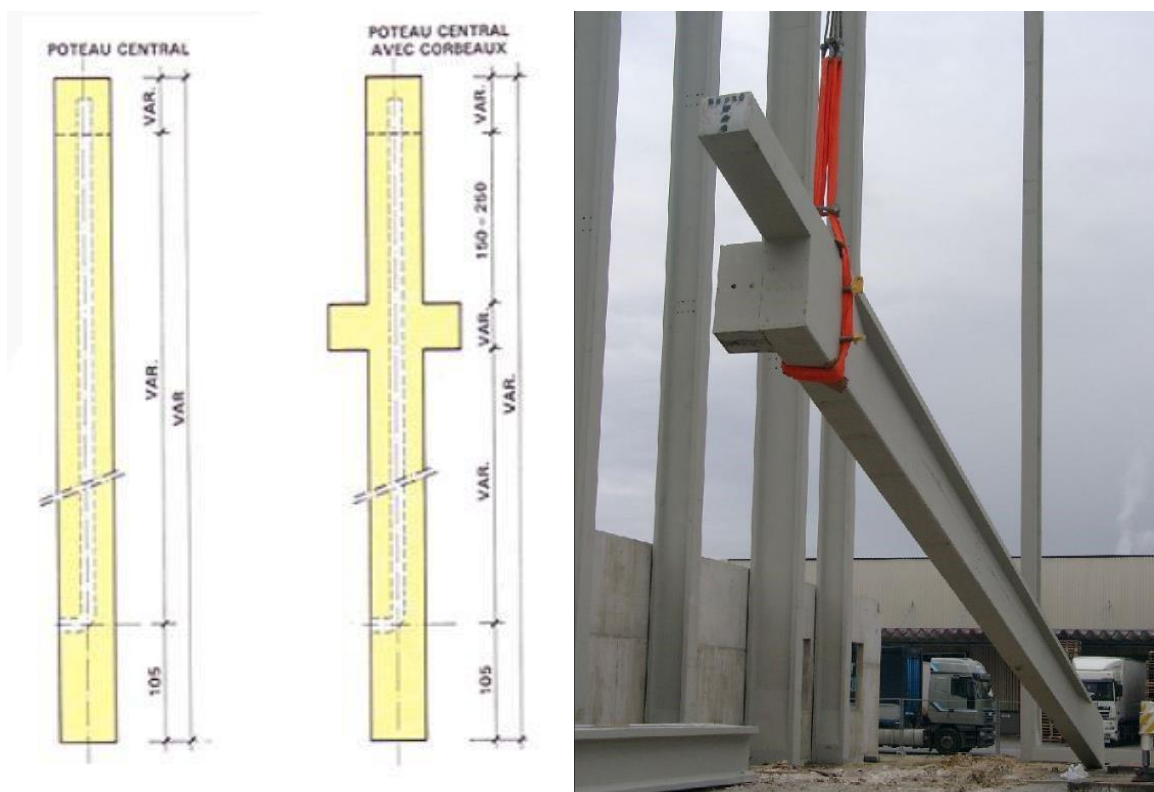


Figure I-6 : Poteaux préfabriquée[3].

❖ Les pieds de poteaux :

Les deux solutions les plus courantes sont :

✓ Les poteaux brochés :

La transmission des efforts du poteau à la fondation se fait par des barres dépassant du pied du poteau et scellées dans des réservations. Un mortier sans retrait remplit les réservations et le vide de calage. Le poteau est réglé et maintenu verticalement par des étais tire-pousse.

▪ Les poteaux encuvés (solution recommandée) :

L'espace libre de 10 cm entre le pied du poteau et la fondation permet un calage et un scellement au moyen d'un mortier sans retrait d'une résistance minimum B25. Il existe des poteaux à feuillures permettant la mise en œuvre de panneaux béton d'épaisseur variable. Les poteaux assurent la stabilité du mur sous l'action des forces extérieures (vent, dilatation...).

C) Poutres

Les poutres sont en béton précontraint, avec ou sans blochet d'about. Elles supportent les pannes et servent à transmettre les efforts aux poteaux. Elles peuvent être à inertie constante ou variable sur la hauteur. Différents types de poutres peuvent composer le plancher béton :

- Les poutres de rives en forme de L
- Les poutres intermédiaires en forme de T inversé permettant de poser un plancher de chaque côté de la poutre.
- Les poutres rectangulaires pour appuyer des dalles alvéolaires ou des prédalles.

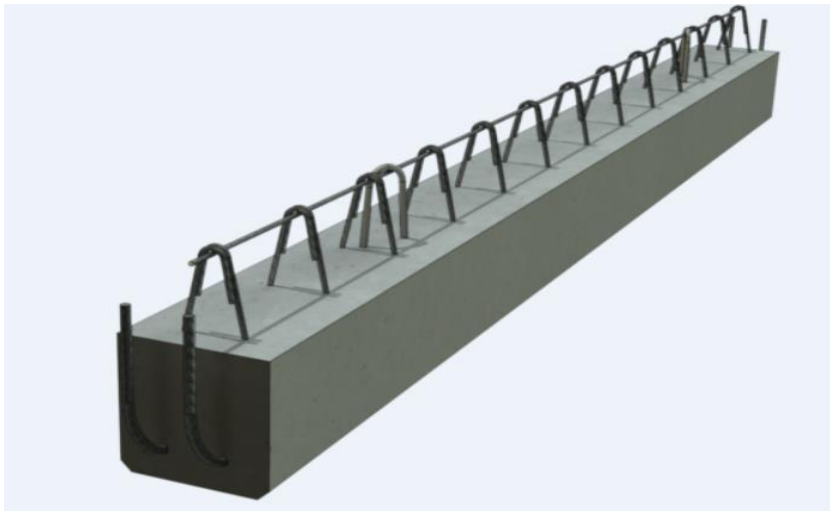


Figure I-7 : Poutres préfabriquée[4].

❖ Les poutres en L :

Elles réduisent l'encombrement de la structure en intégrant leur hauteur à celle du plancher qu'elles supportent. Les poutres sont solidarisées au plancher par la dalle de compression. En position centrale, deux poutres sont utilisées côte à côte.

❖ Les poutres en T renversées :

Leur utilisation est similaire à celle des poutres en L, car elles intègrent leur hauteur à celle du plancher. Les poutres sont solidarisiées au plancher par la dalle de compression.

❖ Les poutres rectangulaires :

Elles peuvent, dans certains cas, être étiayées et sont utilisées pour des portées de 5 à 15 mètres, avec des hauteurs et des bases variables.

D) Dalle béton préfabriquée

Une dalle béton préfabriquée est un module aux dimensions précises, pouvant être alvéolé (avec des tubes de polystyrène dans ses cavités) ou plein pour une plus grande inertie. La fabrication de ce type de dalle se fait en usine (rarement sur chantier) pour gagner du temps lors de la mise en œuvre et pour faciliter la manipulation des pièces. Le béton utilisé pour les dalles est dosé jusqu'à 300 kg/m³ en ciment et renforcé par des armatures précontraintes.



Figure I-8 : *Dalle préfabriquée*[5].



Figure I-9 : *Installation de la dalle*[6].

Tableau I-1 : *Classification et avantages des dalles préfabriquées.*

Type de dalle préfabriquée	Caractéristiques principales	Avantages / Domaine d'utilisation
Dalles pleines préfabriquées	Éléments réalisés en béton armé, présentant un comportement structural similaire aux dalles coulées en place.	Adaptées aux portées courtes à moyennes et offrent une excellente qualité de surface.
Dalles nervurées préfabriquées	Présence de nervures longitudinales permettant d'optimiser la section résistante et de diminuer le poids propre.	Bonne résistance en flexion et réduction du poids propre de la structure.
Dalles alvéolaires préfabriquées	Éléments généralement réalisés en béton précontraint comportant des alvéoles longitudinales réduisant la masse.	Permettent la réalisation de grandes portées tout en conservant un poids relativement faible.

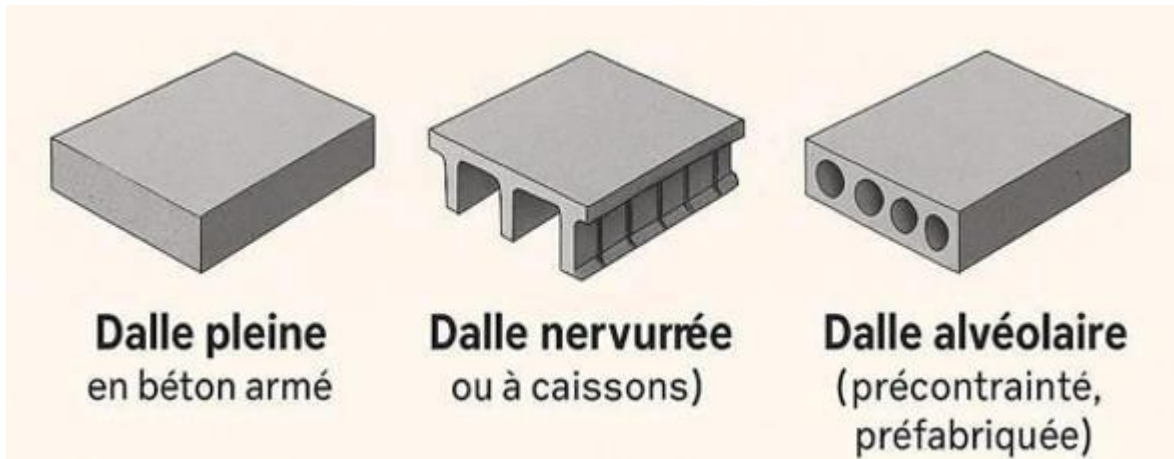


Figure I-10 : *Différents types de dalles préfabriquées en béton[7].*

Exemple d'une société de préfabrication : SICEP

SICEP Tunisie est une filiale du groupe SICEP, entreprise italienne spécialisée dans la conception, la production et l'installation de systèmes préfabriqués en béton. Présente sur le marché depuis plus de 60 ans, SICEP est le principal producteur du sud de l'Italie et exploite deux usines situées à Catane et Raguse. L'entreprise a développé des solutions préfabriquées adaptées aux besoins de la construction civile ainsi qu'aux infrastructures en général.

I.1.10 Systèmes pour bâtiments à plusieurs étages

Les systèmes constructifs proposés par SICEP Tunisie pour les bâtiments à plusieurs étages sont conçus afin de répondre à différentes exigences techniques et fonctionnelles. Ils sont particulièrement adaptés aux bâtiments présentant un large maillage structural, permettant une grande flexibilité dans l'organisation des espaces. Ces systèmes sont généralement destinés aux constructions dont le nombre d'étages est compris entre deux et cinq niveaux, avec une hauteur maximale pouvant atteindre 20 mètres. Ils sont également conçus pour supporter des surcharges importantes tout en assurant des performances élevées en matière de résistance au feu. Par ailleurs, ces solutions constructives sont principalement appliquées aux structures présentant des formes régulières, ce qui favorise un comportement structural plus efficace. Enfin, l'un des objectifs principaux de ces systèmes est d'optimiser le rapport entre la qualité de construction, les délais de réalisation et les coûts globaux du projet.

I.2 Les éléments préfabriqués

I.2.1 Introduction

La préfabrication des éléments en béton constitue une évolution majeure dans l'industrialisation du secteur de la construction. Son développement s'est accéléré après la Seconde Guerre mondiale, en réponse aux besoins massifs de reconstruction, à la pénurie de main-d'œuvre qualifiée et à la nécessité de réduire les délais d'exécution. Ce mode constructif repose sur la fabrication d'éléments structuraux ou architecturaux en dehors du chantier, dans un environnement contrôlé, avant leur transport et leur assemblage sur site. Il traduit le passage d'une logique artisanale à une logique industrielle fondée sur la standardisation, la production en série et l'optimisation des processus.

I.2.2 Définition et caractéristiques générales

Les éléments préfabriqués sont des composants en béton armé ou précontraint, réalisés en usine ou à proximité du chantier, puis mis en œuvre par assemblage. Fabriqués dans des conditions techniques maîtrisées, ils bénéficient d'un contrôle rigoureux des matériaux, des dimensions et des performances mécaniques. Cette production industrialisée permet d'améliorer la qualité globale des ouvrages, de réduire les incertitudes liées aux conditions climatiques et d'optimiser les délais de réalisation. Les éléments préfabriqués peuvent être porteurs ou non porteurs et assurent différentes fonctions structurelles ou architecturales au sein du bâtiment.

I.2.3 Domaines d'application

Les éléments préfabriqués sont utilisés dans divers types de constructions :

- **Habitat individuel et collectif** : murs porteurs, planchers, escaliers, prémurs isolés.
- **Bâtiments industriels et commerciaux** : poteaux, poutres de grande portée, panneaux de façade.
- **Infrastructures et ouvrages d'art** : poutres précontraintes, éléments de tablier, murs de soutènement.
- **Projets de rénovation** : planchers ou façades préfabriqués permettant une intervention rapide.

Cette diversité d'applications illustre l'adaptabilité du béton préfabriqué aux exigences structurelles et architecturales contemporaines.

I.2.4 Types de préfabrication

On distingue principalement deux modes de production : la préfabrication foraine et la préfabrication en usine[8].

I.2.4.1 Préfabrication foraine

La préfabrication foraine consiste à fabriquer les éléments à proximité immédiate du chantier, dans des installations temporaires. Elle permet de limiter les coûts de transport et d'adapter la production aux besoins spécifiques du projet. Toutefois, le contrôle des conditions environnementales peut être moins rigoureux qu'en usine, ce qui peut influencer la qualité et la régularité des produits.

I.2.4.2 Préfabrication en usine

La préfabrication en usine repose sur une production industrialisée permanente, réalisée dans des unités spécialisées. Elle offre un haut niveau de mécanisation, un contrôle qualité systématique, une meilleure traçabilité et la possibilité de produire des éléments de grandes dimensions. Bien qu'elle nécessite des investissements importants et une logistique adaptée (transport, levage), elle permet une réduction significative des délais et une optimisation globale des ressources humaines.

I.2.5 Processus de fabrication en usine

Le processus de préfabrication en usine comprend généralement les étapes suivantes :

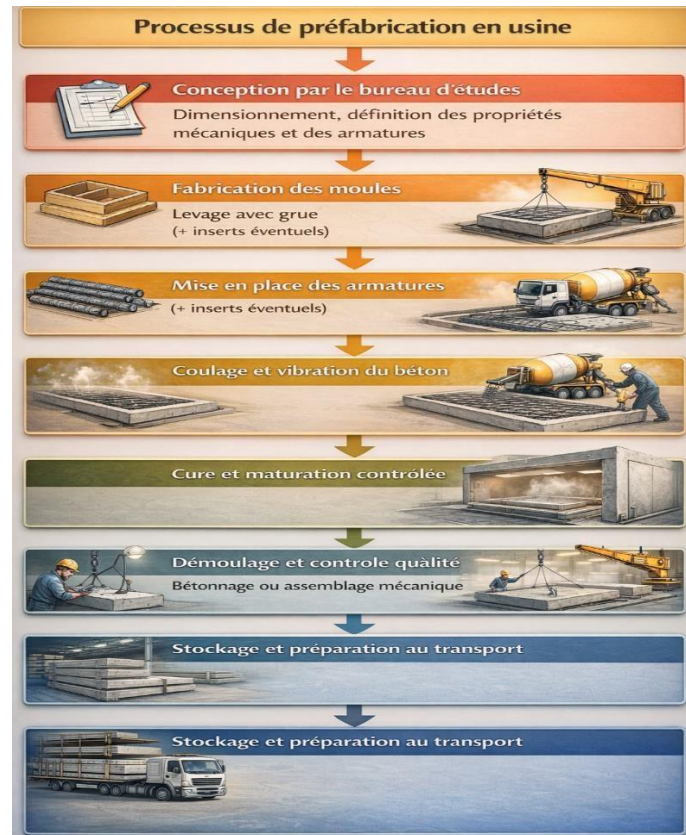


Figure I-11 : Organigramme de Processus de fabrication en usine.

Ce processus structuré garantit la conformité des éléments aux exigences normatives et techniques du projet.

I.2.6 Mise en œuvre sur le chantier

L'installation des éléments préfabriqués nécessite une planification rigoureuse des opérations de transport, de levage et d'assemblage. Les dispositifs de levage sont souvent intégrés dès la phase de conception afin de faciliter la manutention. La stabilité provisoire doit être assurée jusqu'à la mise en place définitive des liaisons structurelles. L'assemblage peut impliquer des connexions mécaniques, des scellements ou des compléments de bétonnage, selon le système constructif adopté.

I.2.7 Avantages de la préfabrication

La construction préfabriquée présente plusieurs avantages majeurs :

- **Maîtrise de la qualité** : grâce à une production en environnement contrôlé.

- **Réduction des délais d'exécution** : par la simultanéité des opérations en usine et sur chantier.
- **Optimisation des coûts globaux** : notamment par la diminution de la main-d'œuvre sur site.
- **Amélioration de la sécurité** : grâce à la réduction des travaux en hauteur et des opérations complexes sur chantier.
- **Réduction de l'impact environnemental** : par une meilleure gestion des matériaux et une diminution des déchets.

Ces atouts expliquent le développement croissant de la préfabrication dans les projets contemporains.

I.2.8 Limites et contraintes

Malgré les nombreux avantages qu'elle offre, la préfabrication présente également certaines contraintes qu'il convient de prendre en considération lors de la conception et de la réalisation des projets. Elle nécessite, en effet, une planification très détaillée dès les premières phases du projet afin d'assurer la cohérence entre la conception, la fabrication et le montage des éléments. Par ailleurs, des contraintes logistiques peuvent apparaître, notamment en ce qui concerne le transport et le levage des éléments préfabriqués, souvent lourds et volumineux. La mise en place de ce mode constructif implique également des investissements initiaux importants pour les installations industrielles et les équipements de production. De plus, la standardisation des éléments peut parfois limiter la flexibilité architecturale. Enfin, la conception et la réalisation des liaisons structurelles entre les différents éléments préfabriqués peuvent s'avérer complexes et nécessitent une attention particulière. Ainsi, une coordination rigoureuse entre l'ensemble des intervenants du projet est essentielle afin de garantir la réussite et l'efficacité de ce type de construction.

I.2.9 Éléments Préfabriqués Courants

La préfabrication concerne souvent des constructions de grande taille ou particulièrement lourdes :

I.2.9.1 Prédalles

Les prédalles sont des éléments minces en béton armé servant de coffrage permanent et participant à la résistance finale du plancher après bétonnage complémentaire sur site. Elles améliorent la résistance des sols et sont utilisées pour les habitations, les bâtiments administratifs, les parkings et les bâtiments industriels. Les prédalles combinent les avantages

de la préfabrication (pré-coffrées et ré-armées) avec la robustesse d'une dalle coulée en continu. Elles sont généralement posées à la grue sur des murs existants ou sur un étiayage. Avec une épaisseur de béton réduite (5 à 8 cm), elles sont plus légères et plus faciles à manipuler.

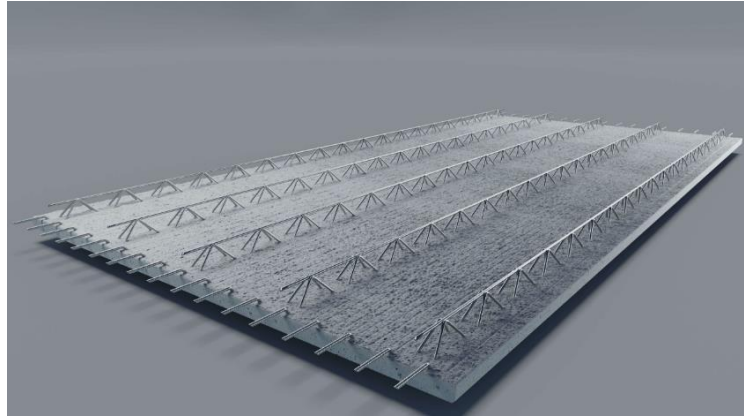


Figure I-12 : Prédalle [9].

I.2.9.2 Prémurs

Les prémurs sont composés de deux parois minces en béton armé reliées par des armatures métalliques. Ils permettent de réaliser des voiles en béton armé en remplissant l'espace entre les parois avec du béton coulé sur place. La mise en œuvre nécessite au moins trois personnes.

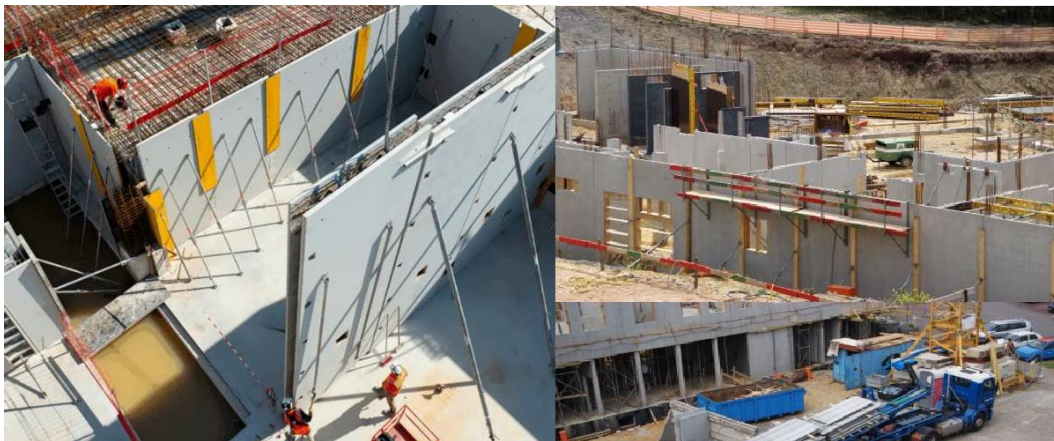


Figure I-13 : Prémur [10].

I.2.9.3 Escaliers

Les escaliers préfabriqués sont réalisés en usine avec une précision dimensionnelle élevée et une finition maîtrisée. Ils permettent une installation rapide et assurent une qualité constante, notamment dans les projets comportant des éléments répétitifs.

Les escaliers préfabriqués peuvent être en béton gris standard ou en béton spécial, coloré pour l'esthétique.



Figure I-14 : Escalier[11].

I.2.9.4 Murs de Soutènement

Les murs de soutènement préfabriqués sont des structures en béton armé destinées à retenir les terres. Ils sont généralement constitués de panneaux modulaires renforcés et permettent une mise en œuvre rapide dans les projets d'infrastructure.



Figure I-15 : Murs de Soutènement [12].

- D'autres éléments peuvent également être préfabriqués, tels que (les poteaux, poutres, panneaux de façade isolés, éléments sandwich, conduits techniques ou composants d'ouvrages d'art).

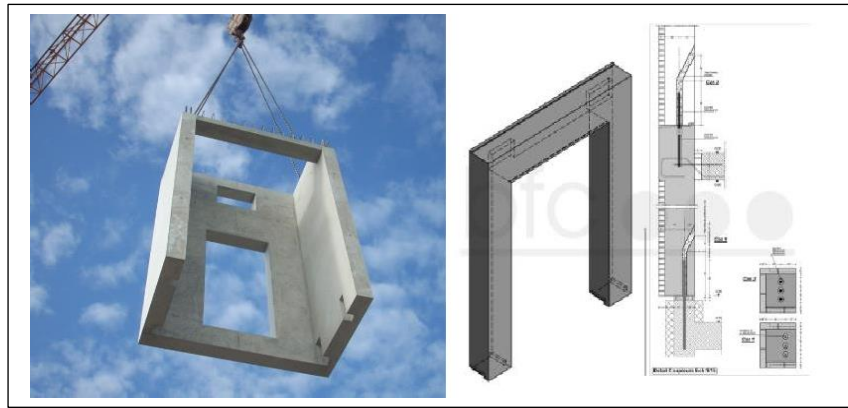


Figure I-16 : Elément structurale [13].

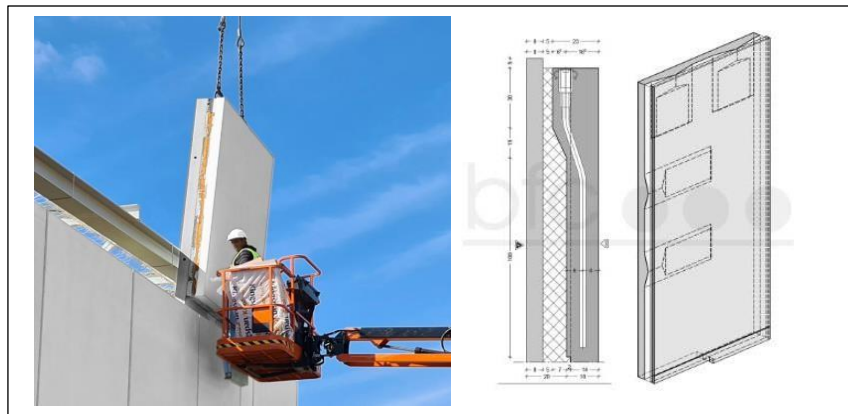


Figure I-17 : Elément sandwich [13].



Figure I-18 : Ouvrage d'art [13].

- D'autres éléments, plus petits et moins lourds, peuvent aussi être préfabriqués en usine, comme (les conduits de cheminée et les systèmes de ventilation).

I.3 Structures préfabriquées

I.3.1 Définition et principes généraux

Une structure préfabriquée en béton est un système constructif industrialisé dans lequel les éléments porteurs (poteaux, poutres, dalles, murs) sont fabriqués hors site dans des unités spécialisées, puis transportés et assemblés sur chantier. Contrairement aux structures monolithiques coulées en place, la préfabrication repose sur une conception modulaire intégrant dès l'origine la transportabilité des éléments, la précision géométrique des interfaces, la rapidité d'assemblage et la continuité mécanique assurée par des liaisons dimensionnées. Le comportement global de la structure dépend non seulement du dimensionnement des éléments individuels, mais surtout de la qualité des liaisons assurant la transmission des efforts[14].

I.3.2 Principe statique et cheminement des charges

Le principe statique d'une structure préfabriquée repose sur un cheminement clair et hiérarchisé des charges verticales et horizontales.

I.3.2.1 Charges verticales

Les charges permanentes (poids propre, cloisons, revêtements) et les charges d'exploitation sont d'abord absorbées par les éléments horizontaux, tels que les dalles, puis transmises successivement aux poutres ou directement aux murs porteurs, aux poteaux ou voiles verticaux, aux fondations, et enfin au sol d'assise. Les dalles travaillent principalement en flexion, les poteaux en compression simple ou composée, et les murs porteurs en compression et cisaillement.

I.3.2.2 Actions horizontales

Les forces dues au vent ou au séisme sont reprises par les voiles de contreventement, les portiques rigides et les noyaux en béton armé. La rigidité latérale de la structure dépend fortement du type de système porteur choisi et de la nature des liaisons.

I.3.2.3 Continuité mécanique

Dans les structures préfabriquées, la continuité mécanique n'est pas intrinsèque mais assurée par les liaisons. Leur conception conditionne la rigidité globale, la redistribution des efforts et le comportement dynamique de l'ouvrage.

I.3.3 Typologies détaillées de structures préfabriquées

I.3.3.1 Structure à ossature poteaux–poutres préfabriqués

Ce système structurel est constitué d'éléments verticaux, appelés poteaux, et d'éléments horizontaux, appelés poutres, qui forment ensemble un squelette porteur assurant la stabilité et la résistance de la structure. Les planchers reposent généralement sur les poutres, permettant ainsi la transmission des charges verticales vers les poteaux puis vers les fondations. Le contreventement de la structure, nécessaire pour résister aux actions horizontales telles que le vent ou les séismes, peut être assuré de différentes manières. Il peut être réalisé soit par des portiques rigides, capables de reprendre les efforts horizontaux grâce à la rigidité des assemblages poutres–poteaux, soit par des voiles en béton, qui peuvent être préfabriqués ou coulés en place, assurant ainsi une meilleure rigidité et stabilité globale de l'ouvrage.

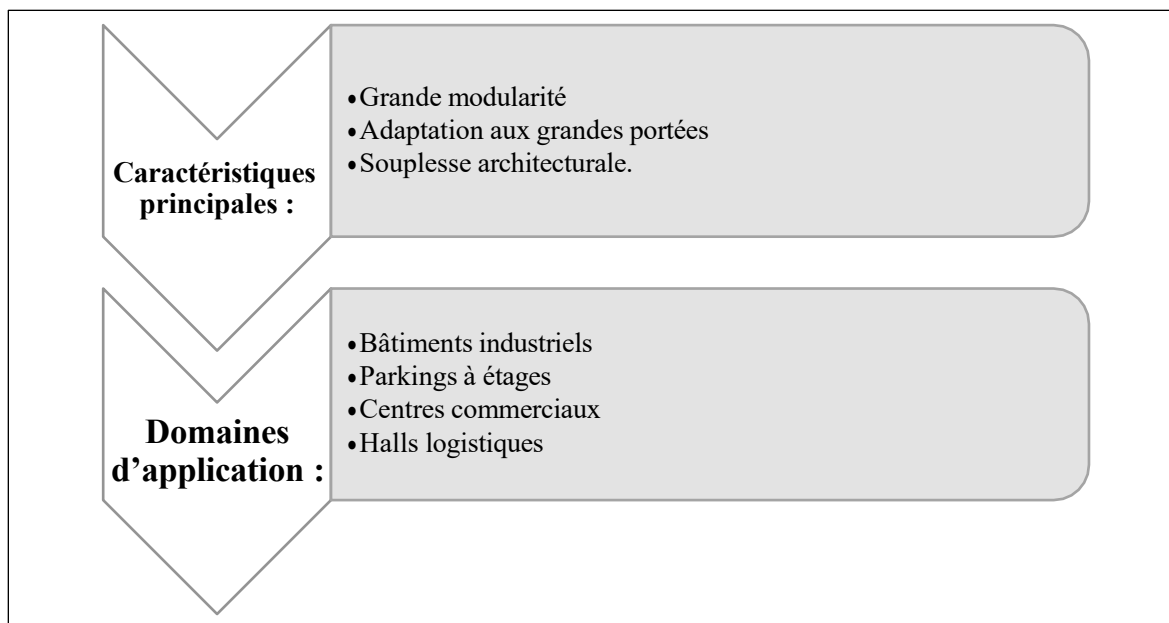


Figure I-19 : *Ossature poteaux–poutres préfabriquée.*

I.3.3.2 Structure à murs porteurs préfabriqués

La structure à murs porteurs préfabriqués repose sur des murs verticaux assurant directement la reprise des charges des planchers. Les dalles préfabriquées reposent sur ces murs, supprimant le besoin de poutres intermédiaires.

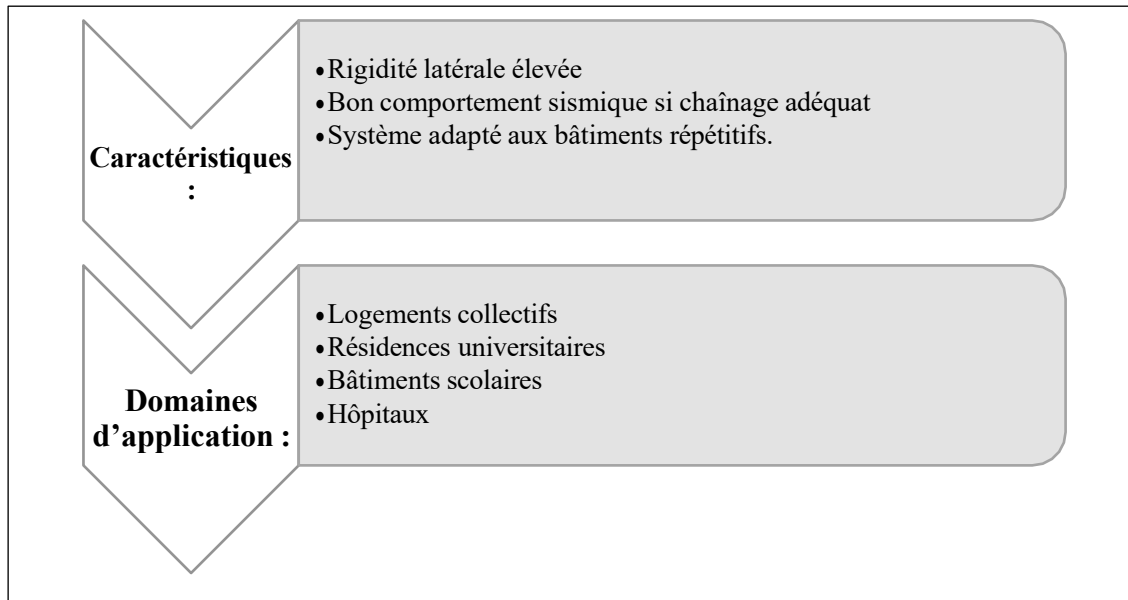


Figure I-20 : *Structure à murs porteurs préfabriqués.*

I.3.3.3 Structure mixte

La structure mixte associe une ossature constituée de poteaux et de poutres à des voiles de contreventement assurant la stabilité globale de l'ouvrage. Cette configuration permet d'optimiser la résistance et la rigidité de la structure tout en conservant les avantages liés à la rapidité d'exécution du système poteaux-poutres. L'intégration des voiles de contreventement améliore significativement la rigidité latérale de la structure, ce qui permet de réduire les sections des éléments porteurs tout en maîtrisant efficacement les déplacements horizontaux, notamment sous l'effet des actions sismiques ou du vent. Ainsi, ce système présente plusieurs avantages, notamment une excellente stabilité latérale, une grande flexibilité architecturale grâce à la liberté d'aménagement des espaces, ainsi qu'une optimisation des dimensions des éléments structuraux, contribuant à une conception plus économique et performante.

I.3.4 Éléments constitutifs et rôle structural

Tableau I-2 : *Éléments constitutifs et sollicitations principales.*

Élément	Rôle structural	Sollicitation dominante
Fondations	Transmission des charges au sol	Compression / pression au sol
Poteaux	Reprise des charges verticales	Compression + flexion composée
Poutres	Transmission horizontale des charges	Flexion + cisaillement
Dalles	Planchers et diaphragmes rigides	Flexion
Murs porteurs	Stabilité verticale et latérale	Compression + cisaillement
Escaliers	Circulation + rigidité locale	Flexion

I.3.5 Liaisons et continuité structurelle

Dans les structures préfabriquées en béton, les liaisons jouent un rôle central dans le comportement global de l'ouvrage. Elles permettent la transmission efficace des efforts verticaux et horizontaux et assurent la solidarité des éléments initialement discontinus.

Les liaisons doivent garantir :

- La transmission des efforts verticaux, incluant les charges permanentes et d'exploitation
- La reprise des efforts horizontaux, tels que ceux générés par le vent ou le séisme
- La stabilité globale de la structure
- La durabilité et la sécurité de l'ouvrage sur toute sa durée de vie

Un dimensionnement rigoureux et une conception adaptée des liaisons sont essentiels pour reproduire un comportement proche de celui d'une structure monolithique, tout en tirant parti des avantages de la préfabrication[14].

I.3.5.1 Types de liaisons

A) Liaisons humides

Les liaisons humides consistent à réaliser un bétonnage sur chantier au niveau des jonctions entre éléments préfabriqués. Ce béton, appelé béton de clavetage, assure la continuité mécanique entre les pièces. Elles impliquent généralement :

- La présence d'armatures en attente dépassant des éléments préfabriqués
- Un coffrage local provisoire
- Un béton ou mortier à haute performance mécanique.

Une fois le béton durci, la liaison présente un comportement proche d'une structure monolithique coulée en place. Elle permet une transmission efficace des efforts de compression, de traction, de flexion et de cisaillement.



Figure I-21 : *Liaison humide entre éléments préfabriqués.*

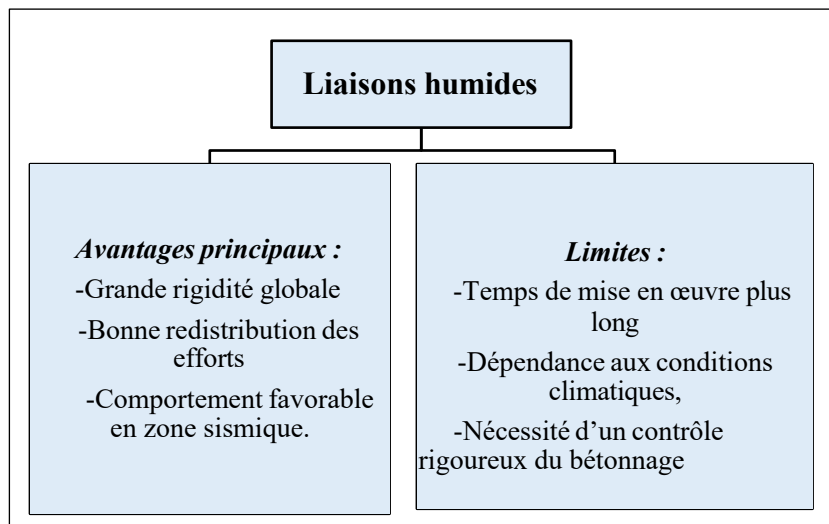


Figure I-22 : *Avantages et limites du Liaisons humides.*

B) Liaisons sèches

Les liaisons sèches sont réalisées sans bétonnage sur chantier. La transmission des efforts est assurée par des dispositifs mécaniques intégrés en usine ou installés lors du montage.

Elles comprennent généralement :

- Platines métalliques.
- Tiges d'ancrage.
- Boulons à haute résistance.
- Inserts ou douilles incorporés dans le béton.



Figure I-23 : Platine métallique.



Figure I-24 : Tiges d'ancrages.

Les efforts sont transmis par contact, frottement et traction des boulons. Le comportement de ces liaisons peut être articulé ou semi-rigide selon la configuration adoptée.

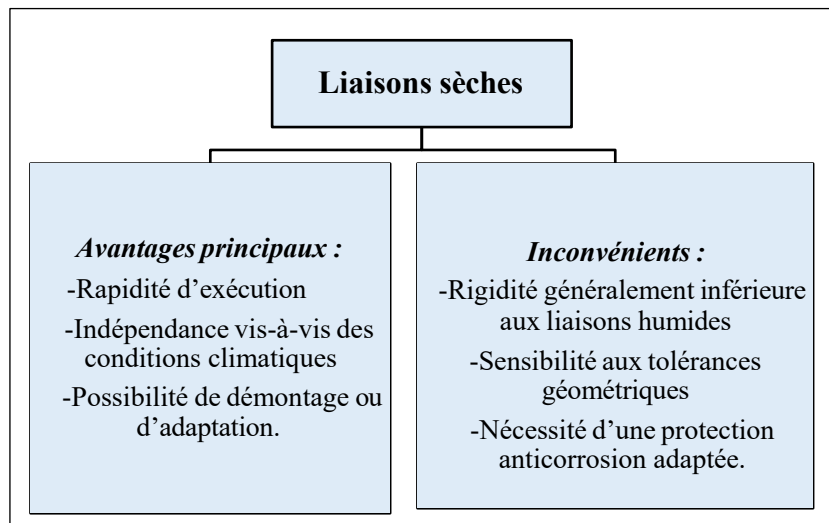


Figure I-25 : Avantages et inconvénients du Liaisons sèches.

C) Liaisons semi-rigides

Les liaisons semi-rigides constituent un compromis entre les liaisons rigides (humides) et les liaisons articulées (certaines liaisons sèches). Elles autorisent une rotation partielle tout en conservant une capacité de transmission des moments fléchissant. Leur comportement est caractérisé par une relation moment-rotation intermédiaire entre l'articulation parfaite et l'encastrement total.

❖ Ce type de liaison présente plusieurs avantages :

- Dissipation d'énergie par déformations contrôlées
- Réduction des concentrations de contraintes
- Amélioration de la ductilité globale de la structure.

En zone sismique, ces liaisons sont particulièrement intéressantes, car elles favorisent un comportement ductile et retardent l'apparition des mécanismes de rupture fragile[14].

I.3.5.2 Comportement mécanique

Les liaisons entre les éléments structuraux jouent un rôle essentiel dans le comportement global de la structure. Elles doivent garantir une transmission efficace des différents efforts, notamment les efforts de compression, de traction et de cisaillement, afin d'assurer la continuité structurale de l'ouvrage. Par ailleurs, ces liaisons doivent permettre la continuité des armatures entre les éléments assemblés, tout en limitant les concentrations de contraintes susceptibles de provoquer des zones de faiblesse. Dans les zones sismiques, une attention particulière doit être accordée au comportement ductile des liaisons afin de favoriser la dissipation de l'énergie et d'éviter les ruptures fragiles. Dans ce contexte, le principe de hiérarchie des résistances impose que les liaisons soient au moins aussi résistantes que les éléments structuraux qu'elles relient, de manière à garantir un mode de rupture maîtrisé et un comportement global plus sûr de la structure.

I.3.5.3 Dimensionnement des liaisons selon le BAEL

Le dimensionnement des liaisons dans les structures préfabriquées en béton constitue une étape fondamentale, car ces zones assurent la continuité mécanique entre éléments initialement discontinus. Les règles du BAEL (Béton Armé aux États Limites) imposent une vérification rigoureuse des liaisons aux États Limites Ultimes (ELU) et aux États Limites de Service (ELS) afin de garantir la sécurité, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage[15].

Tableau I-3 : États limites ultimes et service.

États Limites Ultimes (ELU) :	• Résistance en flexion. • Résistance en cisaillement. • Vérification des ancrages. • Stabilité globale.
États Limites de Service (ELS) :	• Limitation de la fissuration. • Contrôle des déformations. • Vérification de la durabilité.

I.3.6 Mise en œuvre sur chantier

❖ *La mise en œuvre des structures préfabriquées exige :*

- Une précision géométrique élevée
- Une planification rigoureuse des opérations de levage

- Une coordination étroite entre étude, fabrication et montage.

❖ *La séquence d'exécution typique comprend :*

Implantation des fondations, pose des poteaux, mise en place des poutres, installation des dalles, réalisation des liaisons. Cette organisation permet une réduction significative des délais par rapport aux procédés traditionnels[16].

I.3.7 Avantages structuraux

Les structures préfabriquées présentent de nombreux avantages liés à leur mode de production en milieu industriel. La fabrication des éléments en usine permet d'assurer une qualité constante et un meilleur contrôle des conditions de production. Ce procédé contribue également à une meilleure maîtrise du planning de réalisation, ce qui se traduit par une réduction significative des délais d'exécution sur le chantier. Par ailleurs, la préfabrication permet d'améliorer les conditions de sécurité, en limitant certaines opérations complexes réalisées habituellement sur site. Elle favorise aussi une optimisation des coûts indirects grâce à une organisation plus efficace des travaux et à une réduction des imprévus. Enfin, lorsque les liaisons entre les éléments sont correctement conçues et dimensionnées, les structures préfabriquées peuvent offrir une bonne performance sismique et assurer un comportement satisfaisant face aux actions dynamiques[16].

I.3.8 Limites et contraintes

Malgré les nombreux avantages qu'elles offrent, les structures préfabriquées présentent également certaines contraintes qu'il convient de prendre en considération lors de la conception et de la mise en œuvre. En effet, le transport et le levage des éléments préfabriqués peuvent poser des difficultés logistiques, en raison de leurs dimensions et de leur poids. Par ailleurs, ce type de construction exige une grande précision géométrique lors de la fabrication et du montage afin d'assurer un assemblage correct des différents éléments. La réussite du projet repose également sur une coordination rigoureuse entre les différents intervenants, notamment entre les phases de conception, de fabrication et de mise en place sur chantier. De plus, les zones de liaisons entre les éléments préfabriqués constituent souvent des points sensibles qui nécessitent une attention particulière lors du dimensionnement et de l'exécution. Enfin, la mise en place d'un système de préfabrication implique des investissements industriels importants et peut être plus difficile à adapter dans le cas de structures présentant des géométries complexes ou non répétitives[16].

▪ **Séquence d'exécution typique :**

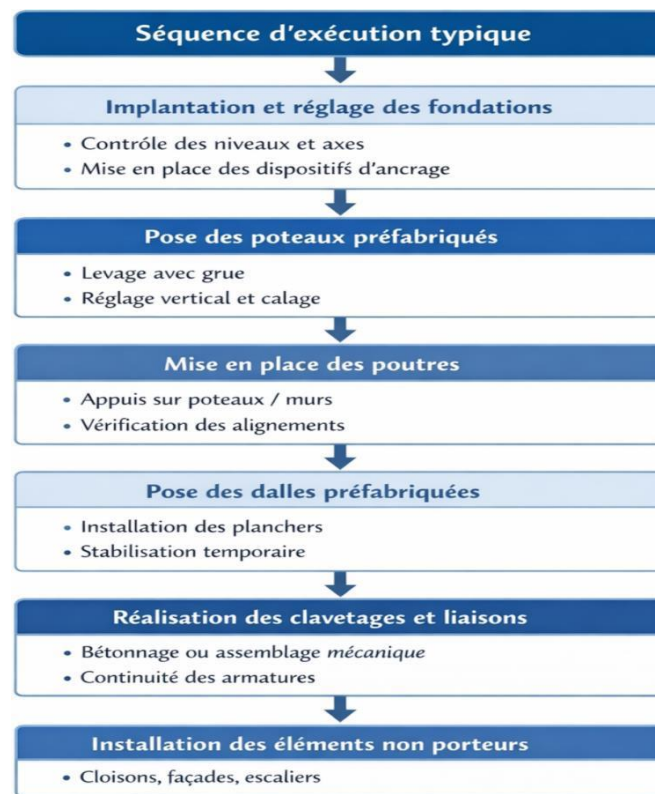


Figure I-26 : Organigramme de séquence d'exécution typique.

I.4 Règlements et codes applicables aux Béton préfabriqués

I.4.1 Introduction

La conception et la réalisation d'un ouvrage en béton préfabriqué nécessitent le respect strict d'un ensemble de règlements, de normes et de prescriptions techniques couvrant l'ensemble des phases du projet, depuis la conception et le dimensionnement jusqu'à la fabrication, le transport, le montage et l'exploitation. Ces textes constituent le cadre réglementaire assurant la sécurité structurale, la stabilité globale, la performance sismique ainsi que la durabilité des ouvrages. En Algérie, il n'existe toutefois pas de règlement spécifique dédié exclusivement aux structures préfabriquées. Ces dernières sont donc assimilées aux structures en béton armé classiques, avec toutefois des exigences renforcées portant particulièrement sur les liaisons et les assemblages, qui constituent des points critiques pour garantir la continuité et la fiabilité de la structure [17].

I.4.2 Cadre réglementaire général

En Algérie, la conception et le dimensionnement des structures préfabriquées en béton armé s'inscrivent dans un cadre réglementaire qui combine :

- Des règlements nationaux obligatoires,
- Des normes techniques algériennes,
- Des références internationales reconnues.

Contrairement à certains pays européens, l'Algérie ne dispose pas encore d'un règlement spécifique dédié exclusivement aux structures préfabriquées. Par conséquent, ces structures sont assimilées à des ouvrages en béton armé, et traitées selon les règles générales de calcul, avec des exigences particulières pour les liaisons et assemblages.

I.4.3 Cadre réglementaire national

Le cadre réglementaire applicable aux structures préfabriquées en Algérie repose principalement sur :

- Le BAEL 91
- Le RPA
- Les normes de l'IANOR
- Les documents techniques d'exécution (DTU utilisés comme référence)

I.4.3.1 BAEL 91 – Base du dimensionnement

Le **BAEL 91** constitue la référence principale pour le calcul des structures en béton armé en Algérie.

➤ Champ d'application :

Il s'applique aux :

- Poteaux, poutres et dalles préfabriqués
- Murs porteurs
- Fondations
- Zones de clavetage et de liaison

➤ Philosophie de calcul :

Le BAEL repose sur la méthode des États Limites :

- États Limites Ultimes (ELU) → sécurité structurale
- États Limites de Service (ELS) → fissuration, déformations, durabilité

➤ Vérifications exigées :

Pour les éléments préfabriqués :

- Flexion simple ou composée
- Compression et flambement
- Cisaillement
- Ancrage et recouvrement des armatures
- Adhérence acier-béton

Les zones de liaison font l'objet d'une attention particulière et sont généralement surdimensionnées[17].

I.4.3.2 Règlement Parasismique Algérien

Le **RPA 99** est obligatoire pour toute construction située en zone sismique.

➤ **Exigences fondamentales**

Le RPA impose :

- Une continuité mécanique effective entre éléments
- Une conception ductile des assemblages
- La hiérarchisation des résistances (poteaux > poutres)
- L'évitement des ruptures fragiles

Dans les structures préfabriquées, les liaisons doivent assurer un comportement global équivalent à une structure monolithique[18].

I.4.3.3 Normes algériennes (IANOR)

L'IANOR (Institut Algérien de Normalisation) édite des normes nationales, souvent harmonisées avec les normes françaises ou européennes, qui régissent :

- La qualité des matériaux
- Les méthodes d'essai
- Les tolérances dimensionnelles.

➤ ***Béton :***

- Classes de résistance,
- Durabilité (environnement agressif),
- Contrôles à la compression.

➤ ***Aciers pour béton armé :***

- Limite élastique,
- Ductilité,
- Conditions de soudage.

Ces normes garantissent une qualité industrielle constante, indispensable à la préfabrication [19].

I.4.3.4 Références aux documents techniques d'exécution

En complément des règlements de calcul (BAEL et RPA), la qualité et la sécurité des structures préfabriquées dépendent également du respect des prescriptions relatives à l'exécution. En Algérie, en l'absence de documents nationaux détaillés spécifiquement consacrés à l'exécution des structures préfabriquées lourdes, les professionnels s'appuient fréquemment sur les Documents Techniques Unifiés (DTU), élaborés en France et reconnus comme références techniques en matière de mise en œuvre.

Ces documents encadrent notamment :

- Les conditions de mise en œuvre du béton armé
- Les méthodes d'assemblage structurel
- Le traitement des joints et des zones de liaison
- Les exigences de contrôle qualité sur chantier

Les DTU précisent en particulier :

- Les conditions de réception des éléments préfabriqués
- Les tolérances géométriques admissibles
- Les méthodes de pose, de calage et de fixation
- Les contrôles à effectuer avant, pendant et après le montage

Ces prescriptions sont complétées par :

- Les cahiers des charges spécifiques des usines de préfabrication
- Les recommandations professionnelles sectorielles
- Les guides techniques spécialisés en préfabrication

Ainsi, ces documents assurent une continuité cohérente entre la phase de conception théorique et la phase d'exécution pratique, tout en garantissant le respect des exigences imposées par le BAEL 91 et le RPA[20].

I.4.4 Durabilité et protection contre la corrosion

La durabilité des structures préfabriquées repose sur plusieurs critères essentiels. Il est notamment nécessaire de respecter les enrobages minimaux des armatures afin de protéger l'acier contre la corrosion, d'utiliser des bétons à faible perméabilité pour limiter la pénétration de l'eau et des agents agressifs, et de réaliser un traitement soigné des joints entre les éléments. Par ailleurs, la protection des éléments métalliques intégrés dans la structure constitue un point crucial pour assurer la longévité de l'ouvrage. Dans les environnements particulièrement agressifs, des mesures de protection complémentaires peuvent être mises en œuvre, telles que

l'application de revêtements spécifiques, la galvanisation des armatures ou l'utilisation de produits d'étanchéité, afin de renforcer la résistance aux actions chimiques, climatiques ou industrielles et garantir ainsi la durabilité de la structure[21].

I.4.5 Références internationales complémentaires

En complément des règlements nationaux, certaines références internationales sont utilisées à titre comparatif ou pour approfondir l'analyse technique.

I.4.5.1 Eurocode 2

L'Eurocode 2 constitue la référence européenne pour le calcul des structures en béton armé et précontraint.

Apports principaux :

- Modélisation moderne basée sur la méthode des États Limites.
- Prise en compte améliorée du comportement non linéaire du béton et de l'acier.
- Prescriptions détaillées relatives à la fissuration, la durabilité et l'enrobage des armatures[22].

I.4.5.2 Fédération Internationale du Béton

Les recommandations de la Fédération internationale du béton constituent un cadre scientifique pour le dimensionnement des structures préfabriquées fondé sur la mécanique du béton armé.

Elles introduisent :

- Une conception des liaisons orientée vers la ductilité afin d'éviter les ruptures fragiles
- L'utilisation du modèle bielle-tirant pour représenter la transmission interne des efforts dans les zones d'assemblage
- La prise en compte du comportement non linéaire du béton (fissuration, plastification et écrasement)
- Des exigences spécifiques en zone sismique visant la dissipation d'énergie
- La compatibilité entre la rigidité des connexions et le modèle global de calcul

Ces principes garantissent la fiabilité et la robustesse des assemblages aussi bien sous sollicitations normales qu'accidentelles[21].

I.4.6 Références nord-américaines (à titre comparatif)

Dans le cadre de projets internationaux ou d'études comparatives, certains codes nord-américains peuvent être consultés afin d'enrichir l'approche technique des structures en béton

préfabriqué. Ces documents ne remplacent pas la réglementation nationale, mais constituent des références reconnues pour l'analyse avancée du comportement structural[23].

I.4.6.1 International Building Code (IBC)

Ce code constitue le règlement de construction de base aux États-Unis. Il définit les exigences globales de sécurité applicables aux bâtiments :

- Vérification de la stabilité structurale
- Classement et résistance au feu des éléments
- Conditions d'évacuation et de sécurité des occupants
- Exigences de performance globale des systèmes porteurs
- Compatibilité entre structure, enveloppe et équipements

Dans le cas du béton préfabriqué, l'IBC fixe surtout les niveaux de performance attendus, tandis que les méthodes de calcul sont précisées par d'autres normes associées.

I.4.6.2 ASCE 7

Cette norme définit les actions à considérer dans le dimensionnement des structures :

- Charges permanentes et charges d'exploitation
- Actions climatiques (vent, neige, température)
- Actions sismiques selon la zone et la catégorie d'importance
- Effets accidentels éventuels
- Combinaisons d'actions aux états limites

Elle sert de base au calcul des efforts appliqués aux éléments préfabriqués avant leur dimensionnement en béton armé.

I.4.6.3 ACI 318

Il s'agit du code de référence américain pour le dimensionnement du béton armé et précontraint :

- Calcul aux états limites (résistance et service)
- Règles de ferrailage et ancrages
- Dispositions spécifiques aux éléments préfabriqués
- Vérification de la ductilité en zone sismique
- Recommandations détaillées pour les connexions et assemblages

Ce document est particulièrement utilisé pour l'étude du comportement des liaisons, point critique des structures préfabriquées.

I.4.6.4 National Earthquakes Hazard Reduction Program (NEHRP)

Le *National Earthquakes Hazard Reduction Program* (NEHRP), publié par la Fédéral Emergency Management Agency (FEMA), constitue une référence technique majeure en matière de conception parasismique aux États-Unis. Bien qu'il ne possède pas la force réglementaire d'un code, il sert de base aux dispositions sismiques de l'International Building Code (IBC) et de la norme ASCE 7. Les éditions 2000 et 2003 ont introduit des critères spécifiques autorisant la conception de systèmes en béton préfabriqué dans les zones à forte sismicité, notamment pour les systèmes non émulateurs et les liaisons ductiles. Dans le contexte algérien, ces dispositions peuvent être consultées à titre comparatif, sans se substituer aux exigences du RPA 99.

I.5 Conclusion

Ce chapitre a permis de présenter les principes fondamentaux de la préfabrication en béton ainsi que les principaux systèmes constructifs et éléments structuraux qui la composent. Les avantages de cette technique, notamment en matière de qualité d'exécution, de maîtrise des délais et d'optimisation économique, ont été mis en évidence.

L'étude réalisée confirme que la préfabrication constitue une solution performante et adaptée à la réalisation des bâtiments industriels de grande portée. Néanmoins, le comportement global de ces structures repose en grande partie sur l'efficacité des liaisons entre les différents éléments préfabriqués. Ainsi, le chapitre suivant sera consacré à l'étude et au dimensionnement des assemblages, afin d'assurer la transmission des efforts et la sécurité de l'ouvrage sous les différentes sollicitations.

Chapitre II : Assemblages entre les éléments préfabrique.

II.1 LES ASSEMBLAGES DANS LES STRUCTURES PRÉFABRIQUÉES

II.1.1 Définition et rôle des assemblages

Un assemblage est une zone de jonction entre deux ou plusieurs éléments préfabriqués permettant de transmettre les efforts et d'assurer la continuité structurale. Dans une structure préfabriquée, les assemblages constituent des points critiques qui conditionnent le comportement global de l'ouvrage. Ils doivent garantir la résistance globale de la structure, c'est-à-dire la capacité de transmettre les sollicitations telles que la compression, la traction, le cisaillement et le moment fléchissant. Ils influencent également la rigidité structurale, qui détermine la répartition des efforts et l'ampleur des déformations. Par ailleurs, les assemblages jouent un rôle important dans la ductilité sismique, en permettant la dissipation de l'énergie par des déformations plastiques contrôlées. Enfin, ils contribuent à la stabilité d'ensemble de la structure en participant au contreventement et à la résistance aux actions horizontales.

II.1.1.1 Classification selon la nature de la liaison

a) Assemblages articulés (rotules)

Les assemblages articulés transmettent uniquement des efforts normaux et tranchants, sans transmettre de moments fléchissant. Ils permettent la rotation relative des éléments assemblés.

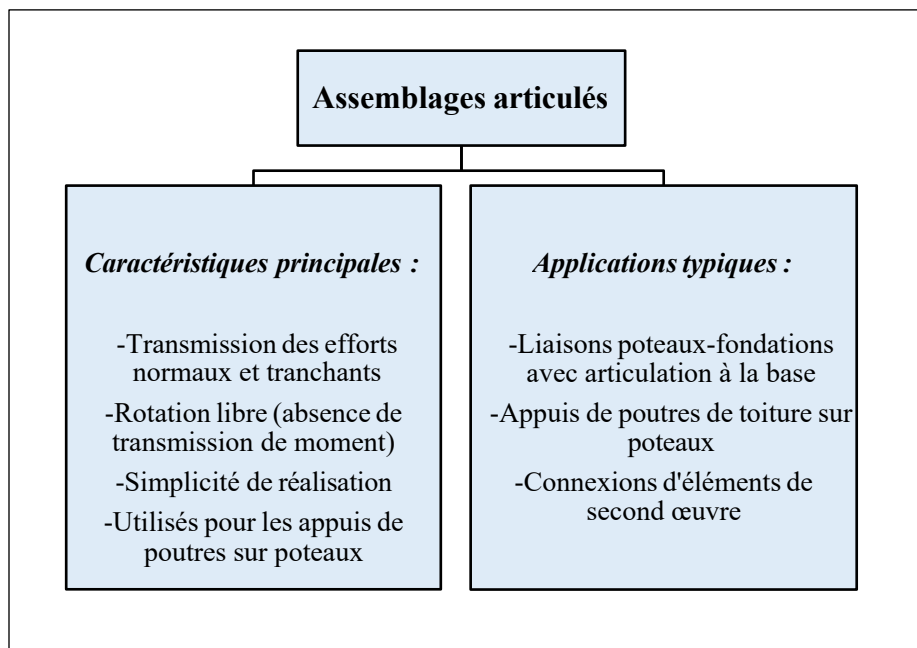


Figure II-1 : Schéma explicatif des caractéristiques et applications des assemblages articulés.

b) Assemblages rigides (encastrements)

Les assemblages rigides assurent la continuité de rotation entre les éléments, transmettant ainsi moments fléchissant, efforts normaux et tranchants.

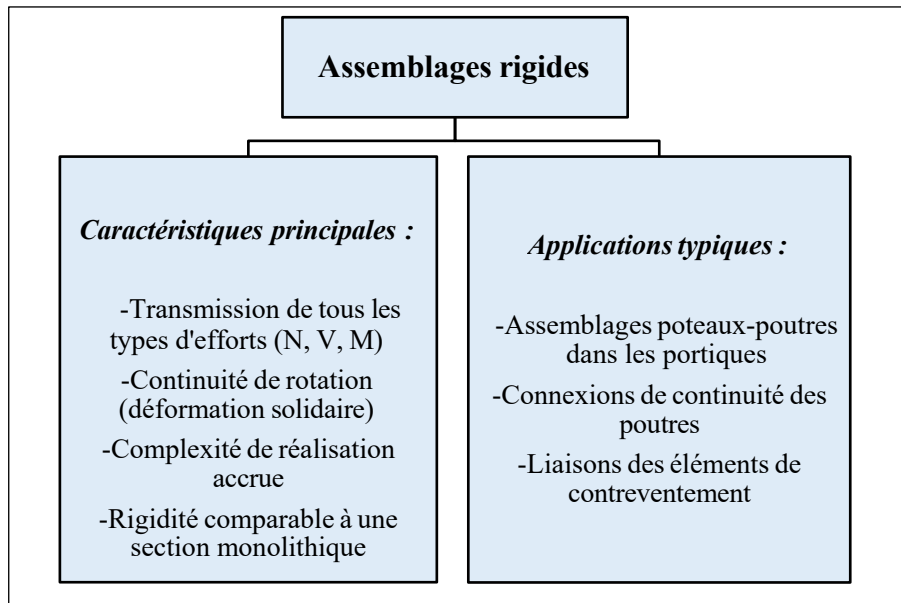


Figure II-2 : Schéma explicatif des caractéristiques et applications des assemblages rigides.

c) Assemblages semi-rigides

Comportement intermédiaire entre articulation et encastrement, avec transmission partielle du moment.

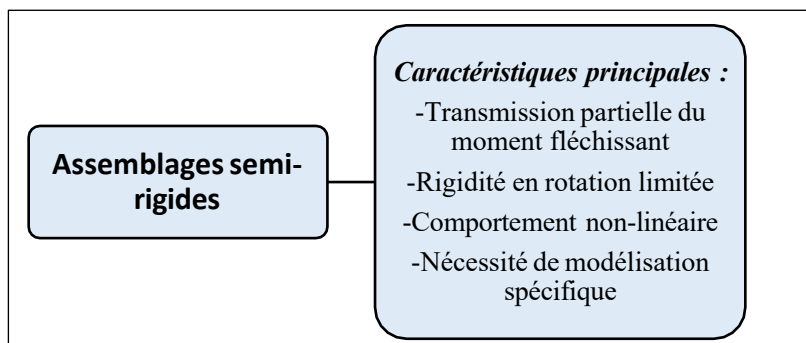


Figure II-3 : Schéma illustratif du comportement et des caractéristiques des assemblages semi-rigides.

➤ Différence entre les assemblages rigides et semi-rigides :

Les assemblages rigides assurent une continuité complète de rotation entre les éléments structuraux et transmettent l'ensemble des efforts internes, notamment l'effort normal (N), l'effort tranchant (V) et le moment fléchissant (M). Leur rigidité en rotation est élevée, ce qui limite les déformations relatives au niveau de la liaison et confère à la structure un

comportement proche d'un système monolithique. À l'inverse, les assemblages semi-rigides présentent un comportement intermédiaire entre l'articulation et l'encastrement. Ils transmettent totalement les efforts normaux et tranchants, mais seulement une partie du moment fléchissant. Une rotation partielle est donc admise au niveau de la connexion, ce qui nécessite une modélisation spécifique basée sur la relation moment–rotation. Ainsi, la différence essentielle réside dans le degré de rigidité en rotation et dans la capacité de transmission du moment fléchissant.

II.1.1.2 Classification selon le mode de liaison

A) Assemblages par éléments métalliques

Utilisation de pièces métalliques noyées ou rapportées pour réaliser la connexion.

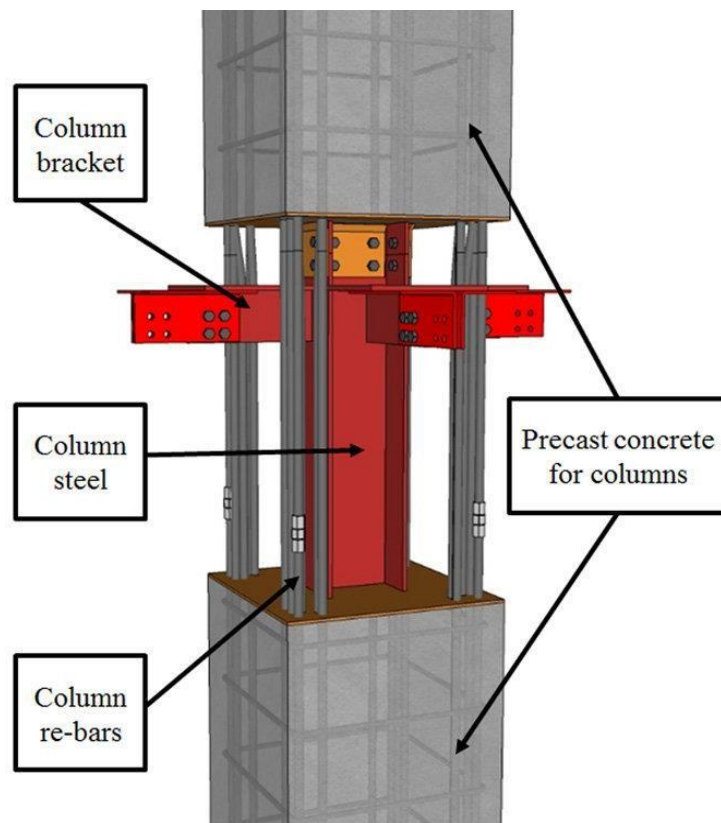


Figure II-4 : Assemblage éléments métalliques [24].

❖ Types principaux :

1. Assemblages par platines et boulons

Les assemblages par platines et boulons utilisent des platines métalliques noyées dans le béton lors de la préfabrication. La connexion est réalisée sur chantier par boulonnage, ce qui permet un montage rapide et un certain ajustement. La résistance dépend principalement du dimensionnement des boulons et des platines.

2. Assemblages par consoles métalliques

Les consoles métalliques servent d'appui pour les poutres et permettent la transmission de charges importantes. Elles facilitent la pose des éléments préfabriqués et peuvent offrir un ajustement vertical lors du montage. Ce système est fréquent dans les structures industrielles.

3. Assemblages par broches et fourches

Les assemblages par broches et fourches fonctionnent comme des articulations mécaniques. Ils permettent une rotation libre tout en assurant la transmission des efforts. Ce type de liaison est simple, efficace et peut être démonté si nécessaire.

B) Assemblages par béton coulé en place

Continuité assurée par du béton coulé sur site après positionnement des éléments.



Figure II-5 : Assemblages par béton coulé en place [25].

❖ Techniques utilisées :

1. Assemblages par recouvrement d'armatures

Les assemblages par recouvrement d'armatures assurent la continuité structurale grâce à l'ancrage des barres en attente dans la zone de liaison. La longueur de recouvrement est déterminée conformément aux normes afin de garantir une bonne transmission des efforts. Après mise en place des armatures, la zone d'assemblage est bétonnée, ce qui permet d'assurer la continuité mécanique par adhérence entre l'acier et le béton.

2. Assemblages par clavetage

Les assemblages par clavetage reposent sur la réalisation de réservations ou encoches dans les éléments préfabriqués. Ces espaces sont ensuite remplis par du béton ou du mortier de

scellement. Ce procédé permet principalement la transmission des efforts de cisaillement et est fréquemment utilisé pour les voiles et les dalles.

3. Assemblages par goujon et douille

Les assemblages par goujon et douille consistent à prévoir des goujons en attente dans un élément et des douilles correspondantes dans l'autre. Après mise en place, un coulis de scellement est injecté pour assurer la liaison. Ce système permet la transmission des efforts de traction et de compression tout en facilitant le montage sur chantier.

C) Assemblages mixtes

Combinaison d'éléments métalliques et de béton coulé en place pour optimiser les performances.



Figure II-6 : Assemblages mixtes.

D) Assemblages par précontrainte

L'utilisation de câbles ou de barres de précontrainte traversant les assemblages constitue une technique efficace pour améliorer les performances des liaisons entre éléments préfabriqués. En mettant en compression la zone d'assemblage, cette méthode favorise un meilleur contact entre les éléments et augmente la capacité portante de la liaison. La compression préalable contribue également à renforcer la résistance au cisaillement, grâce à l'accroissement du frottement entre les surfaces en contact. Par ailleurs, elle limite l'ouverture des fissures sous l'effet des charges de service, améliorant ainsi la durabilité et la rigidité de l'assemblage. Enfin, l'application de forces de serrage contrôlées permet de maîtriser avec précision le comportement mécanique de la liaison et d'assurer une sécurité renforcée, notamment face aux sollicitations sismiques.

II.1.2 Types d'assemblages spécifiques

Cette section présente les différentes catégories d'assemblages structuraux utilisés dans la construction en béton préfabriqué. Elle couvre les connexions entre les principaux éléments porteurs — poteaux, fondations, poutres, dalles, voiles, escaliers et paliers — en détaillant pour chacun les solutions techniques disponibles, leurs avantages et leurs limites.

II.1.2.1 Assemblages poteaux-fondations

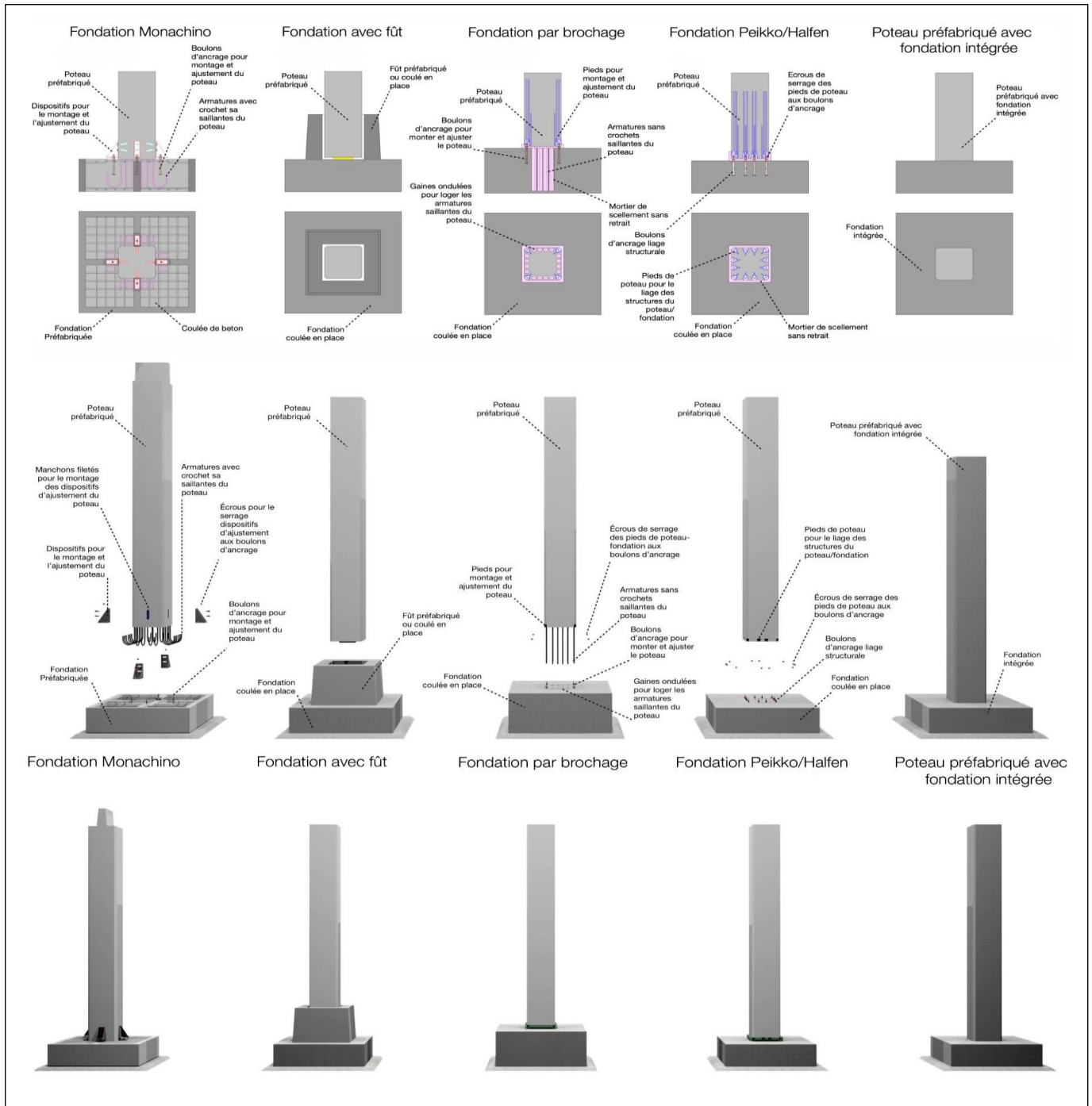


Figure II-7 : Différents types d'assemblages poteaux-fondations [26].

Ce tableau présente les trois principaux systèmes de liaison entre un poteau préfabriqué et sa fondation. L'**encastrement dans calice** offre une rigidité maximale et une excellente résistance sismique grâce au bétonnage du pied du poteau dans une cavité, mais il exige un délai de cure et un étaielement. La **platine avec tiges d'ancrage** permet un positionnement précis et un montage rapide au prix d'un coût en acier plus élevé et d'un risque de corrosion. Les **douilles scellées** garantissent un montage très rapide et propre mais constituent la solution la plus coûteuse, nécessitant une technologie spécialisée et des essais de qualification.

Tableau II-1 : Assemblages poteaux-fondations.

Type	Description	Avantages	Inconvénients
Encastrement dans calice	Le poteau est encastré dans une cavité de la fondation remplie de béton ou coulis. Profondeur : 1,2 à 1,5 × dimension poteau	• Rigidité maximale • Comportement monolithique • Excellente résistance sismique • Pas d'éléments métalliques apparents	• Délai important (bétonnage + cure) • Étaielement nécessaire • Difficile à ajuster • Sensible aux conditions météo
Platine et tiges d'ancrage	Platine métallique soudée au pied du poteau, fixée à la fondation par des tiges scellées. Nombre de tiges : 4 à 8	• Précision de positionnement • Réglage facile (vertical et horizontal) • Montage rapide • Résistance élevée	• Coût élevé (acier) • Risque de corrosion • Protection incendie nécessaire • Maintenance requise
Douilles scellées	Goujons du poteau insérés dans des douilles préalablement scellées dans la fondation. Scellement par injection	• Montage très rapide • Pas de coffrage • Propre et précis • Bon pour planning serré	• Coût très élevé • Nécessite qualification • Essais de qualification requis • Technologie spécialisée

II.1.2.2 Assemblages poteaux-poutres

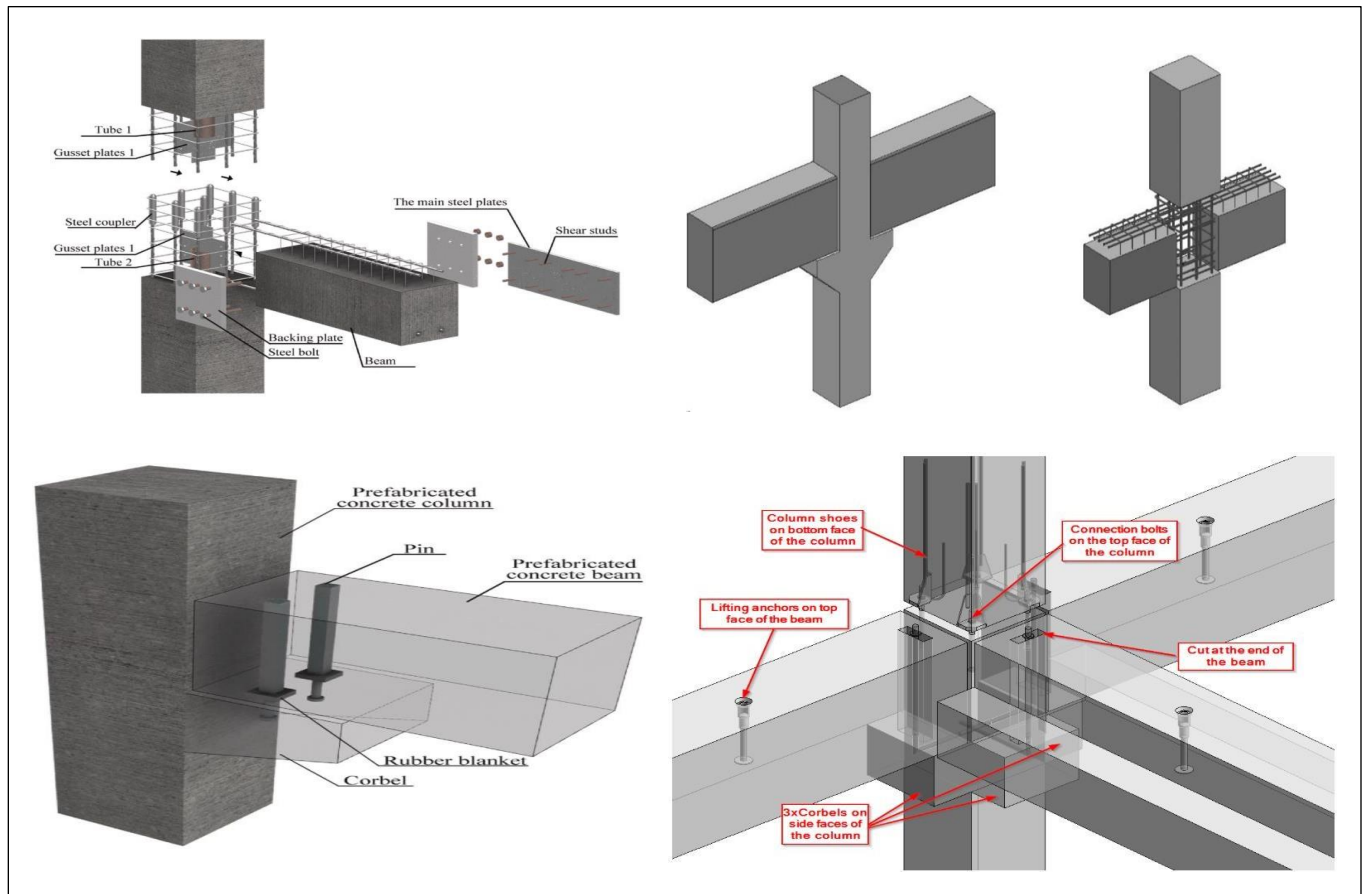


Figure II-8 : Détails des assemblages poteaux-poutres [27].

Ce tableau recense quatre types de connexions entre poteaux et poutres. La **console métallique articulée** favorise la rapidité de montage et la simplicité, sans toutefois transmettre de moment fléchissant, ce qui la rend inadaptée aux zones sismiques. Le **corbeau en béton articulé**, intégré directement au poteau lors de la préfabrication, est économique et résistant au feu, mais limité en portée. Le **clavetage rigide** assure une continuité monolithique avec une réduction des moments de 40 à 50 %, au prix d'un délai et d'un coût plus élevés.

Enfin, la **précontrainte** permet d'atteindre les portées maximales et offre des propriétés d'auto-recentrage sismique, mais représente la solution la plus onéreuse et la plus exigeante en main-d'œuvre spécialisée.

Tableau II-2 : Assemblages poteaux-poutres.

Type	Description	Avantages	Inconvénients
Console métallique (articulé)	Profilé métallique enrobé dans le poteau supportant la poutre. Appui sur élastomère fretté Pas de transmission de moment	• Montage très rapide • Simplicité de réalisation • Coût modéré • Pas de cure à attendre	• Absence de continuité • Moments maximum en travée • Flèches importantes • Non adapté zones sismiques
Corbeau en béton (articulé)	Encorbellement intégré au poteau en béton armé. Portée limitée à $0,75 \times$ hauteur Solution préfabriquée	• Économique • Intégré à la préfabrication • Durable • Résistance au feu	• Portée limitée • Pas de continuité • Moments élevés en travée • Modification difficile
Clavetage rigide	Connexion rigide par béton coulé en place et recouvrement d'armatures. Continuité totale Comportement monolithique	• Performance maximale • Réduction moments 40-50% • Excellente ductilité sismique • Sécurité optimale	• Coût élevé • Délai long (7-10 jours) • Coffrage complexe • Contrôle qualité strict
Précontrainte	Câbles de précontrainte traversant l'assemblage. Compression de l'interface Haute performance	• Portées maximales • Flèches minimales • Auto-recentrage sismique • Optimisation structurale	• Coût très élevé • Main d'œuvre spécialisée • Pertes de précontrainte • Maintenance câbles

II.1.2.3 Assemblages poutres-poutres

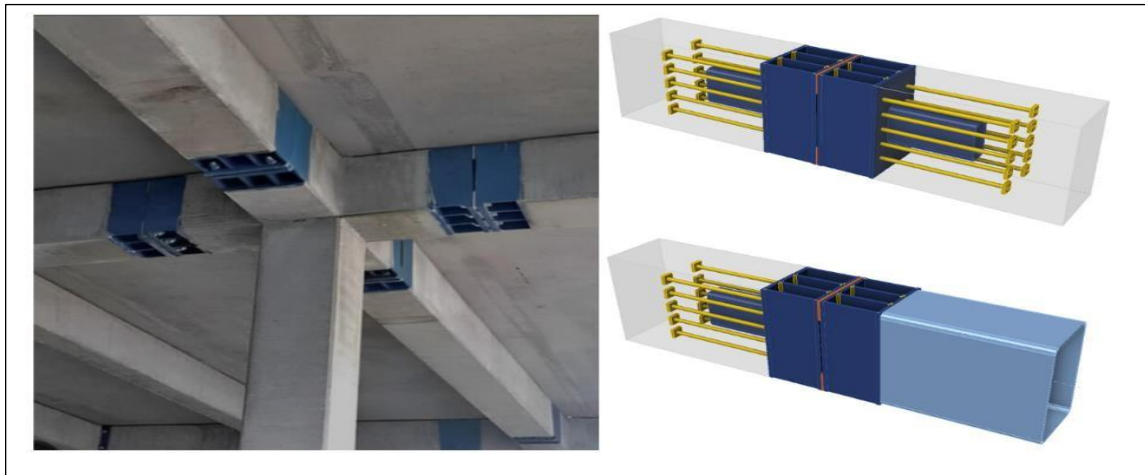


Figure II-9 : *Systèmes d'assemblages poutres-poutres en béton préfabriqué[28].*

Tableau II-3 : *Assemblages poutres-poutres (sur appui).*

Type	Description	Avantages	Inconvénients
Articulé simple	Chaque poutre repose sur une console du poteau. Pas de liaison entre poutres Rotation libre	• Simplicité maximale • Montage très rapide • Coût minimal • Calcul simple (isostatique)	• Moments maximum en travée • Flèches importantes • Pas de redistribution • Limité aux zones non sismiques
Semi-continu (clavetage supérieur)	Clavetage de la partie supérieure seulement. Transmission moment négatif partiel Réduction moments 20-30%	• Bon compromis coût/performance • Réduction des moments • Adapté zones sismiques moyennes • Technique maîtrisée	• Délai moyen (cure 5 jours) • Étalement nécessaire • Continuité partielle seulement • Contrôle qualité important
Rigide (clavetage total)	Clavetage complet de la section. Comportement monolithique Réduction moments 40-50%	• Performance maximale • Excellente ductilité • Réduction moments et flèches • Zones haute sismicité	• Coût élevé • Délai long (7-10 jours) • Coffrage complexe • Main d'œuvre qualifiée

Sur appui : Trois niveaux de continuité peuvent être distingués. L'assemblage articulé est la solution la plus simple et la plus économique, mais il engendre les sollicitations les plus élevées et présente des limites en zone sismique. L'assemblage semi-continu par clavetage supérieur offre un compromis intéressant en réduisant les moments tout en conservant une mise en œuvre relativement simple. L'assemblage rigide par clavetage total assure les meilleures performances structurales grâce à une forte réduction des sollicitations, mais nécessite une exécution plus complexe et un temps de réalisation plus important.

Tableau II-4 : Assemblages poutres-poutres (en travée).

Type	Description	Avantages	Inconvénients
Éclissage métallique	Platines métalliques boulonnées sur les faces latérales. Connexion par boulons HR Démontable	• Montage rapide (1 jour) • Réglage possible • Démontable/réutilisable • Pas de cure	• Coût matériaux élevé • Risque corrosion • Protection incendie • Glissement des boulons
Éclissage bétonné	Recouvrement d'armatures avec bétonnage in situ. Continuité par adhérence Solution standard	• Économique (référence) • Durabilité excellente • Comportement sismique optimal • Pas de maintenance	• Délai long (7-10 jours) • Étalement obligatoire • Non démontable • Sensible météo
Éclissage mixte	Combinaison platines métalliques + béton coulé. Double système Haute performance	• Résistance immédiate (phase 1) • Performance finale élevée • Redondance structurale • Sécurité renforcée	• Coût très élevé • Double phase d'exécution • Complexité • Main d'œuvre qualifiée
Précontrainte extérieure	Câbles de précontrainte passant à l'extérieur. Compression de l'interface Très grandes portées	• Portées maximales (>40m) • Flèches minimales • Auto-recentrage sismique • Inspecté	• Coût maximal • Qualification spécialisée • Pertes précontrainte • Protection et maintenance

En travée : Plusieurs solutions de jonction peuvent être utilisées. L'éclissage métallique permet un montage rapide et démontable, tandis que l'éclissage bétonné constitue une solution durable et économique largement utilisée. L'éclissage mixte associe les avantages des systèmes métalliques et bétonnés au prix d'une plus grande complexité. Enfin, la précontrainte extérieure est particulièrement adaptée aux très grandes portées et aux exigences sismiques élevées, mais son coût et sa technicité restent importants.

II.1.2.4 Assemblages dalles-poutres

Tableau II-5 : Assemblages dalles-poutres.

Type	Description	Avantages	Inconvénients
Appui simple sur talon	Dalle préfabriquée reposant sur talon de poutre. • Talon de 8-12 cm • Appui largeur 6-10 cm • Élastomère intercalaire • Pas de liaison mécanique	• Simplicité maximale • Montage rapide • Économique • Pas de ferrailage complexe • Solution standard	• Pas de continuité • Moments max en travée • Flèches importantes • Non adapté sismique • Fissuration possible
Dalle TT (double Té)	Dalles alvéolaires ou TT sur poutres. • Prédalles précontraintes • Appui 8-10 cm minimum • Clavetage longitudinal • Béton de compression	• Grandes portées (12-20m) • Rapidité montage • Précontrainte intégrée • Qualité industrielle • Économique	• Poids important • Manutention spécialisée • Ajustement difficile • Clavetage critique • Coordination fabrication
Dalle alvéolaire + clavetage	Dalles creuses avec clavetage sur poutre. • Épaisseur 16-32 cm • Largeur 120 cm standard • Clavetage béton C25/30 • Armatures de couture	• Portées moyennes (8-12m) • Légèreté relative • Isolation intégrée • Finition plafond • Industrialisé	• Clavetage obligatoire • Délai cure • Sensibilité à la pose • Découpes complexes • Coordination
Prédalle + dalle collaborant	Prédalle mince + béton coulé en place. • Épaisseur prédalle : 5-6 cm • Dalle totale : 12-25 cm • Treillis en attente • Béton de complément	• Flexibilité dimensions • Travail de la dalle totale • Facilité passage réseaux • Économique • Continuité parfaite	• Double phase exécution • Étalement nécessaire • Délai cure • Main d'œuvre supplémentaire • Contrôle qualité
Dalle pleine préfabriquée	Dalle BA pleine sur poutres. • Épaisseur 12-20 cm • Armatures en attente • Clavetage entre dalles • Béton de continuité	• Résistance élevée • Comportement sismique bon • Passages réseaux faciles • Durabilité • Inertie thermique	• Poids très important • Portées limitées (6-8m) • Manutention lourde • Coût élevé • Coffrage dalles
Bacs collaborant métalliques	Bacs acier + béton coulé en place. • Bacs nervurés galvanisés • Connecteurs de cisaillement • Treillis soudé • Béton C25/30	• Légèreté extrême • Montage très rapide • Grandes portées (3-5m) • Pas de coffrage • Économique	• Pas de préfabrication béton • Corrosion possible • Protection incendie • Acoustique faible • Vibrations
Dalles précontraintes	Dalles précontraintes par posttension. • Câbles de précontrainte • Épaisseur optimisée • Grandes portées • Flèches limitées	• Portées maximales (15-25m) • Épaisseur réduite • Flèches minimales • Économie matériaux • Performance élevée	• Coût très élevé • Qualification spéciale • Pertes précontrainte • Maintenance • Complexité conception
Appui continu avec joint armé	Continuité par joint armé bétonné. • Clavetage longitudinal • Armatures transversales • Béton de continuité • Section collaborant	• Continuité structurale • Répartition charges • Comportement diaphragme • Résistance sismique • Monolithisme	• Délai bétonnage • Coffrage nécessaire • Armatures complexes • Contrôle qualité strict • Main d'œuvre

Ce tableau présente les principaux systèmes de liaison entre dalles préfabriquées et poutres porteuses. L'appui simple constitue la solution la plus économique mais n'assure pas de continuité structurale. Les dalles TT et les dalles précontraintes sont adaptées aux grandes portées grâce à leurs performances mécaniques élevées. Les dalles alvéolaires offrent un bon compromis entre légèreté, portée et rapidité de mise en œuvre. Le système prédalle avec dalle collaborante garantit une excellente continuité structurale et une grande flexibilité de conception. Les dalles pleines préfabriquées présentent une bonne résistance mais sont limitées par leur poids, tandis que les bacs collaborants métalliques se distinguent par leur légèreté et leur rapidité d'exécution.

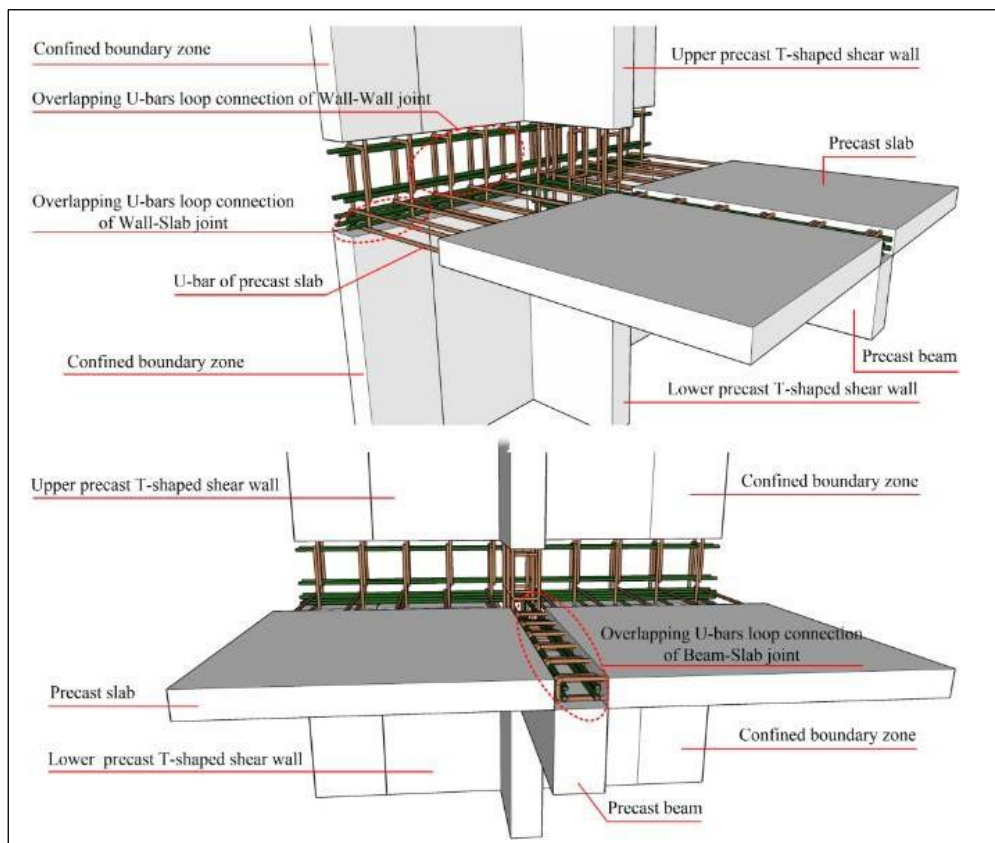


Figure II-10 : Détails des assemblages dalles-poutres [29].

II.1.2.5 Assemblages de voiles

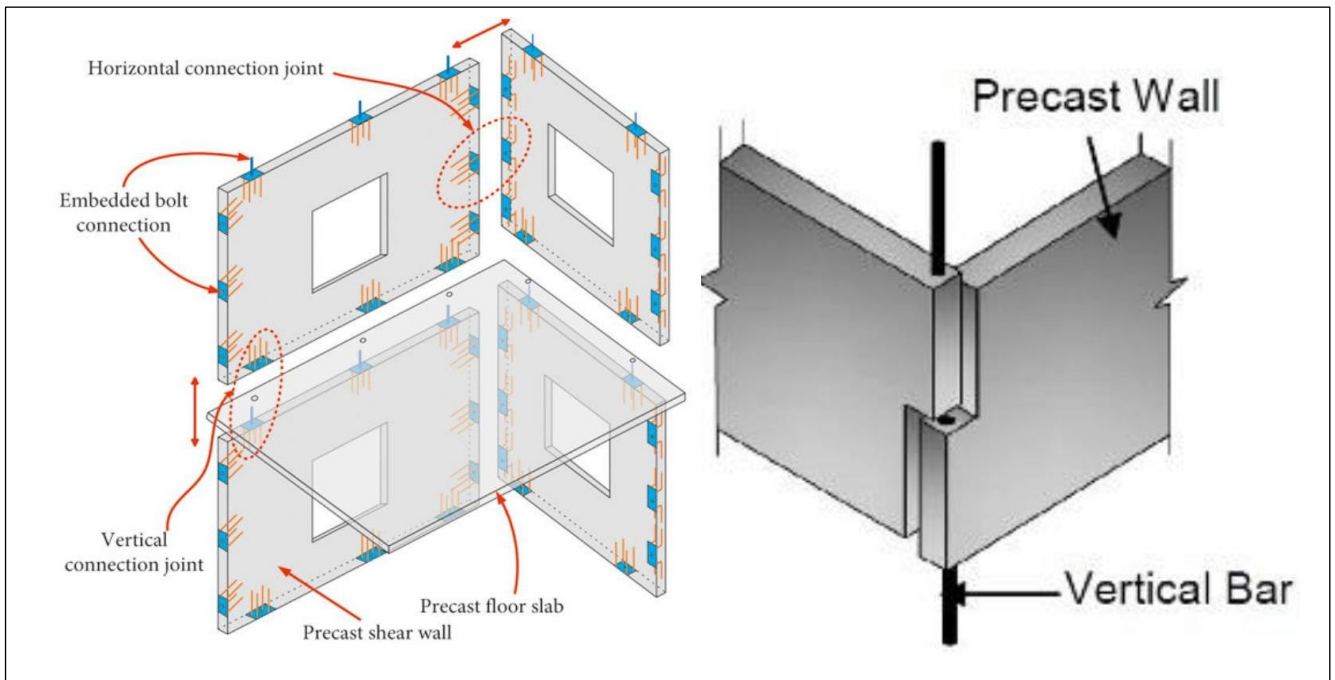


Figure II-11 : *Systèmes d'assemblages de voiles [30], [31].*

Assemblages verticaux (Tableau II-6) : Le tableau présente les principales solutions de liaison entre panneaux préfabriqués. Les systèmes par clavetage et rainure-langue se distinguent par leur simplicité et leur économie, tandis que les manchons de couplage et les assemblages soudés offrent de meilleures performances mécaniques, notamment en zone sismique. Les profilés métalliques intégrés constituent une solution plus rigide mais nécessitent une attention particulière vis-à-vis de la corrosion et des ponts thermiques.

Assemblages horizontaux (Tableau II-7) : Le tableau met en évidence les différentes techniques assurant la continuité des voiles préfabriqués. Les liaisons par clavetage et béton coulé permettent d'obtenir un comportement proche d'une structure monolithique, alors que les systèmes post-contraints offrent les meilleures performances pour les ouvrages soumis à des sollicitations importantes ou à des exigences sismiques élevées, au prix d'une mise en œuvre plus complexe.

Tableau II-6 : Assemblages verticaux (entre panneaux adjacents).

Type	Description	Avantages	Inconvénients
Clavetage vertical simple	Joint vertical bétonné entre panneaux. • Largeur joint : 10-15 cm • Armatures verticales • Béton C30/37 • Surface rugueuse	• Simplicité conception • Économique • Technique maîtrisée • Continuité assurée • Monolithisme	• Délai bétonnage • Coffrage 2 faces • Contrôle qualité • Retrait différentiel • Étalement
Rainure et languette	Emboîtement mâle-femelle entre panneaux. • Rainure préfabriquée • Languette correspondante • Injection de coulis • Armatures de couture	• Positionnement précis • Étanchéité meilleure • Stabilité au montage • Alignement garanti • Qualité industrielle	• Fabrication complexe • Tolérance stricte • Coût moule supérieur • Fragilité transport • Coordination
Manchons de couplage verticaux	Armatures couplées par manchons. • Manchons filetés ou groutés • Armatures HA 16-25 • Connexion mécanique • Résistance garantie	• Rapidité assemblage • Résistance contrôlée • Qualité certifiée • Pas de recouvrement • Zones sismiques	• Coût élevé • Qualification nécessaire • Système propriétaire • Approvisionnement • Précision requise
Assemblage soudé	Connexion par platines soudées. • Platines métalliques noyées • Soudage sur chantier • Protection soudures • Enrobage ultérieur	• Résistance élevée • Rapidité connexion • Pas de bétonnage • Modulaire • Démontable	• Coût élevé • Qualification soudeurs • Corrosion possible • Protection incendie • Contrôle qualité
Profilés métalliques intégrés	Profilés verticaux dans joints. • Cornières ou fers plats • Boulonnage ou soudage • Protection anticorrosion • Rigidité immédiate	• Stabilité montage • Résistance immédiate • Réglage possible • Facilité pose • Contrôle visuel	• Coût matériaux • Pont thermique • Corrosion • Maintenance • Esthétique

Tableau II-7 : Assemblages horizontaux.

Type	Description	Avantages	Inconvénients
Voile sur fondation (clavetage)	Liaison voile-fondation par clavetage. • Armatures verticales attente • Clavetage horizontal • Longueur recouvrement $\geq 60\phi$ • Béton haute résistance	• Encastrement parfait • Résistance sismique maximale • Continuité verticale • Durabilité • Monolithisme	• Délai important • Étalement obligatoire • Coffrage complexe • Contrôle strict • Main d'œuvre
Voile sur voile (étage)	Superposition de panneaux d'étages. • Joint horizontal 10-15 cm • Armatures verticales continues • Béton de liaison • Surface rugueuse obligatoire	• Continuité verticale • Reprise efforts verticaux • Simplicité conception • Solution éprouvée • Comportement monolithique	• Délai bétonnage • Coffrage périmétrique • Étalement temporaire • Qualité béton critique • Retrait
Voile sur dalle (liaison voile-plancher)	Connexion voile-dalle collaborant. • Armatures en attente de dalle • Clavetage périphérique • Treillis de couture • Béton de continuité	• Effet diaphragme • Contreventement efficace • Stabilité d'ensemble • Distribution efforts • Rigidité globale	• Coordination ferrailage • Exécution soignée • Contrôle assemblage • Délai séchage • Complexité détails
Joint horizontal post-contraint	Précontrainte verticale traversant joints. • Barres post-tendues • Compression joints horizontaux • Ancrages tête et base • Injection protection	• Compression interface • Résistance sismique élevée • Limitation ouverture joints • Grandes hauteurs • Performance optimale	• Coût très élevé • Qualification spéciale • Pertes précontrainte • Maintenance • Complexité exécution

II.1.2.6 Assemblages d'escaliers



Figure II-12 : Mise en place et liaison d'un escalier préfabriqué en béton armé [32].

Le tableau présente les différentes solutions de liaison des escaliers préfabriqués. Chaque système possède ses propres caractéristiques en termes de comportement structural, de facilité de mise en œuvre et de coût. Le choix de la solution la plus adaptée dépend des exigences techniques, architecturales et fonctionnelles du projet.

Tableau II-8 : Assemblages d'escaliers.

Type	Description	Avantages	Inconvénients
Appui simple sur paliers	Volée d'escalier posée sur palier • Appareils d'appui élastomère • Appui 10-15 cm minimum • Articulation libre • Pas de liaison mécanique	• Simplicité maximale • Montage rapide • Économique • Mouvements libres • Isostatique	• Pas de continuité • Fissuration en about • Non adapté sismique • Risque de glissement • Isolation phonique faible
Encastrement dans voiles	About encastré dans mur ou voile. • Encastrement 20-30 cm • Armatures en attente • Bétonnage réservation • Encastrement rigide	• Rigidité élevée • Résistance sismique bonne • Stabilité • Limitation flèches • Durabilité	• Complexité fabrication voile • Tolérance stricte • Étalement nécessaire • Délai bétonnage • Difficile démontage
Liaison par platines métalliques	Fixation par équerres métalliques. • Équerres noyées dans escalier • Boulonnage sur structure • Fixation mécanique	• Montage rapide • Réglage facile • Démontable • Précision • Pas de cure	• Coût éléments métalliques • Corrosion possible • Maintenance • Pont phonique • Visible
Escalier autoportant	Volée indépendante structuralement. • Paillasse auto-stable • Appuis simples extrémités • Épaisseur renforcée • Précontrainte possible	• Indépendance structurale • Montage très rapide • Pas d'étalement • Mouvements absorbés • Flexibilité conception	• Épaisseur importante • Poids élevé • Coût supérieur • Portée limitée • Encombrement
Escalier suspendu	Suspension par tiges ou câbles. • Tirants métalliques • Fixation à structure supérieure • Escalier léger • Design architectural	• Esthétique moderne • Légèreté apparente • Flexibilité design • Facilité pose • Démontable	• Coût très élevé • Vibrations possibles • Maintenance tirants • Calcul complexe • Non adapté tous usages
Escalier avec limon métallique	Structure métallique + marches préfab. • Limons acier IPE/HEB • Marches BA ou béton préfab • Scellement ou boulonnage • Assemblage mixte	• Légèreté structure • Portée importante • Modulaire • Facilité pose • Économique	• Protection incendie • Corrosion limons • Pont phonique • Maintenance • Esthétique spécifique
Escalier hélicoïdal préfabriqué	Escalier en colimaçon préfabriqué. • Élément monobloc ou par tronçons • Noyau central porteur • Fixation base et tête • Préfabrication complète	• Gain de place • Préfabrication totale • Qualité contrôlée • Finition usine • Montage rapide	• Poids important • Manutention délicate • Transport spécial • Coût élevé • Mise en œuvre complexe

II.1.2.7 Assemblages de paliers

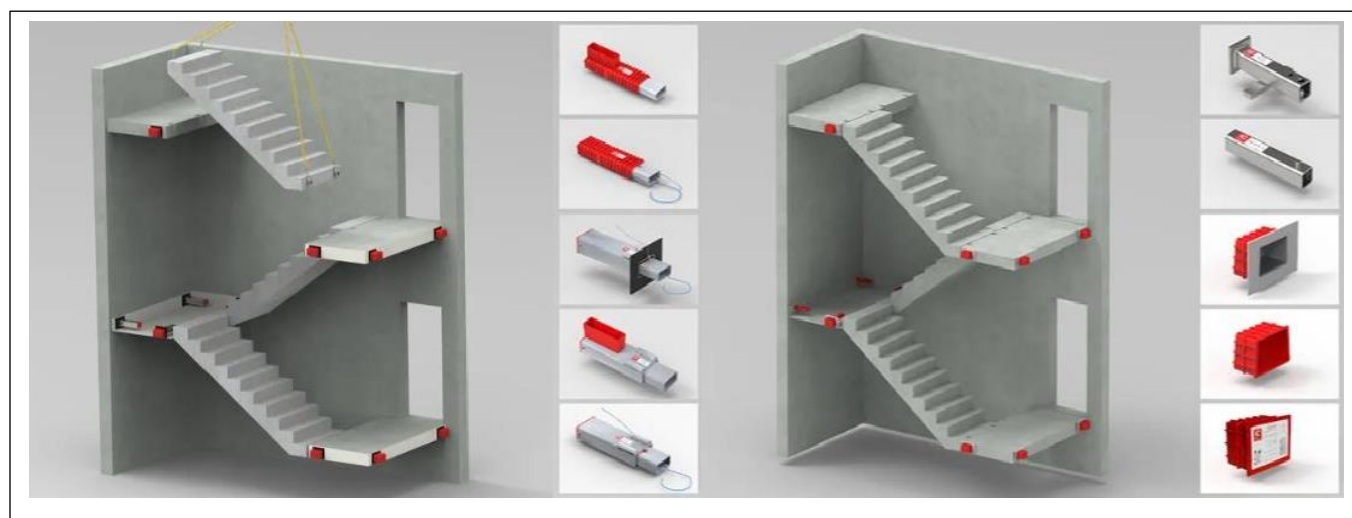


Figure II-13 : Solutions techniques d'ancrage et de liaison des paliers en béton préfabriqué [33].

Plusieurs techniques peuvent être utilisées pour assurer la liaison des paliers intermédiaires dans les structures préfabriquées. Chacune présente des avantages et des limites spécifiques concernant la transmission des efforts, la rapidité d'exécution et les performances globales de l'ouvrage. Le choix de la solution la plus appropriée doit ainsi résulter d'un compromis entre les exigences structurales, constructives et économiques.

Tableau II-9 : Assemblages de paliers.

Type	Description	Avantages	Inconvénients
Palier sur consoles	Dalle palier reposant sur consoles de voiles. • Consoles préfabriquées • Appui périphérique • Élastomères intercalaires • Articulation libre	• Simplicité montage • Économique • Rapidité pose • Mouvements libres • Standard	• Continuité limitée • Fissuration possible • Non sismique élevé • Flèches • Isolation phonique
Palier encastré dans voiles	Palier encastré dans réservations de voiles. • Encastrement 15-25 cm • Armatures en attente • Clavetage périphérique • Liaison rigide	• Rigidité maximale • Résistance sismique élevée • Comportement diaphragme • Stabilité • Monolithisme	• Complexité voiles • Tolérance stricte ($\pm 5\text{mm}$) • Étalement obligatoire • Délai bétonnage • Coordination
Palier sur poutres palières	Palier supporté par poutres horizontales. • Poutres palières préfab • Dalle palier en appui • Système poteau-poutre-dalle • Transmission charges classique	• Flexibilité conception • Portées importantes • Charges élevées admissibles • Facilité pose • Modulaire	• Nombre éléments accru • Coordination complexe • Manutentions multiples • Coût global supérieur • Délais

Palier-volée monolithique	Palier et volée en un seul élément. • Préfabrication monobloc • Palier intégré • Rigidité optimale • Moins de joints	• Réduction joints • Rigidité élevée • Qualité contrôlée • Montage simplifié • Étanchéité meilleure	• Poids très important • Dimensions transport limitées • Manutention lourde • Flexibilité réduite • Coût élevé
Palier avec prédalles	Palier en prédalles + béton complément.	• Économique • Facilité pose prédalles	• Double phase exécution • Étalement nécessaire
	• Prédalles 5-6 cm • Treillis en attente • Béton coulé 8-15 cm • Appui sur structure	• Adaptation dimensions • Continuité parfaite • Flexibilité réseaux	• Délai cure • Main d'œuvre supplémentaire • Contrôle qualité
Palier suspendu	Palier suspendu à structure supérieure. • Suspentes métalliques • Tirants ajustables • Palier léger • Fixation haute	• Pas d'appui inférieur • Espace libre dessous • Flexibilité agencement • Montage rapide • Démontable	• Coût élevé • Vibrations possibles • Maintenance suspentes • Calcul spécifique • Structure haute résistante
Palier métallique	Structure métallique complète. • Cadre profilés acier • Plancher collaborant ou caillebotis • Boulonnage ou soudage • Léger	• Légèreté maximale • Montage très rapide • Modulaire • Démontable • Économique	• Protection incendie obligatoire • Corrosion • Pont phonique important • Vibrations • Déformabilité
Palier avec rupteur thermique	Palier avec isolation thermique intégrée. • Rupteur périphérique • Isolation PSE ou PU • Armatures traversantes • Continuité thermique coupée	• Isolation thermique • Pas de pont thermique • Conformité RT • Performance énergétique • Innovation	• Coût supérieur • Fabrication spéciale • Fragilité rupteur • Contrôle qualité strict • Approvisionnement

II.1.3 Composants des assemblages

Les assemblages des structures préfabriquées reposent sur l'association de plusieurs composants complémentaires, notamment les éléments métalliques, les armatures en attente, les matériaux de remplissage et les appareils d'appui. Chacun de ces éléments joue un rôle essentiel dans la transmission des efforts, la continuité structurale et la durabilité des connexions. Le choix et le dimensionnement appropriés de ces composants conditionnent directement la sécurité, la stabilité et les performances globales de l'ouvrage, en particulier sous l'effet des sollicitations sismiques.

II.1.3.1 Éléments métalliques

Tableau II-10 : *Éléments métalliques des assemblages.*

Platines et cornières	-<i>Matériau</i> : acier S235, S275 ou S355 -<i>Épaisseurs courantes</i> : 10 à 40 mm pour platines, 60x60x6 à 120x120x12 pour cornières -<i>Traitement</i> : galvanisation à chaud ou peinture anticorrosion
Boulons et tiges d'ancrage	-<i>Classes</i> : 4.6, 5.6, 8.8, 10.9 selon Eurocode 3 -<i>Diamètres courants</i> : M12 à M36 -<i>Types</i> : boulons HR (haute résistance), tiges scellées, goujons
Consoles et corbeaux métalliques	-<i>Profilés</i> : IPE, HEB, UAP selon les charges -<i>Enrobage</i> : protection anticorrosion obligatoire -<i>Soudures</i> : qualification selon EN 1090

II.1.3.2 Armatures en attente

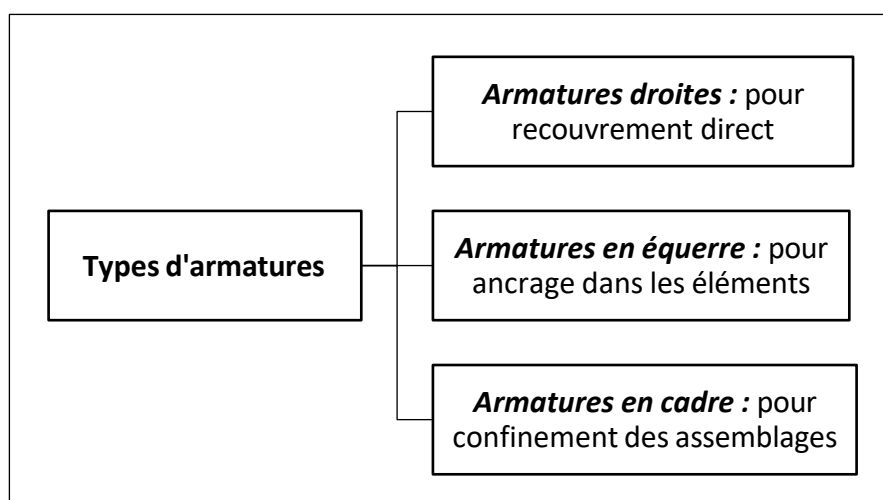


Figure II-14 : Types d'armatures en attente.

II.1.3.3 Matériaux de remplissage

Tableau II-11 : Matériaux de remplissage et de scellement.

Bétons et mortiers coulés en place	-<i>Béton ordinaire</i> : classe de résistance $\geq$ C25/30 -<i>Béton fibré</i> : amélioration de la ductilité et contrôle de la fissuration -<i>Béton autoplaçant (BAP)</i> : pour zones difficiles d'accès -<i>Mortier sans retrait</i> : pour scellement de platines et tiges
Coulis de scellement	-<i>Coulis de ciment</i> : pour remplissage de douilles et scellement -<i>Résines époxy</i> : pour scellement chimique haute performance -<i>Coulis expansifs</i> : compensation du retrait

II.1.3.4 Appareils d'appui

Tableau II-12 : Types d'appareils d'appui et leurs caractéristiques.

Appareils d'appui en élastomère fretté	-<i>Composition</i> : couches d'élastomère et de tôles d'acier -<i>Dimensions</i> : fonction des charges et déformations -<i>Dureté Shore A</i> : généralement 60 ± 5 -<i>Fonction</i> : absorption des déformations, transmission des efforts verticaux
Appareils d'appui glissants	-<i>Utilisation</i> : pour mouvements horizontaux importants -<i>Matériaux</i> : PTFE (téflon) sur acier inoxydable -<i>Coefficient de frottement</i> : 0,02 à 0,10

II.1.4 Critères de performance des assemblages

II.1.4.1 Résistance mécanique

A) Résistance en compression

La résistance en compression assure la transmission directe des charges verticales entre les éléments préfabriqués par contact des surfaces d'appui. Il est nécessaire de vérifier que les contraintes locales au droit de l'assemblage ne dépassent pas la résistance du béton. Une attention particulière doit être portée au risque d'écrasement local afin de garantir une bonne répartition des efforts.

B) Résistance en traction

La traction est reprise principalement par les armatures ou les éléments métalliques, car le béton est faible en traction. Le dimensionnement des aciers doit assurer la reprise complète des efforts sollicitant. Il est également indispensable de vérifier les longueurs d'ancrage et de contrôler l'ouverture des fissures pour garantir la sécurité et la durabilité.

C) Résistance au cisaillement

La transmission du cisaillement peut être assurée par frottement, adhérence ou par des armatures d'effort tranchant. Lorsque les efforts sont importants, des dispositifs spécifiques doivent être prévus. La vérification du poinçonnement est également nécessaire dans les zones d'appui concentré afin d'éviter une rupture fragile.

D) Résistance en flexion

Dans les assemblages rigides ou semi-rigides, la flexion doit être prise en compte pour assurer la continuité structurale. Les armatures longitudinales sont dimensionnées pour reprendre les moments fléchissant. Il faut également vérifier la capacité de rotation de l'assemblage afin d'assurer un bon comportement, notamment en situation sismique.

II.1.4.2 Ductilité

Capacité de l'assemblage à se déformer plastiquement sans rupture brutale.

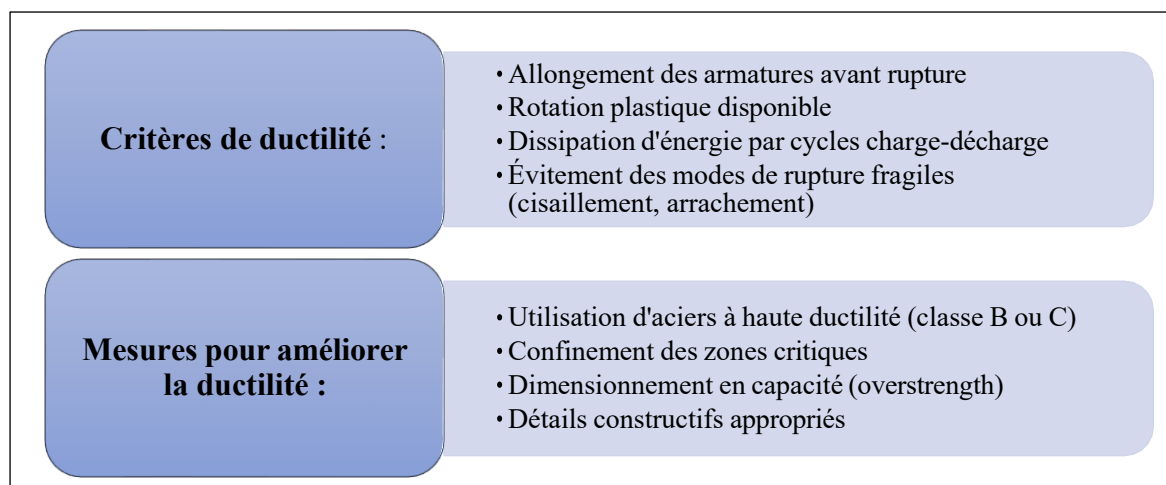


Figure II-15 : *Ductilité des assemblages.*

II.1.5 Pathologies courantes des assemblages

Tableau II-13 : *Principaux défauts des assemblages préfabriqués.*

Description Défauts de conception	Défauts d'exécution	Dégradations en service
• Sous-dimensionnement des armatures ou pièces métalliques • Longueurs d'ancrage insuffisantes • Absence de prise en compte des effets du second ordre • Non-conformité avec les détails constructifs parasismiques	• Positionnement incorrect des armatures en attente • Mauvaise qualité du béton coulé en place • Serrage insuffisant ou excessif des boulons • Défauts de soudure • Non-respect des tolérances dimensionnelles	• Fissuration excessive autour de l'assemblage • Corrosion des armatures ou éléments métalliques • Écrasement localisé du béton • Déformation plastique permanente • Rupture d'éléments de liaison

II.2 Assemblages dans les codes

II.2.1 Règles de conception des assemblages selon les recommandations internationales

La performance globale d'une structure en béton préfabriqué dépend directement du comportement mécanique des zones d'assemblage, lesquelles assurent la continuité structurale entre éléments fabriqués séparément. Contrairement au béton coulé en place, la transmission des efforts n'est pas intrinsèque au matériau et doit être garantie par le dimensionnement spécifique des connexions. Les recommandations internationales définissent les règles permettant d'assurer simultanément la résistance, la rigidité, la ductilité et la robustesse de la structure, y compris en situation accidentelle ou sismique. Les documents de référence les plus utilisés sont :

- PCI Design Hand book
- Fib Model Code

Le premier adopte une approche pratique orientée vers la constructibilité et la sécurité au montage, tandis que le second repose sur une approche mécanique basée sur la ductilité et la dissipation d'énergie.

II.2.2 Recommandations du PCI Design Hand book

Le PCI constitue la référence principale pour la conception opérationnelle des assemblages dans les structures préfabriquées. Il considère l'assemblage comme un élément structural soumis à un état de contraintes tridimensionnel complexe évoluant selon trois phases : levage, montage et exploitation. La conception est basée sur la résistance ultime, la sécurité pendant la construction et la tolérance aux imperfections géométriques[23].

II.2.2.1 Principe général

Chaque assemblage doit assurer simultanément :

- La transmission des charges verticales et horizontales
- La stabilité provisoire durant le montage
- La continuité structurale après durcissement des matériaux de clavetage
- L'absorption des défauts d'alignement et des tolérances d'exécution

Ainsi, l'assemblage n'est pas considéré comme un simple détail constructif mais comme un composant structural participant directement à la stabilité globale de l'ouvrage.

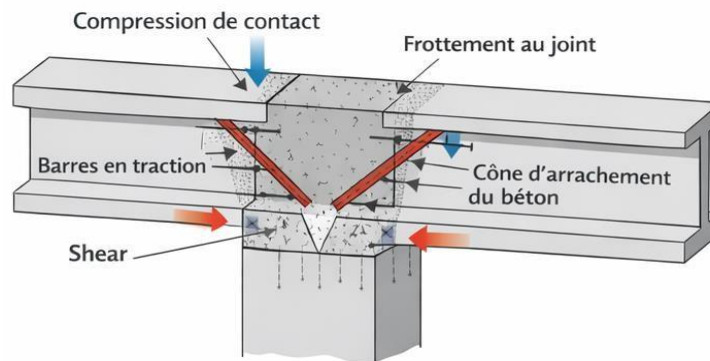


Figure II-16 : *Mécanismes de transfert des efforts dans une connexion préfabriquée selon l'approche PCI.*

II.2.2.2 Modes de rupture à vérifier

Le dimensionnement impose la vérification indépendante de tous les mécanismes de résistance susceptibles d'apparaître dans la connexion. La résistance de calcul correspond au mécanisme le plus défavorable. Les modes principaux sont :

- Rupture en traction de l'acier (barres, goujons, boulons)
- Arrachement d'ancrage dans le béton
- Formation d'un cône de rupture du béton
- Cisaillement des connecteurs métalliques
- Ecrasement local du béton sous compression
- Glissement au plan de joint par insuffisance de frottement

Cette approche garantit que la capacité réelle de la connexion est gouvernée par un mécanisme ductile et non fragile.

II.2.2.3 Hiérarchie des résistances

Le PCI applique le principe de conception hiérarchisée :

La connexion doit posséder une résistance supérieure à celle des éléments structuraux assemblés.

La plastification doit apparaître dans les zones prévues de la structure (généralement les poutres) tandis que les zones d'assemblage doivent rester intactes.

Ainsi :

- Les composants fragiles sont surdimensionnés
- Les mécanismes ductiles sont privilégiés

- La ruine fragile est évitée

II.2.2.4 Assemblages poteau–fondation

Le hand book distingue deux cas :

A) Pied encastré

La connexion transmet les efforts normaux, tranchants et les moments fléchissant.

Le dimensionnement vérifie l'interaction traction–cisaillement des tiges d'ancrage ainsi que la pression de contact sous la platine.

B) Pied articulé

Seul l'effort normal est transmis à la fondation.

La stabilité latérale est alors assurée par un système de contreventement indépendant (voiles ou portiques).

II.2.2.5 Assemblages poutre–poteau

Trois niveaux de rigidité sont définis :

- Articulé : transmission des efforts verticaux uniquement
- Semi-rigide : transmission partielle des moments
- Rigide : continuité de rotation et comportement de portique

En zone sismique, le PCI recommande d'éviter les ruptures fragiles des soudures ou platines et de favoriser une plastification contrôlée dans les éléments porteurs plutôt que dans la connexion.

II.2.2.6 Vérifications mécaniques fondamentales selon le PCI

A) Transmission par frottement au plan de joint

La résistance au cisaillement d'un joint comprimé est assurée par le frottement béton–béton :

$$V_n = \mu (N + A_s f_y) \quad (\text{II.1})$$

Avec :

- μ : coefficient de frottement (≈ 0.6 à 1.4 selon rugosité)
- N : effort normal de compression
- $A_s f_y$: contribution des armatures traversantes

Cela montre que la compression verticale augmente directement la résistance de la connexion[23].

B) Résistance d'un goujon ou d'une tige d'ancrage

Le PCI impose de vérifier séparément :

1. Rupture acier :

$$N_s = A_s f_u \quad (\text{II.2})$$

2. Cône d'arrachement du béton :

$$N_{cb} = k \sqrt{f_{c'}} h_{ef}^{1.5} \quad (\text{II.3})$$

3. Rupture par adhérence :

$$N_b = \tau_b \pi d h_{ef} \quad (\text{II.4})$$

- La résistance de calcul = minimum des trois valeurs

Ça transforme ton chapitre en vrai chapitre de dimensionnement[23].

C) Pression locale sous platine (poteau-fondation)

$$\sigma_c \leq 0.85 f_{c'} \quad (\text{II.5})$$

Permet d'éviter l'écrasement du béton au droit de l'appui[23].

II.2.3 Recommandations du fib Model Code

Le fib adopte une approche basée sur la mécanique non linéaire du béton armé et la dissipation d'énergie sous chargements répétés. La connexion est considérée comme une zone de transfert d'efforts modélisable par un système équivalent de bielles comprimées et de tirants en acier[34].

II.2.3.1 Principe fondamental : conception en capacité

Le dimensionnement impose que la dissipation d'énergie se produise dans des zones prédéfinies appelées zones dissipatives.

Par conséquent :

- Les zones plastiques sont dimensionnées pour plastifier
- Les assemblages sont protégés contre toute rupture fragile

La résistance de la connexion doit rester supérieure à celle de la zone dissipative adjacente[34].

II.2.3.2 Vérification locale des contraintes

Le modèle fib introduit la notion de champs de contraintes internes :

- Bielles comprimées dans le béton
- Tirants tendus dans les armatures
- Zones nodales de transfert

L'assemblage est donc vérifié par un modèle bielle-tirant permettant d'assurer l'équilibre interne des forces et la compatibilité des déformations[34].

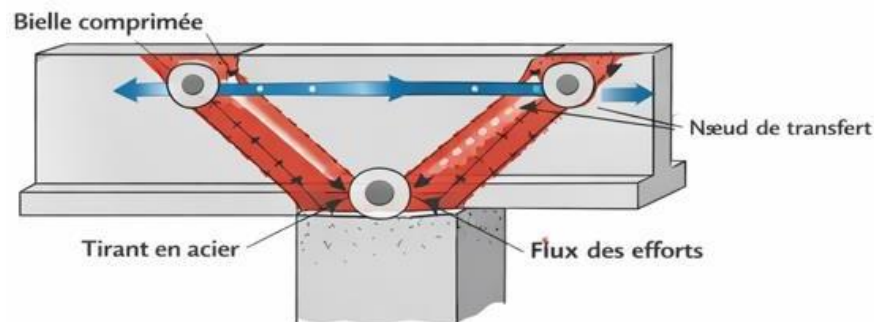


Figure II-17 : *Modélisation bielle-tirant d'un assemblage poutre-poteau selon le fib Model Code.*

II.2.3.3 Ductilité et comportement cyclique

Sous actions sismiques ou répétées, les connexions doivent conserver leur capacité portante après plusieurs cycles de chargement.

Le dimensionnement impose :

- Limitation de l'ouverture des fissures
- Ancrage suffisant des armatures
- Confinement transversal du béton

La rotation ultime de la connexion doit être supérieure à la rotation exigée par l'analyse globale[34].

II.2.3.4 Continuité mécanique

Le fib impose que la connexion transmette simultanément :

- Efforts normaux
- Efforts tranchants
- Moments fléchissant

La rigidité de l'assemblage doit être compatible avec l'hypothèse adoptée dans le modèle global de calcul afin d'éviter toute redistribution non maîtrisée des efforts[34].

II.2.3.5 Modélisation bielle–tirant

Dans le fib, une connexion est remplacée par un système équivalent :

- Bielles comprimées dans le béton
- Tirants dans l'acier
- Nœuds de transfert

La vérification impose :

✓ **Compression dans la bielle :**

$$\sigma_c \leq \nu f_{cd} \quad (\text{II.6})$$

Avec : $\nu \approx 0.6$ (réduction fissuration)

✓ **Traction dans le tirant :**

$$T \leq A_s f_{yd} \quad (\text{II.7})$$

✓ **Vérification du nœud :**

$$\sigma_{node} \leq k f_{cd} \quad (\text{II.8})$$

Le nœud est souvent la zone critique des assemblages préfabriqués.

➤ Le PCI fournit une approche expérimentale et constructive orientée vers la sécurité de mise en œuvre et la robustesse de montage, tandis que le fib propose une approche mécanique avancée basée sur la ductilité, la redistribution des efforts et la dissipation d'énergie. L'utilisation combinée de ces recommandations permet de concevoir des assemblages préfabriqués fiables, capables d'assurer la stabilité structurale et un comportement adapté aux sollicitations extrêmes, notamment sismiques[34].

II.2.4 Connexions avec goujons

Dans les connexions poutre-poteau, des goujons en acier sortent du sommet du poteau et pénètrent dans des manchons placés dans la poutre, lesquels sont remplis de mortier sans retrait afin d'assurer l'ancrage et la transmission des efforts. L'ancrage peut également être réalisé à l'aide d'une tête fixée par un écrou au sommet du goujon. Le remplissage du manchon est important pour éviter les phénomènes de martèlement en cas d'action sismique.

En pratique, l'utilisation de deux goujons est préférable, car elle améliore la résistance aux moments de renversement, tandis qu'un seul goujon peut être insuffisant, notamment en présence de charges dissymétriques pendant la phase de construction[35].

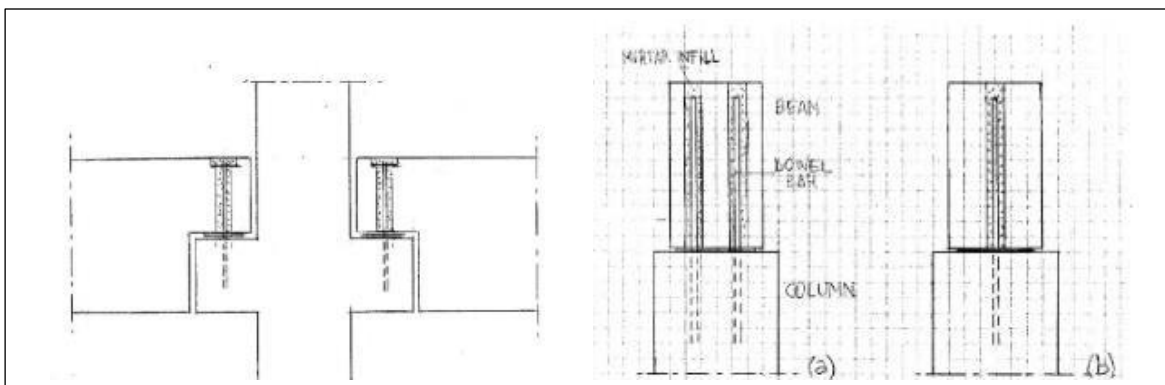


Figure II-18 : Principe de la connexion poutre-poteau par goujons dans les structures préfabriquées [35].

II.2.4.1 Modes de rupture possibles pour l'action longitudinale

Dans les connexions à goujons, plusieurs modes de rupture peuvent apparaître sous l'action des efforts longitudinaux. Le premier correspond à la rupture du goujon, résultant de la combinaison de sollicitations telles que le cisaillement, la traction et la flexion locale de la barre, ainsi que des contraintes de contact développées dans le béton environnant. Un autre mode de rupture est l'écaillage du béton au bord de la poutre, provoqué par les contraintes de traction générées autour du goujon lors de la transmission des efforts. De la même manière, l'écaillage du bord du poteau peut également se produire sous l'effet des contraintes de traction dans la zone d'ancrage, ce qui réduit la capacité de la connexion[35].

II.2.4.2 Modes de rupture pour l'action transversale

Sous l'action transversale, plusieurs modes de rupture peuvent se produire dans les connexions à goujons. Le premier correspond à la rupture par flexion de la section d'appui, provoquée par le moment fléchissant M appliqué au niveau de la connexion. Un autre mode possible est l'arrachement du goujon en traction, lorsque l'effort de traction dépasse la capacité d'ancrage de la barre dans le béton. Enfin, une rupture par glissement sous l'effet de l'effort tranchant V peut également apparaître lorsque la résistance au cisaillement de la connexion est insuffisante[35].

II.2.4.3 Formules de calcul de la résistance

A) Résistance du goujon

Pour n goujons de diamètre ϕ :

$$R_{ed} \geq R \quad (II.9)$$

$$R_a = 0,90 n \phi^2 \sqrt{f_{yd} f_{cd} (1 - \alpha_2)} \quad (II.10)$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \\ f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{s*}} \end{cases}$$

- N : nombre de goujons
- ϕ : diamètre du goujon
- F_y : limite d'élasticité de l'acier
- F_c : résistance caractéristique du béton
- σ : contrainte normale de traction dans le goujon.

$$\alpha = \frac{\sigma}{f_{yk}} \quad (\text{II.11})$$

B) Vérification du bord de la poutre

$$R_{rk} = 1,4 k \phi^\alpha h^\beta \sqrt{f_{ck, cube} C3 \psi_{re}} \quad (\text{II.12})$$

Avec : $\begin{cases} \alpha = 0,1 \left(\frac{h}{c}\right)^{0,5} \\ \beta = 0,1 \left(\frac{\phi}{c}\right)^{0,2} \end{cases}$

- $f_{ck, cube}$: résistance cubique du béton
- C : distance du goujon au bord
- $H = 8\phi$: longueur efficace du goujon
- B : largeur du poteau
- $K = \frac{b}{3c} \leq n$

✓ Condition de vérification :

$$\frac{R}{R_{rd}} < 1 \quad (\text{II.13})$$

Avec : $\begin{cases} R_{rd} = \frac{R_{rk}}{\gamma_c} \\ \gamma_c = 1,5 \end{cases}$

C) Vérification du bord du poteau

$$R_{rk} = 1,4 k \phi^\alpha h^\beta \sqrt{f_{ck, cube} C3 \psi_{re}} \quad (\text{II.14})$$

Avec les mêmes paramètres que cela de la poutre :

- $f_{ck, cube}$: résistance du béton
- C : distance au bord
- $h = 8\phi$
- B : largeur du poteau
- N : nombre de goujons.
- $\Psi_{re} = 1,4$ (en présence d'armatures de bord telles que spécifiées) et $\Psi_{re} = 1,0$ (dans tous les autres cas).

II.2.5 Comparaison entre les recommandations PCI et Fib pour les assemblages préfabriqués

Tableau II-14 : Comparaison entre les recommandations PCI et fib pour les assemblages préfabriqués.

Critère	PCI Design Hand book	Fib Model Code
Philosophie générale	Approche pratique orientée chantier et constructibilité	Approche scientifique basée sur la mécanique des structures
Objectif principal	Assurer la résistance et la facilité de montage	Assurer la ductilité et le comportement global
Modélisation des assemblages	Détails constructifs + vérifications empiriques	Modèle bielle-tirant et champs de contraintes
Hierarchie des résistances	Connexion plus résistante que l'élément	Conception en capacité (zones dissipatives contrôlées)
Modes de rupture étudiés	Vérification individuelle des ruptures (acier, béton, ancrage)	Analyse globale du mécanisme de ruine
Zone sismique	Prévenir la rupture fragile des connexions	Favoriser la dissipation d'énergie et la ductilité
Type de calcul	Semi-empirique basé sur essais expérimentaux	Théorique basé sur la mécanique non linéaire
Rigidité des liaisons	Définie par catégories (articulée, semi-rigide, rigide)	Déterminée par la relation moment-rotation
Domaine d'utilisation	Dimensionnement pratique et industriel	Vérification avancée et recherche

Le PCI Design Hand book constitue une référence adaptée au dimensionnement pratique des assemblages préfabriqués grâce à son approche constructive et expérimentale. À l'inverse, le Fib Model Code permet une analyse plus fine du comportement structural, notamment pour

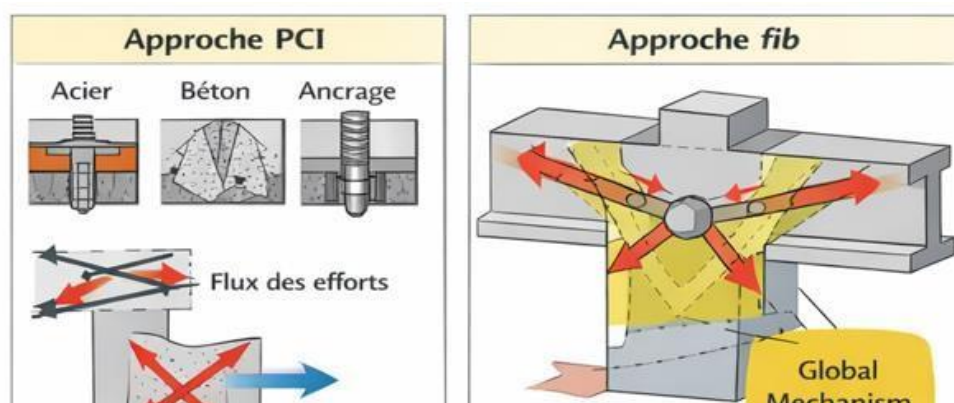


Figure II-19 : Différence conceptuelle entre l'approche PCI et fib.

les situations sismiques ou les structures complexes. L'utilisation conjointe des deux approches permet ainsi d'associer réalisme constructif et fiabilité mécanique globale.

II.2.6 Différence fondamentale de philosophie de sécurité

- PCI = sécurité locale des composants
- Fib = sécurité globale du mécanisme

Une connexion conforme au PCI peut être résistante mais non dissipative, tandis qu'une connexion conforme au Fib est conçue pour contrôler le mécanisme de ruine de la structure.

II.2.7 Conclusion

Ce chapitre a été consacré à l'étude des assemblages entre les différents éléments préfabriqués, qui constituent des zones essentielles pour assurer la continuité et le bon fonctionnement de la structure. Les principaux types d'assemblages utilisés dans les constructions préfabriquées ont été présentés, ainsi que leurs composants, leurs modes de fonctionnement et leurs domaines d'application.

L'analyse réalisée met en évidence que le choix d'un assemblage adapté est déterminant pour garantir la transmission des efforts, la stabilité de l'ouvrage et son comportement sous les sollicitations statiques et sismiques. Les connaissances développées dans ce chapitre serviront de base au dimensionnement et à la vérification des assemblages du hangar industriel étudié dans le chapitre suivant.

Chapitre III : Etude d'un Hangar

III.1 Les escaliers

III.1.1 Définition générale

Un escalier se compose d'une série de marches destinées à faciliter le déplacement piéton entre plusieurs niveaux. Il permet notamment de connecter deux étages distincts au sein d'une même construction. La cage d'escalier, quant à elle, se trouve à l'intérieur du bâtiment. L'escalier employé est généralement réalisé en béton coulé sur place, avec la dalle reposant directement sur les paliers.

III.1.2 Composition d'un escalier

Il est caractérisé par :

- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de marche (g).
- L'embranchement : la largeur de la volée (Lv).
- Le contre marche : la partie verticale d'une marche.
- La paillasse : plafond qui monte sous marches.
- Le palier : la partie horizontale.
- La volée : suites ininterrompues des marches.

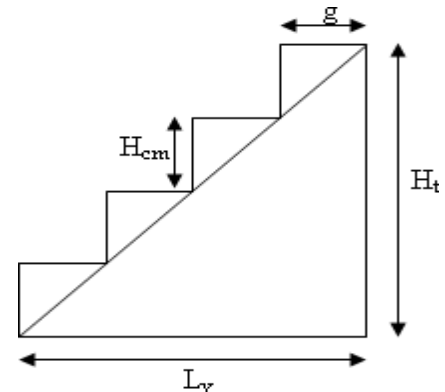


Figure III-1 : Géométrie de l'escalier.

III.1.3 Dimensionnement d'escalier

Le choix des dimensions dépend de la condition d'usage et de la destination de l'ouvrage. En pratique, il convient de respecter les contraintes suivantes :

- Pour assurer un déplacement confortable entre les étages, la hauteur de la marche « h » doit se situer entre 14 et 20 cm, soit : $14\text{ cm} \leq h \leq 20\text{ cm}$.

- La profondeur de la marche « g » doit être comprise entre 22 cm et 33 cm : $22\text{ cm} \leq g \leq 33\text{ cm}$.

Afin de vérifier que ces dimensions sont adéquates, on peut recourir à la formule empirique de « BLONDEL » : $g + 2h = m$, avec : $59\text{ cm} \leq m \leq 66\text{ cm}$.

Dans notre cas nous avons :

$$14\text{ cm} \leq h = 17\text{ cm} \leq 20\text{ cm} \quad (\text{III.1})$$

$$22\text{ cm} \leq g = 30\text{ cm} \leq 33\text{ cm} \quad (\text{III.2})$$

$$59\text{ cm} \leq g + 2h = 64\text{ cm} \leq 66\text{ cm} \quad (\text{III.3})$$

Donc on adopte : $h = 17\text{ cm}$

$$g = 30\text{ cm}$$

❖ **Nombre de contre marche et de marche :**

$$N_{c.m} = \frac{H}{2h} \quad (\text{III.4})$$

H : hauteur libre d'étage

$$N_{c.m} = \frac{680}{2 \times 17} = 20 \text{ contre marches}$$

$$N_m = N_{c.m} - 1 \quad (III.5)$$

$$N_m = 20 - 1 = 19 \text{ marches.}$$

❖ **La longueur de la volée :**

$$L_v = N_m \times g \quad (III.6)$$

$$L_v = 19 \times 30 = 570 \text{ cm}$$

❖ **L'angle d'inclinaison :**

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{340}{570} = 0.5965 \quad (III.7)$$

$$\alpha = \arctg(0.596) = 30,82^\circ \quad (III.8)$$

❖ **L'épaisseur de la paillasse :**

est calculée suivant la condition

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad (III.9)$$

$$L = (l^2 + H^2)^{\frac{1}{2}} = (570^2 + 340^2)^{\frac{1}{2}} = 663.70 \text{ cm} \quad (III.10)$$

$$\frac{663.70}{30} \leq e \leq \frac{663.70}{20}$$

$$22.12 \text{ cm} \leq e \leq 33.19 \text{ cm}$$

On adopte : $e = 25 \text{ cm} \rightarrow$ Pour les raisons de la vérification de la flèche

III.1.4 Evaluation des charges

On a un escalier à double palier

III.1.4.1 Le palier

Tableau III-1 : Charges permanentes et charges d'exploitation de palier.

Matériau	Épaisseur (cm)	γ (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Couche de sable	2	19	0.38
Poids propre du palier	17	25	4.25
Enduit ciment	2	18	0.36
TOTAL G			5.79
Surcharge Q			2.50

N.B : on a deux paliers de longueur ($L_1=0.55$ et $L_2=1.60$) m

$$\text{Donc : } G = G_1 = G_2 = 5.79 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = Q_1 = Q_2 = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

III.1.4.2 La volée (paillasse)

Tableau III-2 : Charges permanentes et charges d'exploitation de paillasse.

Matériau	Épaisseur (cm)	γ (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Couche de sable	2	19	0.38
Poids propre des marches	8.5	25	1.87
Poids propre de la paillasse	17	$18/\cos 32.62$	5.039
Enduit ciment	2	$18/\cos 32.62$	0.43
TOTAL G			8.52
Surcharge Q			2.50

III.1.5 Ferrailage d'escalier

L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme peu nuisible ; La section est soumise à la flexion simple.

L'enrobage : $C \geq 1$ cm soit $c = 2$ cm.

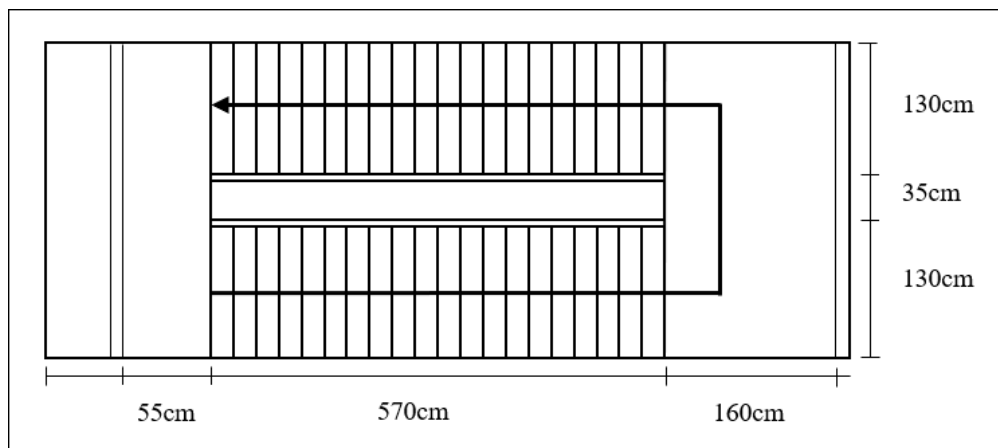


Figure III-2 : Vue en plan de l'escalier.

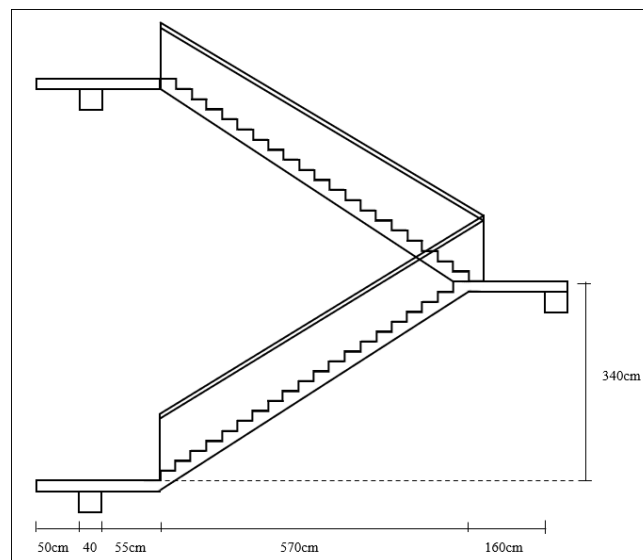


Figure III-3 : Coupe longitudinale de l'escalier.

III.1.5.1 Calcul des sollicitations à ELU

On a la combinaison à L'E.L.U :

$$qu = 1.35G + 1.5Q \rightarrow \text{pour } 1ml \quad (III.11)$$

$$\text{Palier : } q_1 = q_3 = 1.35 \times 5.79 + 1.5 \times 2.5 = 11.57 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Paillasse : } q_2 = 1.35 \times 8.52 + 1.5 \times 2.5 = 15.25 \text{ KN/ml}$$

❖ **Charge équivalente :**

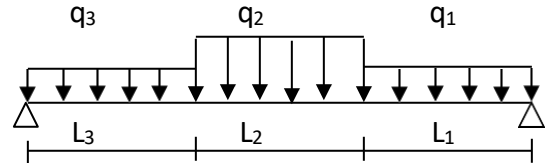
$$q_{eq} = \frac{q_1 L_1 + q_2 L_2 + q_3 L_3}{L_1 + L_2 + L_3} \quad (III.12)$$

$$\text{on a : } L_1 = 1.60 \text{ m}$$

$$L_2 = 5.70 \text{ m}$$

$$L_3 = 0.55 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } q_{eq} = 14.24 \text{ KN/ml}$$



❖ **Calcul des moments :** $l = 7.85 \text{ m}$

$$\text{moment isostatique : } M_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8} = 109.71 \text{ KN.m} \quad (III.13)$$

$$\text{moment en travée : } M_t = 0.85 \times M_0 = 93.25 \text{ KN.m} \quad (III.14)$$

$$\text{moment sur appui : } M_a = 0.30 \times M_0 = 32.91 \text{ KN.m} \quad (III.15)$$

❖ **Calcul des armatures longitudinales :**

$$s_{bu} = f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad (III.16)$$

$$\text{Avec : } \gamma_b = 1.5$$

$$s_{bu} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

$$s_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPa} \quad (III.17)$$

Tableau III-3 : Dimensionnement des armatures longitudinales.

Élément	Armatures longitudinales	Armatures de répartition	Espacement (cm)
Paillasse — Travée	7T16 = 14.07 cm ²	5T10 = 3.93 cm ²	St = 16.67 cm
Paillasse — Appuis	4T12 = 4.52 cm ²	3T8 = 1.52 cm ²	St = 25.0 cm

On utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad (III.18)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad (III.19)$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \quad (III.20)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \quad (\text{III.21})$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 22.2 \times 2.4}{400} \quad (\text{III.22})$$

$$\Rightarrow A_{min} = 3.06 \text{ cm}^2$$

$$d = e - c - \frac{\Phi}{2} = 30 - 2 - 0.8 \Rightarrow d = 22.2 \text{ cm} \quad (\text{III.23})$$

Les résultats dans le tableau :

Tableau III-4 : Ferrailage d'escalier longitudinale.

Section	b (cm)	d (cm)	Mu (KN.m)	μ	α	Z (cm)	As (cm ²)	Adopté(cm ²)
Travée	100	22.2	93.25	0.111	0.147	20.89	12.83	7T16 = 14.07
Appuis	100	22.2	32.91	0.039	0.050	21.76	4.35	4T12 = 4.52

❖ **Espacement maximal :**

$$St \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 17; 33) \text{ cm} = 33\text{cm} \quad (\text{III.24})$$

$$\text{-En travée : } St = 100/6 = 16.67 \text{ cm} \leq 33\text{cm} \quad \checkmark \quad (\text{III.25})$$

$$\text{-Sur appui : } St = 100/4 = 25 \text{ cm} \leq 33\text{cm} \quad \checkmark \quad (\text{III.26})$$

❖ **Armature de répartition :**

$$\text{-En travée : } A_{rep} = A_{ado}/4 = 14.07/4 = 3.52 \text{ cm}^2; \text{ on adopte : } 5 \text{ T10} = 3.93\text{cm}^2 \quad (\text{III.27})$$

$$\text{-Sur appui : } A_{rep} = A_{ado}/4 = 4.52/4 = 1.13 \text{ cm}^2; \text{ on adopte : } 3\text{T8} = 1.52\text{cm}^2 \quad (\text{III.28})$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 22.2 \times 2.4}{400} = 3.06 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{adopté} = 14.07 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.06 \text{ cm}^2 \quad \checkmark \text{ Condition satisfaite} \quad (\text{III.29})$$

□ **Vérification à ELU :**

❖ **Contrainte tangentielle du béton :**

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) \text{ MPA} \quad (\text{III.30})$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times 30}{1.5}; 4\right) \text{ MPA} = 3 \text{ MPA}$$

$$V_u = \frac{q_{eq} \times L}{2} \quad (\text{III.31})$$

$$V_u = \frac{14.24 \times 7.85}{2} = 55.86 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad (\text{III.32})$$

$$\tau_u = 0.252 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPA} \quad \checkmark$$

III.1.5.2 Calcul à E.L.S

On a la combinaison à L. E.L.S :

$$q_{ser} = g + q \rightarrow \text{pour } 1\text{ml} \quad (\text{III.33})$$

$$\text{Palier : } q_1 = q_3 = 5.79 + 2.5 = 8.29 \text{ KN/ml} \quad (\text{III.34})$$

$$\text{Paillasse : } q_2 = 8.52 + 2.5 = 11.02 \text{ KN/ml} \quad (\text{III.35})$$

❖ **Charge équivalente :**

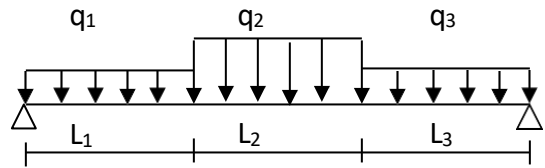
$$q_{eq} = \frac{q_1 L_1 + q_2 L_2 + q_3 L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

on a : $L_1 = 1.60 \text{ m}$

$$L_2 = 5.70 \text{ m}$$

$$L_3 = 0.55 \text{ m}$$

Alors : $q_{eq} = 10.27 \text{ KN/ml}$



□ **Vérification à l'E.L. S :**

❖ **Calcul des moments :** $l = 7.85 \text{ m}$

$$\text{moment isostatique : } M_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8} = 79.15 \text{ KN.m}$$

$$\text{moment en travée : } M_t = 0.85 \times M_0 = 67.28 \text{ KN.m}$$

$$\text{moment sur appui : } M_a = 0.30 \times M_0 = 23.75 \text{ KN.m}$$

❖ **Vérification des contraintes maximales du béton :**

$$\text{Il faut vérifier : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad (\text{III.36})$$

En travée : $\alpha = 0.148 \dots (\text{Tableau}) ; \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.386 ; \quad f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.493$$

$$\alpha = 0.147 \leq 0.493 \quad \checkmark$$

Sur appui : $\alpha = 0.05 ; \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.386$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.493$$

$$\alpha = 0.050 \leq 0.493 \quad \checkmark$$

➤ Les conditions sont vérifiées → la vérification des fissurations est inutile.

❖ **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{17}{785} = 0.022 \leq 0.063 \quad \checkmark \end{array} \right. \quad (\text{III.37})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow 0.022 \leq 0.0425 \quad \checkmark \end{array} \right. \quad (\text{III.38})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{14.07}{100 \times 22.2} = 0.006 \leq 0.01 \quad \checkmark \end{array} \right. \quad (\text{III.39})$$

III.1.5.3 Etude de la poutre palière

La poutre palière est partiellement encastree à ses extrémités dans les poteaux. Elle est soumise à la flexion et à la torsion. Les sollicitations sont dues à son poids propre, au poids du mur et à l'action du palier.

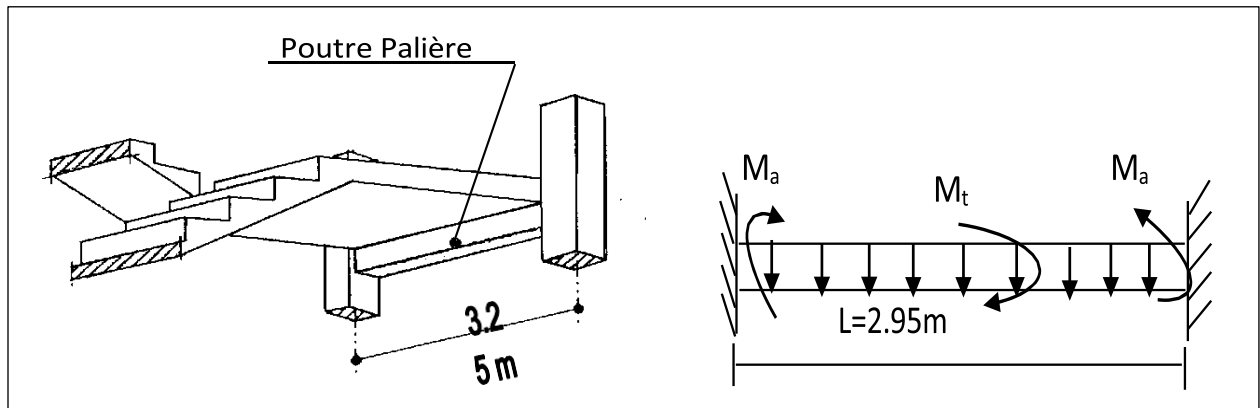


Figure III-4 : Schéma statique de la poutre palière

A) Dimensionnement

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA 93 et vérifié en considérant le RAP 2024.

➤ **Selon le CBA 93**

- La hauteur 'h' de la poutre palière doit être :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ cm} \\ \frac{295}{15} \leq h \leq \frac{295}{10} \\ 19.67 \leq h \leq 29.5 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend : } h = 35 \text{ cm} \end{array} \right. \quad (\text{III.40})$$

- La largeur b de la poutre palière doit être :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3h \leq b \leq 0,7h \\ 10.5 \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend : } b = 30 \text{ cm} \end{array} \right. \quad (\text{III.41})$$

➤ Selon le RPA 2024

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 : \text{vérifier} \rightarrow h = 35 \quad \checkmark \\ b \geq 20 : \text{vérifier} \rightarrow b = 30 \quad \checkmark \\ \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.167 < 4 \quad \checkmark \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{(III.42)} \\ \text{(III.43)} \\ \text{(III.44)} \end{array}$$

→ Section retenue de la poutre palière $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

❖ Calcul en la flexion :

Evaluation des charges :

Charge permanente :

$$\text{-poids propre de la poutre : } 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml} \quad \text{(III.45)}$$

$$\text{-poids des paliers et paillasse : } R = \frac{q_{eq} \times l}{2} = \frac{14.24 \times 7.85}{2} = 50.90 \text{ KN/ml} \quad \text{(III.46)}$$

Surcharge d'exploitation :

$$Q = 0.30 \times 2.5 = 0.75 \text{ KN/ml} \quad \text{(III.47)}$$

B) Calcul a l'E.L.U

La poutre palière se calcul à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

Combinaisons de charges :

$$q_u = 1.35(G + R) + 1.5Q \quad \text{(III.48)}$$

$$q_u = 1.35 \times (2.625 + 50.90) + 1.5 \times 0.75 = 73.38 \text{ KN/ml}$$

$$\text{les moments : } l = 2.95 \text{ m}$$

$$\star \text{ le moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = 79.82 \text{ KN.m}$$

$$\star \text{ Le moment en travée : } M_t = 0.85 \times M_0 = 67.85 \text{ KN.m}$$

$$\star \text{ Le moment sur appui : } M_a = 0.30 \times M_0 = 23.95 \text{ KN.m}$$

❖ Ferraillage de la poutre palière :

Calcul des armatures :

$$s_{bu} = f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \gamma_b = 1.5$$

$$s_{bu} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

$$s_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPa}$$

On utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 31.5 \times 2.4}{400} \Rightarrow A_{min} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 35 = 31.5 \text{ cm}$$

Tableau III-5 : Ferrailage du palier .

Section	b (cm)	d (cm)	Mu (KN.m)	μ	α	Z (cm)	Amin (cm ²)	As (cm ²)	Adopté(cm ²)
Travée	30	31.5	67.85	0.134	0.181	29.22	1.30	6.68	4T16 = 8.04
Appui	30	31.5	23.95	0.047	0.060	30.74	1.30	2.24	2T12 = 2.26

□ Vérification à l'E.L.S:

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 31.5 \times 2.4}{400} \Rightarrow A_{min} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \text{ adopté}} \geq A_{min} \quad \checkmark$$

❖ Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPA} \right) = \min \left(\frac{0.2 \times 30}{1.5} ; 5 \text{ MPA} \right) = 4 \text{ MPA}$$

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = \frac{73.38 \times 2.95}{2} = 108.24 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{108240}{300 \times 315} = 1.145 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 1.145 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPA} \quad \checkmark$$

Calcul des armatures d'âmes :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPA} \right) = 0.4 \text{ MPA} \quad (\text{III.49})$$

$$\text{et: } S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 28.35 \text{ cm} \quad (\text{III.50})$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0.4 \times \frac{b \times S_t}{f_e} = 0.4 \times \frac{30 \times 28.35}{400} = 0.851 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 0.851 \text{ cm}^2$$

-Donc on adopte : $2T8 = 1.01 \text{ cm}^2$

$$2T8 = 1.01 \text{ cm}^2 \geq 0.851 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

C) Calcul à l'E.L.S

❖ Les charges sollicitées :

Charge permanente :

$$\text{-poids propre de la poutre : } 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$$

$$\text{-poids des paliers et paillasse : } R = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{10.27 \times 7.85}{2} = 40.31 \text{ KN/ml}$$

Surcharge d'exploitation :

$$Q = 0.30 \times 2.5 = 0.75 \text{ KN/ml}$$

Combinaison de charge :

$$q_s = (G + R) + Q = (2.625 + 40.31) + 0.75 = 43.69 \text{ KN/ml} \quad (\text{III.51})$$

les moments : $l = 2.95 \text{ m}$

✦ le moment isostatique : $M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = 47.53 \text{ KN.m}$

✦ Le moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 40.40 \text{ KN.m}$

✦ Le moment sur appui : $M_a = 0.30 M_0 = 14.26 \text{ KN.m}$

□ Vérification à l'E.L. S :

Contrainte maximale du béton :

En travée : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.679$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.640$$

$$\alpha = 0.227 \leq 0.640 \quad \checkmark$$

Sur appui : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.680$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.640$$

$$\alpha = 0.075 \leq 0.640 \quad \checkmark$$

Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{17}{50} = 0.119 \geq 0.063 \quad \checkmark \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.085 \geq 0.085 \quad \checkmark \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13.5} = 0.01 \leq 0.01 \quad \checkmark \end{array} \right.$$

Toutes les conditions de flèche vérifiées → Calcul de la flèche inutile.

D) Calcul

❖ Armature transversale d'effort tranchant :

On à : $\tau_u = 1.145 \text{ MPa}$

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{b(\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K)}{0.9 \times f_e} \quad (\text{III.52})$$

On à le cas d'une flexion simple $K=1$

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{0.3 \times (1.145 - 0.3 \times 2.4 \times 1)}{0.9 \times 400} = 3.54 \times 10^{-4} \text{ m}$$

❖ **Armature transversale totales :**

$$\frac{A_t}{S_t} = 3.54 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$S_t = \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = 28.35 \text{ cm}$$

$$A_t = 3.54 \times 10^{-4} \times 0.2835 = 1.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adopter : } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 1.00 \text{ cm}^2 \quad C.V$$

❖ **Choix des armatures :**

Tableau III-6 : Armature longitudinale.

Section	A flexion (cm ²)	Adopté
En travée	6.68	3T16+1T14 = 7.57 cm ²
Sur appui	2.24	3T14 = 4.62 cm ²

Tableau III-7 : Armature transversale.

Élément	Armatures transversales	Espacement (cm)
Cadres (flexion + torsion)	4T10 = 3.14 cm ²	St = 28 cm
Épingles d'effort tranchant seul	2T10 = 1.57 cm ²	St = 28 cm

III.1.5.4 Plan de ferrailage des escaliers

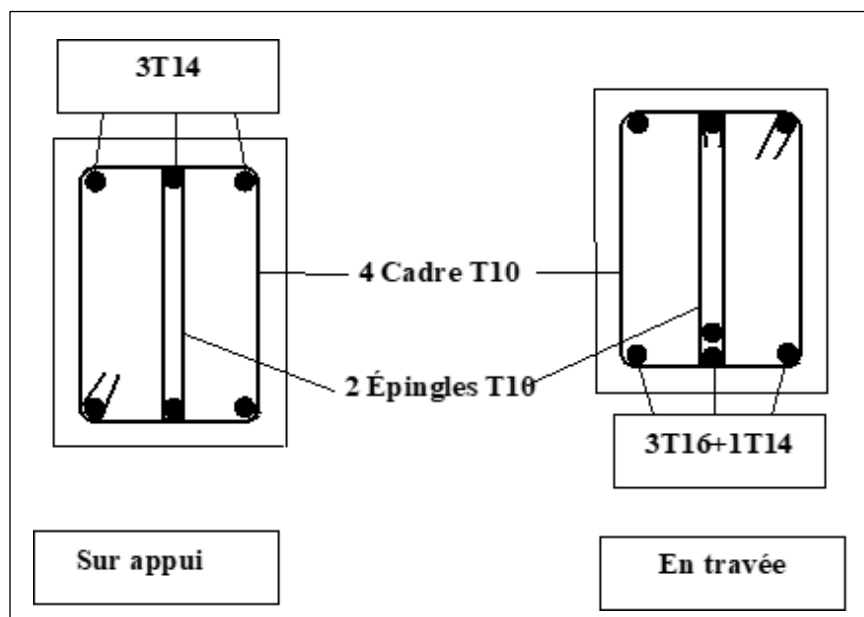


Figure III-5 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.2 Conception de la Dalle Alvéolaire

III.2.1 Objet

Ce rapport de calcul vise à vérifier la conformité d'une dalle alvéolaire précontrainte de type 15+5/120 avec les exigences des normes européennes et internationales applicables. Cette analyse couvre tous les états limites ultimes (ELU) et les états limites de service (ELS), conformément aux prescriptions de l'EN 1992-1-1 :2004 (Eurocode 2) et de l'EN 1990 :2002 (Eurocode 0).

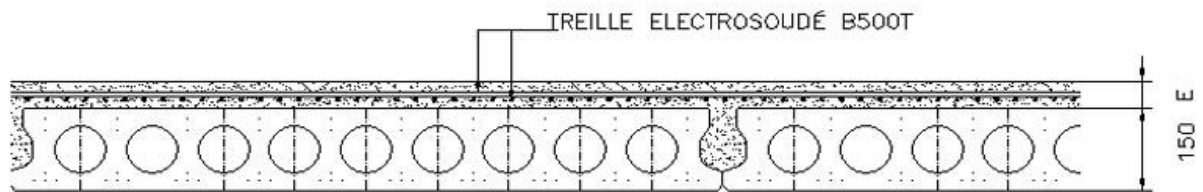


Figure III-6 : Coupe transversale d'une dalle alvéolaire.

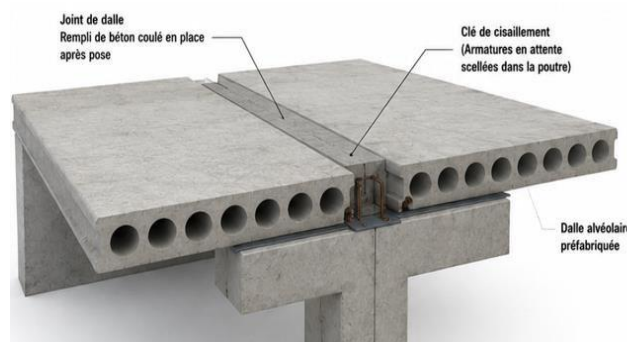


Figure III-7 : Assemblages de dalles alvéolaires.

III.2.2 Documents de Référence

- Fiche technique INTERENTERPRISE — Dalle 15 cm (V4)
- EN 1992-1-1 :2004 — Eurocode 2 : Calcul des structures en béton
- EN 1990 :2002 — Eurocode 0 : Bases de calcul des structures
- EN 1992-1-1 :2004, Annexe B — Fluage et retrait

III.2.3 DONNÉES DU PROJET

III.2.3.1 Géométrie de l'élément

A) Dimensions principales

Portée entre axes $L = 6.00$ m
Portée libre $L_0 = 5.70$ m
Largeur standard..... $b = 1.20$ m

Épaisseur dalle préfabriquée..... $h_p = 150 \text{ mm}$

Épaisseur dalle complémentaire ... $h_c = 50 \text{ mm}$

Épaisseur totale $h_{\text{tot}} = 200 \text{ mm}$

B) Propriétés géométriques — Section V4

Selon la fiche technique, pour le type de dalle V4 :

Section préfabriquée seule (15+0) :

$$W_{\text{inf}} = 3737562 \text{ mm}^3/\text{m} = 3.738 \times 10^6 \text{ mm}^3/\text{m} \quad (\text{III.53})$$

$$W_{\text{sup}} = 4017753 \text{ mm}^3/\text{m} = 4.018 \times 10^6 \text{ mm}^3/\text{m} \quad (\text{III.54})$$

$$I_{\text{brut}} = 9933 \text{ kNm}^2/\text{m} \quad (\text{III.55})$$

$$I_{\text{fiss}} = 5270 \text{ kNm}^2/\text{m} \quad (\text{III.56})$$

Section composite (15+5) — interpolation linéaire entre 15+0 et 15+8 (ratio $h_c = 5/8 = 0,625$) :

$$\begin{aligned} W_{\text{inf, comp}} &= 3737562 + (6960847 - 3737562) \times 0,625 \\ &= 5752115 \text{ mm}^3/\text{m} = 5.752 \times 10^6 \text{ mm}^3/\text{m} \end{aligned} \quad (\text{III.57})$$

$$I_{\text{homog}} = 9933 + (23209 - 9933) \times 0,625 = 18231 \text{ kNm}^2/\text{m} \quad (\text{III.58})$$

$$I_{\text{fiss, comp}} = 5270 + (14489 - 5270) \times 0,625 = 11032 \text{ kNm}^2/\text{m} \quad (\text{III.59})$$

III.2.3.2 Charges

A) Charges permanentes (G)

$$g_{\text{dalle}} = 3.56 \text{ kN/m}^2 \text{ (dalle composite 15+5)} \quad (\text{III.60})$$

$$g_{\text{rev}} = 1.50 \text{ kN/m}^2 \text{ (revêtement de sol)} \quad (\text{III.61})$$

$$g_{\text{clois}} = 1.44 \text{ kN/m}^2 \text{ (cloisons)} \quad (\text{III.62})$$

$$G = g_{\text{dalle}} + g_{\text{rev}} + g_{\text{clois}} \quad (\text{III.63})$$

$$G = 3.56 + 1.50 + 1.44 = 6.50 \text{ kN/m}^2$$

B) Charges d'exploitation (Q)

$$Q \text{ (étage)} = 7.50 \text{ kN/m}^2$$

$$Q \text{ (terrasse)} = 1.00 \text{ kN/m}^2$$

C) Charge de calcul ELU

Selon Eurocode 0, combinaison fondamentale :

$$p_{\text{Ed}} \text{ (étage)} = 1,35 \times G + 1,50 \times Q \quad (\text{III.64})$$

$$p_{\text{Ed}} \text{ (étage)} = 1,35 \times 6.50 + 1,50 \times 7.50 = 20.02 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1,20 m :

$$q_{\text{Ed}} \text{ (étage)} = p_{\text{Ed}} \times b = 20.02 \times 1.20 = 24.03 \text{ kN/m} \quad (\text{III.65})$$

$$p_{\text{Ed}} \text{ (terrasse)} = 1,35 \times G + 1,50 \times Q \quad (\text{III.66})$$

$$\begin{aligned}
 p_{Ed} \text{ (terrasse)} &= 1,35 \times 6.50 + 1,50 \times 1.00 = 10.28 \text{ kN/m}^2 \\
 q_{Ed} \text{ (terrasse)} &= p_{Ed} \times b = 10.28 \times 1.20 = 12.33 \text{ kN/m}
 \end{aligned}
 \tag{III.67}$$

III.2.4 Matériaux

III.2.4.1 Béton préfabriqué — HP40 ($f_{c28} = 40 \text{ MPa}$)

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{40}{1,5} = 26.67 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0,30 \times 40^{0,667} = 3.51 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 22\,000 \times \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0,3} = 35220 \text{ MPa}$$

III.2.4.2 Béton coulé en place — C30/37

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{30}{1,5} = 20.00 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 22\,000 \times \left(\frac{30 + 8}{10} \right)^{0,3} = 32837 \text{ MPa}$$

III.2.4.3 Acier de précontrainte — Y1860C

$$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{p0,1k} = 0,9 \times f_{pk} = 1674 \text{ MPa}$$

$$f_{pd} = \frac{f_{pk}}{\gamma_s} = \frac{1860}{1,15} = 1617 \text{ MPa}$$

$$E_p = 195000 \text{ MPa}$$

III.2.4.4 Acier passif — B500S

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

III.2.5 Armatures de précontrainte

III.2.5.1 Configuration V4

Selon la fiche technique :

-Couche 1 (F1) : 30 câbles Ø5 mm

-Couche 2 (F2) : 10 câbles Ø5 mm

-Total : $A_p = 40$ câbles Ø5 mm

III.2.5.2 Calcul de la section d'acier

Section nominale d'un câble Ø5 mm :

$$A_{câble} = \pi \times \frac{5^2}{4} = 19.63 \text{ mm}^2 \quad (\text{III.68})$$

Section totale d'acier de précontrainte :

$$A_p = 40 \times 19.63 = 785.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{III.69})$$

III.2.5.3 Précontrainte initiale

Contrainte initiale = $0,7 \times 1\,860 = 1302 \text{ N/mm}^2$

Force de précontrainte initiale $P_0 = 1302 \times 785.4 = 1022.6 \text{ kN}$ (III.70)

III.2.5.1 Pertes initiales

Classe de relaxation : 2 (torons stabilisés à basse relaxation)

$\rho_{1000} = 2.5\%$

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = \frac{1302}{1860} = 0.700 \quad (\text{III.71})$$

Formule :

$$\Delta\sigma_{pr} = 0.66 \times \rho_{1000} \times e^{(9.1 \times \mu)} \times \left(\frac{t}{1000}\right)^{[0.75(1-\mu)] \times 10^{-5} \times \sigma_{pi}} \quad (\text{III.72})$$

Perte par relaxation initiale ($t = 18 \text{ h}$) : $\Delta\sigma_{p,r} (t = 18 \text{ h}) = 5.08 \text{ N/mm}^2$

Force résiduelle : $P_r = 1018.6 \text{ kN}$

Déformation instantanée au niveau du toron :

$$f_{cc} = \frac{P_r}{A_c} + \frac{P_r \times e_p^2}{I_c} + \frac{M_{g0} \times e_p}{I_c} \quad (\text{III.73})$$

$$f_{cc} = 9.70 + 0.23 - 0.07 = 9.86 \text{ N/mm}^2$$

Moment dû au poids propre (mi-travée) : $M_{g0} = \frac{3.56 \times 5.7^2}{8} = 14.46 \text{ kNm/m}$ (III.74)

$$\Delta\sigma_{p,cl} = f_{cc} \times \frac{E_p}{E_{cm}} = 9.86 \times \frac{195\,000}{35\,220} = 54.59 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{III.75})$$

III.2.5.2 Pertes au transfert

Perte totale = $5.08 + 54.59 = 59.67 \text{ N/mm}^2$ (III.76)

Contrainte au transfert $\sigma_{pm_0} = 1302 - 59.67 = 1242.33 \text{ N/mm}^2$ (III.77)

Force au transfert $P_{m_0} = 975.7 \text{ kN}$

$$f_{bc} = 17.70 \text{ N/mm}^2 < 24,0 \text{ N/mm}^2 \checkmark$$

$$f_{tc} = 1.47 \text{ N/mm}^2 > -3.04 \text{ N/mm}^2 \checkmark$$

III.2.5.3 Coefficient de fluage (à la pose)

Périmètre exposé section préfabriquée seule $u = 2 \times 1000 + 6 \times \pi \times 50 = 2942 \text{ mm}$

(III.78)

$$\text{Épaisseur équivalente section préfabriquée seule : } h_0 = \frac{2 \times A_c}{u} = \frac{2 \times 105000}{2942} = 71 \text{ mm}$$

(III.79)

Âge au premier chargement $t_0 = 1 \text{ jour}$

Âge à la pose $t_{pose} = 28 \text{ jours}$

Humidité relative : $R_H = 50 \%$

Coefficient de fluage $\phi(28, 1) = 2.192$

$$\text{Coefficient de perte } \phi/(1+\phi) = \frac{2.192}{3.192} = 0.687$$

Contrainte béton ou niveau du toron $f_{cc} = 9.86 \text{ N/mm}^2$

Perte par fluage

$$\Delta \sigma_{p,c} = \left(\frac{E_p}{E_{cm}} \right) \times \phi \times f_{cc} = \frac{5.537}{1} \times 2.192 \times 9.86 = 119.66 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{III.80})$$

$$\text{Contrainte à la pose } \sigma_{pm} = 1242.33 - 119.66 = 1122.67 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{III.81})$$

$$\text{Force à la pose } P_m = 881.7 \text{ KN} \quad (\text{III.82})$$

III.2.5.4 Pertes à long terme (t = 28 à 20 833 jours)

$$\text{Épaisseur équivalente section composite } h_0 = \frac{2 \times A_{c_comp}}{u} = \frac{2 \times 155\,000}{2000} = 155 \text{ mm}$$

Coefficient de fluage $\phi(\infty, 28) : 2.271$

Déformation de retrait total $\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} :$

$$\varepsilon_{cd}(\text{retrait de dessiccation}) = kh \times \varepsilon_{cd_0} = 0.85 \times 0.000315 = 0.000268 \quad (\text{III.83})$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{ca}(\text{retrait autogène}) &= 2,5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} = 2,5 \times 30 \times 10^{-6} \\ &= 0.000075 \end{aligned} \quad (\text{III.84})$$

$$\varepsilon_{cs} = 0.000268 + 0.000075 = 0.000343 \quad (\text{III.85})$$

$$\Delta \sigma_{p,s} = E_p \times \varepsilon_{cs} : 195\,000 \times 0.000343 = 66.90 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{III.86})$$

$$\text{Fluage différé } \Delta \phi = \phi(\infty, 28) - \phi(28, 1) = 2.271 - 2.192 = 0.079 \quad (\text{III.87})$$

$$\text{Charge quasi-permanente } w_{Q_p} = (G + \psi^2 \times Q) \times b \quad (\text{III.88})$$

$$w_{Q_p} = (6,50 + 0,3 \times 7,50) \times 1,20 = 10.50 \text{ kN/m}$$

$$\text{Moment } Q_P \text{ (mi-travée)} = 10.50 \times 5.7^2/8 = 42.64 \text{ kNm/m} \quad (\text{III.89})$$

$$fcc_LT \text{ (béton au CG toron)} = 5.69 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{p,c_LT} = \left(\frac{E_p}{E_{cm}}\right) \times \Delta\varphi \times f_{cc_LT} : 5.537 \times 0.079 \times 5.69$$

$$= 2.49 \text{ N/mm}^2$$

Perte par relaxation différée $\Delta\sigma_{p,r_LT}$:

$$\mu^2 = \frac{\sigma_{pm_pose}}{f_{pk}} = \frac{1122.67}{1860} = 0.6036$$

$$\Delta\sigma_{p,r_LT} = 11.10 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Pertes différées totales } \Delta P_{LT} = 66.90 + 2.49 + 11.10 = 80.48 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Précontrainte finale } \sigma_{pm,\infty} = 1042.19 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Force de précontrainte effective } P_{\infty} = 818.5 \text{ kN}$$

III.2.5.5 Contraintes résiduelles après pertes

$$\text{Fibre inférieure } f_{bc} = -\frac{P_{\infty}}{A_c} - \frac{P_{\infty} \times e_p}{W_{inf_comp}} + \frac{M_{ser}}{W_{inf_comp}} \rightarrow f_{bc} = -2.09 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Fibre supérieure } f_{tc} = -\frac{P_{\infty}}{A_c} - \frac{P_{\infty} \times e_p}{W_{sup}} + \frac{M_{ser}}{W_{sup}} \rightarrow f_{tc} = -9.85 \text{ N/mm}^2$$

III.2.5.6 Bilan global des pertes

Pertes au transfert ($t = 0 \rightarrow J_0$) : 59.67 N/mm² (4.6 %)

Pertes par fluage à la pose ($J_0 \rightarrow J_{28}$) : 119.66 N/mm² (9.2 %)

dont retrait : 66.90 N/mm²

dont fluage différé : 2.49 N/mm²

dont relaxation différée : 11.10 N/mm²

Pertes à long terme ($J_{28} \rightarrow \infty$) : 80.48 N/mm² (6.2 %)

Pertes totales $\Delta P_{tot} = 259.81 \text{ N/mm}^2$ soit 20.0 % de σ_{p0}

$$\sigma_{p0} \rightarrow \sigma_{pm,\infty} = 1302 \rightarrow 1042.19 \text{ N/mm}^2$$

$$P^0 \rightarrow P_{\infty} = 1022.6 \rightarrow 818.5 \text{ kN}$$

III.2.5.7 Moment de résistance en service (section mixte)

$$\text{Rapport modulaire de longue durée } m : m = \frac{(1 + \varphi_{LT}) \times E_p}{E_{cm_comp}}$$

$$\varphi_{LT} (\infty, 28 j) : 2.271$$

E_{cm_comp} (module composite pondéré) :

$$\frac{(h_p \times E_{cm_préfa} + h_c \times E_{cm_cp})}{h_{tot}} = \frac{(150 \times 35\,220 + 50 \times 32\,837)}{200} = 34\,624 \text{ MPa}$$

$$m = (1 + 2.271) \times \frac{195\,000}{34\,624} = 18.4$$

Module de résistance section composite $Z_{b,co}$:

$$W_{inf,comp} = 5\,752\,115 \text{ mm}^3/m = 5752.115 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

Contrainte résiduelle de compression en fibre inférieure

$$f_{bc} = \frac{P_{\infty}}{A_c} + P_{\infty} \times \frac{e_p}{W_{inf,comp}} \quad (\text{III.96})$$

$$f_{bc} = \frac{818.5 \times 10^3}{155\,000} + \frac{(818.5 \times 10^3) \times 47.02}{5\,752\,115} = 11.97 \text{ N/mm}^2 \text{ (compression)}$$

Résistance admissible en traction f_{ctm} : 3.51 N/mm²

-Moment de résistance (fibre inférieure) :

$$M_{sr} = (f_{bc} + f_{ctm}) \times Z_{b,co} \quad (\text{III.97})$$

$$M_{sr} = (11.97 + 3.51) \times 5752.115 \times 10^3 = 89.05 \text{ kNm/m}$$

Charge de service correspondante :

$$w_s = 8 \times \frac{M_{sr}}{L_0^2} = 8 \times \frac{89.05}{5.7^2} = 21.93 \text{ kN/m} \quad (\text{III.98})$$

Moment de service ELS M_s (combinaison caractéristique — cas étage) :

$$(G + Q) \times b \times \frac{L_0^2}{8} = (6,50 + 7,50) \times 1,20 \times \frac{5.7^2}{8} = 68.23 \text{ kNm} \quad (\text{III.99})$$

$$M_s = 68.23 \text{ kNm} < M_{sr} = 89.05 \text{ kNm/m} \checkmark \quad (\text{III.100})$$

III.2.6 Excentricité de la Précontrainte

Pour le type de dalle V4 avec $h=150 \text{ mm}$:

Position du centre de gravité :

$$y_{cg} = \frac{150}{2} = 75.00 \text{ mm (depuis la fibre inférieure)} \quad (\text{III.101})$$

Positions des torons :

-Couche 1 (30 Ø5) : $y_1 = 17.31 \text{ mm}$ (fiche technique)

-Couche 2 (10 Ø5) : $y_2 = 60 \text{ mm}$ (estimé)

Position moyenne :

$$y_p = \frac{30 \times 17.31 + 10 \times 60}{40} = 27.98 \text{ mm} \quad (\text{III.102})$$

Excentricité :

$$e_p = y_{cg} - y_p = 75.00 - 27.98 = 47.02 \text{ mm} \quad (\text{III.103})$$

III.2.7 Sollicitations Internes

III.2.7.1 Moments Fléchissant — ELU

A) Moment maximal en mi-travée

Pour une dalle simplement appuyée avec charge uniformément répartie :

❖ Cas Étage :

$$M_{Ed} = q_{Ed} \times \frac{L_0^2}{8} = 24.03 \times \frac{5.70^2}{8} = 97.59 \text{ kNm} \quad (\text{III.104})$$

Par unité de largeur :

$$M_{Ed,m} = \frac{M_{Ed}}{b} = \frac{97.59}{1.20} = 81.33 \text{ kNm/m} \quad (\text{III.105})$$

❖ Cas Terrasse :

$$M_{Ed} = q_{Ed} \times \frac{L_0^2}{8} = 12.33 \times \frac{5.70^2}{8} = 50.08 \text{ kNm} \quad (\text{III.106})$$

$$M_{Ed,m} = \frac{M_{Ed}}{b} = \frac{50.08}{1.20} = 41.73 \text{ kNm/m} \quad (\text{III.107})$$

B) Comparaison avec la capacité portante

Selon la fiche technique, moment ultime pour le type V4 (15+5) :

$$M_{Rd} = M_{Rd,réf} \times \frac{h_c}{h_{c,ref}} = 147.16 \times 0.625 = 91.97 \text{ kNm/m} \quad (\text{III.108})$$

Vérification — Étage :

$$\frac{M_{Ed,m}}{M_{Rd}} = \frac{81.33}{91.97} = 0.884 = 88.4 \% < 100 \% \checkmark \quad (\text{III.109})$$

Vérification — Terrasse :

$$\frac{M_{Ed,m}}{M_{Rd}} = \frac{41.73}{91.97} = 0.454 = 45.4 \% < 100 \% \checkmark \quad (\text{III.110})$$

III.2.7.2 Efforts Tranchants — ELU

A) Effort tranchant maximal

❖ Cas Étage :

$$V_{Ed} = q_{Ed} \times \frac{L_0}{2} = 24.03 \times \frac{5.70}{2} = 68.49 \text{ kN} \quad (\text{III.111})$$

Par unité de largeur :

$$V_{Ed,m} = \frac{V_{Ed}}{b} = \frac{68.49}{1.20} = 57.07 \text{ kN/m} \quad (\text{III.112})$$

❖ Cas Terrasse :

$$V_{Ed} = q_{Ed} \times \frac{L_0}{2} = 12.33 \times \frac{5.70}{2} = 35.14 \text{ kN} \quad (\text{III.113})$$

$$V_{Ed,m} = \frac{V_{Ed}}{b} = \frac{35.14}{1.20} = 29.28 \text{ kN/m} \quad (\text{III.114})$$

B) Résistance à l'effort tranchant

Selon la fiche technique pour V4 (15+5, $f_c=40\text{MPa}$) —Eurocode 2 §6.2.2 :

$$V_{Rd}(\text{fiche technique}) = 106,81 \text{ kN/m} \quad (\text{III.115})$$

Vérification — Étage :

$$\frac{V_{Ed,m}}{V_{Rd}} = \frac{57.07}{106,81} = 0.534 = 53.4 \% < 100 \% \quad \checkmark \quad (\text{III.116})$$

Vérification — Terrasse :

$$\frac{V_{Ed,m}}{V_{Rd}} = \frac{29.28}{106,81} = 0.274 = 27.4 \% < 100 \% \quad \checkmark \quad (\text{III.117})$$

III.2.7.3 Moments Fléchissant — ELS

A) Combinaison caractéristique

❖ Étage :

$$p_{Ek} = G + Q = 6.50 + 7.50 = 14.00 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{III.118})$$

$$q_{Ek} = 14.00 \times 1.20 = 16.80 \text{ kN/m} \quad (\text{III.119})$$

Moment caractéristique :

$$M_{Ek} = 16.80 \times \frac{5.70^2}{8} = 68.23 \text{ kNm} \quad (\text{III.120})$$

Par unité de largeur :

$$M_{Ek,m} = \frac{68.23}{1.20} = 56.86 \text{ kNm/m} \quad (\text{III.121})$$

❖ Terrasse :

$$p_{Ek} = G + Q = 6.50 + 1.00 = 7.50 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{III.122})$$

$$M_{Ek,m} = 9.00 \times \frac{5.70^2}{8 \times 1.20} = 30.46 \text{ kNm/m} \quad (\text{III.123})$$

B) Combinaison quasi-permanente

Coefficient de combinaison $\psi_2 = 0,3$ pour charges résidentielles :

❖ Étage :

$$p_{Eq} = G + \psi_2 \times Q = 6.50 + 0,3 \times 7.50 = 8.75 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{III.124})$$

$$M_{Eq,m} = 8.75 \times 1.20 \times \frac{5.70^2}{8 \times 1.20} = 35.54 \text{ kNm/m} \quad (\text{III.125})$$

❖ Terrasse :

$$p_{Eq} = G + \psi_2 \times Q = 6.50 + 0,3 \times 1.00 = 6.80 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{III.126})$$

$$M_{Eq,m} = 6.80 \times 1.20 \times \frac{5.70^2}{8 \times 1.20} = 27.62 \text{ kNm/m} \quad (\text{III.127})$$

III.2.7.4 Vérifications ELU

A) Flexion Positive — Section mi-travée

a. Hauteur utile

Pour la section composite (15+5) :

$$d = h_{tot} - c_{nom} - \frac{\phi}{2} = 200 - 30 - 2,5 = 167.5 \text{ mm} \quad (\text{III.128})$$

b. Moment réduit — Cas Étage

$$\mu = \frac{M_{Ed,m}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{81.33 \times 10^6}{1000 \times 167.5^2 \times 26.67} = 0.10870 \quad (\text{III.129})$$

c. Position de l'axe neutre — Cas Étage

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.10870}) = 0.14419 \quad (\text{III.130})$$

$$x = \alpha \times d = 0.14419 \times 167.5 = 24.15 \text{ mm} \quad (\text{III.131})$$

d. Vérification de ductilité (EN 1992-1-1 :2004, §5.5 et §9.2.1.2)

❖ Étage :

$$\frac{x}{d} = \frac{24.15}{167.5} = 0.1442 < 0,45 \checkmark \quad (\text{III.132})$$

❖ Terrasse :

$$\mu = \frac{41.73 \times 10^6}{1000 \times 167.5^2 \times 26.67} = 0.05578 \quad (\text{III.133})$$

$$\frac{x}{d} = \frac{12.02}{167.5} = 0.0718 < 0,45 \checkmark \quad (\text{III.134})$$

Ces valeurs sont bien inférieures à 0,25, assurant une excellente ductilité de section.

B) Cisaillement — Vérification selon Eurocode 2

a. Résistance au cisaillement sans armatures transversales

Selon EN 1992-1-1, §6.2.2 :

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} \times b_w \times d \quad (\text{III.135})$$

Paramètres :

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0.12 \quad (\text{III.136})$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{167.5}} = 2.093 \rightarrow k = 2.000 \leq 2,0 \quad (\text{III.137})$$

$$\rho_l = \frac{A_p}{b_w \times d} = \frac{785.4}{1000 \times 167.5} = 0.00469 \leq 0,02 \quad (\text{III.138})$$

$$V_{Rd,c} = 0.12 \times 2.000 \times (100 \times 0.00469 \times 40)^{\frac{1}{3}} \times 1000 \times 167.5$$

$$= 106.81 \text{ kN/m}$$
(III.139)

Contribution de la précontrainte (fib MC2010, §7.3.3.3) :

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{td} = 106.81 + 0 = 106.81 \text{ kN/m}$$
(III.140)

Vérification (cas étage) :

$$V_{Ed,m} = 57.07 \text{ kN/m} < V_{Rd} = 106.81 \text{ kN/m} \quad \checkmark$$
(III.141)

b. Armatures minimales :

Selon (EN 1992-1-1, §9.2.2):

$$A_{sw}/s \geq 0.08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} bw$$
(III.142)

Calcul :

$$A_{sw}/s = 0.08 \times \frac{6.325}{500} \times 1000$$

$$A_{sw}/s = 1012 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Armature minimal requise : 1012 mm²/m

$$V_{Rd,s} = A_{sw}/s \times z \times f_{yd} \times \cot \theta \quad (\text{EN 1992-1-1, §6.2.3})$$
(III.143)

$$V_{Rd,s} = 1.012 \times 150.75 \times 434.8 \times 1$$

$$V_{Rd,s} = 66.3 \text{ kN/m} > 57.07 \quad \checkmark$$

C) Verification de la bielle comprimée :

Selon EN 1992-1-1, §6.2.3 :

Pour $\theta = 45^\circ$: $\tan \theta = 1$ et $\cot \theta = 1$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \times bw \times z \times v_1 \times f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}$$
(III.144)

$$V_{Rd,max} = \frac{1 \times 1000 \times 150.75 \times 0.504 \times 26.67}{1 + 1}$$

$$V_{Rd,max} = 1013 \text{ kN/m} \gg 57.07 \quad \checkmark$$

➔ Aucune rupture de bielle comprimé

• On utilise des barres HA8 :

$$A_{\emptyset 8} = 50.3 \text{ mm}^2$$

$$A_{sw} = 2 \times 50.3 = 100.6 \text{ mm}^2$$

L'espaceur maximal devient :

$$S = \frac{A_{sw}}{A_{sw}/s} = \frac{100.6}{1.012} = 99.4 \text{ mm}$$

Donc : On utilise 2HA8 tous les 10cm

Selon Eurocode espaceur maximale : $S_{max} \leq 0.75d$ (EN 1992-1-1, §9.2.2(6))

(III.145)

$$0.75 \times 167.5 = 125.6 \text{ mm} = 12.56 \text{ cm} > 10 \text{ cm} \quad \checkmark$$

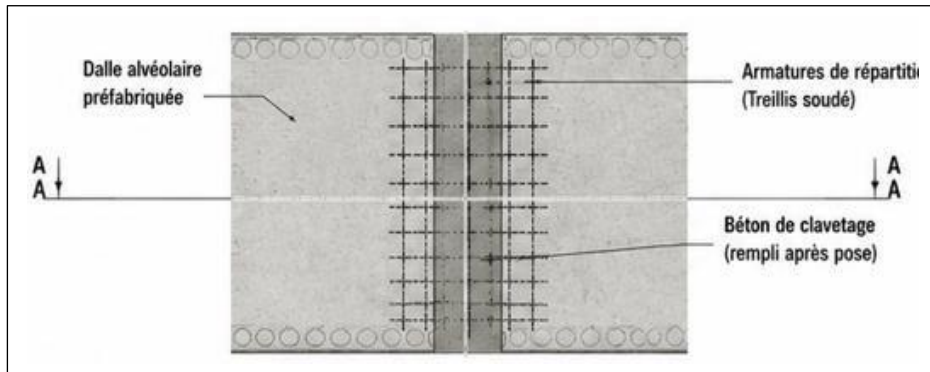


Figure III-8 : *Détail de clavetage et armatures de répartition en dalles.*

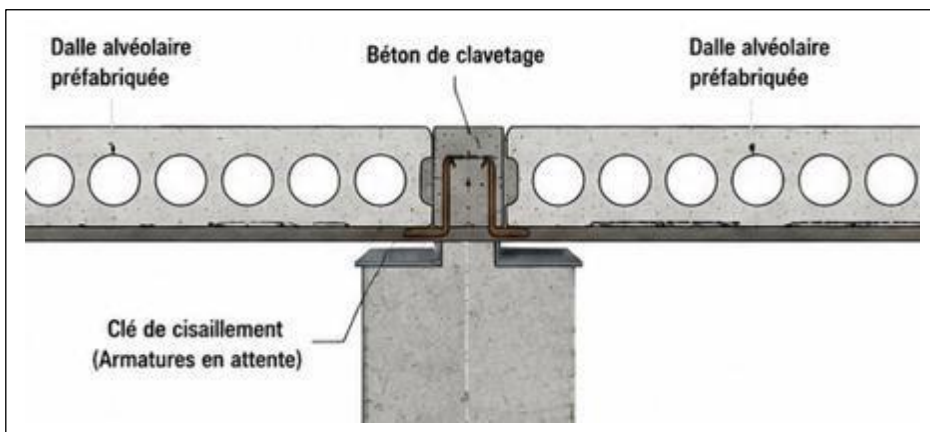


Figure III-9 : *Coupe longitudinale A-A clavetage des dalles alvéolaires.*

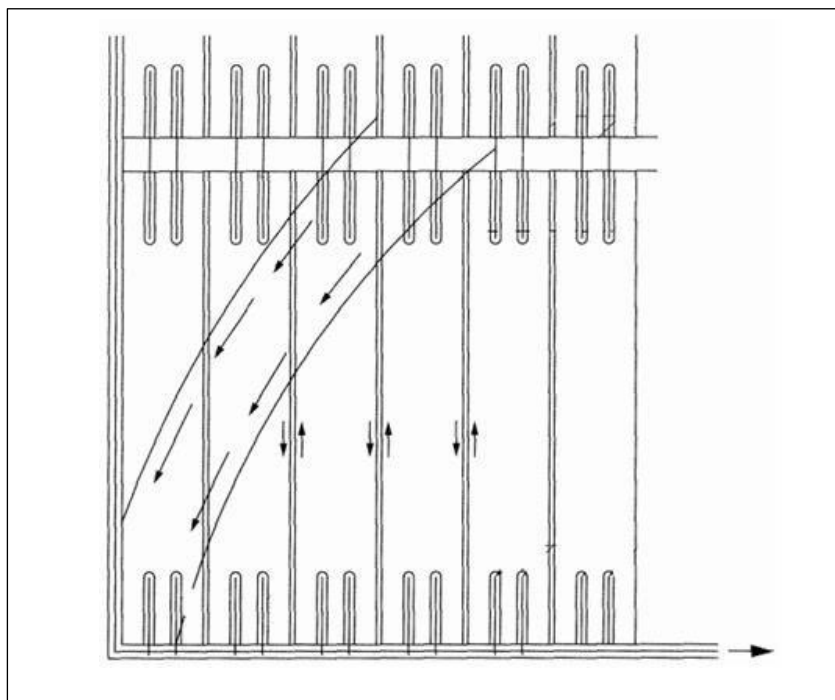


Figure III-10 : *Cheminement des efforts dans un diaphragme de plancher, adapté de Bruggeling et Huyghe (1991).*

III.2.8 Vérifications aux États Limites de Service (ELS)

III.2.8.1 Contraintes dans le Béton

A) Contrainte en fibre inférieure (EN 1992-1-1 :2004, §7.2)

Moment total en service (combinaison caractéristique — étage) :

$$M_{ser} = M_{Ek,m}(\text{étage}) = 56.86 \text{ kNm/m} \quad (\text{III.146})$$

Contrainte due à la précontrainte (compression négative) :

Section brute :

$$A_{section} = h_p \times 1000 \times 0,70 = 150 \times 1000 \times 0,70 \quad (\text{III.147})$$

$$A_{section} = 105000 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{cp,inf} &= -\frac{P_{\infty}}{A} - \frac{P_{\infty} \times e_p}{W_{inf,comp}} = -\frac{1121926}{105000} - \frac{1121926 \times 47.02}{5752115} \\ &= -19.86 \text{ MPa (compression)} \end{aligned} \quad (\text{III.148})$$

Contrainte due aux charges appliquées :

$$\sigma_{M,inf} = \frac{M_{ser} \times 10^6}{W_{inf}} = \frac{56.86 \times 10^6}{5752115} = 9.88 \text{ MPa (traction)} \quad (\text{III.149})$$

Contrainte totale :

$$\begin{aligned} \sigma_{inf} &= \sigma_{cp,inf} + \sigma_{M,inf} = -19.86 + 9.88 \\ &= -9.97 \text{ MPa (compression)} \end{aligned} \quad (\text{III.150})$$

-Terrasse :

$$\sigma_{M,inf}(\text{terrasse}) = \frac{30.46 \times 10^6}{5752115} = 5.30 \text{ MPa} \quad (\text{III.151})$$

$$\sigma_{inf}(\text{terrasse}) = -19.86 + 5.30 = -14.56 \text{ MPa (compression)} \quad (\text{III.152})$$

B) Vérification selon Eurocode 2 (§7.2)

Limite de contrainte de compression en service (C40/50) :

$$\sigma_{c,max} = 0,6 \times f_{ck} = 0,6 \times 40 = 24.0 \text{ MPa} \quad (\text{III.153})$$

$$|\sigma_{inf}|(\text{étage}) = 9.97 \text{ MPa} \leq 24.0 \text{ MPa} \quad \checkmark \quad (\text{III.154})$$

$$|\sigma_{inf}|(\text{terrasse}) = 14.56 \text{ MPa} \leq 24.0 \text{ MPa} \quad \checkmark \quad (\text{III.155})$$

III.2.9 Vérification des Flèches

III.2.9.1 Flèche instantanée

A) Moment d'inertie effectif de la section

Pour une section non fissurée (confirmé par $M_{ser} < M_0$) :

$$I_{eff} = I_{homog} \text{ (composite 15 + 5)} = 18231 \text{ kNm}^2/m \quad (\text{III.156})$$

Conversion en unités cohérentes :

$$I_{eff} = 18231 \text{ kNm}^2/m = 18.230 \text{ m}^4/m = 1823000000.00 \text{ mm}^4/m \quad (\text{III.157})$$

B) Module d'élasticité effectif

Béton composite (moyenne pondérée) :

$$E_{c,eff} = \frac{h_p \times E_{cm,préfa} + h_c \times E_{cm,cp}}{h_{tot}} = \frac{150 \times 35220 + 50 \times 32837}{200} \quad (\text{III.158})$$

$$= 34624 \text{ MPa}$$

C) Flèche due aux charges permanentes — Étage

$$g = G \times b = 6.50 \times 1.20 = 7.80 \text{ kN/m} \quad (\text{III.159})$$

$$\delta g = \frac{5 \times g \times L_0^4}{384 \times E_c \times I_{eff}} \quad (\text{III.160})$$

$$\delta g = \frac{5 \times 7.80 \times 5700^4}{384 \times 34624 \times 1823000000.00} = 1.70 \text{ mm}$$

D) Flèche due aux charges d'exploitation

❖ Étage :

$$q = Q \times b = 7.50 \times 1.20 = 9.00 \text{ kN/m} \quad (\text{III.161})$$

$$\delta q = \frac{5 \times 9.00 \times 5700^4}{384 \times 34624 \times 1823000000.00} = 1.96 \text{ mm} \quad (\text{III.162})$$

❖ Terrasse :

$$q = Q \times b = 1.00 \times 1.20 = 1.20 \text{ kN/m} \quad (\text{III.163})$$

$$\delta q \text{ (terrasse)} = 0.26 \text{ mm} \quad (\text{III.164})$$

E) Flèche instantanée totale

❖ Étage :

$$\delta_{inst} = \delta g + \delta q = 1.70 + 1.96 = 3.66 \text{ mm} \quad (\text{III.165})$$

❖ Terrasse :

$$\delta_{inst} = \delta g + \delta q = 1.70 + 0.26 = 1.96 \text{ mm} \quad (\text{III.166})$$

III.2.9.2 Flèche à long terme

A) Coefficient de fluage

Selon Eurocode 2, Annexe B, pour :

-Humidité relative : 50 %

-Âge au chargement : 28 jours

-Épaisseur équivalente :

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = 150 \text{ mm} \quad (\text{III.167})$$

Coefficient de fluage estimé :

$$\phi_{(\infty, t_0)} = 2.5$$

B) Flèche différée totale

❖ Étage :

$$\delta_{diff} = \delta g \times \frac{\phi}{1 + \phi} = 1.70 \times \frac{2.5}{1 + 2.5} = 1.70 \times 0.714 = 1.21 \text{ mm} \quad (\text{III.168})$$

❖ Terrasse :

$$\delta_{diff} = 1.70 \times 0.714 = 1.21 \text{ mm} \quad (\text{III.169})$$

C) Flèche finale totale

❖ Étage :

$$\delta_{tot} = \delta_{inst} + \delta_{diff} = 3.66 + 1.21 = 4.87 \text{ mm} \quad (\text{III.170})$$

❖ Terrasse :

$$\delta_{tot} = \delta_{inst} + \delta_{diff} = 1.96 + 1.21 = 3.17 \text{ mm} \quad (\text{III.171})$$

III.2.10 Vérification vis-à-vis des limites réglementaires

III.2.10.1 Limite Eurocode 2

Selon EN 1992-1-1, §7.4.1, flèche admissible :

$$\delta_{adm} = \frac{L_0}{250} = \frac{5700}{250} = 22.8 \text{ mm} \quad (\text{III.172})$$

Vérification — Étage :

$$\delta_{tot} = 4.87 \text{ mm} < \delta_{adm} = 22.8 \text{ mm} \quad \checkmark \quad (\text{III.173})$$

Vérification — Terrasse :

$$\delta_{tot} = 3.17 \text{ mm} < \delta_{adm} = 22.8 \text{ mm} \quad \checkmark \quad (\text{III.174})$$

Rapport — Étage :

$$\frac{\delta_{tot}}{\delta_{adm}} = \frac{4.87}{22.8} = 0.214 = 21.4 \% \quad (\text{III.175})$$

III.2.11 Diagrammes et Courbes

III.2.11.1 Diagramme des Moments Fléchissant

Le diagramme ci-dessous présente la distribution des moments fléchissant le long de la dalle alvéolaire précontrainte 15+5/120 pour la travée libre $L_0 = 5,70 \text{ m}$, comparé à la résistance $M_{Rd} = 91,97 \text{ kN.m/m}$ et au moment de décompression $M_0 = 89,76 \text{ kN.m/m}$:

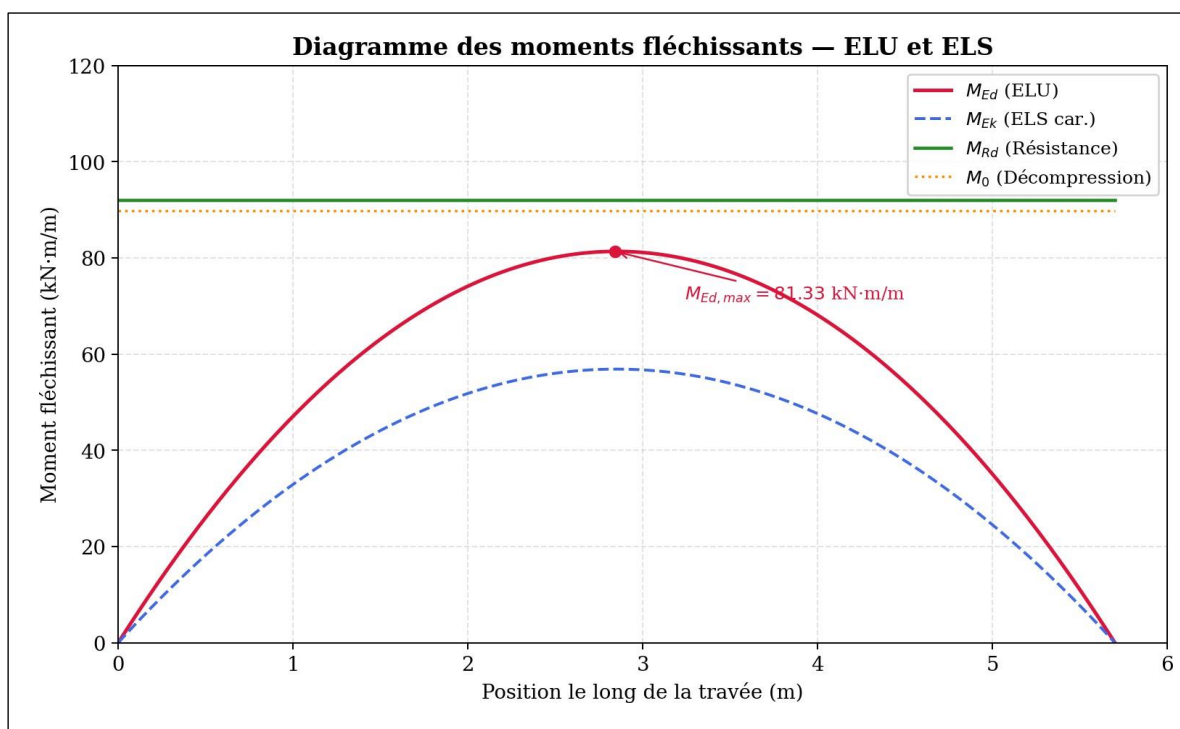


Figure III-11 : Diagramme des moments fléchissant (ELU et ELS) — Dalle alvéolaire 15+5/120.

Tableau III-8 : Vérification des moments fléchissant de la dalle alvéolaire précontrainte.

Paramètre	Valeur (kN.m/m)	Rapport (%)
$M_{Ed, max}$ (ELU)	81,33	88,4 %
$M_{Ek, max}$ (ELS car.)	56,86	—
M_{Rd} (Résistance)	91,97	Limite
M_0 (Décompression)	89,76	—

III.2.11.2 Diagramme de l'Effort Tranchant

La répartition linéaire de l'effort tranchant à l'ELU est tracée ci-dessous. La valeur maximale $V_{Ed} = 57,07 \text{ kN/m}$ reste bien inférieure à la résistance $V_{Rd} = 106,81 \text{ kN/m}$ (taux d'utilisation = 53,4 %).

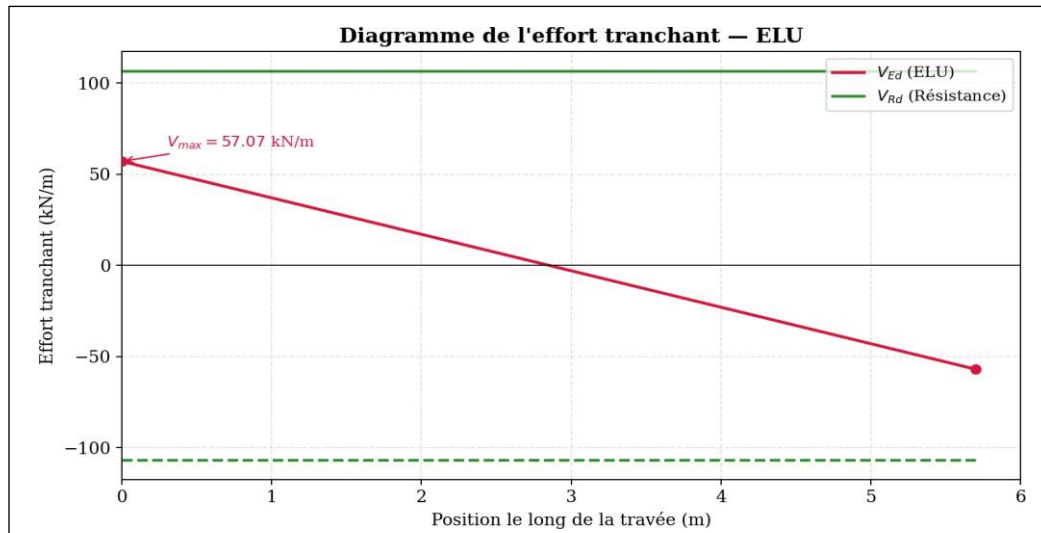


Figure III-12 : *Diagramme de l'effort tranchant (ELU) — Dalle alvéolaire 15+5/120.*

III.2.11.3 Courbe de Flèche

La courbe de flèche sous combinaison de service (ELS) est comparée aux limites réglementaires Eurocode 2 ($L/250 = 22,8 \text{ mm}$) et à la limite fib ($L/500 = 11,4 \text{ mm}$).

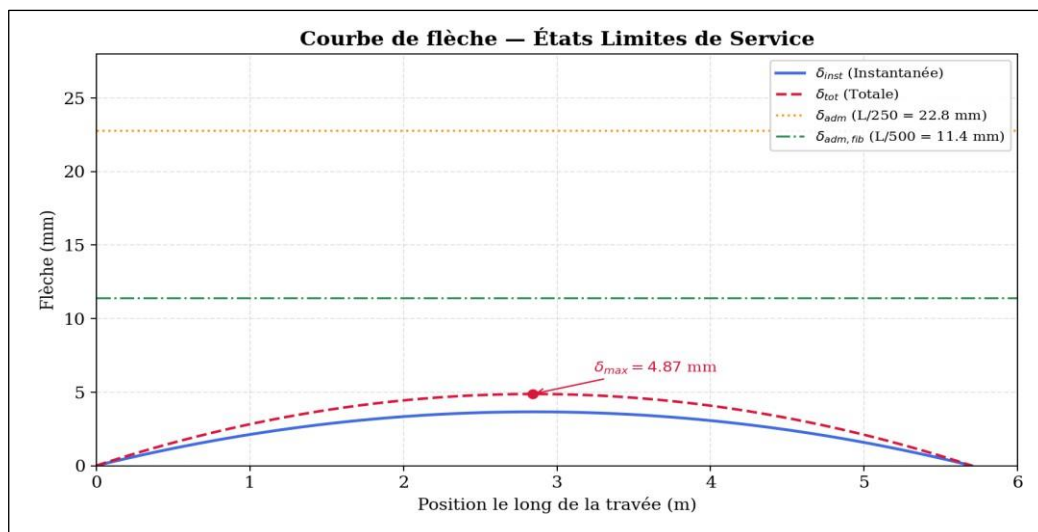


Figure III-13 : *Courbe de flèche (ELS) — Dalle alvéolaire 15+5/120.*

Tableau III-9 : *Vérification des flèches sous combinaisons de service (ELS).*

Vérification	Valeur (mm)	Limite (mm)	Ratio (%)
Flèche instantanée δ_{inst}	3,66	22,8 (L/250)	16,1 %
Flèche totale δ_{tot}	4,87	22,8 (L/250)	21,4 %
Flèche totale δ_{tot}	4,87	11,4 (L/500)	42,7 %

III.2.11.4 Loi de Comportement Béton en Compression

La loi contrainte-déformation du béton HP40 ($f_{ck} = 40 \text{ MPa}$) adoptée est la loi parabolique-rectangulaire conforme à l'Eurocode 2 §3.1.5, avec :

- Déformation au plateau : $\varepsilon_c = 2,0 \text{ ‰}$
- Déformation ultime : $\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$
- Contrainte de calcul : $f_{cd} = 40/1,5 = 26,67 \text{ Mpa}$

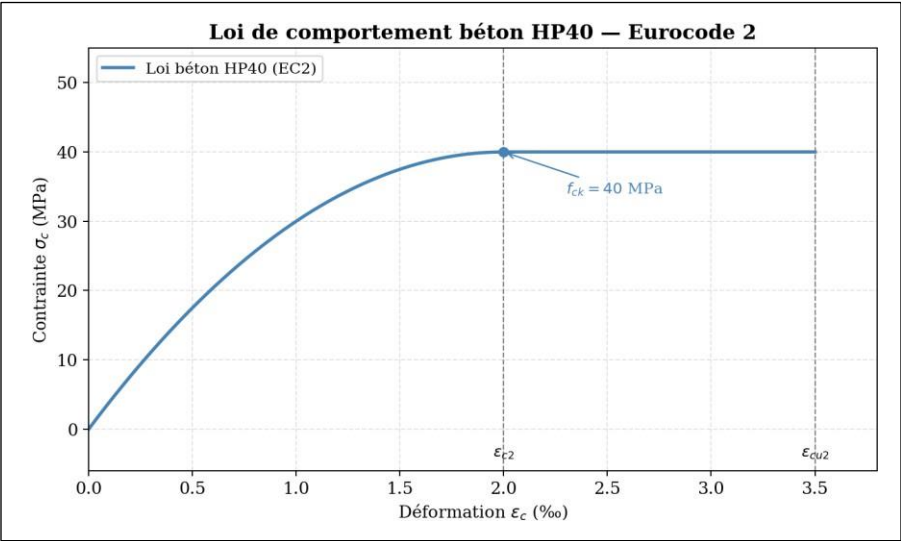


Figure III-14 : *Loi contrainte–déformation du béton préfabriqué HP40 (Eurocode 2).*

III.2.12 Vérifications Sismiques (RPA 2024)

Les vérifications sismiques sont effectuées conformément aux prescriptions du Règlement Parasismique Algérien RPA 2024. L'analyse couvre les exigences relatives à la dalle alvéolaire, au système de contreventement et aux détails constructifs assurant l'action de diaphragme.

III.2.12.1 Paramètres Sismiques de Classification

Les paramètres sismiques du projet sont synthétisés dans le tableau suivant, conformément au RPA 2024 :

Tableau III-10 : *Paramètres sismiques de classification selon le RPA 2024(Coefficient de comportement).*

Paramètre	Valeur	Référence RPA 2024
Zone sismique	Zone III	Art. 3.1 — Tab. 3.2
Coefficient d'accélération A	A = 0,15	Art. 3.1 — Tab. 3.2
Groupe d'importance	Groupe 2	Art. 3.4 — Tab. 3.10
Facteur d'importance I	I = 1,00	Art. 3.4 — Tab. 3.10
Classe de site	S3 — Sol mou	Art. 3.2 — Tab. 3.1
Coefficient de site S	S = 1,55	Art. 3.3.1 — Tab. 3.4
Système structural	Système 1_Portiques BA	Art. 3.5
Coefficient de comportement R	R = 5,50	Art. 3.6 — Tab. 3.17
Facteur de qualité Q_F	$Q_F = 1,30$	Art. 3.8 — Éq. 3.23
Coefficient de comportement effectif R_{eff}	$R_{eff} = 4,23$	Commentaire p.72

III.2.12.2 Exigences Parasismiques pour la Dalle Alvéolaire

A) Armatures de Liaison Longitudinales (Chaîne)

Pour assurer le comportement monolithique et la continuité sismique de la dalle, une armature de chaîne longitudinale minimale est requise :

$$A_{s,chaîne} = 4 \times \phi 8 = 4 \times 50,3 = 201 \text{ mm}^2 \quad (\text{III.176})$$

- Diamètre des armatures transversales de liaison : $\phi 8$ mm
- Espacement : égal à l'épaisseur totale de la dalle = 200 mm

B) Armatures Transversales

Conformément aux prescriptions parasismiques, une armature transversale en forme d'épingle doit être disposée :

- *Position* : jusqu'à 4 cm de la face supérieure
- *Étendue* : sur 1/3 de la portée à chaque extrémité
- *Longueur minimale* : 30 cm depuis l'appui
- *Disposition* : entre dalles ou dans les nervures

C) Épaisseur de la Couche de Compression (Action de Diaphragme)

La couche de compression coulée en place assure la transmission des efforts horizontaux issus de l'action sismique en tant que diaphragme :

$$h_{comp,min} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Épaisseur réelle : } h_c = 50 \text{ mm} \geq h_{comp,min} = 50 \text{ mm} \quad \checkmark \quad (\text{III.177})$$

III.2.12.3 Ductilité de la Section

A) Rapport x/d de Ductilité

Le rapport x/d, calculé à la section de mi-travée à l'ELU (cas étage), permet de vérifier la ductilité de la section sous chargement sismique :

$$x/d = 0,1442 < 0,45 \quad \checkmark \quad (\text{EN 1992 – 1 – 1 §5.5}) \quad (\text{III.178})$$

Cette valeur, très inférieure à la limite de 0.45, confirme une excellente ductilité permettant la redistribution des efforts sous sollicitations sismiques. La classe de ductilité DCM (ductilité moyenne) est satisfaite.

B) Armature Minimale de Ductilité

Vérification que les armatures de précontrainte satisfont l'exigence d'armature minimale pour garantir la ductilité en flexion : (EN 1992 – 1 – 1 §9.2.1.1)

$$A_{s,min} = \max \left(0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \times d; 0.0013 b_t \times d \right) \quad (\text{III.179})$$

$$A_{s,min} = 0.26 \times \frac{4.1}{500} \times 1000 \times 200 = 426 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,min} = 0.0013 \times 1000 \times 200 = 260 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{Donc : } A_{s,min} = 426 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Armature de précontrainte effective (40 câbles Ø5 mm) :

$$A_p = 40 \times 19,63 = 785,4 \text{ mm}^2/\text{m} > 426 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (\text{III.180})$$

Remarque : La condition minimale est satisfaite si les torons sont considérés participants.

III.2.12.4 Tableau de Synthèse des Vérifications Sismiques

Tableau III-11 : Synthèse des vérifications sismiques de la dalle alvéolaire.

Vérification	Valeur calculée	Limite	Statut
Épaisseur couche compression	hc = 50 mm	50 mm min	✓ OK
Ductilité x/d	0,1442	< 0,45	✓ OK
Armature chaîne longitudinale	A _{s,chaîne} = 201 mm ²	≥ 4φ8	✓ OK
Spectre élastique max Sae	6,03 m/s ²	Type 2	✓ OK
Accélération de dimensionnement Sad	1,62 m/s ²	R _{eff} = 4,23	✓ OK

Remarque : Toutes les vérifications parasismiques sont satisfaites. La dalle alvéolaire 15+5/120 présente une ductilité excellente (x/d = 0,144 << 0,45) et la couche de compression de 50 mm garantit l'action de diaphragme requise par le RPA 2024.

III.2.13 Tableau de Synthèse des Vérifications

Tableau III-12 : Synthèse des vérifications aux états limites ultimes et de service.

Vérification	Calcul	Limite	Résultat	Ref. EC2
ELU — CAS ETAGE (gouvernant)				
Flexion mi-travée	81,33 KN.m/m	91,97 KN.m/m	✓	§6.1
Effort tranchant V _{Ed}	57,07 KN/m	106,81 KN/m	✓	§6.2.2
Cisaillement V _{Rd, s}	66,3 KN/m	> 57,07 KN/m	✓	§6.2.3
Bielle comprimée V _{Rd, max}	1013 KN/m	>> 57,07 KN/m	✓	§6.2.3
Ductilité x/d	0,1442	< 0,45	✓	§5.5
ELU — CAS TERRASSE				
Flexion mi-travée	41,73 KN.m/m	91,97 KN.m/m	✓	§6.1
Effort tranchant V _{Ed}	29,28 KN/m	106,81 KN/m	✓	§6.2.2
Ductilité x/d	0,0718	< 0,45	✓	§5.5
ELS — CAS ETAGE				

Contrainte béton fibre inf.	9,97 MPa	24,0 MPa	✓	§7.2
Décompression ($M_{ser} < M_{sr}$)	56,86 KN.m/m	89,05 KN.m/m	✓	§7.3
Flèche totale δ_{tot} (L/250)	4,87 mm	22,8 mm	✓	§7.4.1
Flèche totale δ_{tot} (L/500)	4,87 mm	11,4 mm	✓	§7.4.1
ELS — CAS TERRASSE				
Contrainte béton fibre inf.	14,56 MPa	24,0 MPa	✓	§7.2
Décompression ($M_{ser} < M_{sr}$)	30,46 KN.m/m	89,05 KN.m/m	✓	§7.3
Flèche totale δ_{tot} (L/250)	3,17 mm	22,8 mm	✓	§7.4.1
VERIFICATIONS SISMIQUES — RPA 2024				
Épaisseur couche compression	$h_c = 50$ mm	≥ 50 mm	✓	RPA
Ductilité x/d	0,1442	$< 0,45$	✓	§5.5
Armature chaîne longitudinale $A_{s,chaîne}$	201 mm ²	$\geq 4\phi 8$	✓	RPA
Armature min. de ductilité $A_{s,min}$	$A_p = 785,4$ mm ² /m	426 mm ² /m	✓	§9.2.1

-Remarque : Toutes les vérifications sont satisfaites.

III.3 Descente de Charge

Le calcul des charges est effectué pour un étage courant et terrasse avec une dalle de 20 cm d'épaisseur.

III.3.1 Charges pour l'étage courant

Tableau III-13 : Évaluation des charges appliquées à l'étage courant.

Élément	Valeur (kN/m ²)
Dalle alvéole préfabrique	3.56
Chape et Revêtement	1.5
Cloisons légères	1.44
Total (G)	6.5
Charges d'exploitation (Q)	7.5

III.3.2 Charges pour la terrasse

Tableau III-14 : Évaluation des charges appliquées à la terrasse.

Élément	Valeur (kN/m ²)
Dalle alvéole préfabrique	3.56

Forme de pente	1.44
Étanchéité + protection	1.5
Total (G)	6.5
Charges d'exploitation (Q)	1.0

III.3.3 Charges pour Mur extérieur

Tableau III-15 : Évaluation des charges permanentes dues au mur.

Composant	Charge (kN/m)
Poids propre du mur	3.24
Enduit	0.90
Charge permanente totale	4.14

La charge permanente (Du côté de Poutre principale) : $G_{\text{mur,pp}} = 4.14 \times 5.70 = 23.60 \text{ kN}$

La charge permanente (Du côté de Poutre secondaire) : $G_{\text{mur,ps}} = 4.14 \times 6.30 = 26.08 \text{ kN}$

III.3.4 Calcul spectre

III.3.4.1 ANALYSE SISMIQUE — RPA 2024

Le but de ce calcul a déterminé les paramètres sismiques et les spectres de réponse pour le projet, conformément aux prescriptions du Règlement Parasismique Algérien RPA 2024.

III.3.4.2 Paramètres de classification adoptés

Tableau III-16 : Paramètres sismiques de classification.

Paramètre	Valeur	Référence RPA 2024
Zone sismique	Zone III	Art. 3.1 — Tab. 3.2
Coefficient d'accélération A	A = 0,15	Art. 3.1 — Tab. 3.2
Groupe d'importance	Groupe 2	Art. 3.4 — Tab. 3.10
Facteur d'importance I	I = 1,00	Art. 3.4 — Tab. 3.10
Classe de site	S3 — Sol mou	Art. 3.2 — Tab. 3.1
Coefficient de site S	S = 1,55	Art. 3.3.1 — Tab. 3.4
Système structural	Système 1	Art. 3.5
Coefficient de comportement R	R = 5,5	Art. 3.6 — Tab. 3.17
Facteur de qualité Q_F	$Q_F = 1,30$	Art. 3.8 — Éq. 3.23

III.3.4.3 Système structural et coefficient de comportement

A) Article 3.6 — Identification du Système 1

Le Système 1 correspond, selon l'Article 3.5 et le Tableau 3.17 du RPA 2024, aux :
« Systèmes à ossature en béton armé — portiques résistants aux moments »

Ce système est caractérisé par une ductilité élevée et une grande capacité de dissipation d'énergie, d'où un coefficient de comportement $R = 5,5$ (catégorie (a)).

B) Coefficient de comportement effectif

Conformément au Commentaire RPA 2024 (page 72), le coefficient de comportement effectif est : $R_{eff} = \frac{R}{Q_F} = \frac{5,50}{1,30} = 4,231$ (III.181)

Tableau III-17 : Coefficient de comportement effectif.

Grandeur	Valeur
Coefficient de comportement R (Système 1)	$R = 5,50$
Facteur de qualité Q_F	$Q_F = 1,30$
Coefficient de comportement effectif R_{eff}	$R_{eff} = 4,231 \approx 4,23$
Réduction par rapport à R théorique	– 23 %

III.3.4.4 Type de spectre et paramètres — Site S3

A) Choix du type de spectre

Selon l'Article 3.3.1 du RPA 2024 :

- Spectre Type 1 : zones IV, V et VI
- Spectre Type 2 : zones I, II et III

La structure étant en Zone III, on applique : Spectre de TYPE 2.

B) Paramètres du spectre Type 2 — Site S3 (Tableau 3.4)

Tableau III-18 : Paramètres du spectre Type 2 (Tableau 3.4 RPA 2024).

Site	S	T1 (s)	T2 (s)	T3 (s)
S1 — Rocheux	1,00	0,05	0,20	2,0
S2 — Ferme	1,30	0,05	0,25	2,5
S3 — Mou ← NOTRE SITE	1,55	0,05	0,30	3,0
S4 — Très mou	1,80	0,05	0,40	3,5

Paramètres adoptés :

$$\begin{cases} S = 1,55 \\ T1 = 0,05 \text{ s} \\ T2 = 0,30 \text{ s} \\ T3 = 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

III.3.4.5 Facteur de correction d'amortissement

Article 3.3.1 — Équation 3.9 du RPA 2024 :

$$\eta = \sqrt[7]{\frac{1}{2 + \xi_i}} \quad (\text{III.182})$$

Pour une ossature en béton armé : $\xi_i = 7 \%$ (Tableau 3.5 — portiques BA).

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} = \sqrt{7/9} = \sqrt{0,7778} = 0,8819 \quad (\text{III.183})$$

Facteur d'amortissement $\eta = 0,8819$

III.3.4.6 Spectre de réponse élastique — Équation 3.8

La valeur de base du spectre est :

$$A \times I \times S = 0,15 \times 1 \times 1,55 = 0,2325 \quad (\text{III.184})$$

Les quatre branches du spectre élastique s'écrivent :

Branche 1 — Ascendante ($0 \leq T \leq 0,05$ s) :

$$Sae(T)/g = 0,2325 \times [1 + (T/0,05) \times (2,5 \times 0,8819 - 1)] \quad (\text{III.185})$$

$$Sae(T)/g = 0,2325 \times [1 + 20T \times 1,2048] \quad (\text{III.186})$$

Branche 2 — Plateau ($0,05 \leq T \leq 0,30$ s) :

$$Sae(T)/g = 0,2325 \times 2,5 \times 0,8819 = 0,5126 \quad (\text{III.187})$$

Branche 3 — Décroissance en $1/T$ ($0,30 \leq T \leq 3,0$ s) :

$$Sae(T)/g = 0,5126 \times (0,30/T) = 0,1538 / T \quad (\text{III.188})$$

Branche 4 — Décroissance en $1/T^2$ ($3,0 \leq T \leq 4,0$ s) :

$$Sae(T)/g = 0,5126 \times (0,30 \times 3,0) / T^2 = 0,4613 / T^2 \quad (\text{III.189})$$

$$\text{Accélération spectrale maximale } Sae, \max = 0,5126g = 5,03 \text{ m/s}^2$$

III.3.4.7 Spectre de dimensionnement — Équation 3.15

Article 3.3.3 du RPA 2024 — Pour éviter l'analyse non linéaire explicite, la capacité de dissipation d'énergie est prise en compte par réduction du spectre élastique au moyen des facteurs R et QF.

$$\text{Calcul du rapport } R/QF : \quad \frac{R}{QF} = \frac{5,50}{1,30} = 4,231 \quad (\text{III.190})$$

Borne inférieure (Article 3.3.3) :

$$Sad, \min = 0,2 \times A \times I = 0,2 \times 0,15 \times 1 = 0,0300 \text{ g} = 0,294 \text{ m/s}^2 \quad (\text{III.191})$$

Branche 1 — Ascendante ($0 \leq T \leq 0,05$ s) :

$$Sad(T)/g = 0,2325 \times [2/3 + (T/0,05) \times (2,5/4,231 - 2/3)] \quad (\text{III.192})$$

$$Sad(T)/g = 0,2325 \times [0,6667 + 20T \times 0,2576] \quad (\text{III.193})$$

Branche 2 — Plateau ($0,05 \leq T \leq 0,30$ s) :

$$Sad(T)/g = 0,2325 \times (2,5 / 4,231) = 0,1374 \quad (\text{III.194})$$

Branche 3 — Décroissance en $1/T$ ($0,30 \leq T \leq \sim 1,37$ s) :

$$Sad(T)/g = 0,1374 \times (0,30/T) = 0,0412/T \geq 0,0300 \quad (\text{III.195})$$

Branche 4 — Borne inférieure gouverne pour $T > 1,37$ s :

$$Sad(T)/g = \max(0,1374 \times (0,30 \times 3,0)/T^2 ; 0,0300) \quad (\text{III.196})$$

La borne inférieure 0,030 g gouverne à partir de $T = 0,0412/0,030 = 1,373$ s. (III.197)

Accélération de dimensionnement max $S_{ad,max} = 0,1374 g = 1,348 m/s^2$

III.3.4.8 Valeurs caractéristiques des spectres

Tableau III-19 : Valeurs caractéristiques des spectres élastique et de dimensionnement.

T (s)	S _{ae} / g	S _{ae} (m/s ²)	S _{ad} / g	S _{ad} (m/s ²)
0.00	0.2325	2.28	0.063	0.62
0.05	0.5126	5.03	0.1374	1.35
0.10	0.5126	5.03	0.1374	1.35
0.15	0.5126	5.03	0.1374	1.35
0.20	0.5126	5.03	0.1374	1.35
0.25	0.5126	5.03	0.1374	1.35
0.30	0.5126	5.03	0.1374	1.35
0.40	0.3845	3.77	0.1031	1.01
0.50	0.3076	3.02	0.0825	0.81
0.75	0.2050	2.01	0.0549	0.54
1.00	0.1538	1.51	0.0412	0.40
1.25	0.1230	1.21	0.0330	0.32
1.37	0.1123	1.10	0.0300	0.294
1.50	0.1025	1.01	0.0300	0.294
2.00	0.0769	0.75	0.0300	0.294
2.50	0.0615	0.60	0.0300	0.294
3.00	0.0513	0.50	0.0300	0.294
4.00	0.0288	0.28	0.0300	0.294

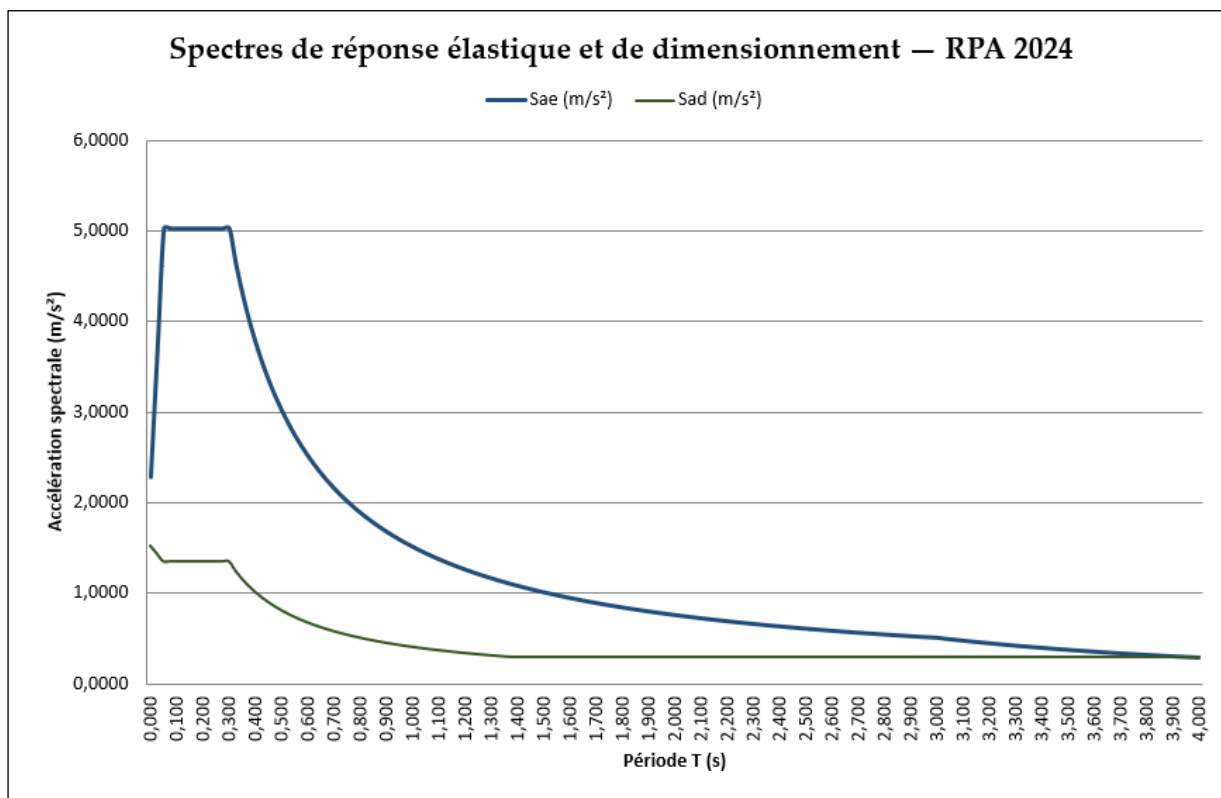


Figure III-15 : *Spectres de réponse élastique et dimensionnement.*

III.3.4.9 Synthèse générale des paramètres sismiques

Tableau III-20 : *Synthèse complète des paramètres sismiques.*

Paramètre	Valeur	Référence RPA 2024
CLASSIFICATION		
Zone sismique	III	Art. 3.1 — Tab. 3.2
Coefficient A	0,15	Art. 3.1 — Tab. 3.2
Groupe d'importance	2	Art. 3.4 — Tab. 3.10
Facteur d'importance I	1,00	Art. 3.4 — Tab. 3.10
Classe de site	S3	Art. 3.2 — Tab. 3.1
Coefficient de site S	1,55	Art. 3.3.1 — Tab. 3.4
SYSTÈME STRUCTURAL		
Système	1 — Ossature BA	Art. 3.5
Coefficient R	5,50	Art. 3.6 — Tab. 3.17
Catégorie	(a)	Art. 3.6 — Tab. 3.17
FACTEUR DE QUALITÉ		

Facteur de qualité QF	1,30	Art. 3.8 — Éq. 3.23
R/QF effectif	4,231	Art. 3.6 (Commentaire)
SPECTRE ÉLASTIQUE		
Type de spectre	Type 2	Art. 3.3.1
T1 — T2 — T3	0,05 — 0,30 — 3,0 s	Art. 3.3.1 — Tab. 3.4
Amortissement xi	7 %	Art. 3.3.1 — Tab. 3.5
Facteur eta	0,8819	Art. 3.3.1 — Éq. 3.9
Sae,max	0,5126 g = 5,03 m/s ²	Art. 3.3.1 — Éq. 3.8
SPECTRE DE DIMENSIONNEMENT		
Sad,max	0,1374 g = 1,348 m/s ²	Art. 3.3.3 — Éq. 3.15
Borne inférieure Sad,min	0,0300 g = 0,294 m/s ²	Art. 3.3.3
T gouverné par borne inf.	T > 1,373 s	Art. 3.3.3

III.3.5 Prédimensionnement des Poutres Secondaires

Conformément aux règles BAEL et aux prescriptions du RPA 2024.

Tableau III-21 : Résultats du prédimensionnement des poutres secondaires.

Paramètre	Formule / Condition	Valeur retenue (cm)	RPA 2024
Portée (L)	Longueur de la travée	6.00 m	—
Hauteur h	$L/15 < h < L/10$	50 cm	H=50 > 30cm
Largeur (b)	$0.3h < b < 0.7h$	30 cm	B=30 > 20cm
Section finale	Dimensions	30 × 50 cm	h/b=1.667 < 4

III.3.6 Poutre Principale en I

Entraxe 6m :

$$P_p = 1.35G + 1.5Q \quad (\text{III.198})$$

$$P_p = 1.35(6.5) + 1.5(7.5)$$

$$P_p = 120,15 + P_p(\text{pouter}) = 128.4 \text{ KN} \quad (\text{III.199})$$

$$M_{ed} = \frac{q \times l^2}{8} \quad (\text{III.200})$$

$$M_{ed} = \frac{126.44 \times 12^2}{8}$$

$$M_{ed} = 2311,2 \text{ KN.m} < M_{rd} = 2315 \text{ KN.m} \quad (\text{III.201})$$

On prend → (I 1100/390) ✓

III.3.7 Vérification de la Stabilité Poteau 40x70

$$A = a \times b = 0.40 \times 0.70 = 0.28 \text{ m}^2 \quad (\text{III.202})$$

❖ Vérification selon RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} n_u = \frac{N_u}{Bc \times f_c} = 0.132 < 0.35 \quad \checkmark \end{array} \right. \quad (\text{III.203})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a, b) > 25 \text{ cm} \quad \checkmark \end{array} \right. \quad (\text{III.204})$$

$$\{ \text{Min}(a, b) > H_e = 680/20 = 34 \text{ cm} \quad \checkmark \quad (\text{III.205})$$

❖ Calcul effort N_{ed} :

Pour étage courant :

$$G_{\text{etage}} = 6.5 \times (12 \times 6) = 468 \text{ KN} \quad (\text{III.206})$$

$$Q_{\text{etage}} = 7.5 \times 72 = 540 \text{ KN} \quad (\text{III.207})$$

$$N_{ed \text{ etage}} = 1.35G + 1.5Q \quad (\text{III.208})$$

$$N_{ed \text{ etage}} = 1.35 \times (468) + 1.5 \times (540)$$

$$N_{ed \text{ etage}} = 1441.8 \text{ KN}$$

Pour terrasse :

$$N_{ed \text{ terrasse}} = 1.35G + 1.5Q \quad (\text{III.209})$$

$$N_{ed \text{ terrasse}} = 1.35 \times (468) + 1.5 \times (72)$$

$$N_{ed \text{ terrasse}} = 739.8 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N_{ed} = N_{ed \text{ etage}} + N_{ed \text{ terrasse}} = 2181.6 \text{ KN} \quad (\text{III.210})$$

Matériau _ Béton C50/60 :

$$F_{c28} = \frac{50}{1.5}$$

$$F_{c28} = 33.3 \text{ MPa}$$

$$N_{rd} = f_c \times A = 33333.3 \times 0.28 = 9333.33 \text{ KN} \geq 2181.6 \text{ KN} \quad (\text{III.211})$$

III.3.7.1 Élancement

$$\text{Longueur de flambement } (l_0) : 0.7 \times 6.8 = 4.76 \text{ m} \quad (\text{III.212})$$

$$\text{Rayon de giration } (i) : i = \frac{a}{2\sqrt{3}} = 0.115 \quad (\text{III.213})$$

$$\text{Élancement } (\lambda) : \lambda = \frac{l_0}{i} = 41.40 \quad (\text{III.214})$$

A) Vérification

$$\lambda = 41.40 < 50 \quad (\text{III.215})$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.664 \quad (\text{III.216})$$

La moitié des charges sont appliquées avant 28 jours

$$\text{Donc : } \alpha / 1.2 = 0.553 \quad (\text{III.217})$$

$$Br = (40 - 2) \times (70 - 2) = 0.2584 \text{ m}^2 \quad (\text{III.218})$$

$$A_{sc} = \frac{N_u}{f_{yd}} = \frac{2181.6 \times 10^3}{435 \times 10^6} = 50,15 \text{ cm}^2 \quad (\text{III.219})$$

$$A_{min} = 0.1 \% B = \frac{0.1 \times 1}{100} \times 40 \times 70 = 2.8 \text{ cm}^2 \quad (\text{III.220})$$

$$A_{max} = 4 \% B = 0.1 \% B = \frac{4 \times 1}{100} \times 40 \times 70 = 50,15 \text{ cm}^2 \quad (\text{III.221})$$

$$A_{min} < A_{sc} < A_{max} \rightarrow 2.8 \text{ cm}^2 < 50,15 \text{ cm}^2 < 50,15 \text{ cm}^2 \quad \checkmark \quad (\text{III.222})$$

Choix adoptés : 12HA25 = 58,91 cm²

B) Ferrailage transversale

$$S < \min (40 \text{ cm} ; a + 10 ; 15 \varnothing) \quad (\text{III.223})$$

$$S < 37.5 \text{ cm}$$

$$S = 15 \text{ cm}$$

→ On adopte : Etriers (HA 10)

C) Dessin de ferrailage

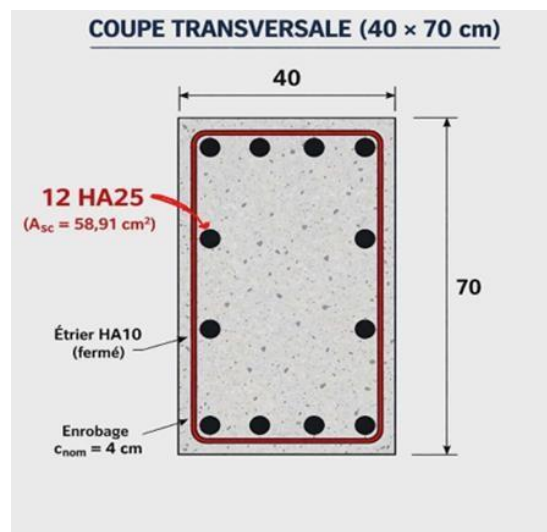


Figure III-16 : Coupe transversale (40×70).

III.4 Corbeau

III.4.1 Définition

Le corbeau est un élément structural en console courte, généralement réalisé en béton armé, solidaire d'un poteau, d'un voile ou d'un mur porteur, destiné à transmettre des charges concentrées provenant d'un élément supporté vers la structure principale. Contrairement aux poutres classiques, le corbeau se caractérise par un faible rapport entre sa portée et sa hauteur, induisant un comportement mécanique dominé par les efforts de cisaillement et les champs de compression diagonale. Du point de vue mécanique, le transfert des efforts dans un corbeau ne suit pas l'hypothèse classique de la flexion pure, mais s'effectue principalement selon un mécanisme de type bielle-tirant, dans lequel les contraintes de compression sont reprises par le béton tandis que les efforts de traction sont assurés par les armatures longitudinales et les armatures de couture. Ce mode de fonctionnement conduit à une concentration importante des contraintes au voisinage de l'encastrement dans le poteau. Les corbeaux sont largement utilisés dans les structures en béton préfabriqué pour assurer l'appui des poutres, des éléments de plancher ou d'autres composants structuraux, garantissant ainsi une transmission efficace des charges verticales et horizontales vers les éléments porteurs principaux.

III.4.2 Rôle du corbeau

Le corbeau remplit plusieurs fonctions essentielles dans les structures. Il assure tout d'abord le support des éléments portés en permettant l'appui de poutres, notamment les poutres préfabriquées, ainsi que des éléments de plancher. Par ailleurs, il joue un rôle fondamental dans la transmission des charges, en transférant les efforts verticaux issus des charges gravitaires ainsi que les efforts horizontaux, tels que les forces de traction ou de frottement, vers le poteau ou le voile porteur. En outre, le corbeau constitue une véritable interface structurelle entre les différents éléments, en particulier dans les structures préfabriquées, où il facilite le montage et l'assemblage sur chantier. Enfin, il permet la concentration et la redistribution des efforts sur de faibles longueurs, ce qui contribue à optimiser l'encombrement structurel tout en garantissant une reprise efficace de charges importantes.

III.4.3 Calcul d'un Corbeau

III.4.3.1 Évaluation des charges et sollicitations

Les charges sont déterminées à partir des réactions d'une poutre de 12m de portée.

- *Charge Permanente (G)* : 6,5 KN/m.
- *Calcul de (G)* : $6,5 \times 6 = 39$ KN/m

- **Charge d'Exploitation (Q) :** $7,5 \times 6 = 45 \text{ KN/m}$
- **Réactions d'appui (pour une poutre de 12m) :**

$$R_G = 234 \text{ KN}$$

$$R_G = 270 \text{ KN}$$

- **Effort de calcul à l'ELU (F_{ed}) :**

$$F_{ed} = 1,35G + 1,5Q \quad (\text{III.224})$$

$$F_{ed} = 1,35 \times 234 + 1,5 \times 270 = 720,9 \text{ KN}$$

$$F_{ed} = 721 \text{ KN}$$

III.4.3.2 Données des matériaux et géométrie

- **Béton :** C50/60.

$$f_{cd} = 33,3 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

$$H_{sd} = 0,20 \times F_{ed} = 144,2 \text{ KN} \quad (\text{III.225})$$

- **Dimensions :**

$$\text{Largeur (b}_w\text{)} : 40 \text{ cm}$$

$$\text{Hauteur (h)} : 60 \text{ cm}$$

$$\text{Position de la charge (a}_c\text{)} : 20 \text{ cm}$$

$$\text{Largeur de corbeau (b}_c\text{)} : 32.5 \text{ cm}$$

III.4.4 Choix de la surface de plaque

III.4.4.1 Pression admissible sur béton

La contrainte de compression transmise au béton est :

$$\sigma = \frac{N}{A} \quad (\text{III.226})$$

Condition de non-dépassement :

$$\sigma \leq f_c = \frac{f_{ck}}{\gamma_n} = \frac{50}{1,5} = 33.33 \text{ MPa}$$

D'où la surface minimale requise :

$$A_{min} = \frac{N}{f_{ck}} \quad (\text{III.227})$$

$$A_{min} = \frac{721\,000}{33.33} \approx 21\,634 \text{ mm}^2$$

Soit un carré de côté minimal :

$$\sqrt{21634} \approx 148 \text{ mm} \rightarrow \text{une platine } 250 \times 250 \text{ suffirait théoriquement.}$$

III.4.4.2 Surface retenue

Surface platine : $A = 250 \times 250 \rightarrow A = 62\,500 \text{ mm}^2$

Surface retenue (250×250 mm) largement supérieure à la surface minimale (27 034 mm²).

III.4.5 Choix de l'épaisseur

L'épaisseur de la platine est conditionnée par

- Le débord de plaque par rapport à la semelle du profil
- La flexion locale sous la pression du béton.

Selon la pratique courante en conception des platines d'appui (sources de dimensionnement des assemblages acier-béton), l'épaisseur des platines augmente avec l'effort normal transmis.

Pour une charge $N = 721 \text{ kN} \rightarrow$ une épaisseur de 20 mm est adoptée.

III.4.6 Vérification pratique

III.4.6.1 Pression sur le béton

Surface platine : $A = 250 \times 250 = 62\,500 \text{ mm}^2$

Pression transmise : $\sigma = \frac{721\,000}{62\,500} = 11,54 \text{ MPa}$

Résistance béton (EC2) : $f_c = \frac{50}{1,5} = 33,33 \text{ MPa}$

$11,54 \text{ MPa} < 33,33 \text{ MPa}$ La pression sur le béton est vérifiée

Platine retenue : $250 \times 250 \times 20 \text{ mm}$

Tableau III-22 : Résultats de l'application numérique.

Critère	Résultat
Effort	$N = 721 \text{ kN}$
Surface	$250 \times 250 = 62\,500 \text{ mm}^2 \geq 27\,034 \text{ mm}^2$
Épaisseur	20 mm (500–1000 kN $\rightarrow$ 20–30 mm)
Pression béton	$11,54 \text{ MPa} < 33,33 \text{ MPa}$
Choix de plaque	250×250×20

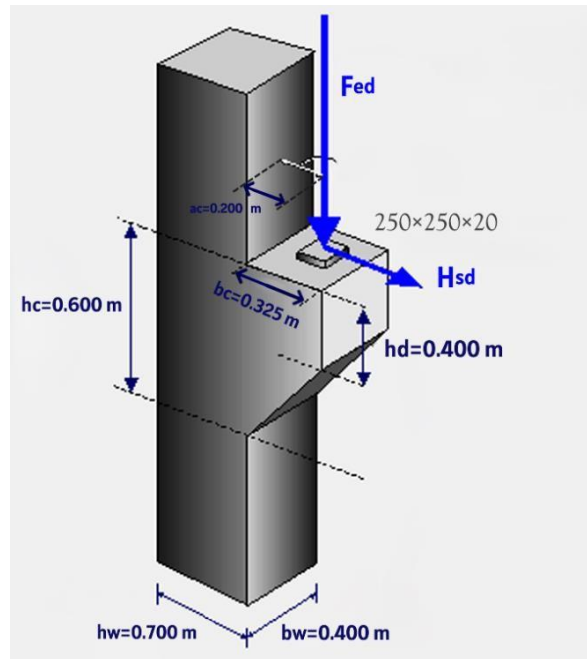


Figure III-17 : Schéma géométrique du corbeau.

III.4.6.2 Vérification de la méthode

❖ **Condition d'application :** $a_c < 0,40 \times h_c$ (III.228)

$0,20 \text{ m} < 0,40 \times 0,60 = 0,24 \text{ m}$ à La méthode "Bielle-Tirant" est applicable.

❖ **Hauteur utile (d) :**

Enrobage : $c = 25 \text{ mm}$

$$d = h - c - 2\varnothing = 600 - 25 - 32 = 543 \text{ mm} \quad (\text{III.229})$$

$$d = 0,54 \text{ m}$$

III.4.7 Vérification de la bielle de compression (EC2)

• **Coefficient de réduction :**

$$v_1 = 0,6 \left(1 - \frac{F_{ck}}{250} \right) \quad (\text{III.230})$$

$$v_1 = 0,6 \left(1 - \frac{50}{250} \right) = 0,48$$

• **Bras de levier :**

$$Z = 0,9 \times d = 0,9 \times 0,54 = 0,486 \text{ m} \quad (\text{III.231})$$

• **Résistance maximale :**

$$V_{rd,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \alpha_{cw}}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{0,40 \times 0,486 \times 0,48 \times 33,3 \times 1000}{(2,5 + 0,4)} \quad (\text{III.232})$$

$$V_{rd,max} = 1071,48 \text{ KN} > V_{ed} = 721 \text{ KN} \quad \checkmark \quad (\text{III.233})$$

III.4.8 Calcul des armatures (Tirant)

$$Z_0 = d \times \left(1 - \frac{0.4 \times V_{ed}}{V_{rd,max}}\right) \quad (\text{III.234})$$

$$Z_0 = 0.54 \times \left(1 - \frac{0.4 \times 721}{1071.48}\right)$$

$$Z_0 = 0.40 \text{ m}$$

III.4.9 Distance horizontale

$$a_h = c + 2\varnothing + t \quad (\text{III.235})$$

$$a_h = 25 + 32 + 20$$

$$a_h = 77 \text{ mm} = 0.077 \text{ m}$$

III.4.10 Effort tirant

$$F_{td} = \frac{F_{ed} \times ac}{Z_0} + \frac{H_{ed} (a_h + z_0)}{Z_0} \quad (\text{III.236})$$

$$F_{td} = \frac{721 \times 0.20}{0.40} + \frac{144.2 (0.077 + 0.40)}{0.40}$$

$$F_{td} = 532,46 \text{ KN}$$

III.4.11 Section d'acier

$$A_s = \frac{F_{td}}{F_{yd}} \quad (\text{III.237})$$

$$A_s = \frac{532.46 \times 10^3}{435 \times 10^6}$$

$$A_s = 12,24 \text{ cm}^2$$

Choix conservé : 4T16 + 4T14 à $A_{sc} = 14.2 \text{ cm}^2$

- **Etriers :**

$$A_{sw} = 0.25 A_s = 3.06 \text{ cm}^2 \quad (\text{III.238})$$

Choix : 6 T 10 = 4.71 cm²

III.4.12 Vérification contrainte sous plaque

$$A_c = 0.25 \times 0.25 = 0.0625 \text{ m}^2 \quad (\text{III.239})$$

$$\sigma_c = \frac{F_{ed}}{A_c} \quad (\text{III.240})$$

$$\sigma_c = \frac{721 \times 10^{-3}}{0.0625} = 11,54 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{rd} = v_l \times f_{cd} \quad (\text{III.241})$$

$$\sigma_{rd} = 0.48 \times 33.33 = 16 \text{ MPa} > \sigma_c = 11,54 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

III.4.13 Contrainte dans l'acier

$$\sigma_{sd} = \frac{F_{td}}{A_s} \quad (\text{III.242})$$

$$\sigma_{sd} = \frac{532.46 \times 1000}{1420}$$

$$\sigma_{sd} = 374.97 \text{ MPa}$$

III.4.14 Résistance d'adhérence

$$F_{bd} = 2.25 \times \eta_1 \times f_{ctd} \quad (\text{III.243})$$

Avec :

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_s} \quad (\text{III.244})$$

Pour C50/60 :

$$f_{ctd} \approx 2.9/1.5 = 1.93 \text{ MPa}$$

$$f_{bd} = 2.25 \times 1 \times 1.93 = 4.35 \text{ MPa}$$

III.4.15 Longueur d'ancrage requise

$$L_{b,rqd} = \frac{\sigma}{4} \times \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (\text{III.245})$$

Pour Ø16 :

$$L_{b,rqd} = \frac{16}{4} \times \frac{374.97}{4.35}$$

$$L_{b,rqd} = 344,8 \text{ mm}$$

- **Longueur d'ancrage de calcul :** $L_{b,rqd} = 1 \times 344,8 = 344,8 \text{ mm}$

- **Longueur minimale d'ancrage :**

$$L_{b,rqd,min} = \max (0.30 L_{b,rqd} ; 10\varnothing ; 100\text{mm}) \quad (\text{III.246})$$

$$L_{b,rqd,min} = \max (103,44 ; 160 ; 100\text{mm}) = 160 \text{ mm}$$

Donc :

$$L_{b,rqd} = 344,8\text{mm} > 160 \text{ mm}$$

Valeur adoptée :

$$L_{b,rqd} = 360 \text{ mm}$$

- **Crochet :**

$$\varnothing_m = 7\varnothing = 7 \times 16 = 112 \text{ mm} \quad (\text{III.247})$$

- **Largeur minimale du corbeau :**

$$b_{req} = (1.5 \varnothing_m) + 2\varnothing + 2c \quad (\text{III.248})$$

$$b_{req} = 1.5 \times 112 + 2 \times 16 + 2 \times 25$$

$$b_{req} = 250 \text{ mm} < b = 400 \text{ mm}$$

III.4.16 Dessin de ferrailage

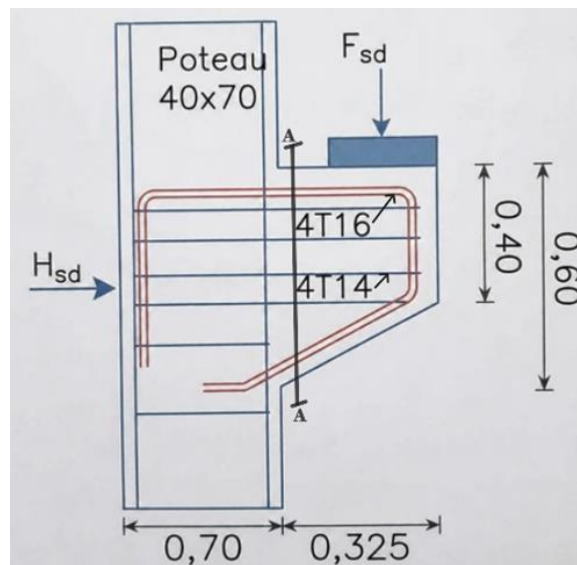


Figure III-18 : Schéma de ferrailage du corbeau.

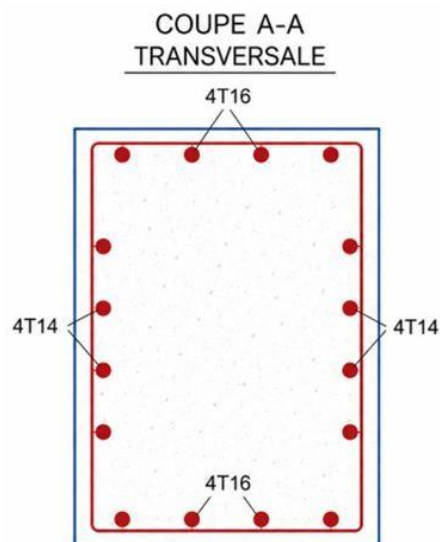


Figure III-19 : Coupe transversale A-A.

Le dimensionnement du corbeau est réalisé selon la méthode des bielles et tirants conformément à l'Eurocode 2, adaptée aux zones de discontinuité, garantissant une transmission sécurisée des efforts.

III.5 Modélisation

III.5.1 Introduction de la structure dans SAP2000

La modélisation du hangar a été réalisée sous SAP2000 selon la démarche classique utilisée pour les structures en béton armé. Dans un premier temps, la géométrie de l'ouvrage a été définie à partir des dimensions réelles du projet. Les poteaux et les poutres ont été introduits sous forme d'éléments de type « Frame », tandis que les dalles de couverture ont été prises en compte à travers leurs charges équivalentes transmises aux éléments porteurs. Les propriétés mécaniques des matériaux, notamment le béton et les armatures, ont ensuite été définies conformément aux caractéristiques retenues pour le dimensionnement. Les sections des différents éléments structuraux ont été attribuées au modèle, puis les conditions d'appui ont été introduites au niveau des fondations afin de représenter le comportement réel de la structure. Après la définition de la géométrie et des caractéristiques mécaniques, les différentes actions ont été appliquées au modèle : charges permanentes, charges d'exploitation, charges climatiques et action sismique conformément au RPA 2024. Enfin, les combinaisons de charges réglementaires ont été générées afin de réaliser l'analyse globale de la structure et de déterminer les efforts internes nécessaires au dimensionnement.

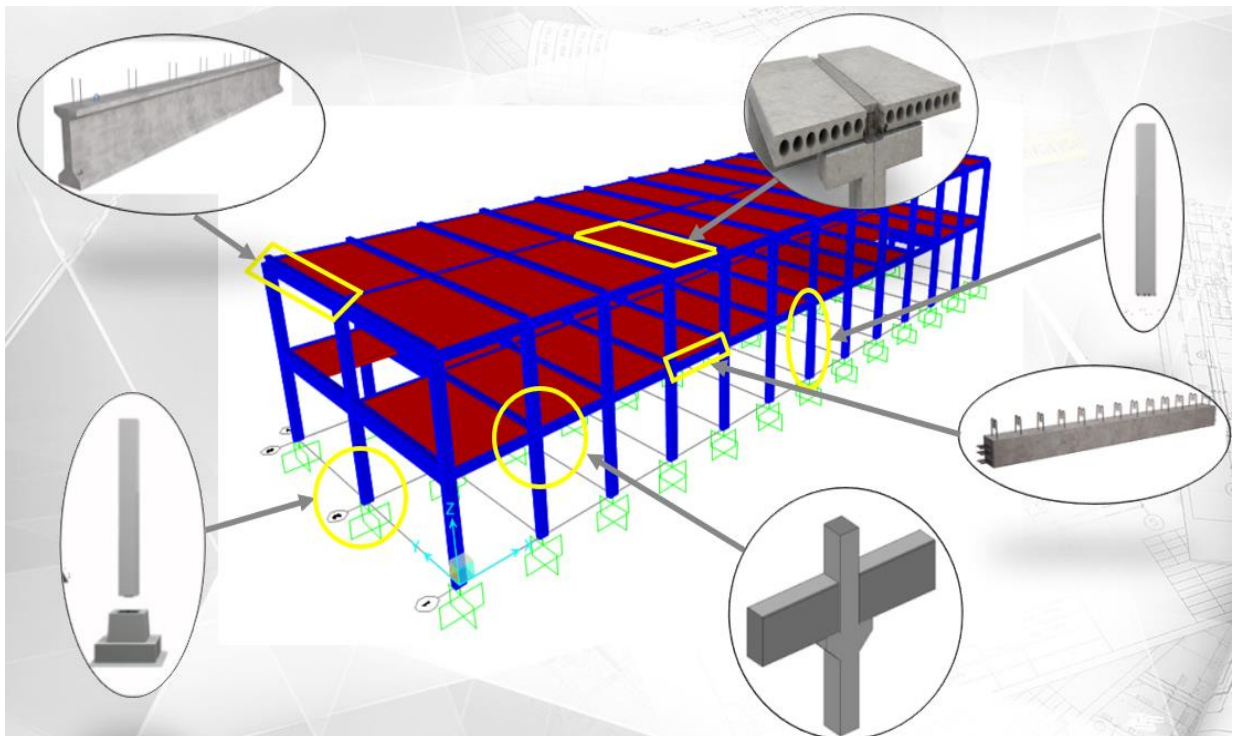


Figure III-20 : *Modélisation globale du hangar industriel sous SAP2000 et identification des éléments structuraux préfabriqués*

III.5.2 Moment resistance

III.5.2.1 Introduction

Un corbeau (ou console courte) est un élément structural en saillie, généralement coulé monolithiquement avec un poteau ou un mur, utilisé pour supporter des poutres, des ponts roulants ou d'autres charges concentrées. Sa conception diffère d'une console ordinaire en raison du rapport Travée de cisaillement / Hauteur utile (a/d) qui est inférieur ou égal à 1, ce qui implique un comportement dominé par le cisaillement et le transfert par bielles comprimées.

Le calcul du moment résistant M_{Rd} est fondamental pour vérifier la capacité de la section au niveau de l'interface poteau-corbeau. Trois grandes approches normatives et scientifiques sont présentées dans ce document :

- La méthode FIB (fédération internationale du béton — Bulletin 43)
- La méthode PCI (Precast/Prestressed Concrete Institute — Design Handbook)
- La méthode Elliott & Jolly (2013) pour les ossatures préfabriquées multi-étages selon l'Eurocode 2
- Les approches des chercheurs (Kriz & Rath, Solanki & Sabnis, etc.)

III.5.2.2 Méthode FIB Bulletin 43 (2008) / Eurocode 2

A) Principe général

La méthode FIB est basée sur le modèle de bielles et tirants (strut-and-tie model) combiné à la vérification de la section armée. Le moment résistant est calculé en tenant compte de l'armature principale de traction (A_s), d'une éventuelle armature de précontrainte (A_p) et des armatures de couture (dowels).

B) Formule du Moment Résistant selon FIB

La formule principale donnée par le FIB pour le moment résistant d'un corbeau est :

$$M_{Rd} = F_c \times z \times +(F_{dowel} \times z_{dowel}) \quad (\text{III.249})$$

Où chaque terme est défini comme suit :

Tableau III-23 : Symboles et désignations des paramètres de calcul du corbeau.

Symbole	Désignation	Unité
M_{Rd}	Moment résistant de calcul de la section du corbeau	kN.m
F_c	Force de compression dans la bielle de béton (strut)	kN
z	Bras de levier interne entre la bielle comprimée et le tirant tendu	m ou mm
F_{dowel}	Force apportée par les armatures de couture (dowel action)	kN
z_{dowel}	Bras de levier des armatures de couture par rapport à la fibre comprimée	m ou mm

C) Détermination de F_c

La force de compression dans la bielle est limitée par la résistance du béton à la compression $F_c = 0,85 \times v \times f_{cd} \times b \times x$ (III.250)

$$F_s = A_s \times f_{yd} \quad (III.251)$$

$$F_c = F_s \quad (III.252)$$

$$\text{Avec : } v = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (III.253)$$

le facteur de réduction de la résistance du béton fissuré,

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (III.254)$$

et x la hauteur de la zone comprimée déterminée par équilibre des forces.

D) Bras de levier interne z

Le bras de levier interne est calculé selon la position de la résultante des contraintes de compression :

$$z = d - \frac{x}{2} \quad (III.255)$$

Où d est la hauteur utile de la section du corbeau (distance de la fibre comprimée au centroïde de l'armature principale).

E) Contribution des armatures de couture (Dowel Action)

Les armatures horizontales de couture contribuent à la résistance par leur action en brochage (dowel action). Leur force est :

$$F_{dowel} = A_{sh} \times f_{yd} \times \cos(\alpha) \quad (III.256)$$

α est l'angle des armatures horizontales par rapport à l'axe horizontal. Pour des armatures horizontales $\alpha = 0^\circ$ donc $\cos(\alpha) = 1$.

F) Moment résistance pour vérification

$$M_{Rd} = A_s \times f_{yd} \times Z \quad (III.257)$$

G) Vérification de la section — Critères FIB

Tableau III-24 : Vérification de la section selon les critères FIB.

Critère	Condition à vérifier
Armature minimale	$A_{s,min} \geq 0,4 \times b \times d \times f_{ctm} / f_{yk}$
Rapport a/d	$a_v / d \leq 1,0$ (définition de la console courte)
Résistance de la bielle	$\sigma_c \leq v \times f_{cd}$ dans la bielle comprimée
Résistance au cisaillement	$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$ selon EN 1992-1-1 §6.2
Ancrage de l'armature	Longueur d'ancrage l_{bd} respectée en tête du corbeau

III.5.2.3 Méthode PCI (Precast/Prestressed Concrete Institute)

A) Base théorique

La méthode PCI (PCI Design Handbook, 8e édition) repose sur le modèle de la fissure diagonale de cisaillement et la théorie de la friction de cisaillement (shear friction theory). Elle a été développée initialement par Kriz et Rath (1965) et formalisée dans le code ACI 318.

B) Calcul du moment de dimensionnement

Le moment nominal M_n d'un corbeau selon PCI est calculé à partir de l'équilibre statique interne :

$$M_n = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (\text{III.258})$$

Où a est la profondeur du bloc de contraintes équivalent rectangulaire (méthode de Whitney) :

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times bw} \quad (\text{III.259})$$

C) Formule globale du moment résistant selon PCI

En tenant compte des excentricités de la charge verticale V_u et de la charge horizontale N_{uc} , le moment de calcul à la face d'appui est :

$$M_u = V_u \times a_v + N_{uc} \times (h - d) \quad (\text{III.260})$$

Et la résistance nominale requise satisfait :

$$\phi \times M_n \geq M_u \quad (\text{III.261})$$

Avec $\phi = 0,75$ pour le cisaillement et la torsion selon ACI 318-19.

D) Armature requise par la méthode PCI

La surface d'armature de traction principale est déterminée par la combinaison du moment fléchissant et de la force normale :

$$A_f = \frac{M_u}{\phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad (\text{III.262})$$

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi \times f_y} \quad (\text{III.263})$$

L'armature principale totale est le maximum de :

$$A_{sc} = A_f + A_n \geq A_n + \frac{A_{vf}}{2} \quad (\text{III.264})$$

Où A_{vf} est l'armature de friction de cisaillement : $A_{vf} = \frac{V_u}{\phi \times f_y \times \mu}$ (III.265)

avec $\mu = 1,4$ pour béton coulé monolithiquement.

E) Tableau récapitulatif — Paramètres PCI :

Tableau III-25 : Tableau récapitulatif des paramètres recommandés par le PCI.

Paramètre	Valeur recommandée PCI	Norme de référence
Coefficient de frottement μ (béton monolithique)	$\mu = 1,4 \lambda$	ACI 318-19 §22.9.4.2
Coefficient de résistance ϕ (cisaillement)	$\phi = 0,75$	ACI 318-19 §21.2.1
Facteur β_1 ($f_c \leq 28$ MPa)	$\beta_1 = 0,85$	ACI 318-19 §22.2.2.4
Résistance compressive du béton max	$0,2 \times f_c \times b_w \times d$	ACI 318-19 §22.9.4.4
Armature fermée horizontale minimum	$A_h \geq 0,5 \times (A_{sc} - A_n)$	PCI Handbook §4.2.5
Rapport a/d maximum	$a_v / d \leq 1,0$	PCI Handbook §4.2.2

III.5.2.4 Elliott & Jolly (2013) — §7.7.2 Moment-Resisting Connections

Dans le Chapitre 7 — “Connections” — du livre “Multi-storey Precast Concrete Framed Structures” (2e éd., 2013), Elliott et Jolly traitent au §7.7.2 des connexions à moment résistant (moment-resisting connections) entre poutres et poteaux préfabriqués. Ce paragraphe est fondamental car il établit le cadre de calcul du moment résistant dans les connexions de type corbeau, dans le contexte des ossatures préfabriquées multi-étages selon l’Eurocode 2 et l’EN 1992-1-1[36].

A) Définition et contexte — §7.7 Connections

Elliott et Jolly définissent au §7.7 deux grandes catégories de connexions dans les structures préfabriquées : (1) les connexions articulées (pinned connections, §7.7.1) et (2) les connexions à moment résistant (moment-resisting connections, §7.7.2). Cette deuxième catégorie est celle qui intervient directement dans le calcul du M_{Rd} du corbeau, car c’est la connexion corbeau-poteau qui doit transférer à la fois la force verticale, la force horizontale et le moment fléchissant résultant. Au §7.7.2, Elliott et Jolly précisent que dans une ossature préfabriquée multi-étages, la connexion corbeau-poteau doit être classifiée selon sa rigidité relative par rapport à celle des éléments connectés. Ils introduisent la notion de “beam-line” (droite de la poutre) pour caractériser la rigidité de la connexion et distinguent trois types de comportement : rigide (rigide), semi-rigide (semi-rigide) et articulé (pinned). Le corbeau

contribue au moment résistant principalement dans les connexions semi-rigides à moment résistant[36].

B) Formulation du Moment Résistant selon Elliott & Jolly

Au §7.7.2, Elliott et Jolly expriment le moment résistant de la connexion corbeau-poteau en utilisant le modèle de bielles et tirants (strut-and-tie), cohérent avec la méthode du FIB Bulletin 43 et de l'EN 1992-1-1 §6.5. La formule du moment résistant à la section critique (face du poteau) est donnée par :

$$M_{Rd} = F_c \times z + F_h \times (h - d) \quad (\text{III.266})$$

$$\text{avec: } F_c = A_s \times f_{yd} \quad (\text{III.267})$$

$$\text{et } z = d - \frac{x}{2} \quad (\text{III.268})$$

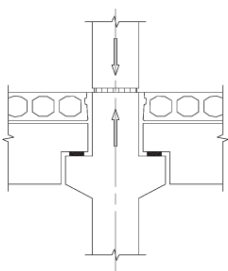
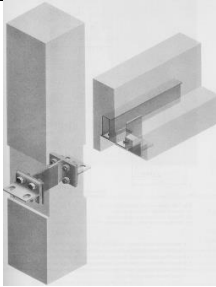
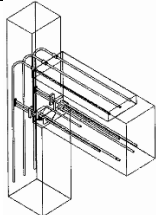
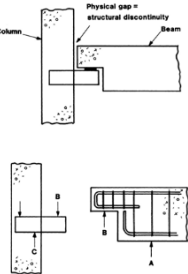
$$\text{et } x = \frac{A_s \times f_{yd}}{0,8 \times b \times f_{cd}} \quad (\text{III.269})$$

Dans cette formulation propre à Elliott & Jolly §7.7.2, le terme $F_c \times z$ représente la contribution du mécanisme de bielle comprimée-tirant tendu (identique à la formule du FIB Bulletin 43), tandis que $F_h \times (h - d)$ représente l'excentricité verticale de la force horizontale F_h (retrait, fluage) appliquée à hauteur de la plaque d'appui par rapport à l'armature principale. Cette décomposition est cohérente avec la formule du moment sollicitant $M_{Ed} = F_v \times ac + F_h \times (h - d)$ imposée par le FIB Bulletin 43. Elliott et Jolly insistent (§7.7.2) sur l'importance de la force horizontale minimale dans toute connexion moment-résistante de type corbeau dans une ossature préfabriquée. Conformément à l'Eurocode 2 et au FIB Bulletin 43, ils imposent : $F_h \geq 0,20 \times F_v$ (effets différés : retrait + fluage des poutres)[36].

C) Types de Connexions Moment-Résistantes — Classement Elliott & Jolly

Au §7.7.2, Elliott et Jolly recensent et classifient les principales typologies de connexions moment-résistantes utilisées dans les ossatures préfabriquées multi-étages. Ces typologies déterminent le mécanisme de transfert du moment et donc la méthode de calcul de M_{Rd} :

Tableau III-26 : Synthèse des principaux types de connexions poutre-poteau préfabriquées[36].

Type de connexion	Mécanisme de transfert du moment	Formule M_{Rd} utilisée	
Corbeau béton armé (RC corbel) — §7.11.1	Bielles & tirants (STM) — bielle comprimée + tirant armature principale A_s + armatures de couture A_{sh}	$M_{Rd} = F_c \times z + F_h \times (h-d)$ — FIB Bulletin 43 / EN 1992-1-1 §6.5	
Insert métallique caché (hidden steel insert) — §7.9.2	Transfert par platine soudée + ancrages — moment repris par couple traction/compression dans les soudures	$M_{Rd} = F_{weld} \times d_{weld}$ (conception des soudures) — EN 1993-1-8	
Barres de continuité en tête de poteau (continuity bars) — §7.9	Barres passant dans gaine — moment repris par couple traction dans barres hautes / compression béton	$M_{Rd} = A_s \times f_{yd} \times z$ (flexion simple — EN 1992-1-1 §6.1)	
Console métallique (steel haunch / bracket) — §7.11.2	Profil métallique encastré dans le poteau — moment repris par résistance plastique du profilé	$M_{Rd} = W_{pl} \times f_y / \gamma_{M0}$ (EN 1993-1-1 §6.2.5)	

III.5.2.5 Approches des Chercheurs

A) Kriz et Rath (1965)

Kriz et Rath ont mené une des premières études expérimentales systématiques sur les corbeaux en béton armé. Ils ont proposé une formule empirique basée sur 197 essais. Leur contribution principale a été d'établir le critère de rupture et de définir la console courte comme un élément avec $a/d \leq 1$.

La formule de résistance au moment selon Kriz et Rath :

$$M_n = \rho \times f_y \times b \times d^2 \times \left(1 - \frac{0,59 \times \rho \times f_y}{f'_c} \right) \quad (\text{III.270})$$

Avec $\rho = \frac{A_s}{b \times d}$ le taux d'armature géométrique. (III.271)

z ' Cette formule est analogue à celle de la flexion simple mais avec correction de la profondeur du bloc comprimé, adaptée aux conditions de chargement des corbeaux.

B) Solanki et Sabnis (1987)

Solanki et Sabnis ont proposé une simplification de la méthode strut-and-tie pour le calcul du moment résistant des corbeaux, en introduisant un facteur correctif tenant compte de l'inclinaison de la bielle :

$$M_{Rd} = A_s \times f_{yd} \times d \times \left(1 - \frac{0,5 \times k \times \rho \times f_y}{f'_c}\right) \quad (\text{III.272})$$

$$k = \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{a_v}{d}\right)^2\right)^{0,5}} \quad (\text{III.273})$$

III.5.2.6 Synthèse et comparaison des approches

Tableau III-27 : Synthèse comparative des approches de dimensionnement des connexions.

Méthode / Auteur	Base théorique	Paramètre clé	Domaine de validité
FIB_Bulletin 43 (2008)	Bielles & tirants + Eurocode	$F_c \times z (+ F_{\text{dowel}} \times z_{\text{dowel}})$	$a/d \leq 1,0$; béton C12-C90
PCI Design Handbook	Friction de cisaillement (ACI)	$V_u \times a_v + N_{uc} \times (h-d)$	$a/d \leq 1,0$; $f_c \geq 17 \text{ MPa}$
Elliott & Jolly (2013)	STM (EC2) + beam-line — connexions semi-rigides	$M_{Rd} = F_c \times z + F_h \times (h-d)$	$a_c/h_c \leq 1,0$; ossature multi-étages EC2
Kriz & Rath (1965)	Empirique (197 essais)	$P \times f_y \times b \times d^2 (1 - 0,59 \times \rho \times f_y / f_c)$	$a/d \leq 1,0$; acier doux
Solanki & Sabnis (1987)	Strut-and-tie simplifié	Facteur k géométrique	$a/d \leq 1,0$

III.5.2.7 Exemple Numérique Comparatif :

A) Données du problème (Poutre principal) :

Soit un corbeau en béton armé avec les caractéristiques suivantes :

Tableau III-28 : Données de l'application numérique .

Paramètre	Valeur	Unité
Charge verticale appliquée F_{ed}	721	kN
Charge horizontale H_{ed}	144,2	kN
Excentricité de la charge a_v	200	mm
Largeur du corbeau b_w	400	mm
Hauteur totale h	600	mm
Hauteur utile d	540	mm
Résistance béton f_{ck}	50	MPa
Limite élastique acier f_{yk}	500	MPa
Armature principale A_s	804	mm ²

1. Application méthode FIB :

Calcul du bras de levier et du moment résistant selon FIB :

$$f_{cd} = \frac{50}{1,5} = 33,33 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$F_s = f_{yd} \times A_s$$

$$A_{s1} = 3T16 = 6.03 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad F_{s1} = 434.78 \times 6.03 = 262.17 \text{ KN}$$

$$A_{s2} = 1T16 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad F_{s2} = 434.78 \times 2.01 = 87.39 \text{ KN}$$

$$F_c = 0.85 \times V \times f_{cd} \times b \times x$$

$$F_c = F_s$$

$$F_s = 0.85 \times V \times f_{cd} \times b \times x \quad \rightarrow \quad x = \frac{F_{s1}}{0.85 \times V \times f_{cd} \times b}$$

$$V = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{50}{250} = 0.8$$

$$x = \frac{262.17 \times 10^{-3}}{0.85 \times 0.8 \times 33.33 \times 0.39} = 0.030 \text{ m}$$

Moment résistance M_{Rd} :

$$M_{Rd} = F_c \times Z + (F_{dowel} \times Z_{dowel})$$

$$Z = \frac{0.15}{2} + 1.1 - 0.030 = 1.145 \text{ m}$$

$$M_{Rd} = 262.17 \times 1.145 + (87.39 \times \frac{0.325}{4}) = 307.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} \times 25 = 7682.25 \text{ KN.m/rad}$$

Moment résistance pour vérification :

$$M_{Rd} = A_{s1} \times f_{yd} \times Z$$

$$M_{Rd} = 6.03 \times 10^{-4} \times 434.78 \times 10^3 \times 1.145 = 300.19 \text{ kN.m}$$

2. Application méthode PCI :

Calcul selon la méthode PCI (ACI 318) :

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times bw} = \frac{804 \times 500}{0.85 \times 50 \times 400} = 23.65 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) = 804 \times 500 \times (540 - 11.82) \times 10^{-6} = 212.33 \text{ kN.m}$$

$$\phi \times M_n = 0.75 \times 279.18 = 159.25 \text{ kN.m}$$

3. Application selon Kriz et Rath (1965) :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{1224}{400 \times 540} = 0.00372$$

$$M_n = \rho \times f_y \times b \times d^2 \times \left(1 - \frac{0.59 \times \rho \times f_y}{f'_c}\right)$$

$$M_n = 0.00372 \times 500 \times 0.40 \times 0.54^2 \times \left(1 - \frac{0.59 \times 0.00567 \times 500}{50}\right)$$

$$M_n = 212.19 \text{ kN.m}$$

4. Application selon Solanki et Sabnis (1987) :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{1224}{400 \times 540} = 0.00567$$

$$k = \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{a}{d}\right)^2\right)^{0.5}} = \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{200}{540}\right)^2\right)^{0.5}}$$

$$k = \frac{1}{(1 + 0.37^2)^{0.5}} = 0.94$$

$$M_{Rd} = A_s \times f_y \times d \times \left(1 - \frac{0.5 \times k \times \rho \times f_y}{f'_c}\right)$$

$$M_{Rd} = 1224 \times 500 \times 540 \times \left(1 - \frac{0.5 \times 0.94 \times 0.00372 \times 500}{50}\right)$$

$$M_{Rd} = 213.28 \text{ kN.m}$$

5. Application méthode Elliott & Jolly (2013)

La méthode Elliott & Jolly §7.7.2 repose sur la formule du moment résistant de la connexion corbeau-poteau issue du modèle bielles & tirants (STM), en conformité avec l'EN 1992-1-1 §6.5 et le FIB Bulletin 43. Elle intègre explicitement la contribution de la force horizontale F_h appliquée à la plaque d'appui, ce qui la distingue de la formule FIB de base.

Formule de référence Ell

$$M_{Rd} = F_c \times z + F_h \times (h - d)$$

$$\text{avec: } F_c = A_s \times f_{yd} \text{ et } z = d - \frac{x}{2} \text{ et } x = \frac{A_s \times f_{yd}}{0.8 \times b \times f_{cd}}$$

Contrôle de la force horizontale minimale :

$$F_h = H_{ed} = 144.2 \text{ kN}$$

$$0,20 \times F_v = 0,20 \times 721 = 144,2 \text{ kN}$$

$$\rightarrow F_h = H_{ed} = 0,20 \times F_v = 144,2 \text{ kN}$$

(Les deux coïncident exactement — valeur retenue : 144,2 kN)

Étape 1 — Caractéristiques des matériaux (EC2, $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$) :

$$f_{cd} = \frac{50}{1,5} = 33,33 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa} \approx 435 \text{ MPa}$$

Étape 2 — Force dans le tirant :

$$F_c = A_s \times f_{yd} = 804 \times 435 = 349740 \text{ N} = 349,740 \text{ kN}$$

Étape 3 — Hauteur de la zone comprimée x :

$$x = \frac{804 \times 435}{0,8 \times 0,39 \times 33,33} = \frac{349740}{10\,398,9} = 33,63 \text{ mm}$$

Étape 4 — Bras de levier interne z :

$$z = 540 - \frac{33,63}{2} = 540 - 16,82 = 523,18 \text{ mm}$$

Étape 5 — Bras de levier de la force horizontale ($h - d$) :

$$h - d = 600 - 540 = 60 \text{ mm} = 0,060 \text{ m}$$

Étape 6 — Moment résistant M_{Rd} :

$$M_{Rd} = F_c \times z + F_h \times (h - d)$$

$$M_{Rd} = 349,740 \times 0,52318 + 144,2 \times 0,060$$

$$M_{Rd} = 191,65 \text{ kN.m}$$

Étape 7 — Moment sollicitant M_{Ed} :

$$M_{Ed} = F_v \times a_v + F_h \times (h - d) = 721 \times 0,200 + 144,2 \times 0,060$$

$$M_{Ed} = 144,20 + 8,65 = 152,85 \text{ kN.m}$$

Étape 8 — Vérification finale :

$$M_{Rd} \geq M_{Ed} \rightarrow 191,65 \text{ kN.m} \geq 152,85 \text{ kN.m} \quad \checkmark \text{ OK}$$

$$\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = \frac{191,65}{152,85} = 1,25 \quad \checkmark$$

$$\frac{a_v}{d} = \frac{200}{540} = 0,37 \leq 1,0 \quad \checkmark \quad \text{console courte validée}$$

Tableau III-29 : Résultat méthode Elliott & Jolly §7.7.2 .

Paramètre	Valeur calculée	Unité	Formule
f_{cd}	33,33	MPa	50/1,5
f_{yd}	435,0	MPa	500/1,15
F_h retenu (majorant)	144,2	KN	$\max(H_{ed} ; 0,20 \times F_v) = 144,2$
$F_c = A_s \times f_{yd}$	349,740	KN	804×435
$x = A_s \times f_{yd} / (0,8 \times b \times f_{cd})$	32,80	mm	$349740 / 10666,7$
$z = d - x/2$	523,18	mm	$540 - 16,40$
$h - d$	60	mm	$600 - 540$
$M_{Rd} = F_c \times z + F_h \times (h - d)$	191,65	KN.m	$183,13 + 8,65$
$M_{Ed} = V_u \times a_v + F_h \times (h - d)$	152,85	KN.m	$144,20 + 8,65$
Vérification $M_{Rd} \geq M_{Ed}$	1,25 ✓ OK	—	191,65 / 152,85

Tableau III-30 : Résultats comparatifs.

Méthode	M_{Rd} calculé (kN.m)	M_u demande (kN.m)	Ratio M_{Rd} / M_u	Vérification
FIB Bulletin 43 (2008)	300,19	152,85	1,96	✓ OK
PCI (ACI 318-19)	159,25 ($\phi \times M_n$)	152,85	1,04	✓ OK
Kriz & Rath (1965)	212,19	152,85	1,39	✓ OK
Solanki & Sabnis (1987)	213,28	152,85	1,395	✓ OK
Elliott & Jolly (2013)	191,65	152,85	1,25	✓ OK

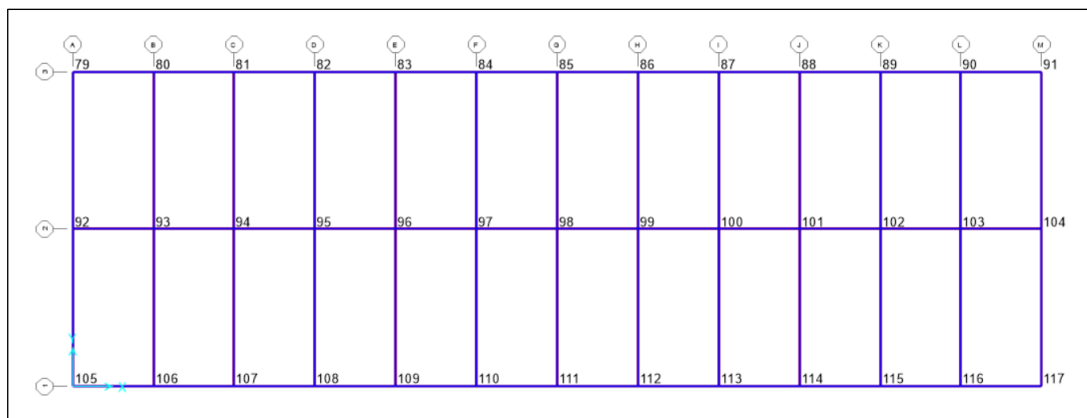


Figure III-21 : Plan du 1^{er} Etage.

Tableau III-31 : Comparaison des résultats numériques avec les modèles analytiques de référence.

Nœud	M_{sap} PP	M_{sap} PS	FIB	PCI	Kriz & Rath	Solanki & Sabnis	Elliott & Jolly
40	22.14	8.53	✓	✓	✓	✓	✓
41	33.11	8.50	✓	✓	✓	✓	✓
42	52.56	8.41	✓	✓	✓	✓	✓
43	52.63	8.42	✓	✓	✓	✓	✓
44	52.69	8.42	✓	✓	✓	✓	✓
45	52.73	8.42	✓	✓	✓	✓	✓
46	52.78	8.42	✓	✓	✓	✓	✓

47	52.83	8.42	✓	✓	✓	✓	✓
48	53.07	8.42	✓	✓	✓	✓	✓
49	53.44	8.43	✓	✓	✓	✓	✓
50	53.49	8.41	✓	✓	✓	✓	✓
51	53.23	8.32	✓	✓	✓	✓	✓
52	41.04	8.49	✓	✓	✓	✓	✓
53	30.90	1.40	✓	✓	✓	✓	✓
54	40.77	1.08	✓	✓	✓	✓	✓
55	54.47	0.95	✓	✓	✓	✓	✓
56	54.62	1.05	✓	✓	✓	✓	✓
57	54.58	1.06	✓	✓	✓	✓	✓
58	54.54	1.05	✓	✓	✓	✓	✓
59	54.51	1.05	✓	✓	✓	✓	✓
60	54.48	1.06	✓	✓	✓	✓	✓
61	54.31	1.04	✓	✓	✓	✓	✓
62	34.79	1.15	✓	✓	✓	✓	✓
63	34.83	1.14	✓	✓	✓	✓	✓
64	53.89	0.97	✓	✓	✓	✓	✓
65	41.89	1.34	✓	✓	✓	✓	✓
66	42.35	8.48	✓	✓	✓	✓	✓
67	54.17	8.31	✓	✓	✓	✓	✓
68	54.28	8.43	✓	✓	✓	✓	✓
69	54.22	8.42	✓	✓	✓	✓	✓
70	54.17	8.42	✓	✓	✓	✓	✓
71	54.12	8.42	✓	✓	✓	✓	✓
72	54.07	8.42	✓	✓	✓	✓	✓
73	54.02	8.42	✓	✓	✓	✓	✓
74	53.79	8.41	✓	✓	✓	✓	✓
75	39.95	8.51	✓	✓	✓	✓	✓
76	39.91	8.47	✓	✓	✓	✓	✓
77	53.65	8.29	✓	✓	✓	✓	✓
78	41.82	8.57	✓	✓	✓	✓	✓
79	18.13	1.29	✓	✓	✓	✓	✓
80	30.47	0.85	✓	✓	✓	✓	✓
81	28.50	1.08	✓	✓	✓	✓	✓
82	26.25	1.08	✓	✓	✓	✓	✓
83	28.51	1.08	✓	✓	✓	✓	✓
84	28.54	1.08	✓	✓	✓	✓	✓
85	28.56	1.08	✓	✓	✓	✓	✓
86	28.61	1.08	✓	✓	✓	✓	✓
87	28.53	1.08	✓	✓	✓	✓	✓
88	28.29	1.07	✓	✓	✓	✓	✓
89	28.32	1.07	✓	✓	✓	✓	✓
90	28.67	0.95	✓	✓	✓	✓	✓
91	16.07	1.23	✓	✓	✓	✓	✓
92	16.72	1.31	✓	✓	✓	✓	✓
93	28.52	0.95	✓	✓	✓	✓	✓

94	28.33	1.04	✓	✓	✓	✓	✓
95	29.20	1.05	✓	✓	✓	✓	✓
96	28.18	1.05	✓	✓	✓	✓	✓
97	28.16	1.05	✓	✓	✓	✓	✓
98	28.14	1.05	✓	✓	✓	✓	✓
99	28.11	1.06	✓	✓	✓	✓	✓
100	28.14	1.03	✓	✓	✓	✓	✓
101	30.01	1.04	✓	✓	✓	✓	✓
102	30.03	1.01	✓	✓	✓	✓	✓
103	28.09	0.86	✓	✓	✓	✓	✓
104	16.28	1.32	✓	✓	✓	✓	✓
105	17.00	1.22	✓	✓	✓	✓	✓
106	29.54	0.94	✓	✓	✓	✓	✓
107	29.56	1.07	✓	✓	✓	✓	✓
108	29.52	1.08	✓	✓	✓	✓	✓
109	29.50	1.08	✓	✓	✓	✓	✓
110	29.47	1.08	✓	✓	✓	✓	✓
111	29.44	1.08	✓	✓	✓	✓	✓
112	29.40	1.08	✓	✓	✓	✓	✓
113	29.48	1.06	✓	✓	✓	✓	✓
114	29.49	1.17	✓	✓	✓	✓	✓
115	29.46	1.12	✓	✓	✓	✓	✓
116	29.44	1.11	✓	✓	✓	✓	✓
117	16.65	1.28	✓	✓	✓	✓	✓

-Remarque : Toutes les méthodes utilisées ont été vérifiées.

Les différentes méthodes de calcul du moment résistant M_{Rd} d'un corbeau en béton armé conduisent à des résultats cohérents entre elles. L'écart le plus notable s'observe entre la méthode PCI avec facteur de réduction ($\phi \times M_n$) et les autres approches, en raison de l'application du coefficient $\phi = 0,75$. Les points essentiels à retenir sont :

- La formule FIB $M_{Rd} = F_c \times z + (F_{dowel} \times z_{dowel})$ est la plus complète car elle intègre explicitement la contribution des armatures de couture et repose sur une base mécanique rigoureuse.
- La méthode PCI, basée sur la friction de cisaillement (ACI 318), est très utilisée pour les éléments préfabriqués et introduit un facteur de réduction $\phi = 0,75$ directement dans le calcul.
- Les formules empiriques des chercheurs (Kriz & Rath, Solanki & Sabnis) offrent des outils de vérification complémentaires, particulièrement utiles pour les cas non couverts par les normes. La méthode Elliott & Jolly (2013), fondée sur le modèle bielles & tirants de l'Eurocode 2, enrichit l'analyse en intégrant explicitement la contribution de la force horizontale et la classification semi-rigide de la connexion corbeau-poteau dans les ossatures préfabriquées.

- Quel que soit le modèle utilisé, le rapport $av/d \leq 1,0$ doit être respecté pour rester dans le domaine de validité de la console courte.

III.5.3 Calcul de moment résistance pour poutre secondaire

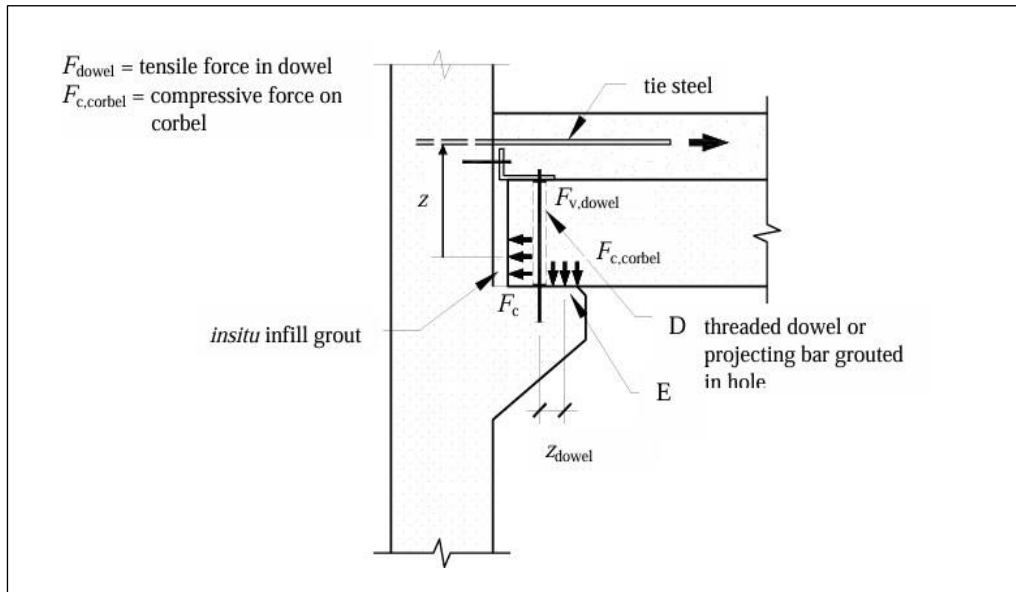


Figure III-22 : Mécanisme structural d'une connexion sur corbeau en béton armé.

$$f_{yd} = \frac{50}{1.15} = 434.78 \text{ MPA}$$

$$A_{S1} = 3T14 = 4.62 \text{ cm}^2 \rightarrow F_{S1} = 434.78 \times 4.62 = 200.97 \text{ KN}$$

$$A_{S2} = 1T14 = 1.54 \text{ cm}^2 \rightarrow F_{S2} = 434.78 \times 1.54 = 66.99 \text{ KN}$$

$$V = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{50}{250} = 0.8$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = \frac{50}{1.5} = 33.33$$

$$F_S = 0.85 \times V \times f_{cd} \times b \times x \rightarrow x = \frac{F_{S1}}{0.85 \times V \times f_{cd} \times b}$$

$$x = \frac{200.97 \times 10^{-3}}{0.85 \times 0.8 \times 33.33 \times 0.30} = 0.030 \text{ m}$$

Moment résistance M_{Rd} :

$$M_{Rd} = F_c \times Z (+F_{dowel} \times Z_{dowel})$$

$$Z = \frac{0.15}{2} + 0.50 - 0.030 = 0.545 \text{ m}$$

$$M_{Rd} = 200.97 \times 0.545 + (66.99 \times \frac{0.325}{4}) = 114.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} \times 25 = 2874.25 \text{ KN.m/rad}$$

Moment résistance pour vérification :

$$M_{Rd} = A_{S1} \times f_{yd} \times Z$$

$$M_{Rd} = 4.62 \times 10^{-4} \times 434.78 \times 10^3 \times 0.545 = 109.53 \text{ KN.m}$$

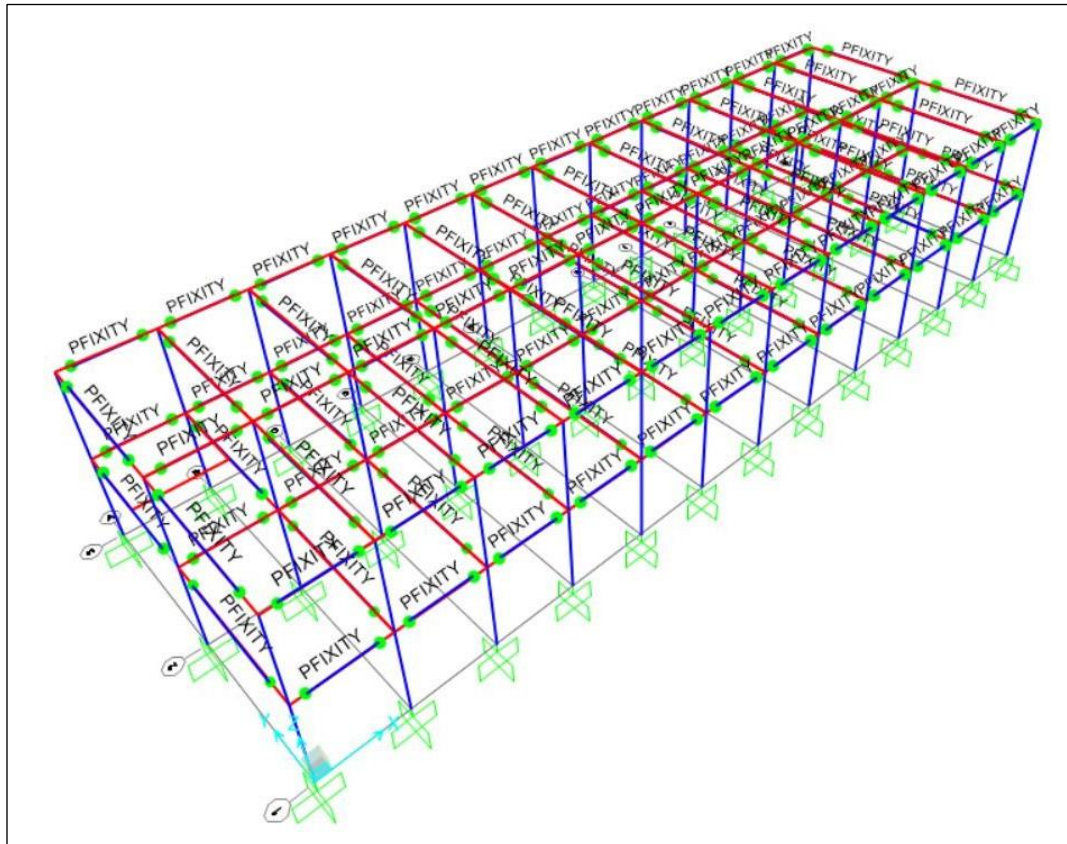


Figure III-23 : *Modélisation 3D du hangar préfabriqué sous SAP2000.*

III.5.4 Étapes de modélisation du moment résistant de la connexion dans SAP2000

Étape 1 : Sélection des poutres concernées (poutres principales ou secondaires).

Étape 2 : Accès à la commande Assign → Frame → Releases/Partial Fixity.

Étape 3 : Libération de la rotation associée au moment majeur (*Moment 33 (Major)*) aux extrémités de la poutre.

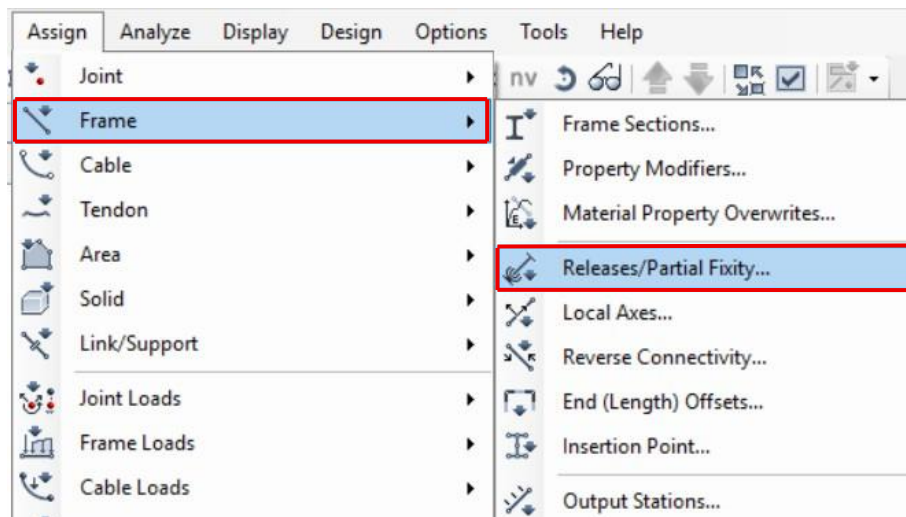


Figure III-24 : Interface SAP2000 illustrant le détail de l'étape 2.

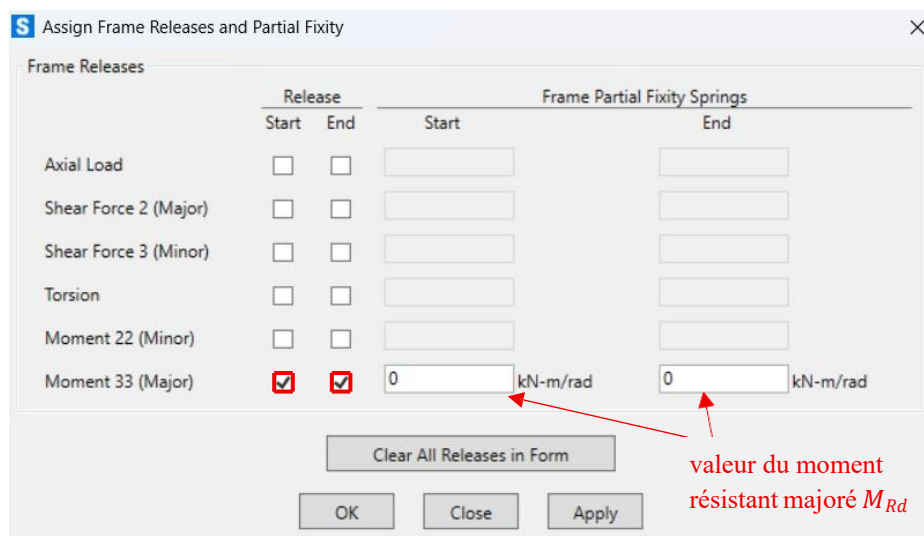


Figure III-25 : Interface SAP2000 illustrant le détail de l'étape 3.

III.5.5 Typologie des connexions dans les structures préfabriquées — Elliott & Jolly [36]

III.5.5.1 Connexions Articulées (Pinned Connections)

Principe fondamental : Les connexions articulées transmettent uniquement des forces de cisaillement (effort tranchant), que ce soit pour les charges gravitaires (dominantes) ou les forces de soulèvement. Elles ne transmettent aucun moment fléchissant.

Mise en œuvre :

- Dans sa forme la plus simple : appui direct entre éléments (bearing élément-to-élément)
- Pour améliorer la capacité portante et réduire l'éclatement localisé du béton (spalling) → on utilise des inserts métalliques : plaques d'ancrage ou profilés laminés noyés dans les éléments
- Protection des inserts métalliques : coulis cimentaire (grout) pour la résistance au feu et la durabilité

III.5.5.2 Connexions Résistantes aux Moments

A) Connexions Rigides à Pleine Résistance

Caractéristiques :

- Simulent le comportement monolithique des structures coulées en place
- Applicables principalement aux fondations et aux nœuds poutre-poteau
- Les connexions coulées en place ne sont pas parfaitement rigides : rigidité flexionnelle réelle ≈ 70 à 90 kNm/mrad

Mise en contexte numérique : Pour une poutre de $6,0 \text{ m} \times 600 \times 300 \text{ mm}$ (4H25), avec $E = 30 \text{ kN/mm}^2$:

$$K = 3EI/L = 36 \text{ kNm/mrad}$$

→ La connexion a deux fois la rigidité de la poutre fissurée, ce qui montre que la flexibilité vient surtout du poteau.

Seuil de rentabilité de la connexion :

- Moment de résistance minimum requis : 50 à 75 kNm
- En dessous de ce seuil → il vaut mieux concevoir la connexion comme articulée

Géométrie de la connexion :

- Bras de levier entre forces de compression et traction : 150 à 250 mm
- Couple généré : $\approx 300 \text{ kN}$
- Surface de béton nécessaire : $\approx 20\,000 \text{ mm}^2$ (béton $\geq \text{C32/40}$)
- Armatures : 2 à 3 barres HA de 16 à 20 mm (acier grade 500)

Règles constructives importantes :

- Si soudure utilisée → prévoir des tolérances généreuses de positionnement
- Éviter les soudures en position difficile (underhand welding)
- Toujours inspecter les soudures après exécution
- Concevoir pour une rupture ductile — éviter les détails fragiles : courtes longueurs de soudure, plaques dans des sections minces, friction de cisaillement seule

Pratique internationale (USA, Japon, Nouvelle-Zélande) :

- Connexions rigides placées en périphérie du cadre (ring frames) → grandes poutres profondes
- Connexions intérieures → articulées avec poutres plates légères

Exemple de Hasan (connexion praticable sans pièces spéciales) :

- Discontinue en phase chantier
- Rendue continue par coulage de barres supplémentaires (ex : 2H20) dans une saignée de 100 mm en tête de poutre

- Continuité du poteau : barres longitudinales (4H20) du poteau inférieur introduites dans des gaines en acier galvanisé dans le poteau supérieur
- Résultats des essais T1 à T3 :
 - T1 & T2 : $S = 38 \text{ kNm/mrad}$
 - T3 (avec barres supérieures + cadres U supplémentaires) : $S = 83,3 \text{ kNm/mrad}$
 - Rapport moment de rupture / moment ultime prédit : 1,01 à 1,37 ✓
 - Mode de rupture : sous-armé → ductile ✓

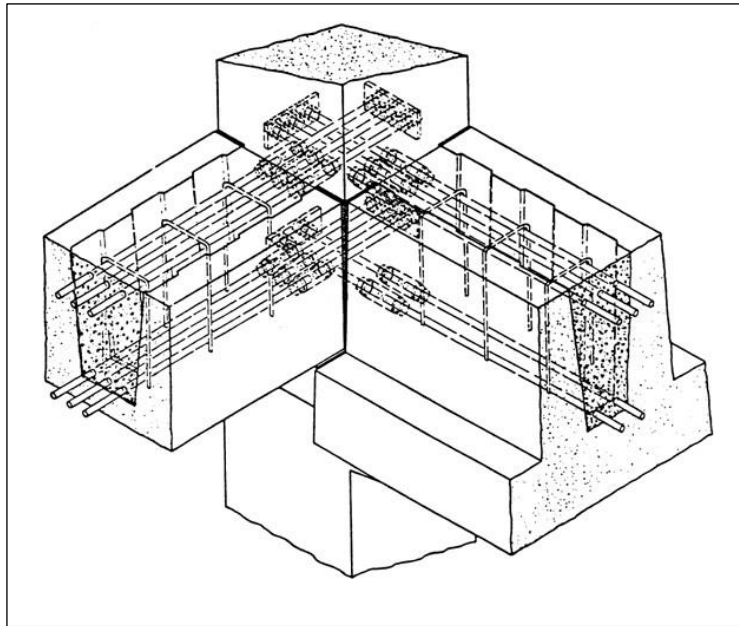


Figure III-26 : *Assemblages résistants aux moments selon John F. Stanton[36].*

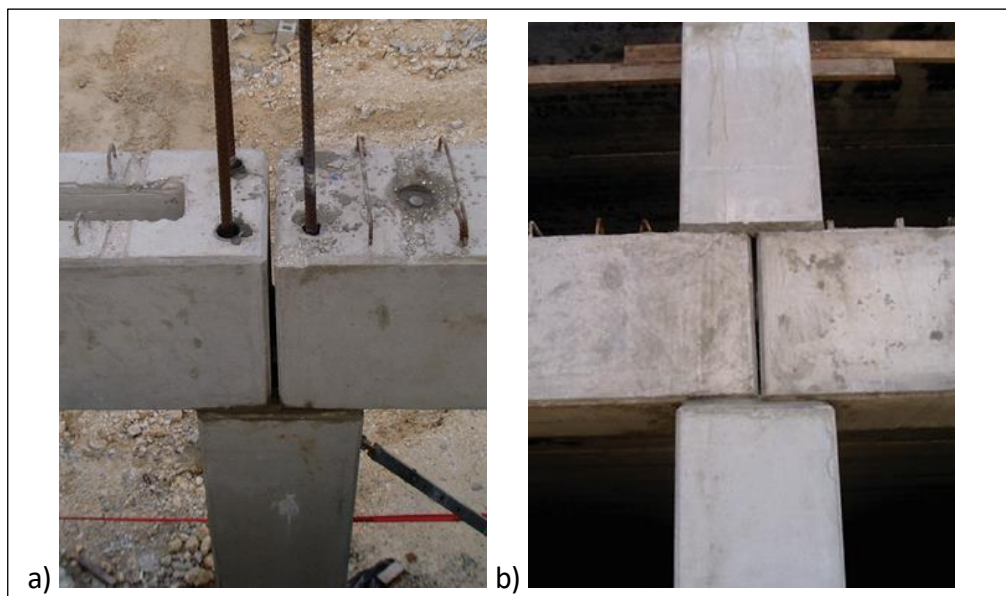


Figure III-27 : (a) *Assemblage articulé discontinu poutre-poteau ; (b) vue rapprochée de détail[36].*

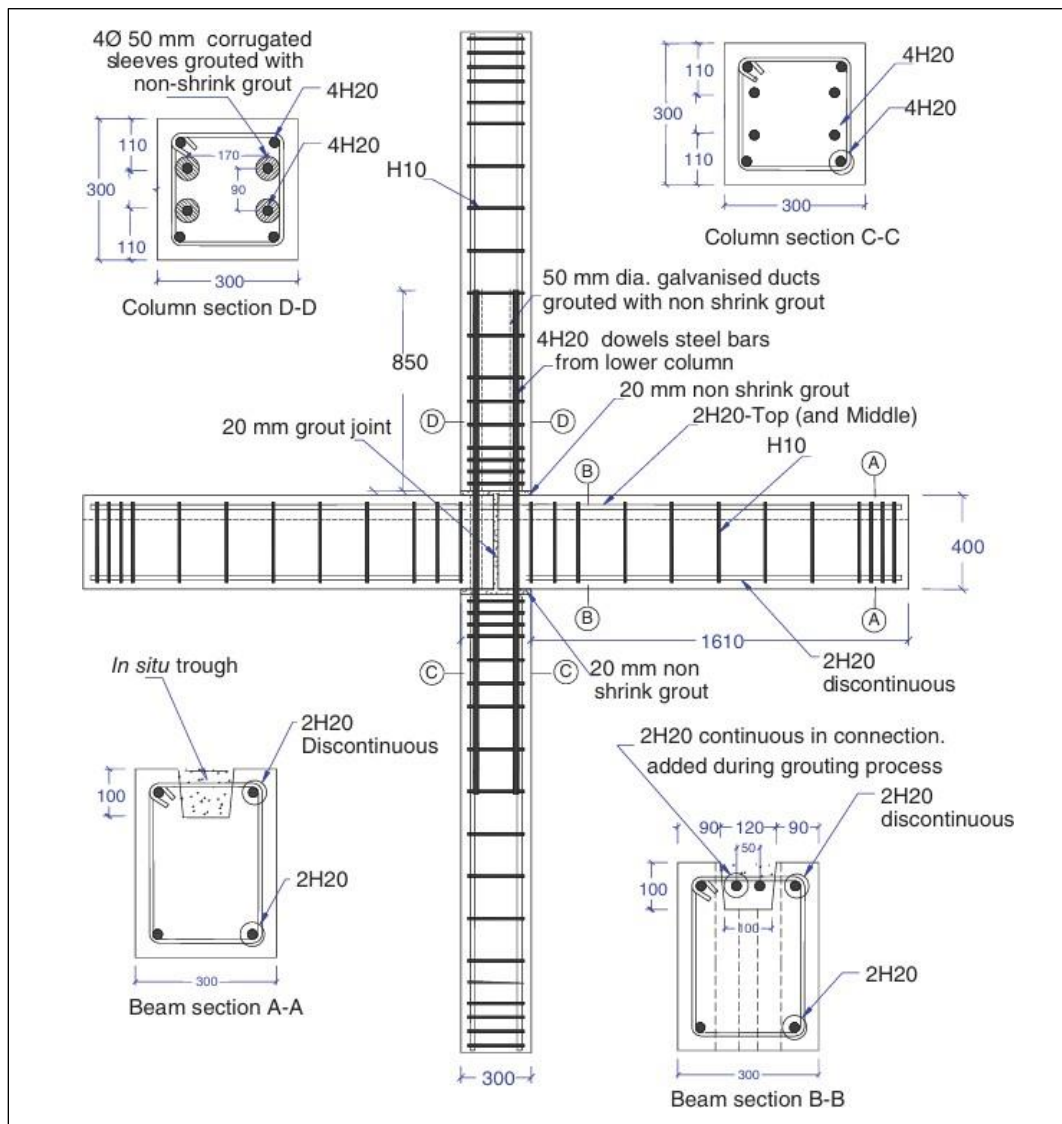


Figure III-28 : Conception d'une connexion poutre-poteau en béton préfabriqué avec éléments de poutre et de poteau discontinus [36].

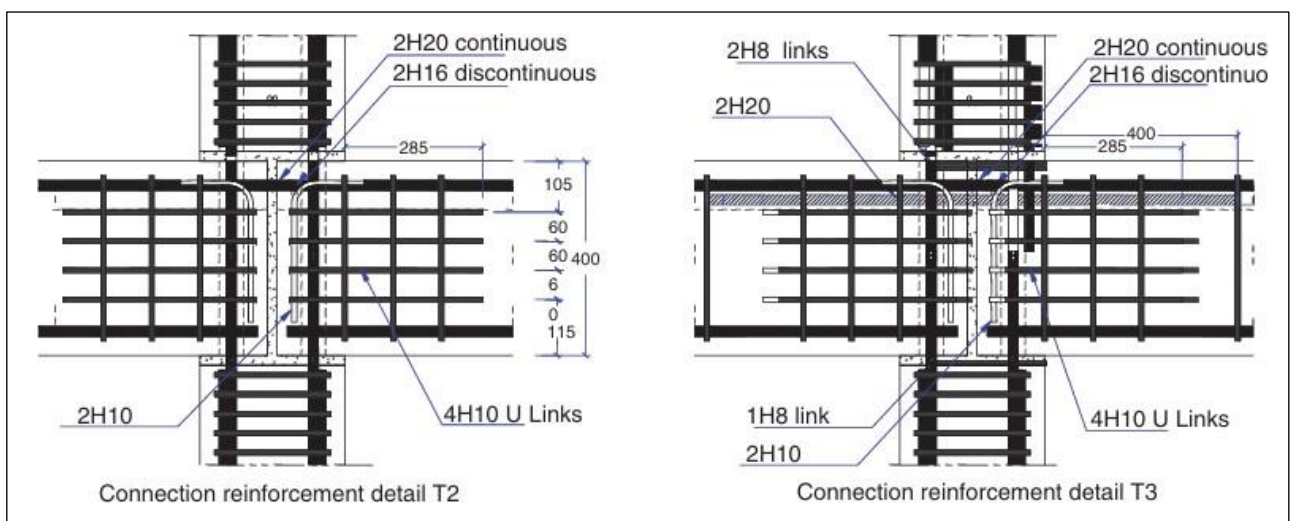


Figure III-29 : Détails importants du ferrailage aux extrémités des poutres nécessaires pour assurer un comportement satisfaisant de l'assemblage poutre-poteau [36].

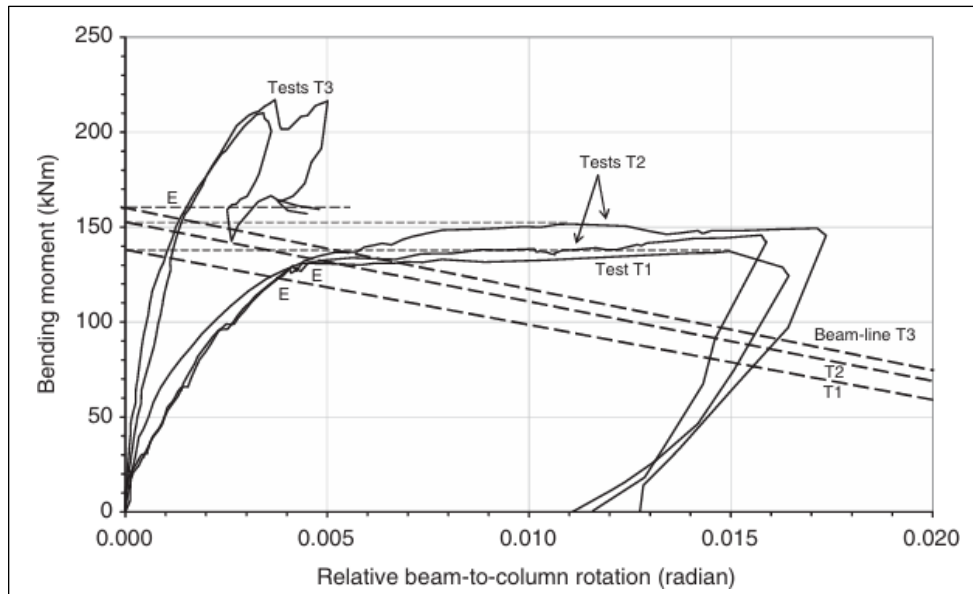


Figure III-30 : Données moment–rotation des connexions poutre–poteau cruciformes en béton préfabriqué [36].

Tableau III-32 : Résultats des essais sur les connexions poutre–poteau cruciformes en béton préfabriqué [36].

Test ref	Predicted ultimate moment kNm	Test failure moment kNm	Ratio test/ predicted	Secant rotational stiffness at E kNm/mrad	Precast concrete cube strength* N/mm ²	Infill mortar cube strength* N/mm ²
T1	121.3	137.3	1.13	32.4	63.0	65.7
T2	151.1	151.6	1.01	29.4	76.0	55.2
T3	157.8	159.4	1.01	113.6	82.8	59.7

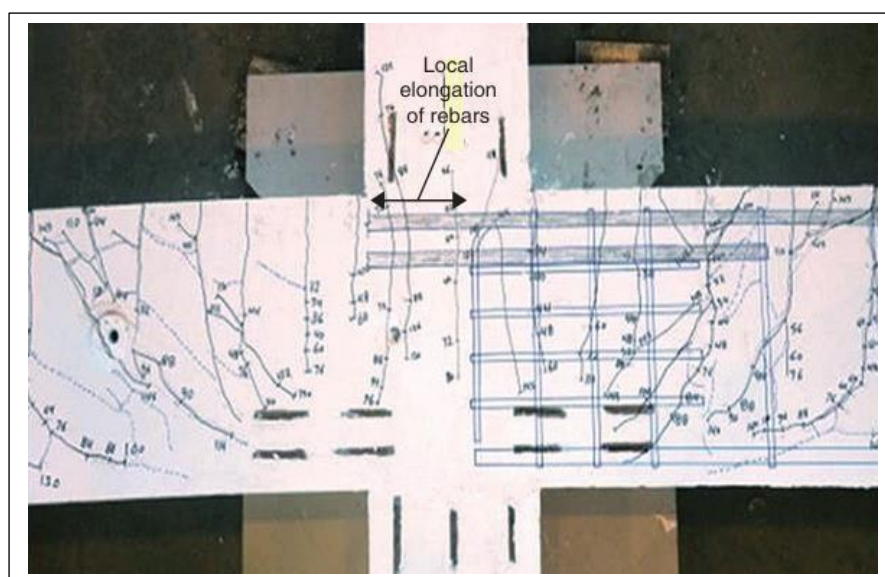


Figure III-31 : Fissuration en flexion dans les connexions poutre–poteau cruciformes en béton préfabriqué [36].

Facteur de Fixité γ (Monforton)

Paramètre adimensionnel reliant la rigidité de la connexion S à la rigidité de la poutre $3EI/L$:

$$\gamma = \left(1 + \frac{3EI}{SL}\right)^{-1} \quad (\text{III.274})$$

Tableau III-33 : Classification du comportement des connexions en fonction du coefficient de rigidité γ .

Valeur de γ	Comportement
$\gamma = 0$	Connexion parfaitement articulée
$\gamma = 1$	Connexion parfaitement rigide

Exemples numériques :

- T3 : $S = 29,4 \text{ kNm/mrad}$; $3EI/L = 5,9 \rightarrow \gamma = 0,83$
- T2 : $S = 113,6 \text{ kNm/mrad}$; $3EI/L = 8,5 \rightarrow \gamma = 0,93$

B) Connexions Semi-Rigides à Résistance Partielle

Concept clé : Le spectre de comportement des connexions préfabriquées est le plus large de toutes les formes de construction.

Évolution en deux phases :

Tableau III-34 : Évolution du comportement des connexions semi-rigides au cours des phases de construction et d'exploitation.

Phase	Comportement
Construction	Connexion articulée (posée sur corbeau ou tête de poteau)
Après complétion	Connexion semi-rigide grâce aux hourdis + béton coulé en place

Exigences après complétion :

- Résister aux charges mortes et vives imposées
- Dans les cadres non-contreventés : résister aux inversions de charges dues au vent
- Pas de fissuration flexionnelle en tête de poutre dans la zone de connexion
- Pas de décollement des armatures aux interfaces préfabriquées
- Continuité en moment négatif pour contrer : fluage, retrait, relaxation, variations thermiques



Figure III-32 : *Les barres de liaison coulées en place, à la fois dans le plan (parallèlement aux poutres) et hors du plan, génèrent un comportement semi-rigide avec une résistance à pleine capacité dans un portique de 10 étages[36].*



Figure III-33 : *Connecteurs semi-rigides et à pleine résistance dans des portiques préfabriqués de moyenne hauteur (avec l'aimable autorisation de T&A Prefabricados) [36].*

Propriétés caractéristiques d'une connexion semi-rigide :

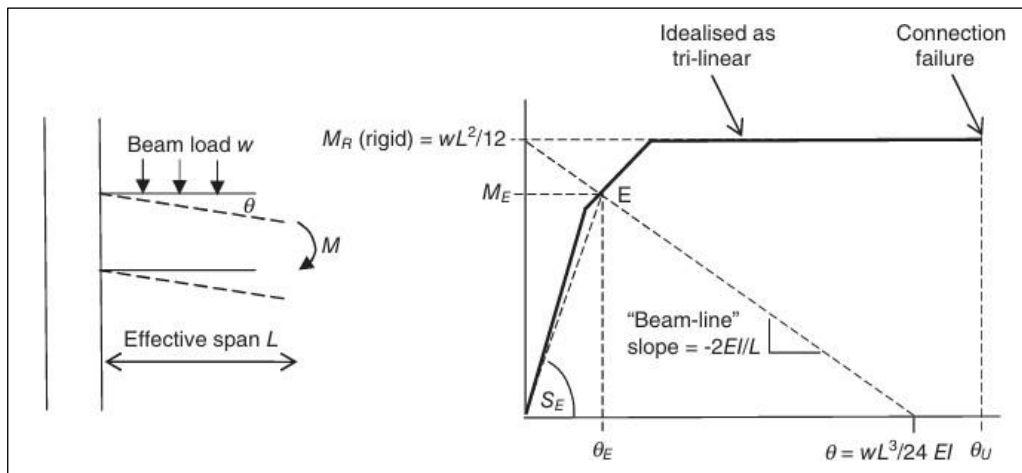


Figure III-34 : Définition des paramètres moment-rotation pour les assemblages[36].

1. M_{Rd} → Résistance flexionnelle ultime
2. S → Rigidité rotationnelle
3. θ_u → Capacité de rotation ductile ultime

Comportement M- θ :

- Linéaire jusqu'à $\approx 0,3 M_{Rd}$
- Puis parabolique jusqu'à la rupture

La Poutre Droite — Concept Fondamental

La poutre droite représente la relation M- θ d'une poutre sous charge uniforme w :

Tableau III-35 : Paramètres M- θ selon les conditions d'appui.

Condition	Moment	Rotation
Encastrement parfait	$M = wL^2/12$	$\theta = 0$
Articulée	$M = 0$	$\theta = wL^3/24EI$

Pente de la poutre droite = $-2EI/L$

Point E (intersection poutre droite / courbe M- θ de la connexion) :

- Définit simultanément le moment d'about et la rotation réels
- La rigidité rotationnelle S_E est lue à ce point
- Si la connexion se rompt avant d'atteindre la poutre droite → classée articulée

Plages de Rigidité (Semi-Rigide Design)

Selon BS EN 1993 (norme acier, référence pour béton préfabriqué) :

Tableau III-36 : Limites de rigidité pour le dimensionnement semi-rigide (BS EN 1993).

Type de cadre	Plage semi-rigide
Contreventé	$0,5 EI/L \leq S \leq 8 EI/L$
Non-contreventé	$0,5 EI/L \leq S \leq 25 EI/L$

Résultats expérimentaux sur connexions préfabriquées :

- *Généralement* : $4,5 EI/L \leq S \leq 12,8 EI/L$
- *Essais spécifiques* : $6,4 EI/L \leq S \leq 40 EI/L \rightarrow$ clairement dans la plage semi-rigide

Procédure de Calcul Semi-Rigide (Étapes)

(i) Déterminer M_E et S_E (expérimental, numérique ou analytique)

(ii) Appliquer les coefficients partiels de sécurité sur M_E

(iii) Calculer le facteur de fixité :

$$\gamma = \left(1 + \frac{3EI}{S_E L}\right)^{-1} \quad (\text{III.275})$$

(iv) Rétro-calculer la charge distribuée maximale w :

$$M_E = \frac{WL^2}{12} \left(\frac{3\gamma}{2 + \gamma}\right) \quad (\text{III.276})$$

(v) Calculer le moment en travée :

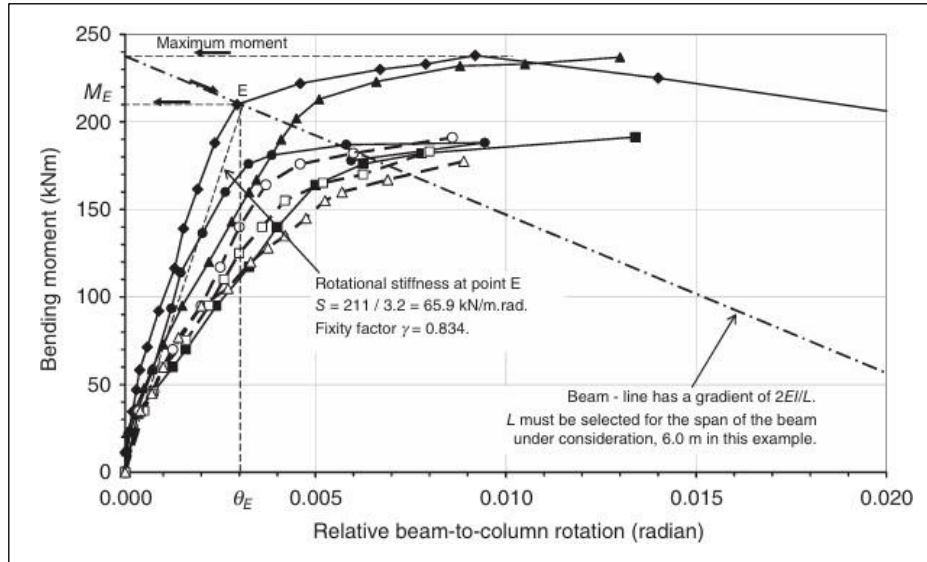


Figure III-35 : Courbes moment–rotation des assemblages à double poutre sur poteau continu utilisant une billette en acier et une plaque soudée [36].

$$M_{span} = \frac{wL^2}{12} \left(\frac{3 - 1.5\gamma}{2 + \gamma}\right) \quad (\text{III.277})$$

(vi) Calculer la rotation d'about et les flèches dues à la rotation de connexion :

$$\theta_E = \frac{wL^3}{24EI} \left(1 - \frac{3\gamma}{2 + \gamma}\right) \quad (\text{III.278})$$

- **Application numérique** : Pour $E = 37 \times 10^6 \text{ KN/m}^2$; $PS = 0.3 \times 0.5 \text{ m}^2$; $Pot = 0.4 \times 0.7 \text{ m}^2$

$$G = 6.5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow W_G = 6.5 \times (6 - 0.4) = 36.4 \text{ KN/m}$$

$$Q = 7.5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow W_Q = 7.5 \times (6 - 0.4) = 42 \text{ KN/m}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.3 \times 0.5^3}{12} = 3.125 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$EI = 37 \times 10^6 \times 3.125 \times 10^3 = 115625 \text{ KN.m}^2$$

$$W_{ELU} = 1.35W_G + 1.5W_Q = 1.35 \times 36.4 + 1.5 \times 42 = 112.14 \text{ KN/m}$$

$$4,5 \frac{EI}{L} \leq S \leq 12,8 \frac{EI}{L} \rightarrow 4,5 \times \frac{115625}{6} \leq S \leq 12,8 \times \frac{115625}{6}$$

$$86\,719 \leq S \leq 246\,667 \text{ kN.m/rad} \rightarrow \text{on prend } S = 146\,300 \text{ kN.m/rad}$$

$$\gamma = \left(1 + \frac{3 \times 115625}{146\,300 \times 6}\right)^{-1} = 0,717 \rightarrow \text{Zone IV} \checkmark$$

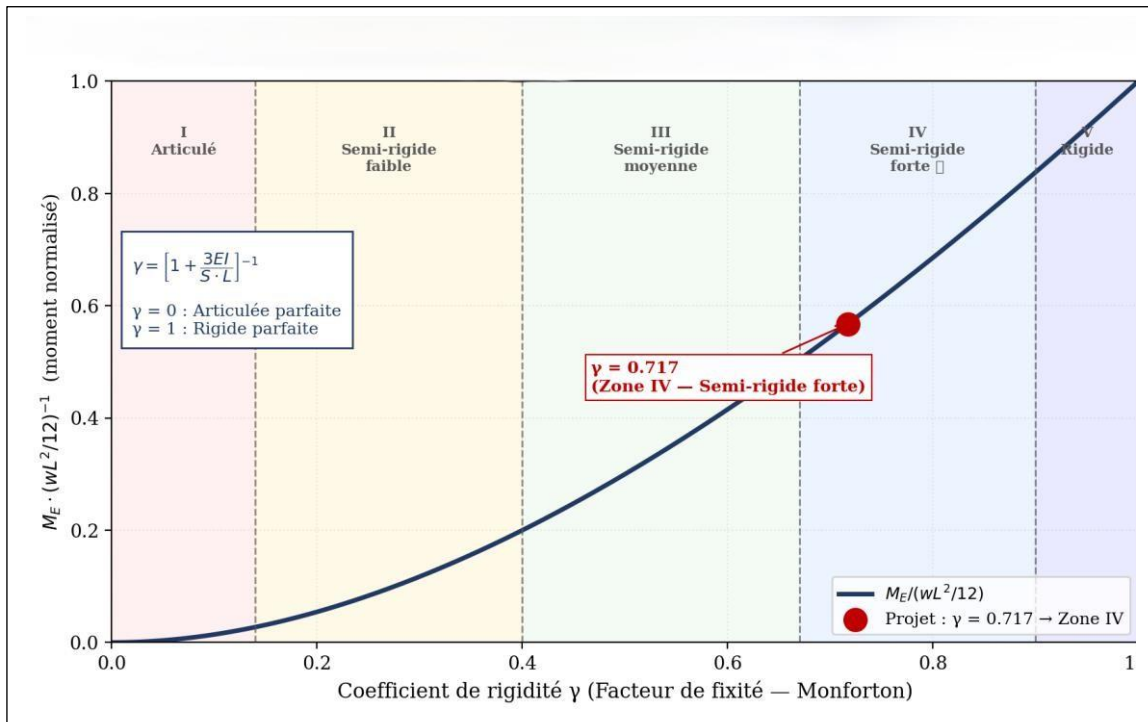


Figure III-36 : Classification du Comportement des Connexions - Système à 5 Zones
(Elliott & Jolly 2013, §7.7.2 – Classification de Ferreira).

$$M_E = \frac{112.14 \times 6^2}{12} \left(\frac{3 \times 0,717}{2 + 0,717} \right) = 266,4 \text{ KN.m}$$

$$M_{span} = \frac{112.14 \times 6^2}{12} \left(\frac{3 - 1.5 \times 0,717}{2 + 0,717} \right) = 238,2 \text{ KN.m}$$

$$\theta_E = \frac{112.14 \times 6^3 \times 10^3}{24 \times 115625} \left(1 - \frac{3 \times 0,717}{2 + 0,717} \right) = 1.82 \text{ m.rad} = 0.00182 \text{ rad}$$

• **Calcul de rigidité :**

$$E = \frac{M_E}{\theta_E} = \frac{266,4}{1.82} = 146.37 \text{ KN/m.rad}$$

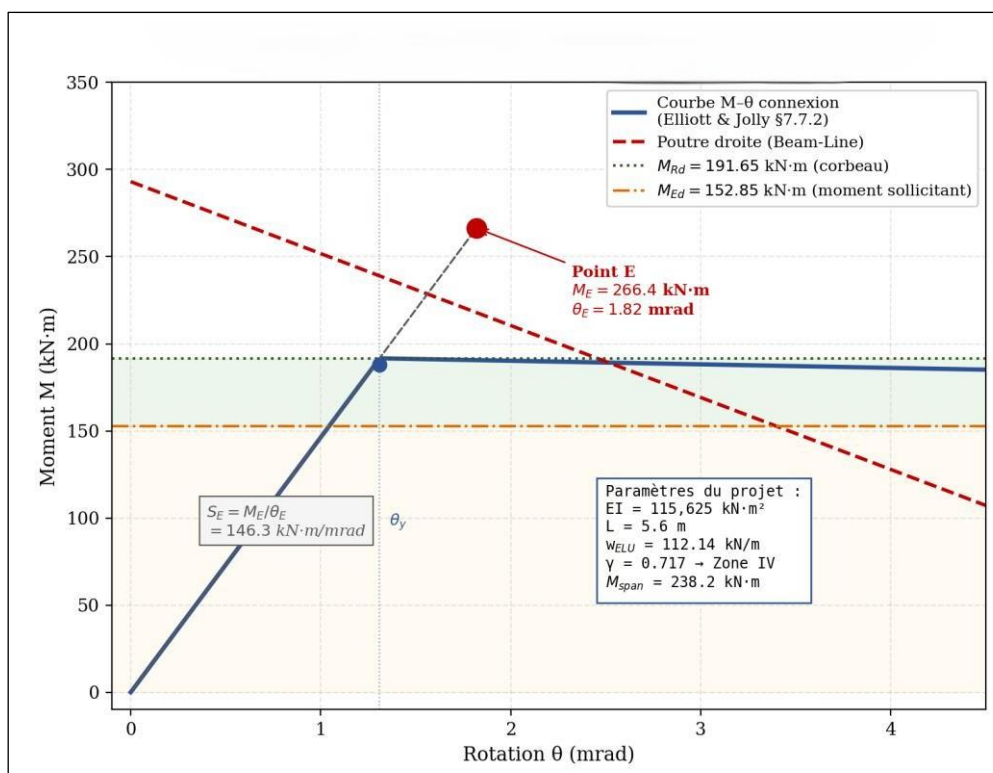


Figure III-37 : Courbe Moment-Rotation et Méthode de la Poutre Droite
(Elliott & Jolly 2013, §7.7.2 – Connexion Semi-Rigide).

Classification de Ferreira — 5 Zones

Deux points de démarcation clés :

- $\gamma = 0,4 \rightarrow$ au-delà, la connexion apporte $> 50\%$ de la rigidité totale
- $\gamma = 0,67 \rightarrow$ au-delà, $M_E > M_{span}$ (connexion domine)

Tableau III-37 : Zones de comportement des connexions selon le coefficient γ .

Zone	γ	Comportement	Remarques
I	$\leq 0,14$	Articulée	Pas de comportement semi-rigide ; exiger capaciter de rotation suffisante
II	$0,14 - 0,40$	Semi-rigide faible	N'agit pas comme résistante aux moments ; mais améliore significativement la rigidité latérale des cadres hauts
III	$0,40 - 0,67$	Semi-rigide moyenne	Résistante aux moments mais sans semi-continuité ; rotule plastique en about de poutre
IV	$0,67 - 0,90$	Semi-rigide forte	Pleinement connectée + semi-continuité ; pas d'analyse semi-rigide nécessaire si $\gamma > 0,75$ (cadres contreventés selon EN 1993)
V	$> 0,90$	Rigide	Pas de comportement semi-rigide à considérer ; vérifier quand même la ductilité

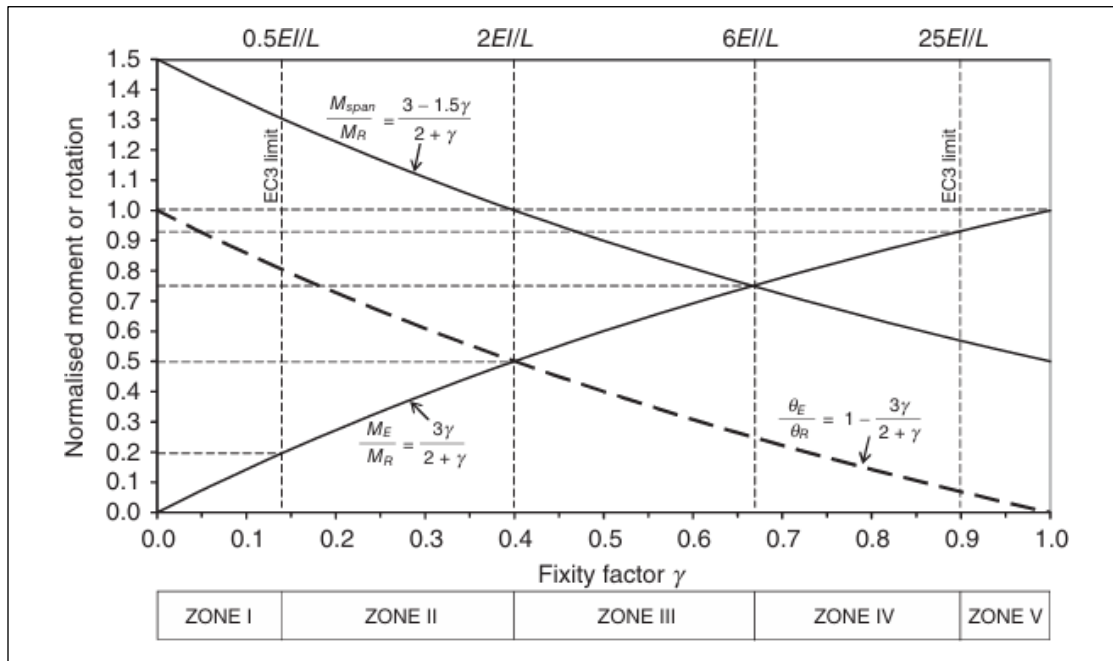


Figure III-38 : *Système de classification des assemblages poutre-poteau articulés, semi-rigides et entièrement rigides. Le texte précise les vérifications à effectuer pour chaque catégorie [36].*

C) Résistance Flexionnelle et Rigidité des Connexions : Dérivations Théoriques

1. Résistance Flexionnelle Ultime (M_{Rd})

Principe de base :

La résistance flexionnelle se calcule selon les mêmes principes que pour une section en béton armé classique, avec la particularité que le coulis de remplissage (grout/mortier) atteint généralement la même résistance que le préfabriqué, soit $\approx C40/50$ (résistance précoce ≈ 30 N/mm² après 1-2 jours sur chantier).

Condition pour atteindre la plasticité des armatures :

Les barres de continuité doivent être :

- Pleinement ancrées
- Entourées de cadres ou d'autres armatures traversant le plan de flexion

→ Si ces conditions sont remplies, l'acier atteint sa limite d'élasticité (yield strength)

Formules de Calcul :

Force dans les armatures tendues :

$$F_s = 0,87 \cdot f_{yk} \cdot A_s \quad (\text{III.279})$$

Force dans le béton comprimé :

$$F_c = 0,567 f_{ck} b 0,8X \quad (\text{EN 1992}) \quad (\text{III.280})$$

$$F_c = 0,45 f_{cu} b 0,9X \quad (\text{BS 8110}) \quad (\text{III.281})$$

Bras de levier z :

$$z = 2.5d - \frac{4.80 f_y A_s}{f_{ck} b} \quad (\text{EN}) \quad (\text{III.282})$$

$$z = 2.22d - \frac{4.77 f_y A_s}{f_{cu} b} \quad (\text{BS 8110}) \quad (\text{III.283})$$

Ferreira a mesuré expérimentalement : $z = 0.85d$ à $0.95d$

Moment de résistance ultime :

$$M_{Rd} = 0.87 f_{yk} A_s z \quad (\text{III.284})$$

Limite de ductilité (EN 1992-1-1, clause 5.6.3) :

$$\frac{x}{d} \leq 0.45 \quad (\text{III.285})$$

→ Cette limite s'applique sur une longueur de $0,6 \times$ hauteur de section de chaque côté de la connexion, et permet automatiquement une redistribution des moments de 15% si la ductilité est prouvée.

2. Rotation Relative Totale θ_E

La rotation relative totale en about de poutre résulte de deux mécanismes distincts :

$\theta_E = \theta_1$ (ouverture d'interface) + θ_2 (courbure en rotule plastique)

Mécanisme 1 — Ouverture à l'Interface (Joint Opening)

Origine : Allongement des barres de continuité supérieures au niveau du joint poutre-poteau.

Déformation à l'interface :

$$\delta = l_e \cdot \frac{f_y}{E_s} \quad (\text{III.286})$$

Où l_e = longueur d'encastrement effective = la plus petite valeur entre :

- La longueur sur laquelle la distribution des contraintes est uniforme
- La longueur disponible géométriquement

Si la barre est sollicitée des deux côtés du joint → $l_e \text{ max} = \text{demi-profondeur du poteau}$

Rotation due à l'ouverture d'interface :

$$\theta_c = \frac{f_y l_e}{E_s d} \quad (\text{III.287})$$

Où d = hauteur utile jusqu'aux barres supérieures (poutre seule ou poutre + dalle composite)

Mécanisme 2 — Déformation en Rotule Plastique (Beam End Curvature)

Origine : Courbure de la poutre dans la zone où la contrainte dans les barres supérieures est constante (zone de fissuration concentrée).

Longueur de rotule plastique l_p :

- Pour poutres en béton armé classique : $l_p = h_{\text{poutre}}$
- Pour connexions préfabriquées : l_p dépend de :
 - Le chemin de transfert des forces depuis le centre de rotation

- Le type d'appui : corbeau, insert billet, cornière (cleat)
- Le mode de transfert : plaque métallique enrobée ou barres en suspension

Rotation due à la courbure en rotule plastique :

$$\theta_c = \left(\frac{1}{r} \right)_{cr} l_p = \frac{M_R l_p}{E_c I_{cr}} \quad (\text{III.288})$$

Où $(1/r)_{cr}$ est la courbure de la section fissurée en flexion.

3. Moment de Conception à l'État Limite Ultime

Intersection avec la poutre droite

Le moment requis M_{ER} s'obtient à l'intersection de la courbe $S = MR/\theta$ avec la poutre droite:

$$\frac{M_{ER}}{M_R} = \left(1 + \frac{2E_c I_{cr}}{L} \cdot \frac{\theta_E}{M_R} \right)^{-1} \quad (\text{III.289})$$

Formule développée

En substituant $M_R = f_y A_s z$ et $\theta_E = \theta_1 + \theta_2$:

$$\frac{M_{ER}}{M_R} = \frac{M_{Ed}}{M_d} = \left(1 + \left(\frac{2E_c I_{cr}}{L} \right) \left(\frac{\phi_c}{M_R} \right) \right)^{-1} \quad (\text{III.290})$$

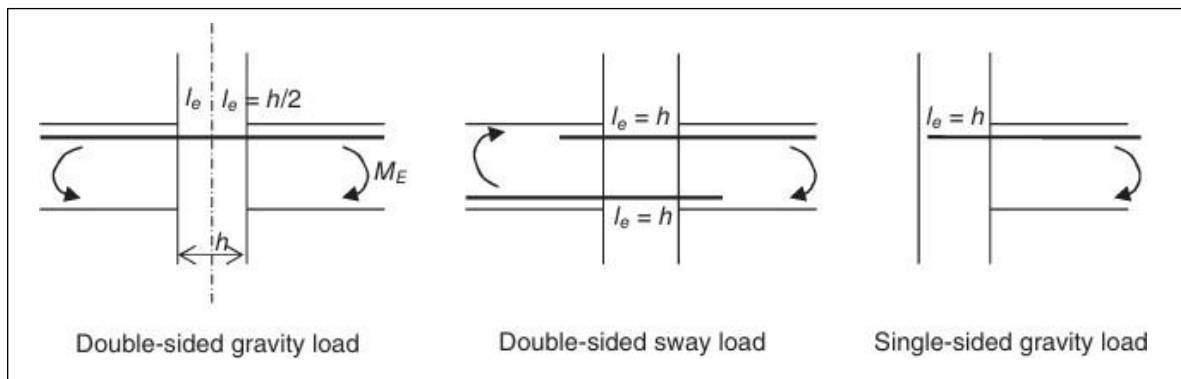


Figure III-39 : Longueur d'ancrage des armatures à travers les poteaux [36].

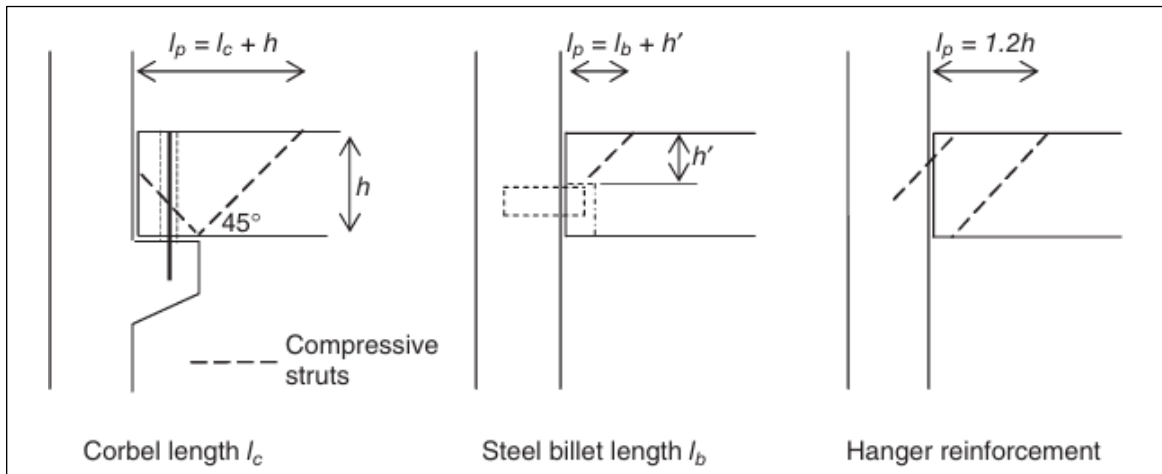


Figure III-40 : Longueurs de rotule plastique pour différents types d'assemblages préfabriqués [36].

III.5.6 Vérification Expérimentale des Connexions Semi-Rigides — FIB[34]

III.5.6.1 Contexte des Essais

Tableau III-38 : Configuration des sous-assemblages testés (grandeur réelle).

Élément	Caractéristiques
Type d'essai	Sous-assemblages en plan (in-plane sub-assemblages)
Connecteurs	Plaque soudée (welded plate) + insert billet métallique (steel billet)
Poutres préfabriquées	300 × 300 mm
Poteaux préfabriqués	300 × 300 mm
Dalle	Creux (hollow core) — 200 mm d'épaisseur
Armatures de liaison	2 barres T25 mm (tie bars)
Référence	Elliott et al. (1998) — Figure 9-23

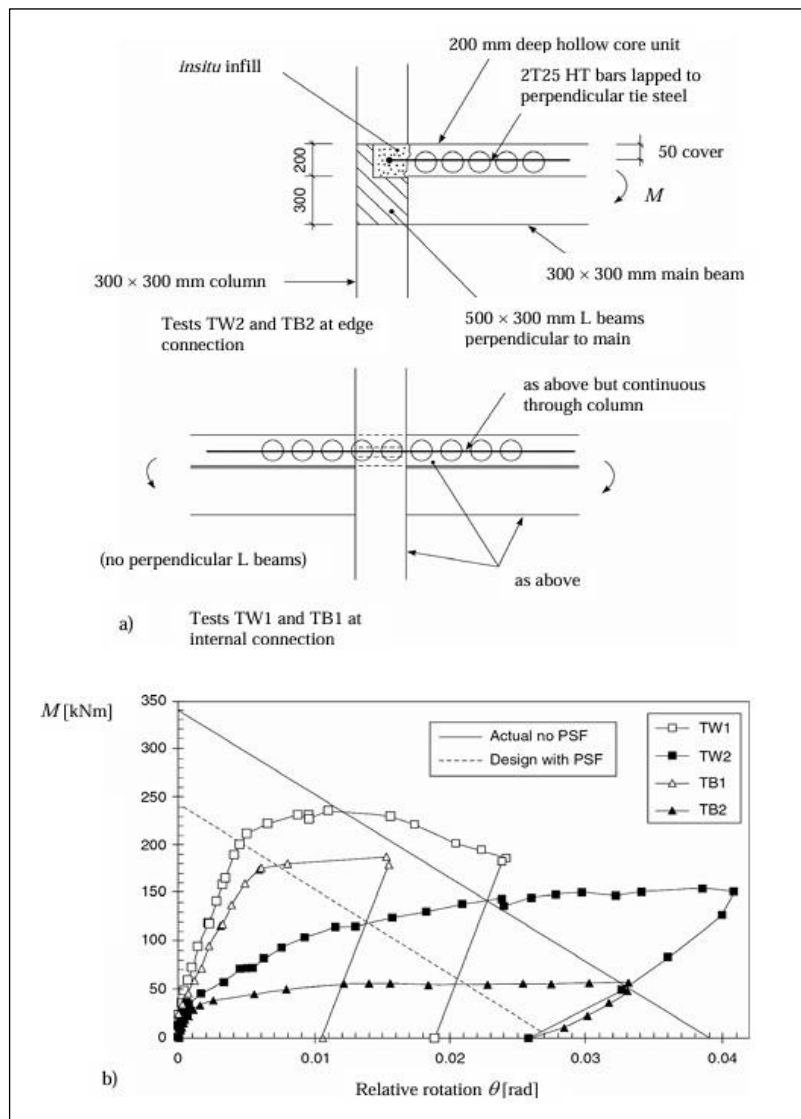


Figure III-41 : Essais des connexions poutre-poteau réalisés à l'University of Nottingham [Kim S. Elliott et al. (1998)], a) dispositif général d'essai, b) résultats du moment–rotation [34].

III.5.6.2 Types de Connexions Testées

Deux catégories distinctes selon la position des armatures de continuité :

Tableau III-39 : Classification des assemblages poutre-poteau testés selon la position des armatures de continuité.

Code	Type	Description
TW1 & TB1	Connexion interne	Armatures de continuité pleinement ancrées dans le poteau
TW2 & TB2	Connexion externe	Armatures de continuité non ancrées dans le poteau

W = Welded plate (plaque soudée) / B = Billet (insert métallique)

Moment de résistance à la conception (incluant cisaillement des goujons Ø16 mm HT) :

$$M_{design} = 240 \text{ kNm}$$

III.5.6.3 Méthode de la Beam-Line — Application

Représentation graphique (Figure 9-23b)

La courbe moment-rotation M-θ est tracée avec deux variantes :

Tableau III-40 : Représentation des variantes de tracé de la courbe moment-rotation dans la méthode de la Beam-Line.

Courbe	Description
Trait plein	Sans coefficients partiels de sécurité (PSF) sur les matériaux
Trait pointillé	Avec PSF appliqués

Point d'intersection avec la beam-line : → Définit simultanément le moment d'about réel et la rotation réelle de la connexion en service

Résultats aux points d'intersection

Tableau III-41 : Moments de résistance obtenus aux points d'intersection de la méthode Beam-Line selon le type de connexion.

Type de connexion	Moment hogging (avec PSF)
Connexions internes (TW1, TB1)	≈ 200 kNm
Connexions externes (TW2, TB2)	jusqu'à 120 kNm

Écart significatif entre connexions internes et externes → l'ancrage des barres dans le poteau est déterminant pour la résistance

III.5.6.4 Rigidité de Connexion — Données Expérimentales

Pour utiliser la méthode de la beam-line, la rigidité flexionnelle EI/L de la poutre doit être connue.

Résultat clé issu des essais : la rigidité rotationnelle des connexions semi-rigides peut varier :

$$S_{connexion} = (25 \text{ à } 40 \text{ kNm/rad})$$

C'est une borne inférieure conservatrice (lower bound) des données expérimentales. Dans notre étude, la valeur conservatrice de 25 kN.m/rad a été adoptée pour la modélisation des assemblages.

Utilisation pratique : Cette rigidité de connexion permet de calculer directement les rotations d'about dues aux moments hogging (moments négatifs en about de poutre).

III.5.6.5 Essai Complémentaire — Corbeau en Béton (de Chefdebien, 1998)

Configuration :

Tableau III-42 : Configuration et composants de l'essai sur corbeau en béton.

Élément	Caractéristiques
Poutre préfabriquée	400 mm de hauteur × 300 mm de largeur
Béton in situ	100 mm d'épaisseur (armé)
Type	Connexion interne
Référence	de Chefdebien (1998)

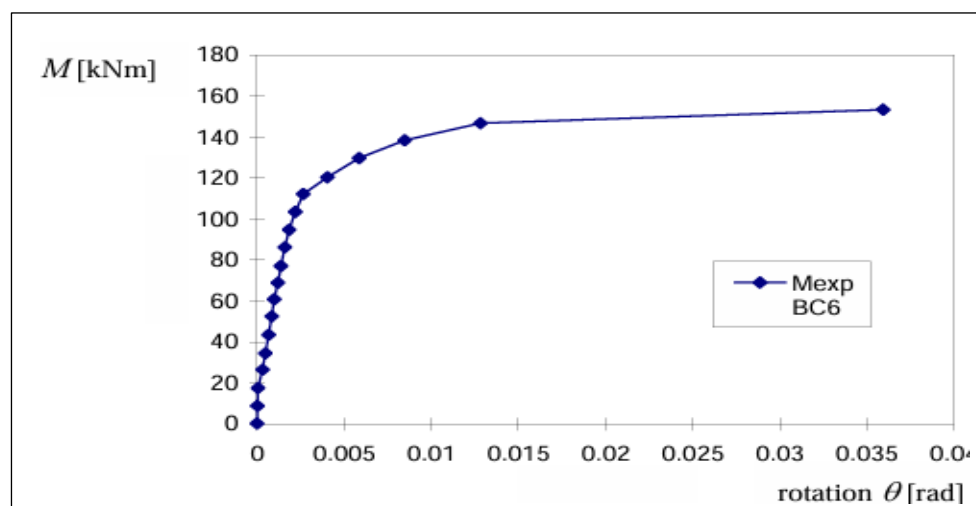


Figure III-42 : Résultats moment–rotation issus des essais sur les connexions poutre–poteau à corbeau, [Alain de Chefdebien, 1998][34].

Système de continuité :

La continuité est assurée par deux systèmes couplés :

① **Barres de liaison (tie bars) :**

- 2 barres T16 mm
- Vissées dans des inserts noyés dans le poteau (screwed into inserts cast into the column)

② **Barres haute résistance (dowels) :**

- 2 barres filetées Ø24 mm haute résistance
- Connexion face à face (linked face to face)
- Placées dans le béton in situ

Résultat : $M_{Rd} = 96 \text{ kNm}$

- incluant la résistance en traction des goujons/dowels .

III.6 La précontrainte d'une poutre principale en I (1100/390)

III.6.1 Les caractéristiques de la poutre

Section $A = 244 \times 10^3 \text{ mm}^2 = 0.244 \text{ m}^2$

Moment d'inertie $I_G = 33889 \times 10^6 \text{ mm}^4 = 0.033889 \text{ m}^4$

Moment d'inertie corrigé de la section $I_{GN} = 0.9 \times I_G = 0.0305001 \text{ m}^4$

Module de résistance inférieur de la section $W_{inf} = 60.34 \times 10^6 \text{ mm}^3 = 0.06034 \text{ m}^3$

Poids propre de la poutre $P_p = 6.11 \text{ kN/m}$

Moment résistant $M_{Rd} = 2315 \text{ kN.m}$

Résistance de compression $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$

Coefficient géométrique $\rho = I_{GN} / (V \times V' \times A) = 0.42 = 42\%$

- V : Distance entre le centre de gravité et la fibre inférieure
- V' : Distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure
- C : La distance caractéristique liée à la fibre inférieure
- C' : La distance caractéristique liée à la fibre supérieure
- d' : La distance minimale de sécurité entre le câble et le bord du béton

III.6.2 Charge totale de calcul

III.6.2.1 Données

F_{peg} : Contrainte limite conventionnelle d'élasticité = 1660 Mpa

F_{prg} : Contrainte maximale de rupture garantie = 1860 Mpa

III.6.2.2 Moment total

Le moment fléchissant dû aux charges permanentes majorées à l'ELU :

$$M_g = \frac{q l^2}{8} = \frac{1.35(6.5 \times 6 + 6.11) 12^2}{8} = 1.096 \text{ MN.m}$$

Le moment dû aux charges d'exploitations majorées à l'ELU :

$$M_q = \frac{1.5(7.5 \times 6) 12^2}{8} = 1.215 \text{ MN.m}$$

Moment total :

$$M_{max} = M_g + M_q$$

$$M_{max} = 1.096 + 1.215 = 2.311 \text{ MN.m}$$

$$M_{max} = 2.311 \text{ MN.m}$$

Le moment minimal agissant sur la poutre :

$$M_{min} = M_g = 1.096 \text{ MN.m}$$

La variation de moment due aux charges variables :

$$\Delta M = M_{max} - M_{min} = 1.215 \text{ MN.m}$$

$A_p = 140 \text{ mm}^2$: Section droite d'un seul toron de précontrainte

III.6.3 Calcul de la section de précontrainte A_p

❖ Données

- La charge linéique totale de calcul appliquée sur la poutre à l'ELU : $P_p = g = 128.4 \text{ kN/m}$
- La portée de la poutre : $L = 12 \text{ m}$
- $F_{prg} = 1860 \text{ MPa}$
- $h = 1.10 \text{ m}$

Bras de levier :

- $Z_p = 0.9h = 0.9 \times 1.10 = 0.99 \text{ m}$

$$A_p Z_p f_{prg} = \frac{g l^2}{8} \quad (\text{III.291})$$

$$A_p = \frac{g l^2}{8 Z_p f_{prg}}$$

$$A_p = \frac{128.4 \times 12^2}{8 \times 0.99 \times 1860}$$

$$A_p = 0.001255 \text{ m}^2 = 1255 \text{ mm}^2$$

III.6.4 Nombre de torons :

Section d'un toron :

$$A_{\text{toron}} = 140 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_p}{A_t} \quad (\text{III.292})$$

$$n = \frac{1255}{140} = 8.96$$

On prend : 9 Torons 15mm soit : $A_p = 1260 \text{ mm}^2$

III.6.5 Calcul de C' , C , d' :

$$V = V' = \frac{h}{2} = 55 \text{ cm}$$

$$C' = C = \rho \times V = 0.42 \times 0.55 = 0.23 \text{ m}$$

$$d' = 1.5 \times \phi_{\text{gaine}} = 1.5 \times 0.081 = 0.1215 \text{ m} \quad \text{Avec : } \phi_{\text{gaine}} = 8.1 \text{ cm}$$

$$e_0 = -(v' - d') = -(0.55 - 0.1215) = -0.43 \text{ m}$$

➤ La valeur minimale de précontrainte est donnée par l'expression :

$$P_{min} = \text{Sup} (P1 ; P2)$$

$$p_1 = \frac{\Delta M}{\rho h} + B n \times \sigma_m \quad (\text{III.293})$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_m \times \frac{L}{M_{max}} \\ p_2 = \frac{v'}{c + v' + d'} \end{array} \right. \quad (\text{III.294})$$

- Si $P_{min} = P1$: le fuseau de passage est situé hors de la zone d'enrobage, section sous critique.
- Si $P_{min} = P2$: le fuseau de passage a une de ces frontières qui coupe la zone d'enrobage, section sur critique.

Par l'application numérique on trouve :

$$p_1 = \frac{1.215}{0,42 \times 1.10} + 0.244 \times (-2.7) = 1.97 \text{ MN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} p_2 = \frac{0.55}{0.23 + 0.55 + 0.1215} = 2.40 \text{ MN} \end{array} \right.$$

$P2 > P1$: Alors notre section est sur critique, le fuseau de passage du câble à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage, donc l'effort de précontrainte économique $P1$ n'est plus suffisant.

$$P_{min} = \text{sup} (P1, P2) = 2.40 \text{ MN}$$

III.6.6 Détermination du nombre de câbles :

L'évaluation de la force exercée par un câble est comme suit :

$$P_0 = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.8 \times f_{prg} \times A_p = 0.8 \times 1860 \times 1260 = 1.874 \text{ MN} \\ 0.9 \times f_{peg} \times A_p = 0.9 \times 1660 \times 1260 = 1.882 \text{ MN} \end{array} \right. \quad (\text{III.295})$$

$$P_0 = 1.874 \text{ MN}$$

Nous estimons des pertes de précontrainte à 25% de P_0 :

$$\text{On aura : } P_{min} \leq 0,75 n P_0 \Rightarrow n \geq \frac{2.40}{0.75 \times 1.874} = 1.71$$

D'où : $n = 2$ câbles de 9T15

III.6.7 Vérification de la borne supérieure de la précontrainte

On estime les pertes à 25% de P_0 , donc :

$$P_{min} = P_0 - \Delta_P = 0,75 P_0 \quad (\text{III.296})$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad (\text{En construction})$$

$$P_{min} \times n_{cable} \leq \sigma_{bc} \times B - \frac{\Delta M}{\rho h} \quad (\text{III.297})$$

$$0,75 \times 1.874 \times 2 \leq 30 \times 0.244 - \frac{1.215}{0.42 \times 1.10} \rightarrow 2,811 \leq 4,69 \quad \checkmark$$



Figure III-43 : *Vue perspective de la poutre précontrainte.*

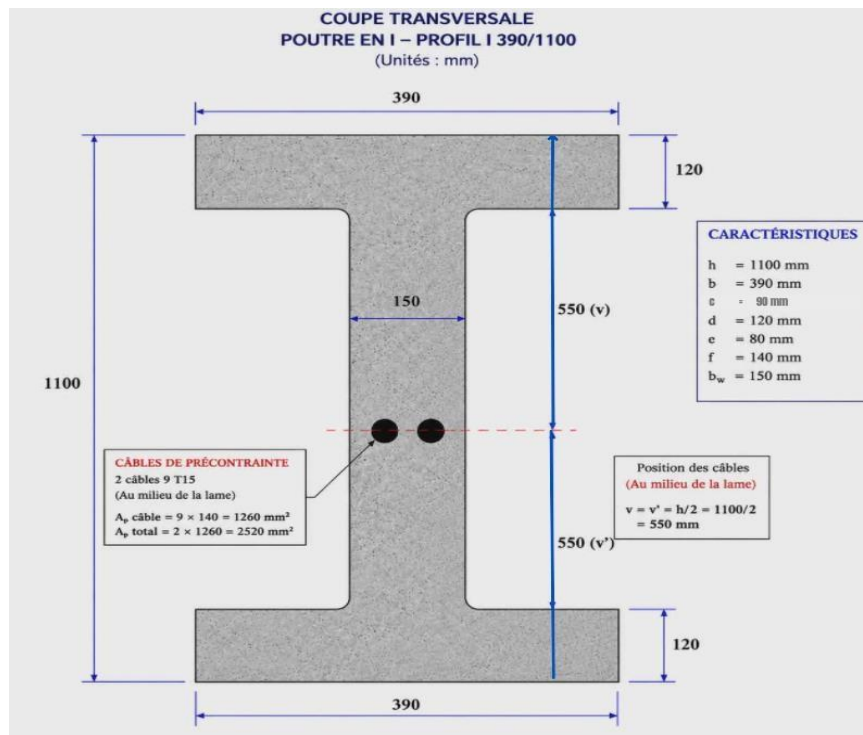


Figure III-44 : *Coupe transversale de la poutre précontrainte.*

Tableau III- 43 : *Comparaison des résultats de prédimensionnement des poutres précontraintes.*

Paramètre	Poutre d'étage courant (Q = 7.5)	Poutre d'étage courant	Poutre toiture (Q = 1)
Entraxe	6m (P.intermédiaire)	3m (P.de rive)	6m (P.intermédiaire)
g (ELU)	60.90 kN/m	34.57 kN/m	60.90 kN/m
q (ELU)	67.5 kN/m	33.75 kN/m	$1.5 \times 1 \times 6 = 9 \text{ kN/m}$
Mg	1.096 MN.m	0.622 MN.m	1.096 MN.m
Mq	1.215 MN.m	0.608 MN.m	0.162 MN.m
M _{max}	2.311 MN.m	1.230 MN.m	1.258 MN.m

$M_{\min}$	1.096 MN.m	0.622 MN.m	1.096 MN.m
ΔM	1.215 MN.m	0.608 MN.m	0.162 MN.m
A_p d'un seul toron	140 mm ²	140 mm ²	140 mm ²
A_p calculé	1255 mm ²	668 mm ²	683 mm ²
Torons choisis	9T15 $\rightarrow$ 1260 mm ²	5T15 $\rightarrow$ 700 mm ²	5T15 $\rightarrow$ 700 mm ²
$P_{\min}$	2.40 MN	1.20 MN	1.229 MN
P_0	1.874 MN	1.042 MN	1.042 MN
Câbles	2 câbles 9T15	2 câbles 5T15	2 câbles 5T15
Vérification de la borne supérieure	$2,811 \leq 4,69$ ✓	$1,563 \leq 6,003$ ✓	$1,563 \leq 6,969$ ✓

Le tableau comparatif montre que la poutre de toiture est soumise à des sollicitations nettement plus faibles que la poutre d'étage courant, principalement en raison de la réduction de la surcharge d'exploitation ($Q=1$ kN/m²) par rapport à l'étage courant ($Q=7.5$ kN/m²). Cette diminution des charges entraîne une réduction du moment variable (M_q), du moment total ($M_{\max}$), ainsi que de la section d'acier de précontrainte nécessaire (A_p). Ainsi, la poutre de toiture nécessite seulement 5T15 contre 9T15 pour la poutre d'étage courant, ce qui permet une optimisation du système de précontrainte et une diminution de l'effort de précontrainte appliqué. Enfin, la vérification de la borne supérieure est satisfaite dans les deux cas, ce qui confirme la conformité et la sécurité du dimensionnement adopté.

III.7 Poutre secondaire

III.7.1 Données générales

Tableau III- 44 : *Données générales de la poutre secondaire.*

Paramètre	Symbole	Valeur	Unité
Section $b \times h$	$b \times h$	30×50	cm
Portée	L	5.7	m
Entraxe	e	6.0	m
Bras de levier	d	45	cm
Résistance béton (caract.)	f_{ck}	50	MPa
Résistance béton (calcul)	$f_{bu} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c$	28.33	MPa
Limite élastique acier	f_{yk}	500	MPa

Module de Young acier	E_s	200 000	MPa
Module de Young béton	E_{cm}	35.65	GPa
Résistance acier (calcul)	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	434.78	MPa
Résistance traction béton	f_{ctm}	4.07	MPa
Poids vol. béton armé	γ	25	kN/m ³
Poids propre poutre	$pp = b \cdot h \cdot \gamma$	3.75	kN/m
Charges permanentes	G	6.50	kN/m ²
Charges d'exploitation	Q	7.50	kN/m ²

Coefficients partiels : $\gamma_c = 1.50$ (béton), $\gamma_s = 1.15$ (acier HA), $\alpha_{cc} = 0.85$ [EC2 §2.4.2.4]

$$E_{cm} = 22\,000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 22\,000 \times (50/10)^{0.3} = 35.65 \text{ GPa} \quad [\text{EC2 Tableau 3.1}]$$

$$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{(2/3)} = 0.30 \times 50^{(2/3)} = 4.07 \text{ Mpa}$$

III.7.2 Charges linéiques

Combinaisons selon EN 1990

Charge permanente linéique :

$$g = G \times \text{entraxe} + pp = 6.5 \times 6 + 3.75 = 42.75 \text{ kN/m}$$

Charge variable linéique :

$$q = Q \times \text{entraxe} = 7.5 \times 6 = 45 \text{ kN/m}$$

Combinaison ELU (STR) — EN 1990 Eq. 6.10 :

$$q_u = \gamma_G \times g + \gamma_Q \times q = 1.35 \times 42.75 + 1.50 \times 45$$

$$q_u = 125.21 \text{ kN/m}$$

Combinaison ELS (caractéristique) — EN 1990 Eq. 6.14 :

$$q_s = g + q = 42.75 + 45 = 87.75 \text{ kN/m}$$

III.7.3 Sollicitations de calcul

Moment fléchissant maximal (travée — poutre isostatique) :

$$M_u = q_u \times L^2 / 8 = 125.21 \times 5.70^2 / 8 = 508.52 \text{ kN.m}$$

$$M_s = q_s \times L^2 / 8 = 87.75 \times 5.70^2 / 8 = 356.37 \text{ kN.m}$$

Effort tranchant maximal (appui) :

$$V_u = q_u \times L / 2 = 125.21 \times 5.70 / 2 = 356.86 \text{ kN}$$

Coefficients forfaitaires (EN 1992-1-1, règle des 0.85 / 0.50)

$$M_{u\,t} = 0.85 \times M_u = 0.85 \times 508.52 = 432.24 \text{ kN.m}$$

$$M_{u\,app} = 0.50 \times M_u = 0.50 \times 508.52 = 254.26 \text{ kN.m}$$

$$M_{s\,t} = 0.85 \times M_s = 0.85 \times 356.37 = 302.92 \text{ kN.m}$$

III.7.4 Ferrailage longitudinal — travée

III.7.4.1 Moment réduit

Méthode du moment réduit — EC2 §6.1 avec diagramme rectangulaire équivalent

$$\mu = M_{u,t} / (b \times d^2 \times f_{bu}) = \frac{432.24 \times 10^6}{(300 \times 450^2 \times 28.33)}$$

$$\mu = 0.2511$$

$$\mu_{lim} = 0.372 \text{ (pour } f_{yk} = 500 \text{ MPa, } \epsilon_{yd}/\epsilon_{cu3} \leq 0.45) \text{ [EC2 §5.6.3]}$$

✓ $\mu = 0.2511 < \mu_{lim} = 0.372 \rightarrow$ Section simplement armée (pas d'aciers comprimés)

III.7.4.2 Calcul de A_s travée

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.2511)}) = 0.3681$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 450 \times (1 - 0.4 \times 0.3681) = 383.74 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{u,t}}{(z \times f_{yd})} = \frac{432.24 \times 10^6}{(383.74 \times 434.78)} = 2591 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 25.91 \text{ cm}^2$$

III.7.4.3 Armatures minimales et maximales

EC2 §9.2.1.1 :

$$A_{s,min} = \max(0.26 \times f_{ctm}/f_{yk} \times b \times d ; 0.0013 \times b \times d)$$

$$A_{s,min} = \max(0.26 \times 4.07/500 \times 300 \times 450 ; 0.0013 \times 300 \times 450)$$

$$A_{s,min} = \max(286 ; 176) = 286 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,max} = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 300 \times 500 = 6000 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ calculé} = 2591 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 286 \text{ mm}^2 \quad \checkmark$$

➤ $A_{s,t} \text{ calculé} = 2591 \text{ mm}^2$

➤ choix travée — 6HA25 = 29.45 cm² = 2945 mm²

III.7.5 Ferrailage longitudinal — appui

$$\mu = M_{u,app} / (b \times d^2 \times f_{bu}) = \frac{256.26 \times 10^6}{(300 \times 450^2 \times 28.33)} = 0.148$$

✓ $\mu = 0.148 < \mu_{lim} = 0.372 \rightarrow$ Section simplement armée

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.148)}) = 0.201$$

$$z = 450 \times (1 - 0.4 \times 0.201) = 413.8 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{256.26 \times 10^6}{(413.8 \times 434.78)} = 1424 \text{ mm}^2$$

➤ $A_{s,appui} \text{ calculé} = 1424 \text{ mm}^2$

➤ CHOIX APPUI — 10HA14 = 15.39 cm² = 1539 mm²

III.7.6 Vérification au cisaillement (ec2 §6.2)

III.7.6.1 Résistance sans armatures transversales

$$EC2 \text{ §6.2.2 : } V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \times k \times (\rho_l \times f_{ck})^{(1/3)}] \times b_w \times d$$

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.5 = 0.120$$

$$k = 1 + \sqrt{(200/d)} = 1 + \sqrt{(200/450)} = 1.667 \leq 2.0$$

$$\rho_l = A_s / (b_w \times d) = 1382 / (300 \times 450) = 0.01052 \leq 0.02$$

$$V_{Rd,c} = [0.120 \times 1.667 \times (0.01052 \times 50)^{(1/3)}] \times 300 \times 450 / 1000$$

$$V_{Rd,c} = 21.80 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = V_u = 356.86 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 21.80 \text{ kN}$$

→ $V_{Ed} > V_{Rd,c}$: armatures transversales nécessaires (méthode de la bielle inclinée EC2 §6.2.3)

III.7.6.2 Dimensionnement des armatures transversales

EC2 §6.2.3 — Méthode de la bielle (angle $\theta = 45^\circ$, conservative) :

$$z = 0.9 \times d = 0.9 \times 450 = 405 \text{ mm}$$

$$A_{sw/s} = V_{Ed} / (z \times f_{yd} \times \cot \theta) = \frac{356.86 \times 10^3}{(405 \times 434.78 \times 1.0)}$$

$$A_{sw/s} = 2.0266 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\text{Cadres HA8 (2 branches): } A_{sw} = 2 \times 50.3 = 100.6 \text{ mm}^2$$

$$s = A_{sw} / (A_{sw/s}) = 100.6 / 1.11 = 49.64 \text{ mm}$$

$$s_{\max} = \min(0.75 \times d ; 300 \text{ mm}) = \min(338 ; 300) = 300 \text{ mm} \quad [EC2 \text{ §9.2.2}]$$

► choix = Cadres HA8 / 50 mm

III.7.6.3 Vérification de la résistance de la bielle comprimée

$$EC2 \text{ §6.2.3(3) : } V_{Rd,\max} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{bu} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

$$v_1 = 0.6 \times (1 - f_{ck}/250) = 0.6 \times (1 - 50/250) = 0.480$$

$$V_{Rd,\max} = \frac{1.0 \times 300 \times 405 \times 0.480 \times 28.33}{(1.0 + 1.0)}$$

$$V_{Rd,\max} = 826.1 \text{ kN} \gg V_{Ed} = 356.86 \text{ kN} \checkmark$$

III.7.7 Vérification ELS (en 1992-1-1 §7.2 & §7.3)

III.7.7.1 Contrainte dans le béton

Section fissurée — axe neutre position x :

$$n = E_s / E_{cm} = 200\,000 / 35654 = 5.609$$

$$\frac{b \times x^2}{2} + n \times A_s \times x - n \times A_s \times d = 0 \rightarrow x = 197.23 \text{ mm}$$

$$I = \frac{b \times x^3}{3} + n \times A_s \times (d - x)^2 = 2242.2 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{s,t} \times x / I = 302.92 \times 10^6 \times 197.23 / 2242.2 \times 10^6 = 26.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc,lim} = 0.60 \times f_{ck} = 0.60 \times 50 = 30 \text{ MPa} \quad [\text{EC2 } \S 7.2(3)]$$

► $\sigma_{bc} = 26.64 \text{ MPa} \leq 30 \text{ MPa} \quad \checkmark$

III.7.7.2 Contrainte dans les aciers

$$\sigma_{st} = n \times M_{s,t} \times (d-x) / I = 5.609 \times 302.92 \times 10^6 \times (450-197.23) / 2242.2 \times 10^6$$

$$\sigma_{st} = 191.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st,lim} = f_{yk} = 500 \text{ MPa} \quad [\text{EC2 } \S 7.2(5)]$$

► $\sigma_{st} = 191.54 \text{ MPa} \leq 500 \text{ MPa} \quad \checkmark$

III.7.8 Récapitulatif des résultats

Tableau III- 45 : Récapitulatif des résultats de calcul des poutres secondaires.

Paramètre	Poutre 1 (d'étage courant)	Poutre 2 (de toiture)
Section $b \times h$	30 × 50 cm	30 × 50 cm
Hauteur utile d	45 cm	45 cm
Moment ELU (travée) M_u	508.52 kN.m	270.93 kN.m
Moment ELS (travée) M_s	356.37 kN.m	197.99 kN.m
Moment forfaitaire travée $0.85 \times M_u$	432.24 kN.m	230.29 kN.m
Moment forfaitaire appui $0.50 \times M_u$	254.26 kN.m	135.47 kN.m
Effort tranchant ELU V_u	356.86 kN	190.12 kN
As travée calculé	2591 mm ²	1269 mm ²
As travée choix	29.45 cm ² $\approx$ 2945 mm ² (6HA25)	14.20 cm ² $\approx$ 1420 mm ² (4HA16 + 4HA14)
As appui calculé	1424 mm ²	722 mm ²
As appui choix	15.39 cm ² $\approx$ 1539 mm ² (10HA14)	8.04 cm ² $\approx$ 804 mm ² (4HA16)
$V_{Rd,c}$ (résistance béton seul)	21.80 kN	18.08 kN
Armatures transversales	Cadres HA8 / 50 mm	Cadres HA8 / 50 mm
Contrainte béton σ_{bc} (ELS)	26.64 MPa $\leq$ 30 MPa	17.84 MPa $\leq$ 30 MPa
Contrainte acier σ_{st} (ELS)	191.54 MPa $\leq$ 500 MPa	361.10 MPa $\leq$ 500 MPa

⚡ Toutes les vérifications sont satisfaites selon EN 1992-1-1:2004 et EN 1990:2002.



Figure III-45 : Dessin Ferrailage coupe transversale(P1).

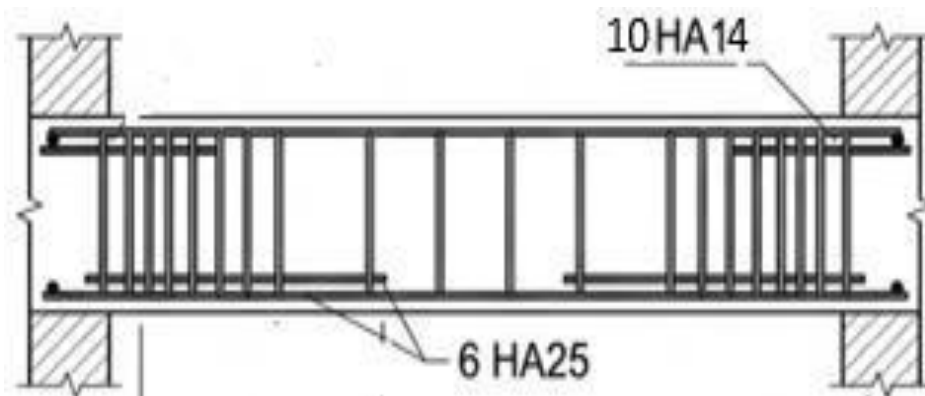


Figure III-46 : Vue d'élévation de la poutre(P1).

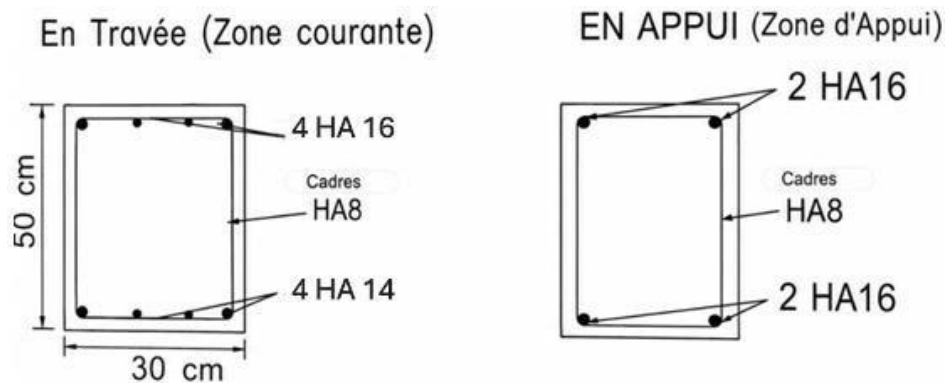


Figure III-47 : Dessin Ferrailage coupe transversale(P2).

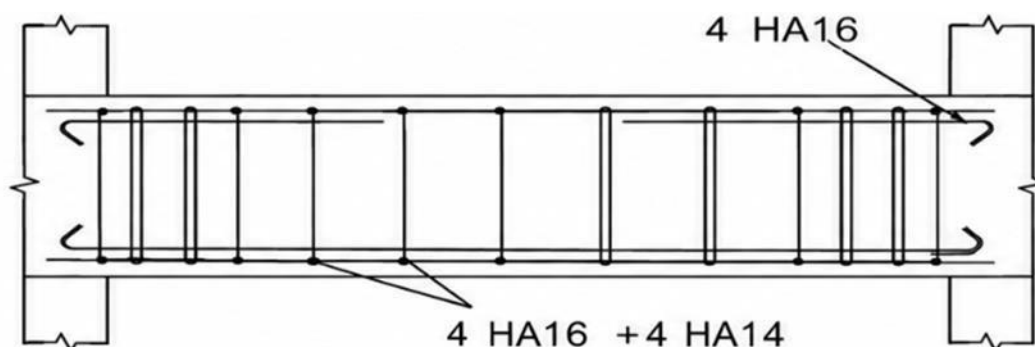


Figure III-48 : *Vue d'élévation de la poutre (P2).*

III.8 Pocket Foundations (semelle)

III.8.1 Elliott & Jolly (2013) [36]

III.8.1.1 Exigences de base et principes fondamentaux

Les fondations en alvéole (pocket foundations) sont utilisées lorsque les conditions de sol sont favorables et que de larges semelles en béton peuvent être aisément réalisées. L'alvéole doit être suffisamment dimensionnée pour permettre un remplissage correct au béton en dessous et tout autour du poteau préfabriqué. Lorsque les parois internes de l'alvéole sont lisses, la force verticale est transmise directement par appui en pied de poteau, nécessitant une profondeur minimale de 300 mm sous le poteau. Si les parois sont rugueuses (agrégats exposés) ou munies de clés de cisaillement (castellations), les forces verticales et les moments fléchissant sont transférés par frottement interfacial avec un coefficient μ variant de 0,3 à 0,9.



Figure III-49 : *Fondation en alvéole préfabriquée : alternative aux alvéoles coulées en place [36].*

La fondation en place est coulée à l'aide d'un coffrage en boîte conique (taper de 3° à 5°) pour faciliter le décoffrage et l'injection du coulis. Le joint entre l'alvéole et le poteau doit être d'au moins 50 mm en pied et 75 mm en tête. Le coulis de remplissage est un mortier non-rétractant de grade minimum C30/37, ou un mélange sable/ciment 2:1 atteignant ~20 N/mm² en 2–3 jours.

La profondeur d'encastrement recommandée selon Brüggeling & Huyghe est :

$$\bullet \ M/N < 0,15h \rightarrow l \geq 1,2h \quad (\text{III.298})$$

$$\bullet \ M/N > 2,00h \rightarrow l \geq 2,0h \quad (\text{III.299})$$

La valeur la plus couramment adoptée en pratique est $l = 1,5h$.

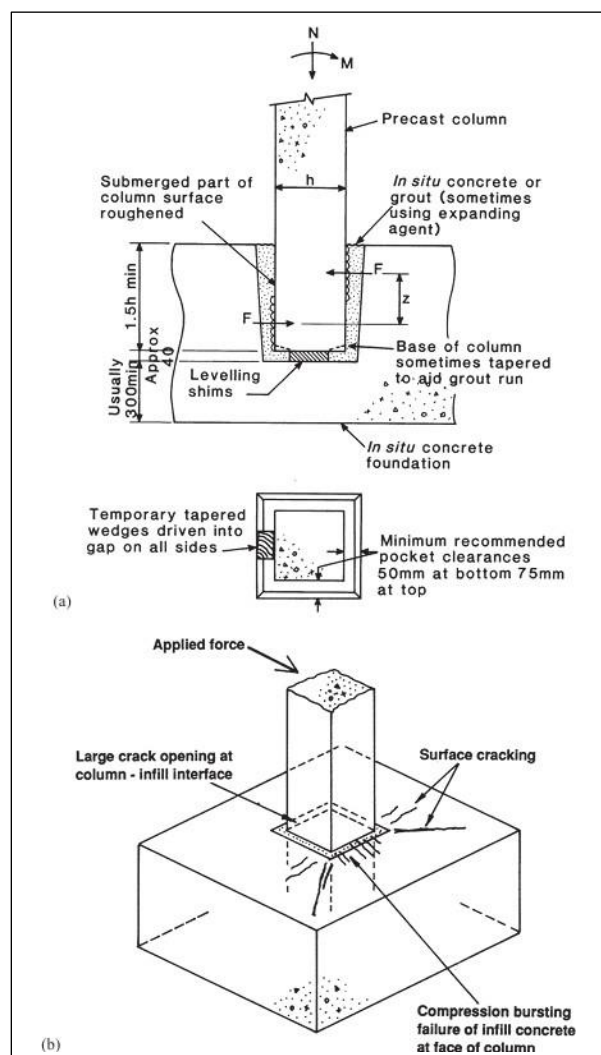


Figure III-50 : (a) *Modèle structural de la fondation en alvéole* ; (b) *Modes de rupture* [36].

III.8.1.2 Méthodes de dimensionnement

A) Méthode BS EN 1992-1-1

Les réactions de compression F_1 et F_2 sont positionnées à $0,1l$ depuis le haut et le bas de l'alvéole (zones de compression de $0,2l$ chacune). Le coefficient de frottement est $\mu = 0,3$. Les équations d'équilibre principales sont :

$$F_{Ed} = F_1 - F_2 - \mu F_3 \quad (\text{III.300})$$

$$F_3 = (N_{Ed} - \mu F_{Ed}) / (1 + \mu^2) \quad (\text{III.301})$$

$$\text{Vérification coulisse : } f'_{ck} \geq F_1 / 0.482 \times b \quad (\text{III.302})$$

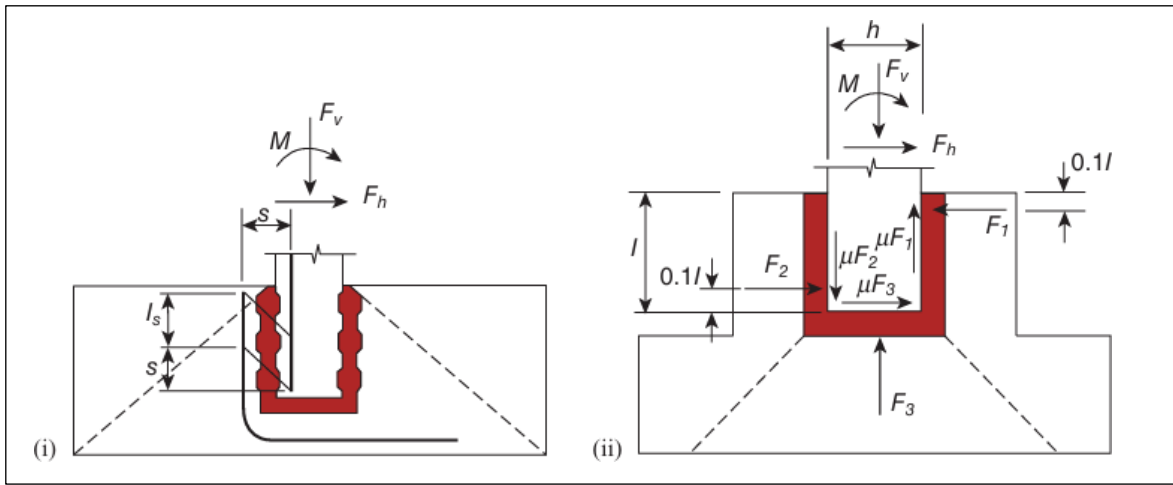


Figure III-51 : *Modèle BS EN 1992-1-1 : (i) interface avec clés, (ii) interface lisse [36].*

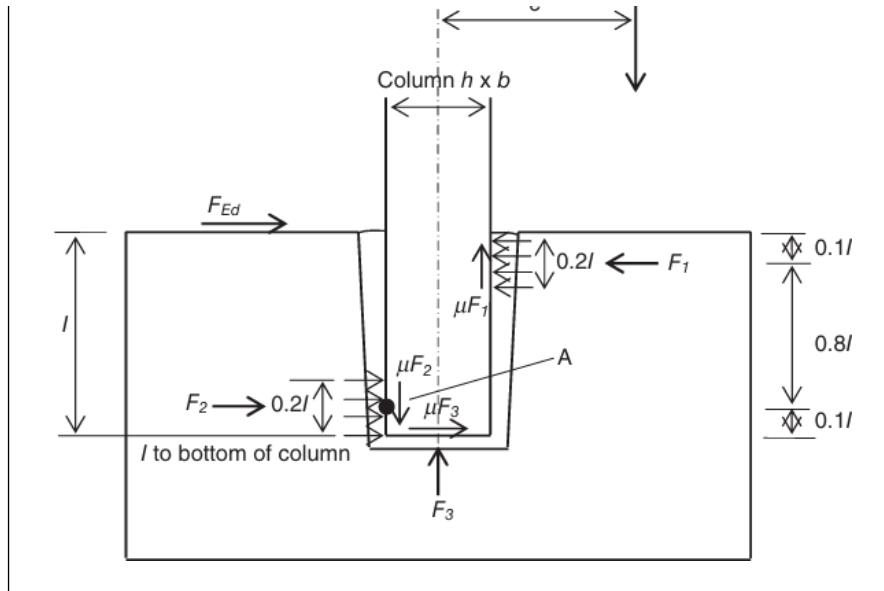


Figure III-52 : *Modèle de calcul pour la méthode BS EN 1992-1-1[36].*

B) Méthode BS 8110

La profondeur active est 0,9l (les 0,1l en tête sont ignorés, zone de couverture ~50 mm). Le coefficient de frottement est $\mu = 0,35$. La pression linéaire de calcul est $p = 0,4 \times f'_{cu} \times b$.

Les inconnues L_2 et L_3 sont résolues par équation quadratique issue de l'équilibre des moments :

$$L_3^2 - (L_4 - L_2 + \mu h)L_3 + (N_e + H(0,1l + 0,5L_2) - 0,5\mu p L_2 h) / = 0 \quad (\text{III.303})$$

$$\text{Condition d'interaction des zones d'influence : } L_2 + 2L_3 \leq 0,9L_4 \quad (\text{III.304})$$

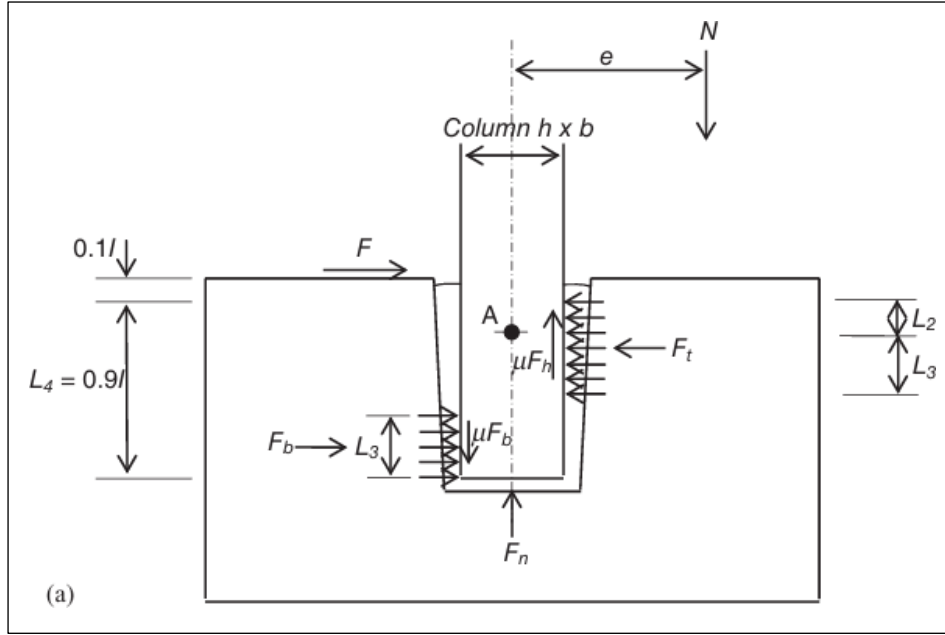


Figure III-53 : Modèle de calcul pour la méthode BS 8110 [36].

C) Aspects communs aux deux méthodes

$$\text{Armatures horizontales en tête d'alvéole : } A_{sh} = F_1 / 0,87 f_{yk} \quad (\text{III.305})$$

$$\text{Bielle de compression dans les parois : } F_c = \sqrt{2} F_1 \quad (\text{III.306})$$

$$w = \sqrt{2} F_1 / 0,482 f_{ck(i)} t \quad (\text{III.307})$$

avec : w = largeur de la bielle (mm) ; t = épaisseur de la paroi de l'alvéole (mm)

$$\text{Effet du cône (taper angle } \theta) : A_{sh} = (F_1 + \mu N_{Ed} \tan \theta) / 0,87 f_{yk} \quad (\text{III.308})$$

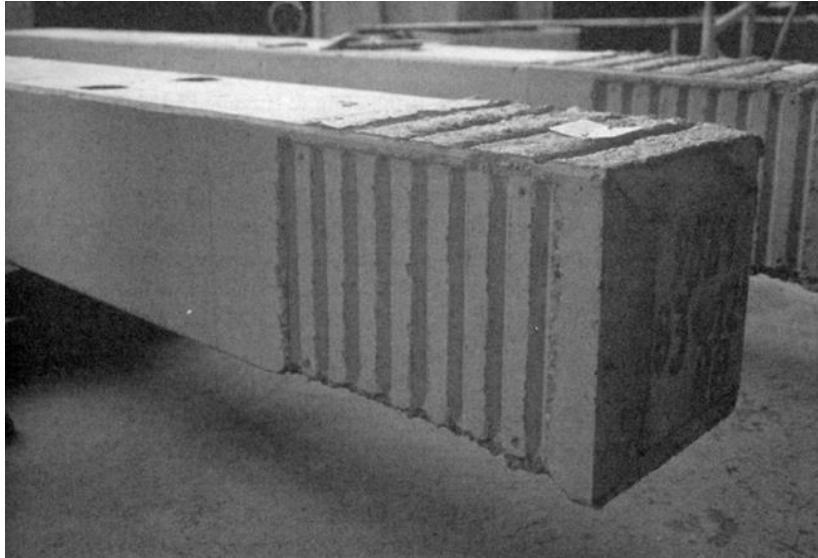


Figure III-54 : *Castellations sur les faces du poteau pour fondations en alvéole [36].*

III.8.1.3 Alvéoles en béton préfabriqué

Les alvéoles entièrement préfabriquées présentent peu d'intérêt commercial car elles nécessitent une double intervention : préparation d'une semelle en place sur laquelle repose l'alvéole préfabriquée, puis scellement. Elles ne sont applicables que sur terrain ferme et de niveau (exclut les dallages sur pieux ou terrains mous). Avantage notable : la résistance du béton préfabriqué (C40/50) est plus élevée que celle de la fondation coulée en place (C25/30), permettant des réactions F_1 et F_3 plus élevées.



Figure III-55 : *Fondation en alvéole entièrement préfabriquée [36].*

III.8.2 Fib Bulletin 43 (2008)[34]

III.8.2.1 Principes généraux et conditions de mise en œuvre

L'utilisation des fondations en alvéole est limitée aux situations où de larges semelles en béton peuvent être facilement réalisées (coulées en place ou préfabriquées). La fondation est réalisée à l'aide d'un coffrage en boîte conique. Le joint entre l'alvéole et le poteau doit être d'au moins 75 mm en tête. Le poteau préfabriqué nécessite des cadres supplémentaires pour résister aux pressions d'éclatement et l'application d'un agent retardateur chimique pour exposer les agrégats en surface. Des Castellations (indentations) sont utilisées optionnellement pour augmenter la capacité de cisaillement aux interfaces. En présence de moments de renversement, la moitié de la résistance par frottement latéral est conservativement ignorée, en raison d'une fissuration probable aux interfaces béton préfabriqué / béton coulé en place. La résistance de calcul du coulis est $f_{cd} = 40 \text{ N/mm}^2$.

III.8.2.2 Modèle mécanique — Fig. 9-35

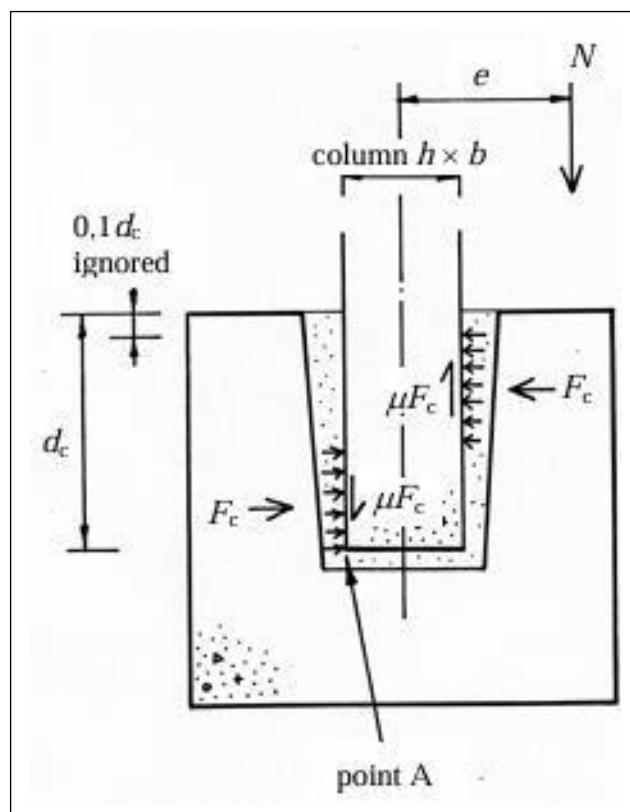


Figure III-56 : Comportement mécanique de la fondation en alvéole [34].

Le schéma illustre le mécanisme complet de transfert des efforts :

- La charge axiale N est appliquée avec une excentricité $e = M/N$ par rapport à l'axe du poteau ($h \times b$).
- Les $0,1 \times d_c$ en tête de l'alvéole sont ignorés (couverture ~ 50 à 60 mm).

- Un couple de forces F_c agit sur les faces opposées du poteau avec un bras de levier $z = 0,45 \times d_c$.
- Les résistances frictionnelles μF_c ($\mu = 0,7$) agissent verticalement sur chaque face de contact.

III.8.2.3 Castellations



Figure III-57 : *Alvéole préfabriquée avec Castellations pour ancrage renforcé [34].*

La photo montre une alvéole préfabriquée avec indentations (castellations) sur toutes ses faces intérieures. Ces rainures horizontales augmentent la capacité de cisaillement par effet de cisaillement-friction et de blocage mécanique. La profondeur minimale des castellations est de 40 mm.

III.8.2.4 Équations de dimensionnement

Profondeur d'encastrement — Éq. 9-11

Selon Brüggeling & Huyghe (1991) :

$$\text{Si } M/N < 0,15h \rightarrow d_c > 1,2h \quad (\text{III.309})$$

$$\text{Si } M/N > 2,00h \rightarrow d_c > 2,0h \text{ (interpolation linéaire entre les deux)} \quad (\text{III.310})$$

La profondeur minimale absolue est égale à $12 \times$ diamètre de barre.

Bras de levier interne — Éq. 9-12 et 9-13

$$z = (d_c - 0,1d_c)/2 = 0,45d_c \quad \text{ou} \quad (\text{III.311})$$

$$z = (d_c - c)/2 \quad (\text{la plus grande valeur}) \quad (\text{III.312})$$

C = enrobage de béton

Équilibre des moments (point A) — Éq. 9-14

$$N \times e - \mu F_c \times h - 0,45F_c \times d_c = 0 \quad (\text{III.313})$$

Vérification résistance coulis — Éq. 9-15

$$F_c \leq 0,85v f_{cd} \times b \times (0,45d_c) \quad (\text{III.314})$$

Excentricité limite pour $d_c = 1,5h$, $\mu = 0,7$ — Éq. 9-16

$$e = \frac{0,93(0,85v f_{cd}) \times b h^2}{N} \quad (\text{III.315})$$

Armatures horizontales en tête — Éq. 9-17

$$A_{sv} = \frac{F_c + N \tan 5^\circ}{f_{yd}} \quad (\text{III.316})$$

III.8.2.5 Application numérique

F1=2,08 F2=-13,6 F3=904,71 M1=-27,05 M2=-5,86 M3=-0,12	F1=-0,1 F2=-13,22 F3=1423,78 M1=-26,38 M2=-2,82 M3=-0,12	F1=0,72 F2=-1,61 F3=1501,67 M1=-0,4 M2=-2,39 M3=-0,12	F1=0,53 F2=-1,67 F3=1502,36 M1=-0,73 M2=-2,43 M3=-0,12	F1=0,54 F2=-1,75 F3=1502,33 M1=-1,11 M2=-2,43 M3=-0,12	F1=0,54 F2=-1,84 F3=1502,42 M1=-1,52 M2=-2,43 M3=-0,12	F1=0,54 F2=-1,93 F3=1502,5 M1=-1,32 M2=-2,44 M3=-0,12	F1=0,55 F2=-2,02 F3=1502,66 M1=-2,33 M2=-2,36 M3=-0,12	F1=0,51 F2=-1,81 F3=1502,08 M1=-2,04 M2=-2,36 M3=-0,12	F1=0,44 F2=-1,17 F3=1500,32 M1=-0,79 M2=-2,2 M3=-0,12	F1=0,65 F2=-1,26 F3=1501,43 M1=-1,2 M2=-2,66 M3=-0,12	F1=0,13 F2=-2,05 F3=1496,16 M1=-3,2 M2=-1,5 M3=-0,12	F1=-0,57 F2=-2,26 F3=982,12 M1=-3,87 M2=-0,06 M3=-0,12
F1=0,21 F2=0,5 F3=1428,29 M1=-4,77 M2=-0,47 M3=-0,12	F1=1,22 F2=1,34 F3=2276,51 M1=-6,47 M2=-2,71 M3=-0,12	F1=0,32 F2=2,11 F3=2554,26 M1=-8 M2=-0,71 M3=-0,12	F1=-0,02 F2=1,7 F3=2555,58 M1=-6,86 M2=-0,06 M3=-0,12	F1=7,504E-05 F2=1,59 F3=2555,3 M1=-6,42 M2=0,01 M3=-0,12	F1=5,003E-05 F2=1,47 F3=2555,32 M1=-5,96 M2=5,638E-05 M3=-0,12	F1=4,110E-05 F2=1,36 F3=2555,3 M1=-5,5 M2=3,644E-05 M3=-0,12	F1=0,02 F2=1,22 F3=2555,57 M1=-5 M2=-0,05 M3=-0,12	F1=-0,23 F2=1,34 F3=2553,4 M1=-5,06 M2=-0,52 M3=-0,12	F1=0,91 F2=-9,59 F3=2485,24 M1=19,79 M2=2,02 M3=-0,12	F1=-0,81 F2=-9,71 F3=2487,45 M1=20,26 M2=-1,8 M3=-0,12	F1=-0,84 F2=1 F3=2537,38 M1=-3,69 M2=-1,88 M3=-0,12	F1=-1,1 F2=0,52 F3=1695,87 M1=-2,41 M2=-2,45 M3=-0,12
F1=0,69 F2=4,1 F3=983,47 M1=-12,88 M2=0,3 M3=-0,12	F1=0,02 F2=4,47 F3=1499,49 M1=-13,52 M2=-1,18 M3=-0,12	F1=-0,47 F2=4,39 F3=1505,53 M1=-13,13 M2=-2,28 M3=-0,12	F1=-0,53 F2=4,31 F3=1505,1 M1=-12,75 M2=-2,42 M3=-0,12	F1=-0,52 F2=4,22 F3=1504,95 M1=-12,36 M2=-2,4 M3=-0,12	F1=-0,52 F2=4,13 F3=1504,87 M1=-11,96 M2=-2,4 M3=-0,12	F1=-0,52 F2=4,04 F3=1504,77 M1=-11,56 M2=-2,4 M3=-0,12	F1=-0,52 F2=3,95 F3=1504,87 M1=-11,14 M2=-2,38 M3=-0,12	F1=-0,72 F2=4,16 F3=1502,9 M1=-11,41 M2=-2,84 M3=-0,12	F1=-0,94 F2=3,32 F3=1238,92 M1=-9,33 M2=-3,33 M3=-0,12	F1=0,09 F2=3,23 F3=1239,15 M1=-8,92 M2=-1,02 M3=-0,12	F1=-0,79 F2=3,86 F3=1496,45 M1=-10,15 M2=-2,99 M3=-0,12	F1=-1,51 F2=3,14 F3=984,17 M1=-8,32 M2=-4,6 M3=-0,12

Figure III-58 : Résultats des sollicitations nodales obtenues à l'ELS.

F1=2,94 F2=-18,95 F3=1239,68 M1=-37,66 M2=-8,23 M3=-0,17	F1=-0,1 F2=-18,66 F3=1963,41 M1=-37,28 M2=-1,95 M3=-0,17	F1=0,99 F2=-2,36 F3=2073,03 M1=-0,78 M2=3,88 M3=-0,17	F1=0,72 F2=-2,43 F3=2073,99 M1=-1,23 M2=3,29 M3=-0,17	F1=0,75 F2=-2,54 F3=2073,94 M1=1,76 M2=3,34 M3=-0,17	F1=0,74 F2=-2,67 F3=2074,08 M1=2,32 M2=3,34 M3=-0,17	F1=0,74 F2=-2,79 F3=2074,19 M1=2,87 M2=3,35 M3=-0,17	F1=0,75 F2=-2,92 F3=2074,4 M1=3,44 M2=3,35 M3=-0,17	F1=0,7 F2=-2,62 F3=2073,58 M1=3,02 M2=3,24 M3=-0,17	F1=0,6 F2=-1,7 F3=2071,09 M1=1,8 M2=3,02 M3=-0,17	F1=0,89 F2=-1,83 F3=2072,64 M1=1,6 M2=3,67 M3=-0,17	F1=0,16 F2=-2,95 F3=2065,34 M1=4,61 M2=2,04 M3=-0,17	F1=-0,78 F2=-3,16 F3=1348,99 M1=5,35 M2=4,04 M3=-0,17
S1	S2											
F1=0,34 F2=0,66 F3=1959,39 M1=-6,59 M2=0,74 M3=-0,17	F1=1,74 F2=1,84 F3=3148,48 M1=-8,97 M2=3,87 M3=-0,17	F1=0,44 F2=2,96 F3=3540,01 M1=-11,22 M2=0,97 M3=-0,17	F1=-0,04 F2=2,38 F3=3541,91 M1=-9,63 M2=-0,1 M3=-0,17	F1=5,055E-05 F2=2,23 F3=3541,5 M1=-9,02 M2=-5,661E-05 M3=-0,17	F1=1,660E-05 F2=2,07 F3=3541,53 M1=-8,38 M2=-0,01 M3=-0,17	F1=3,765E-05 F2=1,91 F3=3541,5 M1=-7,75 M2=-0,02 M3=-0,17	F1=0,03 F2=1,73 F3=3541,89 M1=-7,05 M2=0,04 M3=-0,17	F1=-0,33 F2=1,9 F3=3538,82 M1=-7,15 M2=0,75 M3=-0,17	F1=1,28 F2=-13,58 F3=3442,89 M1=28,02 M2=-2,84 M3=-0,17	F1=-1,15 F2=-13,74 F3=3445,96 M1=28,66 M2=-2,66 M3=-0,17	F1=-1,18 F2=1,43 F3=3516,48 M1=-5,26 M2=-2,66 M3=-0,17	F1=-1,55 F2=0,75 F3=2335,99 M1=-3,46 M2=-3,48 M3=-0,17
											S3	
F1=0,93 F2=5,74 F3=1350,87 M1=-18,04 M2=0,37 M3=-0,17	F1=0,03 F2=6,37 F3=2070,05 M1=-19,17 M2=-1,64 M3=-0,17	F1=-0,65 F2=6,24 F3=2078,42 M1=-18,62 M2=-3,17 M3=-0,17	F1=-0,74 F2=6,13 F3=2077,84 M1=-18,09 M2=-3,37 M3=-0,17	F1=-0,73 F2=6,02 F3=2077,62 M1=-17,56 M2=-3,33 M3=-0,17	F1=-0,73 F2=5,89 F3=2077,51 M1=-17 M2=-3,34 M3=-0,17	F1=-0,73 F2=5,77 F3=2077,38 M1=-16,45 M2=-3,34 M3=-0,17	F1=-0,72 F2=5,64 F3=2077,53 M1=-15,87 M2=-3,31 M3=-0,17	F1=-1,01 F2=5,94 F3=2074,76 M1=-16,26 M2=-3,96 M3=-0,17	F1=-1,32 F2=4,74 F3=1702,65 M1=-13,29 M2=-4,66 M3=-0,17	F1=0,14 F2=4,61 F3=1702,98 M1=-12,72 M2=-1,39 M3=-0,17	F1=-1,1 F2=5,53 F3=2065,78 M1=-14,52 M2=-4,17 M3=-0,17	F1=-2,08 F2=4,42 F3=1351,86 M1=-11,73 M2=-6,36 M3=-0,17

Figure III-59 : Résultats des sollicitations nodales obtenues à l'ELU.

Tableau III-46 : Vérification du type de fondation.

Type	N (KN)	M (KN.m)	A_{sv}	Vérification
S1	1239.68	8.231	11HA25	✓ OK
S2	2074.40	3.35	12HA25	✓ OK

S3	3516.48	2.66	12HA25	✓ OK
----	---------	------	--------	------

➤ **Calcul type de fondation S1 a ELU :**

- **Profondeur d'encastrement :**

$$\frac{M}{N} = \frac{8.23}{1239.68} = 0.006 < 0.15 \times 0.70 = 0.105 \text{ m} \rightarrow dc > 1,2h = 0.84 \text{ m}$$

Donc : $dc = 0.90 \text{ m}$

- **Bras de levier interne :**

$C = 4 \text{ cm}$

$$z = \frac{(0.9 - 0.1 \times 0.9)}{2} = 0.405 \text{ m} \quad \text{ou} \quad z = \frac{(0.9 - 0.04)}{2} = 0.43 \text{ m}$$

On adopte : $z = 0.43 \text{ m}$

- **Vérification résistance coulis :**

$$\nu_1 = 0,6 \left(1 - \frac{F_{ck}}{250}\right) = 0,6 \left(1 - \frac{50}{250}\right) = 0.48$$

$$Fc \leq 0,85 \times 0.48 \times 33.33 \times 0.40 \times (0,45 \times 0.90)$$

$$Fc \leq 2.203 \text{ MN}$$

- **Excentricité limite :**

$$e = \frac{0,93(0,85 \times 0.48 \times 33.33) \times 0.40 \times 0.70^2}{1239.68 \times 10^{-3}}$$

$$e = 2 \text{ m}$$

- **Armatures horizontales en tête :**

$$A_{sv} = \frac{2.203 + 1239.68 \times 10^{-3} \times \tan 5^\circ}{435}$$

$$A_{sv} = 5.3136 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 53.136 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix des barres : } A_{sv} = 11\text{HA}25 = 54.01 \text{ cm}^2$$

Vérification min. absolue :

$$\emptyset 25 \text{ mm} \rightarrow 11 \times \emptyset_{\text{barre}} = 11 \times 25 = 275 \text{ mm} = 0,27 \text{ m} < dc = 0,90 \text{ m} \quad \checkmark$$

- **Armatures de confinement des poteaux :**

$$F_{bst} = N \times 0.075 \quad (\text{III.317})$$

$$F_{bst} = 1239.68 \times 0.075 = 92.98 \text{ KN}$$

$$A_{bst} = \frac{F_{bst}}{0.87 \times f_{yk}} \quad (\text{III.318})$$

$$A_{bst} = \frac{92.98 \times 10^3}{0.87 \times 500} = 213.75 \text{ mm}^2 \rightarrow A_{bst} = 3\text{H}8 = 300 \text{ mm}^2$$

- **Armatures autour de l'alvéole de fondation :**

$$F_h = N \times \tan 5^\circ \quad (\text{III.319})$$

$$F_h = 1239.68 \times \tan 5^\circ = 108.46 \text{ KN}$$

$$A_{sw} = \frac{F_h + F_1}{0.87 \times f_{yk}} \quad (\text{III.320})$$

$$Eq(7.90-d) : N_{Ed}(e + 0.5h) + 0.9F_{Ed}l - F_3(0.5h + \mu 0.1l) = F_1(0.8l + \mu h) \quad (\text{III.321})$$

$$Eq(7.90-c) : F_3 = \frac{(N_{Ed} - \mu F_{Ed})}{1 + \mu^2} \quad (\text{III.322})$$

→ Comme illustré à la figure III-48.

-Le coefficient de frottement : $\mu = 0.3$

$$-e = \frac{M}{N} = \frac{37.66}{1239.68} = 0.03 \text{ m} ; \quad l = 1.5h = 1.5 \times 0.7 = 1.05 \text{ m} ; \quad F_{Ed} = 18.95 \text{ KN}$$

$$F_3 = \frac{(1239.68 - 0.3 \times 18.95)}{1 + 0.3^2} = 1132.11 \text{ KN}$$

$$F_1 = \frac{1239.68 \times (0.38) + 0.9 \times 18.95 \times 1.05 - 1132.11 \times (0.3815)}{(0.8 \times 1.05 + 0.3 \times 0.7)} = 54.37 \text{ KN}$$

$$A_{sw} = \frac{(108.46 + 54.37)10^3}{0.87 \times 500} = 374.32 \text{ mm}^2 \rightarrow A_{sw} = 2H12 = 452 \text{ mm}^2$$

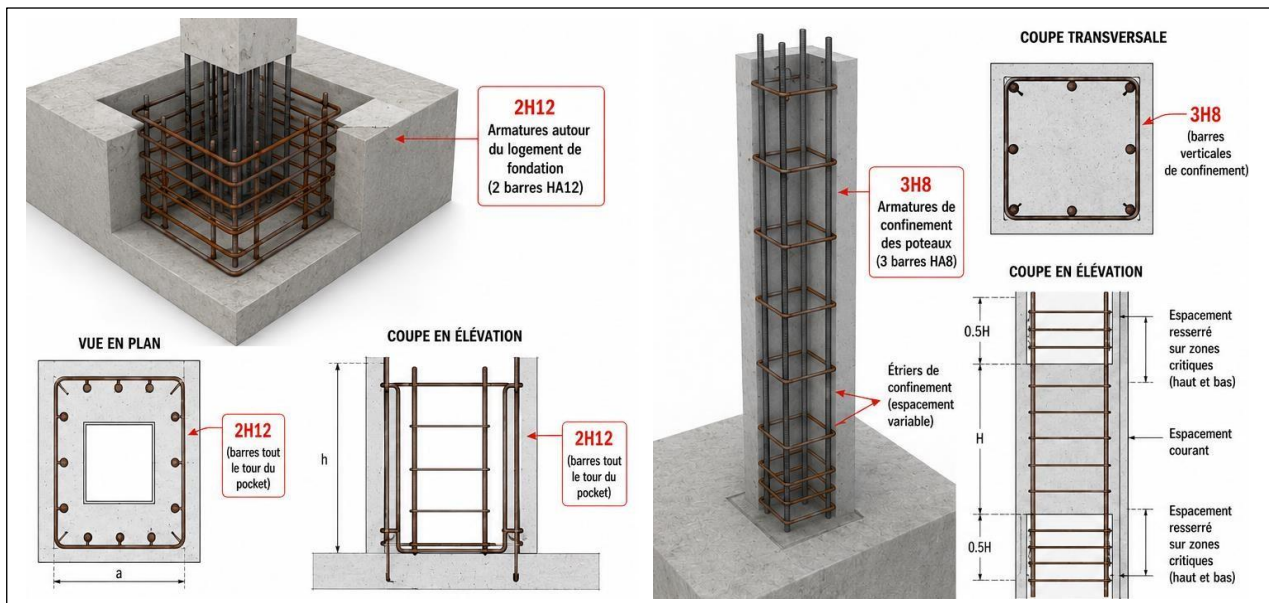


Figure III-60 : Détail des armatures de confinement des poteaux et du logement de fondation dans les structures préfabriquées.

III.8.3 Tableau comparatif — Elliott vs fib Bulletin 43

Le tableau ci-dessous synthétise les principales différences et points communs entre les deux approches normatives pour le dimensionnement des fondations en alvéole.

Tableau III-47 : Synthèse des paramètres de conception.

Paramètre	Elliott & Jolly (2013)	fib Bulletin 43 (2008)
Joint min. en tête	≥ 75 mm	≥ 75 mm
Joint min. en pied	≥ 50 mm	Non spécifié
Taper du coffrage	3° à 5°	5° (référence)
Coeff. frottement μ	0,3 (lisse) $\rightarrow$ 0,9 (rugueux)	0,7 (valeur unique)
Résistance coulis	C30/37 min.	$f_{ck} = 40$ N/mm ²
Profondeur courante	$l = 1,5h$	$d_c = 1,5h$
Profondeur min. absolue	$l > 12 \times \varnothing$ barre	$d_c > 12 \times \varnothing$ barre
Zone ignorée en tête	0,1l (couverture ~ 50 mm)	0,1 d_c (~ 50 à 60 mm)
Armatures confinement	H8 à H12	T8 à T12
Normes de calcul	BS EN 1992-1-1 + BS 8110	Modèle unifié fib
Flexion biaxiale	Méthode Éq. 5.8.9 EN1992	Moment uniaxial majoré
Données expérimentales	Canha et al. (2007)	Saisi & Toniolo (1998) Canha et al. (2007)

Au terme de ce chapitre, l'ensemble des éléments constituant le hangar industriel a été dimensionné et vérifié conformément aux règlements en vigueur. La modélisation réalisée sous SAP2000 a permis d'évaluer le comportement global de la structure sous les différentes sollicitations. Les résultats obtenus montrent que les éléments structuraux ainsi que les assemblages satisfont les critères de résistance, de stabilité et de sécurité sismique, validant ainsi la conception retenue pour cet ouvrage.

CONCLUSION GENERALE

Au terme de cette étude, il apparaît que les structures industrielles réalisées en béton préfabriqué et précontraint constituent une solution performante et adaptée aux exigences actuelles de rapidité d'exécution, de qualité de réalisation et de sécurité structurale, particulièrement dans les zones à forte activité sismique. Le présent travail a porté sur l'étude et la conception sismique d'un hangar industriel R+1 implanté en zone sismique selon les prescriptions du RPA 2024, en intégrant les principes de la préfabrication et de la précontrainte. L'étude bibliographique a permis de mettre en évidence les avantages techniques et économiques des systèmes préfabriqués, ainsi que l'importance fondamentale des assemblages dans le comportement global des structures préfabriquées. L'analyse des différents types de connexions a montré que la rigidité des assemblages influence directement la stabilité et la réponse dynamique de l'ouvrage. Les méthodes de dimensionnement issues des recommandations internationales (Eurocode 2, fib Bulletin 43, PCI et Elliott & Jolly 2013) ont permis d'établir une approche comparative fiable pour la conception des corbeaux, des assemblages poutre-poteau et des fondations en alvéole. Le dimensionnement des différents éléments structuraux du hangar — notamment les escaliers, les dalles alvéolaires précontraintes, les poutres principales et secondaires, les poteaux ainsi que les fondations — a été réalisé conformément aux règlements en vigueur. Les vérifications aux états limites ultimes et de service ont confirmé la conformité des sections adoptées vis-à-vis des critères de résistance, de stabilité, de cisaillement, de déformation et de ductilité. La modélisation numérique effectuée sous SAP2000 a permis d'évaluer le comportement global de la structure sous actions statiques et sismiques. Les résultats obtenus montrent une bonne répartition des efforts et un comportement satisfaisant des assemblages semi-rigides étudiés. Les déplacements et sollicitations restent dans les limites admissibles imposées par la réglementation parasismique algérienne. Enfin, cette étude démontre que l'utilisation des éléments préfabriqués et précontraints dans les bâtiments industriels représente une solution efficace, économique et durable, à condition d'accorder une attention particulière à la conception des connexions et à la continuité structurale. Ce travail peut constituer une base de référence pour des études futures portant sur l'optimisation des assemblages préfabriqués, l'analyse non linéaire des connexions semi-rigides ou encore l'amélioration du comportement sismique des structures industrielles préfabriquées.

➤ Références

- [1] Maçonnerie BILP. (2017). *Les types de fondation : Le guide de la maçonnerie*. Récupéré sur [maconnerie.bilp.fr](https://maconnerie.bilp.fr/guide-general/ouvrage/fondations/typologie): <https://maconnerie.bilp.fr/guide-general/ouvrage/fondations/typologie>
- [2] Arbloc s.r.l. (1982). *Coffrage de semelles isolées avec fûts*. Récupéré sur [arbloc.fr](https://arbloc.fr/coffrages/coffrages-pour-semelles-isolees-avec-futs/): <https://arbloc.fr/coffrages/coffrages-pour-semelles-isolees-avec-futs/>
- [3] Eurobéton. (2017). *Poteau béton, encuvé ou broché : découvrez les solutions d'Eurobéton*. Récupéré sur <https://www.eurobeton.fr/nos-produits-beton/la-structure-beton/les-poteaux-beton/>
- [4] Alkern. (2010). *Poutre standard - Franchissez des vides jusqu'à 6,10 m grâce aux poutres Alkern*. Récupéré sur [www.alkern.fr](https://www.alkern.fr/products/poutre-beton-standard/): <https://www.alkern.fr/products/poutre-beton-standard/>
- [5] Thomas Armstrong. ((n.d.)). *Dalle de plancher préfabriquée en béton armé. ArchiExpo*. Récupéré sur [www.archiexpo.fr](https://www.archiexpo.fr/prod/thomas-armstrong/product-59901-323357.html): <https://www.archiexpo.fr/prod/thomas-armstrong/product-59901-323357.html>
- [6] Laterlite. ((n.d.)). *Éléments préfabriqués béton léger : structure, ossature*. Récupéré sur [www.laterlite.fr](https://www.laterlite.fr/applications/industrie-bpe-prefa/elements-prefabriques-beton-leger-structure-ossature/): <https://www.laterlite.fr/applications/industrie-bpe-prefa/elements-prefabriques-beton-leger-structure-ossature/>
- [7] Ingénieur travaux publics. ((n.d.)). *Différence entre dalle pleine, dalle nervurée et dalle alvéolaire [Vidéo Facebook]*. Récupéré sur <https://www.facebook.com/100064785603982/posts/-différence-entre-dalle-pleine-dalle-nervurée-et-dalle-alvéolaire-1-dalle-plein/1156051069897736/>
- [8] PagesJaunes Construction. (2018). *Préfabrication*. Récupéré sur [construction-maison.pagesjaunes.fr](https://construction-maison.pagesjaunes.fr/astuce/voir/637121/prefabrication): <https://construction-maison.pagesjaunes.fr/astuce/voir/637121/prefabrication>
- [9] GmbH, FDU. (1980). *Prédalles*. Récupéré sur [www.fdu.de](https://www.fdu.de/produkt/predalles/?lang=fr): <https://www.fdu.de/produkt/predalles/?lang=fr>
- [10] Leonhart, Spurgin. (1992). *Prémur*. Récupéré sur [www.spurgin.fr](https://www.spurgin.fr/products/premur/): <https://www.spurgin.fr/products/premur/>
- [11] Alibaba.com. ((n.d.)). *Moule à escalier préfabriqué / concrete staircase molds*. Récupéré sur [french.alibaba.com](https://french.alibaba.com/product-detail/Stair-Precast-Mold-concrete-Staircase-Molds-1600713745548.html): <https://french.alibaba.com/product-detail/Stair-Precast-Mold-concrete-Staircase-Molds-1600713745548.html>

- [12] Maison en Travaux. ((n.d.)). *Prix d'un mur de soutènement : info et coût*. Récupéré sur [www.maisonentravaux.fr](https://www.maisonentravaux.fr/prix-mur-soutenement/): <https://www.maisonentravaux.fr/prix-mur-soutenement/>
- [13] BFC. ((n.d.)). *Bureau d'études et de conception d'éléments préfabriqués*. Récupéré sur bfc.lu: <https://bfc.lu/>
- [14] Elliott, K. S. (2024). *Precast prestressed concrete for building structures*. CRC Press. doi:<https://doi.org/10.1201/9781003319450>
- [15] Ministère de l'Équipement et du Logement. (1991). *BAEL 91 – Règles pour le calcul des ouvrages en béton armé aux états limites*. Alger, Algérie.
- [16] Ministère de l'Équipement et du Logement & fib. (1991). *Guide technique des structures préfabriquées en béton*. Alger / Lausanne.
- [17] Logement, M. d. (1991). *Réglementation BAEL 91*. Récupéré sur <https://www.mcours.net/cours/pdf/hascl1c1/hascl1c855.pdf>
- [18] Ministère de l'Habitat, et de l'Urbanisme. (2024). *Règles parasismiques algériennes RPA 2024 (D.T.R. B.C. 2.48)*. (C. N. (CGS), Producteur) Récupéré sur <https://www.gcalgerie.com/regles-parasismiques-algeriennes-rpa-2024/>
- [19] Institut Algérien de Normalisation (IANOR). ((n.d.)). *Catalogue des normes algériennes NA*. Récupéré sur [www.ianor.dz](https://www.ianor.dz/en/2023/10/30/catalogue-of-algerian-standards-na/): <https://www.ianor.dz/en/2023/10/30/catalogue-of-algerian-standards-na/>
- [20] AFNOR. ((n.d.)). *DTU – Documents Techniques Unifiés*. Récupéré sur [www.afnor.org](https://www.afnor.org/en/dtu-standards/): <https://www.afnor.org/en/dtu-standards/>
- [21] fib – International Federation for Structural Concrete. (2020). *fib Model Code for Concrete Structures*. doi:<https://www.fib-international.org/publications/fib-model-code/>
- [22] European Committee for Standardization (CEN). (2004). *Eurocode 2*. Récupéré sur https://standards.cen.eu/dyn/www/f?p=204:110:0:::FSP_PROJECT,FSP_ORG_ID:18784,6231
- [23] Precast/Prestressed Concrete Institute. (2010). *PCI design handbook*. doi:https://www.pci.org/PCI_Docs/Publications/PCI%20Journal/2010/Fall/PCI%20Design%20Handbook_7th%20Edition.pdf
- [24] ResearchGate. ((n.d.)). *Column brackets attached to column steel*. Récupéré sur https://www.researchgate.net/figure/b-Column-brackets-attached-to-column-steel_fig2_316348059
- [25] Alam, P. ((n.d.)). *Wet connection in precast concrete [LinkedIn post]*. Récupéré sur https://www.linkedin.com/posts/parvez-alam-11ab3b136_a-wet-connection-in-precast-concrete-isa-activity-7350478018718351362-L36A

- [26] Monachino Technology. ((n.d.)). *Comparison of foundation systems*. Récupéré sur <https://www.monachinotechnology.com/comparison-of-all-foundation-systems---precast-pad-foundation---precast-footing.html>
- [27] Concrete Plant Precast Technology. ((n.d.)). *Precast concrete connection details*. Récupéré sur <https://fity.club/lists/suggestions/precast-concrete-connection-details/>
- [28] IDEA StatiCa. ((n.d.)). *Precast beam splice (beam-to-beam connection)*. Récupéré sur <https://www.ideastatica.com/blog/precast-beam-splice-beam-to-beam-connection>
- [29] Chen, F., Yu, Z., Yu, Y., Zhai, Z., Liu, Q., & Li, X. (2023). *Experimental investigation of seismic performance of precast concrete joints*. *Materials*, 16(9), 3318. doi:<https://doi.org/10.3390/ma16093318>
- [30] ResearchGate. ((n.d.)). *Low-rise precast structure system with full bolt connections*. Récupéré sur https://www.researchgate.net/figure/Low-rise-precast-structure-system-with-full-bolt-connections_fig3_333495473
- [31] ResearchGate. ((n.d.)). *Shear key along the wall joint*. Récupéré sur [www.researchgate.net: https://www.researchgate.net/figure/Shear-key-along-the-wall-joint_fig5_333673915](https://www.researchgate.net/figure/Shear-key-along-the-wall-joint_fig5_333673915)
- [32] Depositphotos. ((n.d.)). *Prefabricated stairs connection reinforcement*. Récupéré sur <https://depositphotos.com/photo/picture-prefabricated-stairs-connection-reinforcement-landings-ready-installed-425132904.html>
- [33] Invisible Connections. ((n.d.)). *Instructions for stair connections*. Récupéré sur <http://www.invisibleconnections.no/en/produkter/stair-landings-connections/instructions-stair-connections/>
- [34] fib – International Federation for Structural Concrete. (2008). *Structural connections for precast concrete buildings* (Bulletin No. 43). Lausanne, Switzerland.
- [35] Negro, P. (2012). *Design guidelines for connections of precast structures under seismic actions*. Publications Office of the European Union. doi:<https://data.europa.eu/doi/10.2777/37605>
- [36] Elliott, K. S. (2013). *Multi-storey precast concrete framed structures*. doi:https://www.pci.org/PCI_Docs/Publications/PCI%20Journal/2010/Fall/PCI%20Design%20Handbook_7th%20Edition.pdf

ANNEXE A : Plans architecturaux du projet

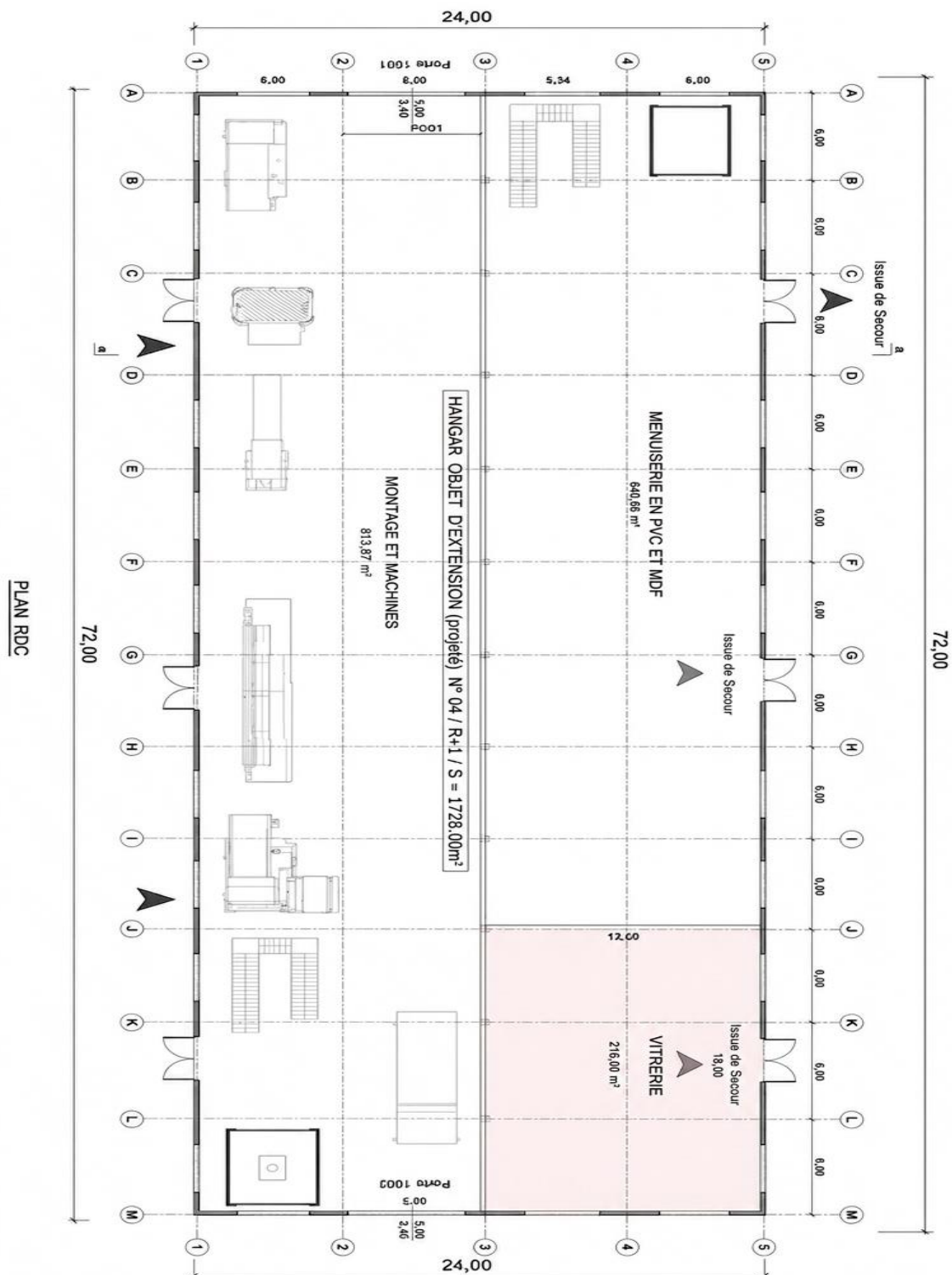


Figure A-1 : Plan du rez-de-chaussée du hangar industriel

